U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra

Cristina Margarida Rodrigues Costa

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil

Dezembro de 2009

Orientador:

Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Co-orientador:

Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa

Aos meus pais e à minha irmã e,
ao Jorge

RESUMO

A avaliação estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra tem vindo a assumir relevo crescente no contexto da gestão, manutenção e preservação do património por parte das entidades que as tutelam. As alterações das acções para as quais haviam sido construídas e a degradação das características resistentes dos materiais justificam a necessidade de melhor se conhecer o seu comportamento estrutural de modo a permitir detectar zonas críticas de potenciais ou efectivos danos estruturais e estabelecer adequados planos de reabilitação, de reparação e/ou de reforço de estabilidade.

Neste contexto, apresenta-se neste trabalho uma sistematização dos principais aspectos relativos ao comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra, sua relação com as anomalias estruturais frequentemente observadas e identificação e análise de soluções de reparação e reforço adequadas.

Uma parte do trabalho é dedicada à caracterização mecânica e física dos materiais com vista à modelação numérica de pontes em arco de alvenaria de pedra através de técnicas de simulação do seu comportamento estrutural, também estas passadas em revista e incluindo desenvolvimentos adicionais ao existente.

Para o efeito são identificadas metodologias para modelação numérica do comportamento estrutural da alvenaria de blocos de pedra e juntas, assim como dos enchimentos sobre os arcos e respectiva interacção. Neste sentido foi utilizado do programa geral de análise estrutural CAST3M, no qual estão disponíveis variados modelos de comportamento estrutural e ao qual foram acoplados outros modelos que se revelaram necessários no decorrer do estudo.

Para além de abordagens genéricas relativas ao estado da arte, são estudados casos práticos como os das pontes de S. Lázaro e da ponte da Lagoncinha duas pontes antigas em arco de alvenaria de pedra e o da Ponte de Vila Fria, uma ponte nova com cinco arcos em alvenaria de pedra recentemente construída e instrumentada para monitorização do seu comportamento estrutural durante a construção e em serviço.

O estudo dos casos abarca as componentes de modelação e análise estrutural, experimentação local sobre a construção e em laboratório sobre amostras de materiais para parametrização e calibração de modelos numéricos. Em particular, a realização de ensaios dinâmicos de vibração ambiental nas pontes e respectiva modelação numérica permitiu a aferição e validação dos modelos de comportamento, apoiada em ensaios de caracterização dos materiais em concordância com os tipos de modelos numéricos adoptados.

A simulação numérica do comportamento estrutural das pontes permitiu avaliar os efeitos do peso próprio e da passagem de cargas móveis no tabuleiro. Neste contexto foram considerados os

efeitos da interacção entre o veículo e a ponte atendendo também às irregularidades do pavimento que, para o efeito, foram medidas *in situ* nos casos de estudo.

Para além dos aspectos referidos no parágrafo anterior, este estudo permitiu avaliar a contribuição dos enchimentos e dos tímpanos no comportamento estrutural da ponte, assim como o seu desempenho e o dos modelos numéricos para níveis crescentes de intensidade de carga.

ABSTRACT

The structural assessment of stone masonry arch bridges has been assuming increasing importance in the context of the management, maintenance and preservation of heritage by the authorities responsible for their administration. The modifications of the actions for which they had been built and the degradations of the strength characteristics of their materials justified the need to better know their structural behaviour in order to detect the critical areas of potential or actual structural damage and to settle appropriate plans of rehabilitation and repair and/or strengthening of stability.

In this context, this work presents a systematization of the main aspects of the structural behaviour of stone masonry arch bridges, their relation with frequent structural damages and identification and analysis of appropriate solutions for repair and reinforcement.

Part of the work is dedicated to mechanical and physical characterization of materials for the numerical modelling of stone masonry arch bridges, through appropriate strategies of their structural behaviour simulation, also presented, discussed and including further development of existing models.

For this purpose appropriate techniques are identified for numerical modelling of the structural behaviour of masonry made by stone blocks and joints, and of the infill over the arches accounting for their interaction. The structural analysis software CAST3M has been used, in which several models of structural behaviour are available and where other models that were necessary during the study were added.

In addition to generic approaches concerning the state of the art, real cases are studied, namely the S. Lázaro bridges and the Lagoncinha bridge, two ancient stone masonry arch bridges, and the Bridge of Vila Fria, a new bridge with five arches in stone masonry recently built and instrumented to monitor its structural behaviour during construction and in service.

The case studies include structural modelling, analysis, experimentation *in situ* and in the laboratory on samples of materials for parameterization and calibration of numerical models. Specifically, the dynamic testing under ambient vibration on bridges and their numerical modelling allowed tuning and calibrating the constitutive models, supported by calibration tests of the materials in agreement with the types of the adopted numerical models.

The numerical simulation of the structural behaviour of the bridges allowed evaluating the effects of the self-weight and the road traffic moving loads on the bridge. In this context the effects of the interaction between the vehicle and the bridge were considered taking into account the pavement irregularities, which were *in situ* measured for all the case studies.

Besides the above referred subjects, this study allowed evaluating the contribution of the backfill and the spandrel walls for the bridge structural behaviour, as well as their performance; in

addition, it permitted assessing the numerical model performance for increasing levels of load intensity.

RESUMÉ

L'évaluation structurale des ponts en arc en maçonnerie de pierre prend de plus en plus une importance croissante dans le contexte de la gestion, entretien et préservation du patrimoine par les autorités chargées de leur administration.

Lès modifications dans les actions pour lesquelles on été construites et lès dégradations des caractéristiques de résistance de leurs matériaux justifient la nécessité de mieux connaître leur comportement structurel afin de détecter les zones critiques de potentiels dommages structurels ou réels et régler des plans appropriés pour réadaptation, réparation et/ou renforcement de la stabilité.

Dans ce contexte, ce travail présente une systématisation des principaux aspects du comportement structural des ponts en arc en maçonnerie de pierre, sa relation avec les endommagements structurels souvent observés et l'identification et l'analyse des solutions de réparation et renforcement appropriées.

Une partie du travail est dédié à la caractérisation mécanique et physique des matériaux pour la modélisation numérique des ponts en arc en maçonnerie de pierre, à travers des stratégies appropriées pour la simulation de son comportement structurel, qui sont également présentées et discutées bien aussi y compris les développements supplémentaires des modèles existants.

À cet effet, des techniques appropriées sont identifiées pour la modélisation numérique du comportement de la structure de maçonnerie aux blocs de pierre et joins, aussi tant que lès remplissage sur les arcs et leur interaction. Pour cela, il a été utilisé le logiciel d'analyse structurelle CAST3M, dans lequelle plusieurs modèles de comportement de la structure sont disponibles et où d'autres modèles qui ont été nécessaires au cours de l'étude ont été ajoutés.

En plus, des approches génériques relatives à l'état de l'art, des cas réels sont étudiés, notamment les ponts de S. Lázaro et de Lagoncinha, deux anciens ponts en arc en maçonnerie de pierre, et le pont de Vila Fria, un nouveau pont à cinq arcs en maçonnerie de pierre récemment construit et équipé pour surveiller son comportement structurel pendant la construction et en service.

L'étude de cas comprend les composantes de la modélisation structurelle, analyse, expérimentation sur le chantier et en laboratoire sur des tests de matériaux pour le paramétrage et le calibrage des modèles numériques. En particulier, la réalisation de l'essai dynamique des vibrations ambiantes sur les ponts et leur modélisation numérique a permis l’étalonnage et la calibration de modèles de comportement, soutenue par des essais de caractérisation du matériel selon les types de modèles numériques adoptés.

La simulation numérique du comportement structurel des ponts à permis d'évaluer les effets du poids propre et de la passage de charges roulantes sur le pont. Dans ce contexte, les effets de l'interaction entre le véhicule et le pont ont été pris en compte, en considérant l'effet des irrégularités de la chaussée, qui ont été mesurées in situ dans les cas d'étude.

Outres les questions mentionnées dans le paragraphe précédent, cette étude a permis d'évaluer la contribution du remblai et les murs de tympan dans le comportement structural du pont, aussi tant que leurs performance et cela des modèles numériques pour des niveaux d'intensité de charge croissantes.

AGRADECIMENTOS

Ao apresentar este trabalho desejo expressar os meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que de algum modo contribuíram para a sua concretização, e de um modo especial:

- Ao Professor António Arêde pelo empenho e dedicação na orientação deste trabalho, pelos ensinamentos transmitidos, pela amizade, pelo constante incentivo e pelo inexcedível cuidado em me proporcionar as condições necessárias à realização deste trabalho.
- Ao Professor Aníbal Costa pelo interesse demonstrado na co-orientação deste trabalho, pelos ensinamentos transmitidos e pela amizade demonstrada ao longo destes anos.
- Aos Doutores Pierre Pegon e Artur Pinto pela forma amável com que me acolheram durante o estágio de curta duração no Joint Research Center em Ispra. Ao Doutor Pierre Pegon cumpre-me agradecer o interesse e disponibilidade para troca de impressões e ajuda na implementação dos modelos numéricos realizada no âmbito deste trabalho.
- Ao Professor Rui Calçada pela disponibilidade para troca de impressões e pelos preciosos ensinamentos sobre a modelação da acção do tráfego rodoviário.
- Ao Professor Quintanilha do Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela cuidado e empenho demonstrados durante a realização dos ensaios de caracterização das juntas e pela troca de impressões que muito enriqueceram este trabalho.
- Ao Professor Viana da Fonseca e ao Senhor Pinto do Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela dedicação e interesse demonstrados durante a realização dos ensaios de caracterização do enchimento. Ao Professor Viana da Fonseca agradeço ainda seus preciosos ensinamentos sobre o comportamento destes materiais.
- À Professora Elsa Caetano, ao Professor Álvaro Cunha e ao Mestre Filipe Magalhães do Núcleo de Análise de Vibrações do Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela disponibilidade e empenho demonstrados durante os ensaios de caracterização dinâmica. À Professora Elsa Caetano cumpre-me agradecer a disponibilidade para troca de impressões na interpretação dos resultados.
- Ao Professor Rui Faria pelos seus preciosos ensinamentos que tanto contribuíram para o sucesso da implementação do modelo de dano no programa Cast3m.
- À Câmara Municipal de Felgueiras pela oportunidade de participar na realização de uma obra como a ponte de Vila Fria e de a instrumentar para potenciar avanços do conhecimento científico.
- À Doutora Graça Vasconcelos da Universidade do Minho pela amabilidade na cedência dos resultados relativos aos ensaios das paredes de alvenaria.

- À empresa Norvia pela atenção nos ensaios com perfilómetro laser para caracterização experimental dos perfis de irregularidades do pavimento das pontes estudadas neste trabalho.
- À Câmara Municipal de Valongo pela disponibilização de dados sobre a ponte de S. Lázaro.
- À direcção EP-Estradas de Portugal e aos Engenheiros Pedro Rézio e Elisabete Lopes, à REFER e aos Engenheiros José Clemente e Fernando Martins e à STAP e aos Engenheiros Victor Cóias e Miguel Santos pelo apoio na recolha de dados sobre danos e degradações e intervenções em pontes.
- À Doutora Ana Paula pelo apoio e interesse na co-orientação dos trabalhos de seminário da licenciatura em Engenharia Civil do Instituto Politécnico de Tomar que contribuíram para a recolha de elementos sobre pontes e aos alunos que elaboraram com entusiasmo esses trabalhos.
- Aos Engenheiros Luís Noites, Daniela Glória e Cristina Barbosa, ao Senhor Valdemar e ao André, colaboradores do LESE, pela disponibilidade permanente para colaborar na resolução dos problemas.
- À Engenheira Esmeralda Paupério e ao Professor João Guedes do Núcleo de Conservação e Reabilitação d´Edifícios e Património da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pelo apoio e pela amizade sempre presentes e por partilharem a sua imensa experiência na área da Reabilitação do Património em benefício deste trabalho e pelas inúmeras manifestações de amizade.
- À D. Vitória, Joana e Marta, funcionárias da Secção de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pela disponibilidade permanente.
- À Fundação Gulbenkian pelo apoio concedido através de uma bolsa de curta duração para a realização do estágio no Joint Research Center.
- Ao Instituto Politécnico de Tomar e ao Programa de Desenvolvimento Educativo para Portugal pelo apoio concedido através do programa de financiamento do PRODEP III para a realização deste trabalho
- Aos colegas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico de Tomar pela amizade e constante incentivo demonstrados durante a realização deste trabalho.
- Aos colegas e amigos Sandra Nunes, Xavier Romão, Pedro Costa, Alexandre Costa, Luís Miranda, Diogo Ribeiro, Sérgio Neves, Ricardo Pimentel e Rui Silva pelo interesse demonstrado nas inúmeras trocas de impressões e a quem agradeço o companheirismo e a amizade durante a realização deste trabalho.
- À minha família e amigos pelo constante encorajamento e carinho e em especial ao Jorge, à minha irmã e aos meus pais pelo amor infindável, paciência e forma como sempre apoiaram as minhas decisões, a eles devo ainda desculpas por tantos momentos de ausência durante a realização deste trabalho.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações gerais sobre pontes em arco de alvenaria de pedra 1.1

1.2 – Objectivos da dissertação 1.5

1.3 – Organização da dissertação 1.6

CAPÍTULO 2: DESCRIÇÃO GERAL DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

2.1 – Introdução 2.1

2.2 – Aspectos básicos do sistema estrutural das pontes em arco de alvenaria. 2.3

2.3 – Tipologia das pontes em arco de alvenaria de pedra 2.10

2.3.1 – Tipologia das pontes romanas 2.10

2.3.2 – Pontes medievais 2.13

2.3.3 – Pontes modernas 2.15

2.4 – Comportamento dos materiais 2.17

2.4.1 – Caracterização do comportamento da alvenaria 2.17

2.4.1.1 – Modos de rotura da alvenaria 2.19

2.4.1.2 – Comportamento à tracção 2.22

2.4.1.3 – Comportamento da alvenaria ao corte 2.26

2.4.1.4 – Comportamento à compressão 2.33

2.4.2 – Caracterização do comportamento do material de enchimentos 2.37

2.5 – Funcionamento estrutural das pontes em arco de alvenaria de pedra e dos seus componentes 2.40

2.5.1 – Aspectos gerais de distribuição e transmissão de esforços..... 2.40
2.5.1.1 – Arcos 2.41
2.5.1.2 – Pavimento..... 2.43
2.5.1.3 – Enchimento 2.43
2.5.1.4 – Tímpanos..... 2.45
2.5.1.5 – Pilares, fundações e contrafortes..... 2.46
2.5.2 – Identificação dos modos de ruína estruturais de pontes em arco de alvenaria. 2.47
2.5.2.1 – Descrição geral..... 2.47
2.5.2.2 – Modos de rotura e avarias estruturais relacionadas com o comportamento na direcção longitudinal..... 2.50
2.5.2.3 – Modos de rotura e avarias estruturais relacionadas com o comportamento na direcção transversal..... 2.57
2.6 – Considerações Finais..... 2.59

CAPÍTULO 3: DANOS, REABILITAÇÃO E REFORÇO DE PONTES DE ALVENARIA

3.1 – Introdução..... 3.1
3.2 – Danos e degradações frequentes em pontes 3.8
3.2.1 – Danos generalizados..... 3.10
3.2.1.1 – Considerações prévias sobre deterioração dos materiais..... 3.10
3.2.1.1 – a) Efeitos da presença de água..... 3.12
3.2.1.1 – b) Efeitos dos sais solúveis..... 3.13
3.2.1.1 – c) Efeitos dos gases presentes na atmosfera 3.13
3.2.1.1 – d) Efeitos das acções térmicas..... 3.14
3.2.1.1 – e) Efeitos da acção do gelo..... 3.14
3.2.1.1 – f) Efeito dos seres vivos..... 3.14
3.2.1.1 – g) Notas finais sobre a distribuição da deterioração..... 3.15
3.2.1.2 – Erosão da pedra..... 3.15
3.2.1.3 – Dissolução da pedra 3.15
3.2.1.4 – Desagregação da pedra..... 3.16
3.2.1.5 – Perda de argamassa nas juntas..... 3.17

3.2.1.6 – Eflorescências 3.18
3.2.1.7 – Crostas negras e filmes negros 3.19
3.2.1.8 – Depósitos de origem biológica 3.19
3.2.1.9 – Manchas de humidade, escorrências e depósito de água 3.21
3.2.1.10 – Intervenções de reabilitação e reforço desadequadas baseadas na utilização de cimento 3.21
3.2.1.11 – Desalinhamentos e destacamentos de pedras dos paramentos de alvenaria 3.22
3.2.1.12 – Danos sísmicos 3.23
3.2.1.13 – Desmoronamento e ruína 3.23
3.2.2 – Danos Estruturais localizados 3.24
3.2.2.1 – Fendas localizadas na ligação entre os arcos e tímpanos 3.24
3.2.2.2 – Danos localizados nos arcos 3.30
3.2.2.2 – a) Fendas longitudinais do arco 3.30
3.2.2.2 – b) Fendilhação transversal no arco 3.31
3.2.2.2 – c) Deformação excessiva no arco 3.31
3.2.2.3 – Danos localizados nos tímpanos 3.32
3.2.2.4 – Danos e degradações no enchimento 3.33
3.2.2.5 – Danos localizados nos elementos secundários 3.33
3.2.2.6 – Danos localizados nas fundações 3.35
3.3 – Soluções de reabilitação e reforço de pontes de alvenaria 3.37
3.3.1 – Generalidades 3.37
3.3.2 – Soluções de reforço aplicadas em pontes com danos mais frequentes 3.38
3.3.2.1 – Soluções de reforço para comportamento do arco na direcção longitudinal 3.38
3.3.2.1 – a) Adição de uma camada espessa de betão ao arco 3.41
3.3.2.1 – b) Reforço do sistema de degradação de cargas aplicadas no tabuleiro 3.42
3.3.2.1 – c) Reforços com armaduras, barras, laminados e mantas aderentes à superfície do arco 3.44
3.3.2.1 – d) Pregagens radiais 3.46
3.3.2.1 – e) Sistema de reforço Archtec (Brookes e Mullet, 2004) 3.47
3.3.2.2 – Soluções de reforço para comportamento na direcção transversal 3.48

3.3.2.2 – a) Tirantes transversais 3.49
3.3.2.2 – b) Pregagens verticais nas paredes de tímpano 3.51
3.3.2.3 – Fundações, maciço de fundações e pilares 3.52
3.3.2.4 – Soluções de reforço generalizado 3.53
3.3.2.4 – a) Adição de elementos nos paramentos interiores da ponte 3.53
3.3.2.4 – b) Injecções de caldas de cimento de baixa retracção 3.53
3.3.2.4 – c) Substituição do material de enchimento por betão leve 3.55
3.3.2.4 – d) Refechamento das juntas 3.55
3.3.2.4 – e) Desmonte e reconstrução 3.57
3.4 - Considerações finais 3.58

CAPÍTULO 4: CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E FÍSICA DOS MATERIAIS

4.1 – Introdução 4.1
4.2 – Caracterização da alvenaria 4.3
4.2.1 – Caracterização mecânica e física da pedra 4.3
4.2.2 – Caracterização da argamassa 4.7
4.2.3 – Caracterização das juntas da alvenaria 4.10
4.2.3.1 – Caracterização do comportamento ao corte 4.11
4.2.3.1 – a) Metodologia de ensaio de corte das juntas 4.14
4.2.3.1 – b) Ensaios de corte das juntas argamassadas 4.16
4.2.3.1 – c) Ensaios de deslizamento em juntas argamassadas. Resposta residual ao corte 4.31
4.2.3.1 – d) Ensaios de corte em juntas secas 4.34
4.2.3.1 – e) Ensaio de inclinação progressiva das juntas de alvenaria da ponte de Vila Fria. 4.41
4.2.3.2 – Caracterização do comportamento na direcção normal 4.46
4.2.3.2 – a) Ensaios de carga normal das juntas de alvenaria da ponte de Vila Fria 4.46
4.2.3.2 – b) Ensaios de carga normal em juntas secas 4.61
4.3 – Caracterização das juntas entre pedra e enchimento 4.65

4.3.1 – Caracterização do comportamento ao corte das juntas entre pedra e enchimento da ponte de Vila Fria 4.65

4.3.2 – Caracterização do comportamento na direcção normal das juntas pedra enchimento da ponte de Vila Fria 4.70

4.4 – Caracterização mecânica dos enchimentos 4.73

4.4.1 – Caracterização granulométrica do material 4.74

4.4.1.1 – Caracterização *in situ* do peso volúmico e do teor em água com célula radioactiva 4.75

4.4.1.2 – Caracterização *in situ* do peso volúmico e do teor em água com garrafa de areia 76

4.4.1.3 – Caracterização do grau de compactação com base no ensaio *Proctor* 4.78

4.4.2 – Resistência ao corte e parâmetros de deformabilidade do material de enchimento .. 4.79

4.4.2.1 – Ensaio edométrico 4.80

4.4.2.2 – Ensaios triaxiais 4.81

4.5 – Considerações finais 4.89

CAPÍTULO 5: MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

5.1 – Introdução 5.1

5.2 – Métodos numéricos de avaliação da capacidade estrutural 5.6

5.3 – Modelos constitutivos disponíveis para a alvenaria 5.11

5.3.1 – Macro-modelação da alvenaria 5.12

5.3.1.1 – Macro-modelos baseados na teoria da plasticidade 5.12

5.3.1.2 – Macro-modelos baseados nos modelos de dano 5.17

5.3.1.3 – Modelos contínuos de alvenaria baseados em macro modelos 5.20

5.3.2 – Micro-modelação 5.20

5.3.2.1 – Formulação dos elementos finitos de junta 5.21

5.3.2.2 – Elemento finitos de junta implementados em CAST3M 5.23

5.3.2.3 – Modelos plásticos associados a fractura 5.25

5.3.2.4 – Modelos de dano 5.28

5.3.3 – Modelos constitutivos disponíveis para elementos de junta no CAST3M 5.28

5.4 – Modelo JOINT_SOFT_CY_T 5.34
5.4.1 – Critério de cedência. Superfície de cedência inicial, intermédia, residual. 5.34
5.4.2 – Leis de endurecimento/amolecimento e leis de descarga e recarga 5.35
5.4.2.1 – Lei de comportamento em tracção 5.36
5.4.2.2 – Lei de comportamento em corte 5.37
5.4.2.3 – Lei de comportamento em compressão 5.39
5.4.3 – Leis de escoamento plástico. Potenciais plásticos. 5.43
5.4.4 – Acoplamento de danos corte/tracção 5.44
5.4.5 – Escoamento plástico em compressão 5.46
5.4.6 – Testes de validação do modelo constitutivo JOINT_SOFT_CY_T 5.48
5.4.6.1 – Simulação numérica dos ensaios de corte e de deslizamento de juntas argamassadas 5.48
5.4.6.2 – Simulação numérica dos ensaios de compressão de juntas argamassadas 5.54
5.4.6.3 – Simulação numérica dos ensaios de corte das juntas secas 5.57
5.4.6.4 – Simulação numérica dos ensaios de corte e compressão das juntas enchimento/bloco 5.59
5.4.6.5 – Simulação numérica de ensaios de corte em paredes de alvenaria de pedra 5.61
5.4.6.5 – a) Ensaios de Oliveira (Oliveira, 2003) 5.61
5.4.6.5 – b) Ensaios de Vasconcelos (Vasconcelos, 2005) 5.67
5.4.6.5 – c) Síntese comparativa de parâmetros mecânicos de juntas disponíveis na bibliografia. 5.74
5.5 – Modelos constitutivos dos enchimentos 5.84
5.5.1 – Modelo de DRUCKER_PRAGER 5.86
5.5.2 – Simulação numérica dos ensaios triaxiais 5.88
5.6 – Acção do tráfego rodoviário 5.98
5.6.1.1 – Cargas Rolantes 5.99
5.6.1.2 – Interacção entre a roda e o pavimento. 5.101
5.6.1.2.1 – Modelo do veículo 5.101
5.6.1.2.2 – Modelação do perfil de irregularidades. 5.105
5.6.1.3 – Caracterização das irregularidades e efeitos dinâmicos no veículo 5.106

5.7 – Outras acções. 5.113

5.8 – Síntese final..... 5.114

CAPÍTULO 6: MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

6.1 – Introdução 6.1

6.2 – Caso de estudo da ponte de S. Lázaro..... 6.3

6.2.1 – Descrição da ponte e enquadramento do caso de estudo 6.3

6.2.2 – Discretização da geometria e condições fronteira..... 6.4

6.2.3 – Propriedades dos materiais e características dinâmicas dos modelos numéricos. 6.6

6.2.3.1 – Considerações iniciais..... 6.6

6.2.3.2 – Parâmetros de modelação dos materiais em condições usuais de serviço (cenário 1)..... 6.8

6.2.3.2 – a) Modelos constitutivos dos materiais..... 6.8

6.2.3.2 – b) Características dinâmicas do modelo numérico 6.9

6.2.3.3 – Parâmetros de modelação dos materiais com degradação (cenário 2)..... 6.13

6.2.3.4 – Parâmetros de modelação da estrutura após reabilitação (cenário 3) 6.14

6.2.3.5 – Identificação modal através de ensaios dinâmicos de vibração ambiental após reabilitação 6.19

6.2.3.5 – a) Técnica de ensaio..... 6.20

6.2.3.5 – b) Processamento dos sinais com o programa ARTEMIS..... 6.23

6.2.4 – Efeito do peso próprio. Resposta da ponte em condições usuais de serviço (cenário 1) 6.29

6.2.4.1 – Resultados da análise linear elástica (peso próprio) 6.30

6.2.4.2 – Resultados da análise não linear (peso próprio) 6.36

6.2.5 – Efeito do tráfego rodoviário..... 6.43

6.2.5.1 – Simulação 2D dinâmica não linear do comportamento da ponte face à acção de cargas rolantes..... 6.43

6.2.5.1 – a) Análise dos resultados do modelo M2D-ENCH 6.50

6.2.5.1 – b) Análise dos resultados do modelo M2D-TIMP 6.57

6.2.5.1 – c) Confrontação dos resultados dos modelos 2D face às cargas móveis..... 6.59

6.2.5.1 – d) Evolução do comportamento não linear dos materiais 6.62
6.2.5.1 – e) Influência do coeficiente de amortecimento 6.66
6.2.5.1 – f) Influência da história de carga 6.68
6.2.5.2 – Análise de resultados do modelo M3D 6.69
6.2.5.3 – Resposta estática para níveis de intensidade crescentes. Comparação de modelos 2D e 3D 6.74
6.2.5.3 – a) Resposta da ponte na posição de carga sobre o arco 1 ..... 6.74
6.2.5.3 – b) Resposta da ponte na posição de carga sobre o encontro 6.83
6.2.5.4 – Análise do comportamento da ponte para um cenário anterior à reabilitação considerando os materiais com degradação (cenário 2) 6.91
6.2.5.4 – a) Resposta da ponte com o veículo a ¼ do vão 6.91
6.2.5.4 – b) Resposta da ponte com o veículo a ½ vão 6.97
6.2.5.4 – c) Resposta da ponte com o veículo na zona do encontro 6.99
6.2.5.5 – Análise do comportamento da ponte após reabilitação (cenário 3) 6.102
6.2.5.5 – a) Resposta da ponte na posição de carga sobre o arco 1 ..... 6.102
6.2.5.5 – b) Resposta da ponte para a posição das cargas sobre o encontro 6.107
6.2.6 – Considerações finais sobre o estudo da ponte de S. Lázaro 6.112
6.3 – Caso de estudo da ponte da Lagoncinha 6.120
6.3.1 – Descrição da ponte e enquadramento do trabalho 6.120
6.3.2 – Efeito do tráfego rodoviário 6.122
6.3.2.1 – Resposta do veículo 6.123
6.3.2.2 – Resposta da ponte à acção das cargas rolantes. 6.125
6.3.2.2 – a) Análise linear dinâmica 6.125
6.3.2.2 – b) Análise não linear 6.126
6.3.2.3 – Resposta da ponte à acção da carga estática do veículo 6.127
6.3.2.4 – Síntese geral dos resultados da análise da ponte da Lagoncinha 6.129
6.4 – Caso de estudo da ponte de Vila Fria 6.131
6.4.1 – Enquadramento e descrição da ponte 6.131
6.4.1.1 – Critérios de base para o projecto 6.132
6.4.2 – Discretização da geometria e condições fronteira 6.135

6.4.3 – Modelos de comportamento dos materiais 6.136
6.4.4 – Calibração do modelo com base em ensaios de vibração *in situ* 6.139
6.4.4.1 – Técnica de ensaio 6.139
6.4.4.2 – Características dinâmicas determinadas experimentalmente 6.141
6.4.4.3 – Características dinâmicas do modelo numérico 6.143
6.4.5 – Efeito do peso próprio e tráfego rodoviário 6.144
6.4.6 – Síntese do estudo da ponte de Vila Fria 6.151
6.5 – Considerações finais 6.154

CAPÍTULO 7: CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 – Considerações finais 7.1
7.2 – Sugestões para futuro desenvolvimento 7.7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

Do Capítulo 2

Anexo 2.1: Sequência de danos até à rotura dos vários ensaios efectuados em pontes de alvenaria em arco.

Do Capítulo 3

Anexo 3.1: Identificação dos danos e soluções de reforço realizadas em pontes em Portugal.

Do Capítulo 4

Anexo 4.1: Aspecto das juntas argamassadas após ensaio de corte.
Anexo 4.2: Curvas experimentais de comportamento em corte de juntas argamassadas.
Anexo 4.3: Deslocamento normal versus deslocamento tangencial. Curvas experimentais das juntas argamassadas.
Anexo 4.4: Curvas experimentais de comportamento em corte das juntas argamassadas. Aproximação dos ramos de amaciamento por troços rectos.
Anexo 4.5: Curvas experimentais de comportamento em corte de juntas argamassadas. Aproximação com amaciamento exponencial.
Anexo 4.6: Comparação entre curvas de corte e deslizamento. Curvas de comportamento experimentais e aproximação linear das juntas argamassadas.
Anexo 4.7: Aspecto das juntas secas após ensaio de deslizamento.

Anexo 4.8: Tensão de corte versus deslocamento horizontal. Curvas experimentais dos ensaios de deslizamento em juntas secas.
Anexo 4.9: Deslocamento normal versus deslocamento tangencial. Curvas experimentais dos ensaios de deslizamento em juntas secas.
Anexo 4.10: Tensão de compressão versus deslocamento vertical. Curvas experimentais de comportamento à compressão.
Anexo 4.11: Caracterização dos ramos de carga registados nos ensaios de compressão.
Anexo 4.12: Caracterização dos ramos de descarga e recarga em termos dos valores da rigidez dos pares de valores do deslocamento e da tensão registados nos ensaios de compressão.
Anexo 4.13: Tensão de corte versus deslocamento horizontal. Curvas experimentais de comportamento ao corte de juntas entre pedra e tout-venant.
Anexo 4.14: Caracterização do material de enchimento da Ponte de Vila Fria.

Do Capítulo 5

Anexo 5.1: Formulação do elemento de junta.

Do Capítulo 6

Anexo 6.1: Resposta não linear da ponte de S. Lázaro face à acção do peso considerando as juntas do pavimento com comportamento linear.
Anexo 6.2: Análise da distribuição de cargas verticais na direcção transversal da ponte de S. Lázaro.
Anexo 6.3: Definição das dimensões dos elementos estruturais da ponte com base em relações geométricas verificadas em pontes existentes.

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2: DESCRIÇÃO GERAL DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

Figura 2.1: Representação esquemática dos componentes das pontes em arco de alvenaria de pedra. 2.4

Figura 2.2: Pormenor do interior da zona de enchimento das pontes de D. Zameiro (Costa e Paupério, 2002) (a), Aemilius (en.wikipedia.org/wiki/Pons_Aemilius) (b) e de Tanaro (Brencich e Gambarotta, 2007) (c). 2.5

Figura 2.3: Vista geral da ponte de Vilar de Mouros (Costa *et al*., 2005b). 2.5

Figura 2.4: Vista geral da ponte de Drizes (linhadovouga.fotopic.net/). 2.6

Figura 2.5: Pormenores de diversas formas de arcos das pontes de Mirandela (safcarvalho.armazemdigital.org) (a), Santa Trinita (www.flickr.com) (b) e de Peniche (Pereira e Valverde, 2005) (c). 2.7

Figura 2.6: Pormenores de arcos com molduras da ponte ferroviária de Gaia (Costa *et al.*, 2005a) (a) e da ponte de Algoso (www.algoso.com) (b). 2.7

Figura 2.7: Formas dos talhantes e quebrantes e pilares da ponte da Lagoncinha (a), da ponte do Ocreza (olhares.aeiou.pt e www.panoramio.com) (b) e da ponte velha de Tomar (Pereira e Valverde, 2005) (c). 2.8

Figura 2.8: Formas dos pilares da ponte do Prado (Ferreira e Serra, 2007). 2.9

Figura 2.9: Pontes romanas de Chaves (IHRU, 1993) (a), de Torre de Dona Chama (www.panoramio.com) (b), de Sumes (www.panoramio.com) (c), de Longroiva (IHRU, 1992b). 2.11

Figura 2.10:Pormenor do aspecto almofadado das aduelas (a) com marcas de orifícios (b) e das saliências (c) e cavidades (d) no intradorso de um arco de volta perfeita da ponte de Segura (Esteves, 2007). 2.12

Figura 2.11:Pontes romanas da Cava Velha (IHRU, 1992a) (a) e ponte de Vila Ruiva (IHRU, 2001) (b). 2.13

Figura 2.12:Pontes medievais de Ucanha (IHRU, 1999) (a), Ponte de Lima (www.flickr.com) (b), Negrelos (www.panoramio.com) (c) e Ponte da Barca (pasimagos.blogspot.com) (d). 2.14

Figura 2.13:Pormenor das aduelas das pontes medievais da Lagoncinha (a) e de Ponte da Barca (IHRU, 1992c) (b). 2.14

Figura 2.14:Pontes rodoviárias de Coja (www.panoramio.com) (a), Caninhas (b), Soure (www.panoramio.com) (c) e Ceras (Pereira e Valverde, 2005) (d). 2.15

Figura 2.15: Pontes ferroviárias na linha do Douro sobre o rio Tâmega (www.fotos.sapo.pt) (a) e sobre o rio Douro (www.panoramio.com) (b) e (c) e na linha do Vouga em Vouzela (www.panoramio.com) (d). 2.16
Figura 2.16: Tipologia das alvenarias de pedra das pontes de Segura (a), da Matrena (b) e (d) e ponte do Choupal (c) vistas do intradorso dos arcos..... 2.18
Figura 2.17: Tipologia das alvenarias nos tímpanos das pontes romana de Vizela (a), nova de Vizela (b), de Carrazere (c) e da Balsa (d)..... 2.18
Figura 2.18: Modos de rotura em painéis de alvenaria. Carregamento uniaxial em tracção (a) e compressão (c), carregamento biaxial tracção/compressão (b) e compressão biaxial (d) (Dhanasekar et al., 1985)..... 2.19
Figura 2.19: Modo de rotura no plano: deslizamento por corte (a), fendas diagonais (b), flexão (c) e rocking (d), adaptado de (Tomazevic, 1999) e (Abrams, 2001). 2.20
Figura 2.20: Modos de rotura da alvenaria para fora do plano (a) e (b), adaptado de (Abrams, 2001). 2.21
Figura 2.21: Modos de fendilhação da alvenaria; fendilhação por tracção nas juntas (a), escorregamento das juntas (b), fendilhação por tracção directa nos blocos (c), esmagamento da alvenaria (d) e fendilhação diagonal por tracção nos blocos e das juntas (e), (Lourenço, 1996). 2.22
Figura 2.22: Amostra (a) e evolução do comportamento (b) e (c) em ensaios de tracção directa, adaptado de (Vasconcelos, 2005)..... 2.24
Figura 2.23: Esquematização do ensaio de tracção directa num provete de alvenaria. 2.26
Figura 2.24: Ensaio de corte em juntas argamassadas. Esquematização da amostra (a). Evolução (τ,γ) para três níveis de tensão normal crescente (b). Envolvente de Mohr-Coulomb (c). 2.28
Figura 2.25: Parcelas da resistência de corte num ensaio de corte em juntas argamassadas ($\tau,\ \delta$), (Campos e Matos, 1986). 2.28
Figura 2.26: Superfície de cedência das juntas. Critério de Mohr-Coulomb com limitadores da tracção e compressão do tipo linear e esférico (Sutcliffe et al., 2001) e (Lourenço, 1996) (a) e constante (c)..... 2.29
Figura 2.27: Ensaio de corte em juntas secas e lisas. Esquematização da amostra (a). Evolução (τ,γ) para três níveis de tensão normal crescente (b). Envolvente de Mohr-Coulomb (c). 2.29
Figura 2.28: Comportamento esquemático de uma junta rugosa em corte sem (a) e com (b) dilatância. (Campos e Matos, 1986)..... 2.30
Figura 2.29: Ângulo de dilatância em juntas com e sem indentação, (Campos e Matos, 1986). .. 2.31
Figura 2.30: Ensaio de corte em juntas secas rugosas. Esquematização da amostra (a). Evolução (τ,γ) para três níveis de tensão normal crescente (b). Envolvente de Mohr-Coulomb (c). 2.32

Figura 2.31: Diagrama de força de corte vs deslocamento horizontal observado na série de provetes L (a), S (b) e R (c) para níveis de tensão de 1.5 MPa, (Ramos, 2002)..... 2.33
Figura 2.32: Comportamento dos blocos de pedra à compressão, (Rocha, 1981). 2.34
Figura 2.33: Comportamento à compressão de prismas de alvenaria de blocos de pedra (Vasconcelos, 2005)..... 2.36
Figura 2.34: Tensões de desvio vs deformações axiais (a) e deformações volumétricas vs deformações axiais (b) observadas num ensaio triaxial em amostras de areia densa e solta, (Fernandes, 2006)..... 2.38
Figura 2.35:Esquema de funcionamento da ponte na direcção longitudinal..... 2.40
Figura 2.36:Esquema de funcionamento da ponte na direcção transversal, adaptado de (Álamo, 2001)..... 2.40
Figura 2.37: Esquematização do comportamento dos arcos sob cargas pontuais a ⅓ do vão..... 2.41
Figura 2.38: Esquema de degradação de carga em profundidade (maciço infinito). 2.44
Figura 2.39:Distribuição das pressões do solo no extradorso do arco para carga aplicada próximo do centro (a) e do tímpano (b), (Harvey, 1995)..... 2.45
Figura 2.40:Esquema de funcionamento das guardas laterais..... 2.46
Figura 2.41:Esquema de funcionamento dos contrafortes. Influência no escoamento. 2.47
Figura 2.42: Mecanismos de rotura de quatro (a) e cinco (b) rótulas de um arco isolado. 2.51
Figura 2.43: Mecanismos de rotura por "*snap-through*" de três rótulas, adaptado de (Wang e Harvey, 1991)..... 2.52
Figura 2.44: Influência do enchimento nos mecanismos de rotura. a) Enchimento forte com regular funcionamento do arco. b) Enchimento fraco com formação de mecanismo de rótulas, adaptado de (Gilbert, 1993). 2.54
Figura 2.45: Mecanismos de rotura por escorregamento entre aduelas do arco. 2.55
Figura 2.46: Mecanismo global mono-arco de quatro rótulas (Gilbert, 1993)..... 2.56
Figura 2.47: Mecanismo global multi arco de sete rótulas (Gilbert, 1993)..... 2.56
Figura 2.48: Mecanismo multi arco de sete rótulas (Álamo, 2001)..... 2.57

CAPÍTULO 3: DANOS, REABILITAÇÃO E REFORÇO DE PONTES DE ALVENARIA

Figura 3.1: Diagrama de procedimentos para intervenção em pontes. 3.2
Figura 3.2: Dissolução no intradorso do arco em calcário da ponte Ponte D'Além (Ruivo *et al*., 2005)..... 3.16
Figura 3.3: Desintegração granular e destacamento em lascas no tímpano em granito da ponte de S. Pedro do Sul (Guedes *et al*., 2002)..... 3.17
Figura 3.4: Perda de argamassa nas juntas. Pormenor das juntas no intradorso de um arco (a) e nos talhantes (b) da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002)..... 3.18
Figura 3.5: Eflorescências num pilar da ponte da Milheira (Pereira e Valverde, 2005). 3.18
Figura 3.6: Crostas e filmes negros no viaduto de Vale dos Ovos (a) e na ponte de Vale de Carvalho (b) (Pereira e Valverde, 2005)..... 3.19

Figura 3.7: Vegetação e poluição biológica na ponte da Lagoncinha: vegetação de pequeno e médio porte (a) e (b) e musgo (c). 3.20
Figura 3.8: Presença de humidade na alvenaria por capilaridade junto ao curso do rio na ponte da Lagoncinha (Costa, 2002) (a) e escorrência de água num paramento exterior da ponte de Vale de Carvalho (Pereira e Valverde, 2005) (b). 3.21
Figura 3.9: Colapso dos tímpanos devido a acção do sismo de Gujarat, India (Murty et al., 2001) (a), e Umbria-Marche, Itália (Resemini e Lagomarsino, 2004) (b). 3.23
Figura 3.10: Pormenores de danos por desmoronamento na ponte de D. Zameiro (Costa e Paupério, 2002) e (a) e ponte de Ázere (Costa *et al*., 2001a) (b). 3.24
Figura 3.11: Fendas localizadas na ligação entre o tímpano e o arco. Fendas por tracção no arco (a). Escorregamento dos tímpanos pela base (b). Escorregamento nas juntas longitudinais do arco sob (c). Fendas por tracção nos tímpanos (d). 3.26
Figura 3.12: Influência da largura da ponte e da espessura de enchimento no comportamento da ponte. 3.27
Figura 3.13: Pormenor da abertura de juntas (a) da Ponte Esporões (b), (Costa *et al*., 2001b). 3.27
Figura 3.14: Pormenores de abertura de juntas na Ponte Nova de Vizela junto à face de montante (a) e junto à face de jusante (b) (Costa *et al*., 2003d). 3.28
Figura 3.15: Ponte D. Goimil. Alçado montante (a). Vista parcial do intradorso do arco (b), (Costa *et al*., 2003a). 3.29
Figura 3.16: Pormenor da abertura de juntas na ponte D. Goimil (a) e (b) (Costa et al., 2003a), e numa ponte ferroviária (c) (Boothby *et al*., 2004). 3.29
Figura 3.17: Fendas distribuídas no intradorso de um arco (a). Fendas concentradas no eixo do arco (b) e concentradas sob a posição dos carris (c) (Boothby *et al*., 2004). 3.30
Figura 3.18: Deformação excessiva do arco devido a assentamento do apoio. 3.32
Figura 3.19: Avarias nas paredes de tímpano: Inclinação para fora do plano (a) e barriga (b). Avarias nas ligação entre o tímpano e o arco: Escorregamento (c) fenda na primeira fiada do arco e separação entre tímpanos e arco (e), adaptado de (Page, 1993). 3.32
Figura 3.20: Desmoronamento parcial das guardas laterais de protecção. Ponte da Guerreira (Pereira e Valverde, 2005) (a) e Ponte d'Além (Ruivo *et al*., 2005) (b). 3.34
Figura 3.21: Pormenores de danos por desmoronamento dos talhantes da ponte de Ronfos (a) e (b) (Costa *et al*., 2003c). Destacamento de contraforte na ponte de Prozelo (c) (Costa *et al*., 2003b). 3.35
Figura 3.22: Mecanismo de colapso do arco da ponte de Kriva Cuprija devido à perda de sustentação das fundações, adaptado de (Blasi e Sesum, 2001). 3.36
Figura 3.23: Mecanismo de rotura por perda de capacidade das fundações na ponte Vignole (Brencich, 2007). 3.36
Figura 3.24: Solução de reforço (longitudinal) dos arcos no extradorso (a) e no intradorso (b) (Jurina e Mazzoleni, 2004). 3.40
Figura 3.25: Esquematização do reforço da ponte Sandro Gallo, Veneza, (Modena *et al*., 2004). 3.41

Figura 3.26: Vista jusante da ponte de Remondes após reforço do arco com betão projectado. .. 3.42
Figura 3.27: Ponte de Segura. Remoção do betuminoso (a) e regularização da superfície (b) para aplicação de uma laje de betão no pavimento (Esteves, 2007). 3.43
Figura 3.28: Ponte de Caninhas, alçado (a) e corte transversal (b) (IEP, 2002). 3.43
Figura 3.29: Utilização de pré esforço (Foti e Monaco, 2000). 3.44
Figura 3.30: Solução de reforço para pontes. Esquema do alçado (a) e vista do intradorso do reforço longitudinal (b) (Bersche-Rolt Ltd, 2005) 3.45
Figura 3.31: Reforço com fibras de material compósito no intradorso dum arco (Foraboschi, 2004). 3.45
Figura 3.32: Soluções de reforço para pontes com varões longitudinais no extradorso ancorados no terreno de fundação (a) ou em maciços nos encontros (b) (Jurina e Mazzoleni, 2004). 3.46
Figura 3.33: Esquematização do reforço com pregagens radiais e transversais na ponte de Donim (Oliveira e Lourenço, 2004) (a). Fase de perfuração para colocação de pregagens (Bersche-Rolt Ltd, 2005) (b). 3.47
Figura 3.34: Esquematização do reforço (a) e equipamento de perfuração a partir do tabuleiro (b) (Gifford and Partners Ltd, 2004) 3.48
Figura 3.35: Pregagens transversais no arco. Esquematização do reforço da ponte de Donim (Oliveira e Lourenço, 2004) (a). Reforço transversal (Bersche-Rolt Ltd, 2005) (b). 3.50
Figura 3.36: Tirantes transversais na ponte sobre o rio Sul (Guedes et al., 2002). 3.50
Figura 3.37: Esquematização do reforço estrutural da ponte da Canharda através de tirantes (a) e pregagens (b) transversais (Martins, 2006). 3.51
Figura 3.38: Soluções de reforço propostas para as guardas, adaptado de (Bersche-Rolt Ltd, 2005). 3.51
Figura 3.39: Reforço com microestacas na ponte da Sancheira. Pormenor de execução (a) e representação de um corte transversal (b) (ICERR, 2001). 3.52
Figura 3.40: Representação do reforço com microstacas na ponte de Tavira (Appleton e Silva, 2002). 3.52
Figura 3.41: Reforço generalizado dos paramentos interiores com adição de uma camada de betão (Appleton e Silva, 2002) (a) e quadros de perfis metálicos (Oliveira e Lourenço, 2004) (b). 3.53
Figura 3.42: Aspecto dos furos executados no pavimento, antes (a) e após (b) injecção das caldas e dos tubos de drenagem no intradorso do arco (c) da ponte de Segura (Esteves, 2007). 3.54
Figura 3.43: Esquema representativo da reabilitação da ponte de Marillais (Fauchoux e Abdunur, 1998). 3.55
Figura 3.44: Aspecto dos paramentos exteriores da ponte de Remondes após refechamento das juntas (STAP, 2005). 3.56

CAPÍTULO 4: CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E FÍSICA DOS MATERIAIS

Figura 4.1: Extracção de carotes da base do intradorso de um arco da Ponte da Lagoncinha. Fase de perfuração de um bloco de pedra (a). Aspecto final do interior de um furo de amostragem (b)..... 4.4
Figura 4.2: Ensaio de compressão (a). Ensaio de tracção por compressão diametral ou ensaio brasileiro (b), (Costa, 2002). 4.5
Figura 4.3: Ensaio para determinação do módulo de elasticidade (Costa, 2002). 4.6
Figura 4.4: Vista dos ensaios de flexão (a) e de compressão (b) em provetes de argamassa. 4.9
Figura 4.5: Força versus deslocamento nos ensaios de flexão da argamassa, série A (a) e série B (b). 4.9
Figura 4.6: Tensão versus deslocamento nos ensaios de compressão da argamassa, série A (a) e série B (b). 4.9
Figura 4.7: Esquematização do ensaio de corte. 4.12
Figura 4.8: Máquina de ensaio de deslizamento das juntas. Vista Geral (a) e pormenor da caixa de corte (b). 4.15
Figura 4.9: Esquematização da aplicação de forças (a vermelho) e de leitura de deslocamentos (a verde) na caixa de corte. 4.15
Figura 4.10: Pormenor de um provete com juntas argamassadas antes de ser usado nos ensaios de corte. 4.16
Figura 4.11:Modos de rotura exibidos nos ensaios de corte em juntas argamassadas. 4.18
Figura 4.12: Aspecto do provete após ensaio de corte. 4.18
Figura 4.13: Curvas experimentais de comportamento em corte (a) e evolução do deslocamento normal com o deslocamento tangencial (b) de juntas argamassadas do ensaio 18 (JA16) para $\sigma_n = 1.2\ MPa$ 4.19
Figura 4.14: Envolvente de Mohr-Coulomb de pico e residual 4.22
Figura 4.15: Esquematização dos parâmetros que definem as curvas teóricas. 4.23
Figura 4.16: Curvas experimentais de comportamento em corte e aproximação dos ramos de amaciamento por troços rectos (a) e exponenciais (b) do ensaio 18 (JA16) para $\sigma_n = 1.2\ MPa$ 4.24
Figura 4.17: Evolução dos valores médios da resistência ao corte máxima (a) e do deslocamento elástico (b) com a tensão normal. 4.27
Figura 4.18: Evolução dos valores médios das tensões τ_{soft1} e τ_{res} (a) e dos deslocamentos γ_{soft1} e γ_{soft2} (b) com a tensão normal. 4.28
Figura 4.19: Evolução dos valores médios do parâmetro G_{II} com a tensão normal. 4.29
Figura 4.20: Variação da tensão de corte. Curvas experimentais (a tracejado) e curvas experimentais médias (a cheio) considerando o ramo de amaciamento trilinear (a) e exponencial (b). 4.30

Figura 4.21: Lei de comportamento . Parâmetro de entrada tras1 usado no modelo JOINT_SOFT_CY_T. Aproximação da fase pós pico por troços rectos (a) e por funções exponenciais (b). 4.30
Figura 4.22: Curva experimental de comportamento em corte de juntas argamassadas. Ensaio 13d (JA12) para $\sigma_n = 0.8\ MPa$ 4.31
Figura 4.23: Lei de comportamento (τ,γ). Parâmetro de entrada tras2 do modelo JOINT_SOFT_CY_T. 4.33
Figura 4.24: Curvas experimentais dos ensaios de deslizamento. Evolução da tensão de corte (a) e do deslocamento normal (b) com o deslocamento horizontal do ensaio 6 (JS3) para $\sigma_n = 2.4\ MPa$ 4.35
Figura 4.25: Envolvente de Mohr-Coulomb dos ensaios de deslizamento em juntas secas. 4.37
Figura 4.26: Curvas teóricas dos ensaios de deslizamento em juntas secas. Aproximação elasto plástica (a). Endurecimento exponencial (b). 4.38
Figura 4.27: Curvas de corte teóricas de referência dos ensaios de deslizamento em juntas secas. Aproximação elasto plástica (a). Endurecimento exponencial (b). Tensão normal de referência: 520 MPa. 4.40
Figura 4.28: Evolução da resistência ao corte (a) e da rigidez tangencial (b) exibidas nos ensaios de deslizamento em juntas secas. 4.41
Figura 4.29: Ensaio de inclinação progressiva. 4.42
Figura 4.30: Sentidos do deslizamento considerados no ensaio de inclinação progressiva. *x1x2* (a), *x2x1* (b) e *y1y2* (c). 4.42
Figura 4.31: Envolvente de corte. Lei de Barton. 4.45
Figura 4.32: Set-up do ensaio de compressão usado na Série 1 (a) e na Série 2 (b). 4.48
Figura 4.33: Evolução dos ciclos de carga da tensão dos ensaios de compressão da Série 1. ..... 4.48
Figura 4.34: Evolução dos ciclos de carga da tensão dos ensaios de compressão da Série 2. ..... 4.49
Figura 4.35: Tensão de compressão vs velocidade de condução dos ensaios da série 1 (a) e série 2 (b). 4.49
Figura 4.36: Evolução da tensão de compressão versus deslocamento vertical dos ensaios de compressão. 4.50
Figura 4.37: Deslocamento normal versus velocidade de condução dos ensaios de compressão. 4.51
Figura 4.38: Ramos de primeira carga (a), descarga (b) e recarga (c) dos ensaios de compressão da Série 1 (primeira linha) e da Série 2 (segunda linha). Curvas experimentais. 4.52
Figura 4.39: Ramos de primeira carga (a), descarga (b) e recarga (c) dos ensaios de compressão. Curvas teóricas. 4.52
Figura 4.40: Ciclo de carga descarga. 4.56
Figura 4.41: Ramos de carga (a) e valores da rigidez (b) do material Tipo 1. ..... 4.59
Figura 4.42: Curvas teóricas (a) e valores dos coeficientes c_{0di},$c_{0\sigma i}$ e dos deslocamentos e tensões d_i, σ_i dos ciclos de descarga/recarga (b) do material Tipo 1. ..... 4.59
Figura 4.43: Ramos de carga (a) e valores da rigidez (b) do material Tipo 2. ..... 4.60

Figura 4.44: Curvas teóricas (a) e valores dos coeficientes c_{0di},$c_{0\sigma i}$ e dos deslocamentos e tensões d_i, σ_i dos ciclos de descarga/recarga (b) do material Tipo 2. 4.60
Figura 4.45: Tensão normal versus deslocamento vertical dos ensaios de compressão em provetes com juntas secas. 4.61
Figura 4.46: Leis teóricas em compressão (a) e valores dos coeficientes dos deslocamentos e tensões (b) de juntas secas. 4.64
Figura 4.47: Vista geral de uma amostra para caracterização das juntas entre enchimento e pedra. 4.65
Figura 4.48: Curvas experimentais de comportamento ao corte (a) e evolução do deslocamento vertical com o deslizamento (b) num provete com interface de pedra/*tout-venant* (E5.JTV2) para $\sigma_n = 0.8\ MPa$. 4.66
Figura 4.49: Envolvente de Mohr-Coulomb, para as juntas pedra/ *tout-venant*, obtida por regressão linear (a) e regressão polinomial (b). 4.67
Figura 4.50: Curvas teóricas dos ensaios de deslizamento em juntas pedra/*tout-venant* (a cor verde). Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b). 4.68
Figura 4.51: Curvas de corte teóricas de referência dos ensaios de deslizamento em juntas pedra/*tout-venant*. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b). Tensão normal de referência: 520 MPa. 4.69
Figura 4.52: Ciclos de carga/descarga/recarga dos ensaios de compressão em juntas pedra/tout-venant. 4.70
Figura 4.53: Evolução da tensão normal registada no ensaio de compressão em juntas pedra/tout-venant. 4.70
Figura 4.54: Ramos de primeira carga (a), descarga (b) e recarga (c) do ensaios de compressão. 4.71
Figura 4.55: Leis teóricas em compressão (a) e valores dos coeficientes de deslocamentos e tensões (b) de juntas pedra/*tout-venant*. 4.72
Figura 4.56: Curva granulométrica do *tout-venant*. 4.74
Figura 4.57: Ensaios *in situ* com célula radioactiva. 4.75
Figura 4.58: Localização dos ensaios com célula radioactiva e com garrafa de areia no material de enchimento da ponte (vista de jusante). 4.76
Figura 4.59: Ensaio *in situ* com garrafa de areia (1ª fase). Extracção (a) e pesagem (b) do material de enchimento. 4.77
Figura 4.60: Ensaio *in situ* com garrafa de areia (2ª fase). Calibração da garrafa de areia (a) e colocação da areia calibrada no local do ensaio (b). 4.77
Figura 4.61: Ensaio edométrico. Aplicação das cargas à amostra remexida (a). Resultado do ensaio edométrico (b), (Costa, 2002). 80
Figura 4.62: Preparação das amostras para os ensaios triaxiais do material de enchimento. Materiais separados de acordo com a granulometria (a). Pesagem (b) e mistura (c) da amostra. Moldagem (d) e desenformagem (e) da amostra. Secagem da amostra em estufa (f). 83

Figura 4.63: Ensaio triaxial. Pormenor da amostra (a) e (b) em condições drenadas e amostra na câmara triaxial (c). 83
Figura 4.64: Tensões de desvio versus deformação axial nos ensaios triaxiais em amostras de tout-venant (a), tout-venant com 7% de cimento (b) e tout-venant com 10% de cimento com tempos de cura distintos (c). 84
Figura 4.65: Variação de volume versus deformação axial nos ensaios triaxiais nas amostras de tout-venant (a) tout-venant com 7% de cimento (b) e tout-venant com 10% de cimento (c). 84
Figura 4.66: Envolvente de Mohr-Coulomb dos ensaios triaxiais com amostras de *tout-venant* (a) *tout-venant* com 7% de cimento (b) e *tout-venant* com 10% de cimento (c). 85
Figura 4.67: Evolução da tensão normalizada com a extensão axial dos ensaios triaxiais da série 1 86
Figura 4.68: Evolução do ângulo de dilatância ao longo dos ensaios triaxiais da série 1. 87
Figura 4.69: Influência da percentagem de cimento na evolução das tensões de desvio obtidas nos ensaios triaxiais das amostras 1/B e 3/B (a) e das amostras 2/C e 3/B (b). 88

CAPÍTULO 5: MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

Figura 5.1: Tipos de modelação: Micro-modelos detalhados (a). Micro modelos simplificados (b). Modelos contínuos homogéneos (c). Macro-modelos (Penna, 2002) (d). 5.11
Figura 5.2: Comportamento do betão em tracção (a) e compressão (b), (Faria, 1994). 5.18
Figura 5.3: Elementos de junta de espessura finita (Pegon, 2002) 5.24
Figura 5.4: Esquema do elemento de junta espessa. Componentes do deslocamento vertical (a), horizontal (b) e escorregamento no plano N-S_s (análogo no plano N-S_t) (c), adaptado de (Colli, 2004). 5.25
Figura 5.5: Modelo de junta dilatante JOIN_DILATANT. Superfície de cedência (a), lei de comportamento em corte puro (b) e lei de comportamento na direcção normal da junta (c), (Pegon *et al*., 1995). 5.29
Figura 5.6: Modelo JOINT_SOFT (original) de junta não dilatante com amaciamento (Pegon e Pinto, 1996). Evolução da superfície em tracção (a) e corte (b) Leis de amaciamento em tracção (c) e corte (d). 5.30
Figura 5.7: Superfície de cedência inicial do modelo JOINT_SOFT. 5.32
Figura 5.8: Leis de comportamento uniaxial para corte puro (a), tracção pura (b) e compressão pura (c) 5.32
Figura 5.9: Resposta da junta sob deslocamentos prescritos usando a lei constitutiva JOINT_SOFT, (Le Pape *et al*., 2001). 5.33
Figura 5.10: Leis de comportamento uniaxial para corte (a), tracção pura (b) e compressão pura (c) 5.36
Figura 5.11: Lei de comportamento de corte puro, no domínio de compressão e tracção. 5.37

Figura 5.12: Lei de comportamento de corte residual. 5.38
Figura 5.13: Curvas de comportamento do modelo teórico. 5.40
Figura 5.14: Parâmetros do modelo teórico. Grandes ciclos (a), pequenos ciclos iniciando em descarga (b) e em recarga (c). 5.41
Figura 5.15: Lei não-associativa (a) e Lei associativa (b) (Campos e Matos, 1986)..... 5.43
Figura 5.16: Evolução da lei de corte e da superfície de cedência no domínio $\sigma_n = f_{max}^{+}$. 5.44
Figura 5.17: Evolução da superfície de cedência no domínio de corte e compressão..... 5.45
Figura 5.18: Evolução da lei de corte e da superfície de cedência no domínio de tracção..... 5.47
Figura 5.19: Evolução da superfície de cedência no domínio de corte $\sigma_n < f_{max}^{+}$ 5.47
Figura 5.20: Tensão de corte versus deslocamento tangencial. Curvas experimentais médias (a tracejado) e resultados numéricos (a cheio) considerando o ramo de amaciamento trilinear (a) e exponencial (b). 5.49
Figura 5.21: Envolvente de Mohr-Coulomb. Resultados numéricos considerando o ramo de amaciamento trilinear (a) e exponencial (b)..... 5.50
Figura 5.22: Evoluções das tensões de normais (a traço cheio) e de corte (a tracejado) no exemplo de avaliação em corte no domínio de tracção..... 5.51
Figura 5.23: Resultados numéricos no domínio de tracção: variação da tensão de corte (a) e variação da tensão normal (b). 5.52
Figura 5.24: Envolvente de Mohr-Coulomb no domínio de tracção. 5.52
Figura 5.25: Variação da tensão de corte residual (a traço cheio) e curvas de corte (a tracejado). 5.53
Figura 5.26: Variação da tensão de corte para deslocamentos reversíveis em juntas com (a) e sem (b) resistência pico. 5.54
Figura 5.27: Variação da tensão normal nos ensaios de compressão. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde). 5.55
Figura 5.28: Energia de deformação. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde).. 5.55
Figura 5.29: Material tipo 1. Variação da tensão normal nos ensaios de compressão. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde). 5.56
Figura 5.30: Material tipo 1. Energia de deformação nos ensaios. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde). 5.56
Figura 5.31: Material tipo 2. Variação da tensão normal nos ensaios de compressão. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde). 5.56
Figura 5.32: Material tipo 2. Energia de deformação nos ensaios. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde). 5.56
Figura 5.33: Variação da tensão tangencial nos ensaios de corte. Resultados numéricos (a preto) usando uma curva de referência por patamar de tensão normal. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b). 5.58

Figura 5.34: Curvas de corte teóricas de referência dos ensaios de deslizamento em juntas secas. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b). Tensão normal de referência: 1255 kPa. 5.58
Figura 5.35: Variação da tensão tangencial nos ensaios de corte. Resultados numéricos (a preto) usando curvas de referência para a tensão normal de 1255 kPa. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b)..... 5.58
Figura 5.36: Envolvente de Mohr-Coulomb correspondente aos resultados numéricos..... 5.59
Figura 5.37: Resultados da simulação numérica dos ensaios de corte das juntas entre pedra e enchimento. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b). 5.60
Figura 5.38: Curvas de comportamento em compressão (a) e energia de deformação (b) do modelo de ensaio. 5.60
Figura 5.39: *Set up* do ensaio de corte (a) e identificação dos ensaios (b) (Oliveira, 2003). 5.61
Figura 5.40: Força horizontal versus deslocamento para os níveis de força vertical indicados. Resultados experimentais a azul (Oliveira, 2003) e numéricos obtidos no presente trabalho a vermelho. 5.63
Figura 5.41: Tensões principais máximas (MPa) e deformada da parede para o deslocamento horizontal de 15 mm e níveis de força vertical 30 kN (a) 100 kN (b) 200 kN (c) 250 kN (d)..... 5.64
Figura 5.42: Tensões principais mínimas (MPa) e deformada da parede para o deslocamento horizontal de 15 mm e níveis de força vertical 30 kN (a) 100 kN (b) 200 kN (c) 250 kN (d)..... 5.64
Figura 5.43: Distribuição do dano em tracção na simulação numérica da parede para os níveis de força vertical de 250 kN considerando a resistência à tracção 3.7 MPa (a) e 1.5 MPa (b). 5.65
Figura 5.44: Evolução da força horizontal com o deslocamento para o nível de força vertical 250 kN e blocos com comportamento não linear com resistência à tracção de 3.7 MPa (a) e 1.5 MPa (b). 5.65
Figura 5.45: Distribuição das tensões principais nos blocos (MPa) e deformada da parede para o nível de força vertical de 250 kN. Tensões máximas (a) e mínimas (b)..... 5.66
Figura 5.46: Distribuição das tensões nas juntas (MPa) e deformada da parede para o deslocamento horizontal de 9 mm e nível de força vertical de 250 kN. Tensões normais (a) e tangenciais (b). 5.66
Figura 5.47: Distribuição das deformações (mm) nas juntas e deformada da parede para o deslocamento horizontal de 9 mm e nível de força vertical de 250 kN. Deformações normais (a) e tangenciais (b). 5.66
Figura 5.48: *Set up* do ensaio de corte (a) e correspondentes níveis de força vertical (b), (Vasconcelos, 2005). 5.67
Figura 5.49: PA1 - Paredes de junta seca. Evolução da força horizontal com o deslocamento horizontal. 5.69

Figura 5.50: PA1 - Paredes de junta seca. Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) nos blocos e configuração deformada do modelo numérico para deslocamentos horizontais de 10 e 45 mm e os níveis de força vertical de 40 kN (a) 100 kN (b) 175 kN (c) 250 kN (d). 5.69
Figura 5.51: PA1 - Paredes de junta seca. Distribuição das tensões principais máximas (MPa) nos blocos e configuração deformada do modelo numérico para os deslocamentos horizontais de 10 e 45 mm e os níveis de força vertical de 40 kN (a) 100 kN (b) 175 kN (c) 250 kN (d). 5.70
Figura 5.52: Paredes de junta seca. Diagramas força-deslocamento horizontal para os níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Resultados experimentais a preto (Vasconcelos, 2005) e numéricos a vermelho. 5.70
Figura 5.53: PA1 - Paredes de junta seca. Deformada numérica para os níveis de deslocamento horizontal indicados e níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). 5.71
Figura 5.54: PA2 - Paredes de junta argamassada (Vasconcelos, 2005). Diagramas força-deslocamento horizontal, experimentais (a preto) e numéricos (a vermelho), para os níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Parâmetros da Tabela 5.8 a1,b1. 5.72
Figura 5.55: PA2 - Paredes de junta argamassada (Vasconcelos, 2005). Diagramas força-deslocamento horizontal, experimentais (a preto) e numéricos (a vermelho), para os níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Parâmetros da Tabela 5.8 a2,b2. 5.72
Figura 5.56: PA2 - Paredes de juntas argamassadas. Deformada numérica para os níveis de deslocamento horizontal indicados e níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Parâmetros da Tabela 5.8 a1,b1. 5.73
Figura 5.57: PA2 - Paredes de juntas argamassadas. Deformada numérica para os níveis de deslocamento horizontal indicados e níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Parâmetros da Tabela 5.8 a2,b2. 5.73
Figura 5.58: Representação hiperbólica da curva tensões-extensões. Curva real (a) e transformada (b) do provete 1/C. 5.86
Figura 5.59: Tensões de desvio versus deformação axial. Simulação numérica dos ensaios triaxiais em provetes de tout-venant, usando o modelo de Drucker-Prager com comportamento elasto-plástico em resistência de pico (a), em resistência residual (b), elásto-plástico com endurecimento (c) e com amaciamento linear (d). 5.90
Figura 5.60: Deformação volumétrica versus deformação axial.(Resultados correspondentes às quatro simulações apresentadas na Figura 5.59). 5.90
Figura 5.61: Tensão vertical versus deformação axial. Resposta a uma história de deslocamentos verticais reversíveis usando o modelo de Drucker-Prager com comportamento elasto-plástico em resistência de pico (a), em resistência residual (b), elásto-plástico com endurecimento (c) e com amaciamento linear (d). 5.91

Figura 5.62: Tensões de desvio versus deformações axiais (a). Deformação volumétrica versus deformação axial (b). Simulação numérica dos ensaios triaxiais em provetes de tout-venant com adição de 7% de cimento usando o modelo de Drucker-Prager. 5.93
Figura 5.63: Tensão vertical versus deformação axial. 5.93
Figura 5.64: Tensões de desvio versus deformações axiais. Simulação numérica dos ensaios triaxiais usando o modelo de dano com (a) e sem (b) plasticidade. 5.95
Figura 5.65: Deformação volumétrica versus deformação axial. Simulação numérica dos ensaios triaxiais usando o modelo de dano com (a) e sem (b) plasticidade..... 5.95
Figura 5.66: Tensão vertical versus deformação axial (a) e Deformação volumétrica versus deformação axial (b). 5.96
Figura 5.67: Tensões de desvio versus deformações axiais. Resposta a uma história de deslocamentos verticais cíclicos com (a) e (b) sem plasticidade. 5.96
Figura 5.68: Variação da força nodal no nó i devida à passagem da carga rolante *F(t)*. 5.100
Figura 5.69: Contribuição da carga rolante f_c para as forças nodais..... 5.100
Figura 5.70: Modelos do veículo. Força móvel (a), massa móvel (b), massa suspensa 1GL (c), massas suspensa 2GL (d), camião simples (e) e articulado (f), (Calçada, 2001). ... 5.102
Figura 5.71: Representação esquemática do veículo de quatro eixos. 5.102
Figura 5.72: Modelo do camião simples de quatro eixos (alçados longitudinal e frontal). 5.103
Figura 5.73: Modos e frequências de vibração do camião de quatro eixos (alçados longitudinal e frontal). 5.104
Figura 5.74: Interacção entre a roda e o pavimento. 5.106
Figura 5.75: Equipamento de medição do perfil de irregularidades. 5.107
Figura 5.76: Perfis de irregularidades da ponte da Lagoncinha. Rodado de montante (a) e rodado de jusante (b). 5.107
Figura 5.77: Perfis de irregularidades da ponte de S. Lazaro. Rodado de montante (a) e rodado de jusante (b). 5.108
Figura 5.78: Perfis de irregularidades da ponte de Vila Fria. Rodado de montante (a) e rodado de jusante (b). 5.108
Figura 5.79: Aspecto da superfície do pavimento da ponte da Lagoncinha (a), da ponte de S. Lazaro (b) e da ponte de Vila Fria (c)..... 5.109
Figura 5.80: FFT, no domínio do espaço, após filtro offset e passa-alto do perfis de irregularidades da ponte da Lagoncinha (a), da ponte de S. Lazaro (b) e da ponte de Vila Fria (c). 5.110
Figura 5.81: Perfis de irregularidades registados *in situ* (a cor azul) e adoptados no cálculo (a cor vermelha) das pontes de S. Lázaro (a) e da Lagoncinha (b)..... 5.111

CAPÍTULO 6: MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

Figura 6.1: Vista geral antes (a) e depois (b) da reabilitação efectuada em 1994/95, (IHRU, 1998). 6.3
Figura 6.2: Vista geral antes (a) e durante (b) a reabilitação efectuada em 2007. ..... 6.4
Figura 6.3: Modelo 2D da ponte de S. Lázaro da zona do enchimento, M2D-ENCH - Malha de blocos (a preto) e de juntas (a vermelho). 6.5
Figura 6.4: Modelo 2D da ponte de S. Lázaro da zona do tímpano, M2D-TIMP - Malha de blocos (a preto) e de juntas (a vermelho). 6.5
Figura 6.5: Modelo 3D da ponte de S. Lázaro, M3D - Malha de blocos (a) e de juntas (b). 6.6
Figura 6.6: Curvas de comportamento nas direcções de corte (a) e normal (b) das juntas. 6.9
Figura 6.7: Frequências naturais e modos de vibração. Modelação 3D com os deslocamentos transversais dos encontros bloqueados (a) e livres (b). 6.10
Figura 6.8: Frequências naturais e modos de vibração. Modelação 2D – zona do enchimento. ... 6.12
Figura 6.9: Frequências naturais e modos de vibração. Modelação 2D – zona dos tímpanos..... 6.12
Figura 6.10: Curvas de comportamento nas direcções de corte (a) e normal (b) das juntas pedra/enchimento. 6.14
Figura 6.11: Modelo M3D. Frequências naturais e modos de vibração para o cenário 3. ..... 6.15
Figura 6.12: Curva de comportamento na direcção de corte das juntas entre blocos. Cenário sem coesão nem resistência de pico (a) e com coesão e resistência de pico (b). 6.17
Figura 6.13: Curva de comportamento na direcção normal das juntas entre blocos. Cenário sem coesão nem resistência de pico (a) e com coesão e resistência de pico (b). 6.18
Figura 6.14: Ensaio dinâmico. Macro-sismógrafo colocado sobre o tabuleiro e computador portátil para configuração de equipamentos e armazenamento de dados. 6.21
Figura 6.15: Pontos de medição do ensaio dinâmico. Alçado (vista de montante) e planta..... 6.21
Figura 6.16: Obtenção de frequências próprias com base nos picos dos espectros recorrendo à técnica EFDD. 6.23
Figura 6.17: Frequências e configurações modais identificadas experimentalmente com a técnica EFDD. 6.24
Figura 6.18: Diagrama da estabilização dos pólos obtido utilizando a técnica SSI. 6.25
Figura 6.19: Diagrama da estabilização dos pólos obtido utilizando a técnica SSI activando as opções "*Projection channels*" e "*Harmonic detection*". 6.26
Figura 6.20: Frequências e configurações modais identificadas experimentalmente com a técnica SSI activando as opções "*Projection channels*" e "*Harmonic detection*"..... 6.27
Figura 6.21: Deformada da ponte devido ao peso próprio dos modelos M2D-ENCH (a) e M2D-TIMP (b). Cálculo linear elástico. 6.31
Figura 6.22: Deformada da ponte devido ao peso próprio do modelo M3D. Cálculo linear elástico. Secções longitudinais na zona do enchimento (a) e tímpanos (b), vista em

perspectiva com um corte pela zona do enchimento (c) e secções transversais na zona do encontro (d) e do arco 1 (e). 6.31
Figura 6.23: Cálculo linear elástico. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo M2D-ENCH..... 6.32
Figura 6.24: Cálculo linear elástico. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo M2D-TIMP. 6.32
Figura 6.25: Cálculo linear elástico. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo M3D. 6.32
Figura 6.26: Cálculo linear elástico. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo M2D-ENCH. 6.33
Figura 6.27: Cálculo linear elástico. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo M2D-TIMP..... 6.33
Figura 6.28: Cálculo linear elástico. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo M3D. 6.33
Figura 6.29: Cálculo linear elástico. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo M2D-ENCH..... 6.34
Figura 6.30: Cálculo linear elástico. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo M2D-TIMP. 6.34
Figura 6.31: Cálculo linear elástico. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo M3D. 6.34
Figura 6.32: Deformada da ponte devido ao peso próprio dos modelos M2D-ENCH (a) e M2D-TIMP (b). Cálculo não linear. 6.36
Figura 6.33: Deformada da ponte devido ao peso próprio do modelo M3D. Cálculo não linear. Secções longitudinais na zona do enchimento (a) e tímpanos (b), vista em perspectiva com um corte pela zona do enchimento (c) e secções transversais na zona do encontro (d) e do arco 1 (e). 6.36
Figura 6.34: Cálculo não linear. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo M2D-ENCH..... 6.37
Figura 6.35: Cálculo não linear. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo M2D-TIMP. 6.37
Figura 6.36: Cálculo não linear. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo M3D. 6.37
Figura 6.37: Cálculo não linear. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo M2D-ENCH. 6.38
Figura 6.38: Cálculo não linear. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo M2D-TIMP. 6.38
Figura 6.39: Cálculo não linear. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo M3D. 6.38
Figura 6.40: Cálculo não linear. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo M2D-ENCH..... 6.39

Figura 6.41: Cálculo não linear. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo M2D-TIMP. 6.39
Figura 6.42: Cálculo não linear. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo M3D..... 6.39
Figura 6.43: Percurso do veículo. 6.47
Figura 6.44: Nós do tabuleiro sobre os quais são aplicadas as cargas rolantes. 6.47
Figura 6.45: Reacções nos rodados devido aos assentamentos impostos na análise do veículo. Influência das irregularidades do pavimento para a velocidade de 30 km/h..... 6.48
Figura 6.46: Influência da velocidade na resposta do veículo. Reacções no eixo 3 para as velocidades de 12.86 km/h (a), 30 km/h (b), 60 km/h (c) e 90 km/h (d). Resposta dinâmica (DIN) a verde, resposta estática (EST) a azul. 6.48
Figura 6.47: Transformada rápida de Fourier (FFT) correspondente à resposta do veículo em cada rodado para as velocidades de 12.86 km/h (a), 30 km/h (b), 60 km/h (c), 90 km/h (d)..... 6.50
Figura 6.48: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1 (a) para as velocidades de 12.86, 30, 60 e 90 km/h; resultados das hipóteses II e IV para a Fase 1 (b) e Fase 3(c). 6.53
Figura 6.49: Primeiro modo de vibração local do arco 1 (a) e do enchimento (b). 6.54
Figura 6.50: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1 Resultados da Fase 1 (a) e da Fase 3 (b). Velocidade = 30 km/h. 6.56
Figura 6.51: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1. Resultados das hipóteses I e III para a Fase 1 (sem irregularidades) e Fase 3 (com irregularidades). 6.56
Figura 6.52: Localização dos nós com deslocamentos máximos no modelo M2D-TIMP. 6.58
Figura 6.53: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1. Resultados da Fase 1 e da Fase 3. ..... 6.59
Figura 6.54: Linhas de influência para níveis da carga do veículo crescentes para velocidade de 30 km/h (a) e relação entre o nível de força e o acréscimo de deslocamento máximo no nó P1 do Arco 1 para diferentes velocidades (b). 6.61
Figura 6.55: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1 para níveis de intensidade crescentes. Resultados da Fase 3 do modelo M2D-TIMP (a traço cheio) e modelo M2D-ENCH (a traço fino). 6.62
Figura 6.56: Localização das juntas (a) e dos elementos do enchimento (b) monitorizados..... 6.62
Figura 6.57: Evolução das tensões vs deformações na junta nas direcções normal (a) e (b) e de corte (c) e (d). Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo M2D-ENCH. 6.63
Figura 6.58: Evolução das tensões vs deformações em elementos do enchimento nas zonas superior (a) e inferior (b). Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo M2D-ENCH. 6.63

Figura 6.59: Evolução das tensões normais e de corte e deformações normais e tangenciais na junta. Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo M2D-ENCH.... 6.64
Figura 6.60: Evolução das tensões verticais (a) e de corte (b) em elementos do enchimento nas zonas superior e inferior. Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo M2D-ENCH. 6.65
Figura 6.61: Evolução das tensões vs deformações na junta nas direcções normal (a) e (b) e de corte (c) e (d), para as secções a ½ e ⅔ do vão. Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo M2D-TIMP. 6.66
Figura 6.62: Influência do coeficiente de amortecimento no calculo não linear dinâmico (linhas a verde, azul e vermelho). Resultados da Fase 3 (com irregularidades) para a velocidade de 30 km/h. 6.67
Figura 6.63: Modelo M3D. Linhas de influência dos deslocamentos verticais no arco l nos nós P1_rm sob o rodado de montante (b) e P1_m sob a face interior do tímpano de montante (c). 6.72
Figura 6.64: Modelo M2D-ENCH. Deformada e forças nodais resultantes da integração do campo de tensões nas interfaces considerando a acção do peso da ponte (a) e carga do veículo com intensidades 1 (b) e 2 (c). 6.75
Figura 6.65: Modelo M2D-ENCH. Distribuição dos vectores das tensões principais máximas (a azul) e mínimas (a vermelho) considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1..... 6.76
Figura 6.66: Modelo M2D-ENCH. Distribuição das tensões principais máximas (MPa) considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1. ..... 6.77
Figura 6.67: Modelo M2D-ENCH. Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1. ..... 6.77
Figura 6.68: Modelo M2D-ENCH. Distribuição das deformações plásticas (%) considerando a acção do peso da ponte (a) e adicionando a carga do veículo com a intensidade 1 (b). 6.78
Figura 6.69: Modelo M3D. Deformada da ponte em perspectiva (a) e na secção transversal sob o eixo 3 (b). Acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1..... 6.79
Figura 6.70: Modelo M3D. Tensões principais (MPa) máximas (a) e mínimas (b) devidas à acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1 (vista em perspectiva de um corte pela secção longitudinal sob os rodados de jusante). 6.79
Figura 6.71: Deformadas e vectores das tensões principais nas secções transversais (a), (b) e (c) devidas à acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1. Resultados do modelo M3D. 6.80
Figura 6.72: Modelo M3D. Forças nodais resultantes da integração das tensões nas juntas entre o enchimento e os tímpanos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1 (um). Vistas longitudinal, transversal e superior (a) e ampliação da vista transversal (b). 6.81

Figura 6.73: Modelo M3D. Distribuição das deformações plásticas (%) na direcção vertical na ponte para a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 2. Vista de um corte longitudinal alinhado com os rodados de jusante..... 6.82
Figura 6.74: Localização do elemento finito (E) do enchimento (a vermelho) e do nó (N, a preto) seleccionados para o registo de resultados da Tabela 6.43..... 6.84
Figura 6.75: Modelo M3D. Distribuição das tensões verticais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte (a) e a deste mais a carga do veículo com intensidade 1 (b)..... 6.85
Figura 6.76: Esquematização da degradação de cargas na ponte. 6.85
Figura 6.77: Modelo M3D. Distribuição das tensões verticais na malha do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1 (um) (b). 6.86
Figura 6.78: Modelo M3D. Deformada (a) e vectores das tensões principais (b) na secção transversal sob o eixo 3. Acção do peso da ponte e carga do veículo com intensidade 1..... 6.87
Figura 6.79: Modelo M3D. Resultante das tensões nas interfaces entre o enchimento e os tímpanos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1 e posição de carga na zona do encontro. 6.87
Figura 6.80: Modelo M3D. Distribuição das tensões horizontais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte (a) e adicionando a carga do veículo com intensidade 1 (b). 6.88
Figura 6.81: Modelo M3D. Distribuição das tensões transversais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1 (um)..... 6.89
Figura 6.82: Modelo M3D. Distribuição dos deslocamentos (mm) na direcção transversal da ponte na malha deformada dos tímpanos e arcos considerando a acção do peso da ponte (a) e adicionando a carga do veículo com intensidade 1 (b). 6.90
Figura 6.83: Modelo M2D-ENCH. Deformada da ponte sob acção do peso próprio e carga do veículo tipo para pontes de classe II do RSA posicionado a ¼ de vão com níveis de intensidade 1P (a) e 2P (b). 6.92
Figura 6.84: Perfil de deslocamentos normais nas juntas correspondentes ao mecanismo de quatro rótulas no arco 1 sob a acção do seu peso e veículo tipo para pontes de classe II do RSA..... 6.92
Figura 6.85: Evolução das deformações e tensões normais nas juntas correspondentes ao mecanismo de quatro rótulas no arco 1 sob a acção do seu peso e veículo tipo para pontes de classe II do RSA. 6.93
Figura 6.86: Modelo M2D-ENCH. Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) nos blocos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com as intensidades 0P (a), 1P (b) e 2P (c)..... 6.94

Figura 6.87: Modelo M2D-ENCH. Distribuição das tensões (MPa) (a) e deformações (mm) (b) normais nas juntas do arco 1 considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 2P. 6.94
Figura 6.88: Modelo M2D-ENCH. Distribuição das deformações plásticas (%) no enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com as intensidades 0P (a), 1P (b) e 2P (c). 6.95
Figura 6.89: Distribuição das tensões (MPa) (a) e deformações (mm) (b) normais nas juntas do arco 1 considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 2P, para enchimento bem compactado (cenário 1). 6.96
Figura 6.90: Distribuição das deformações totais (%) no enchimento da direcção vertical (a) e longitudinal (b) da ponte considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 2P, para enchimento bem compactado (cenário 1). 6.96
Figura 6.91: Modelo M2D-ENCH. Deformada da ponte sob acção do peso próprio e três níveis de carga do veículo tipo para pontes de classe II do RSA posicionado a ¼ de vão e níveis de intensidade 1P (a) e 2P (b). 6.97
Figura 6.92: Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) nos blocos (a) e das tensões normais nas juntas (MPa) do arco 1 (b) considerando a acção do peso da ponte e o veículo com a intensidade 2P a ½ vão. 6.98
Figura 6.93: Distribuição das deformações totais (%) no enchimento da direcção vertical (a) e longitudinal (b) da ponte considerando a acção do peso da ponte e o veículo com intensidade 2P. 6.98
Figura 6.94: Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) nos blocos, na malha deformada da ponte considerando a acção do peso da ponte e carga pontual a ½ vão. 6.98
Figura 6.95: Pormenor da distribuição das tensões principais (MPa) máximas (a) e mínimas (b) no enchimento, na malha deformada da ponte considerando a acção do peso da ponte e o veículo na zona do encontro com intensidade 2P. 6.99
Figura 6.96: Pormenor da distribuição das tensões verticais (MPa) no enchimento, na malha deformada da ponte considerando a acção do peso da ponte e carga do veículo na zona do encontro com intensidade 0P (a), 1P (b) e 2P (c). 6.100
Figura 6.97: Pormenor da distribuição das deformações plásticas (%) no enchimento da direcção vertical, na malha deformada da ponte considerando a acção do peso da ponte e veículo na zona do encontro com intensidade 0P (a), 1P (b) e 2P (c). 6.101
Figura 6.98: Modelo M3D. Deformada da ponte vista em perspectiva de um corte sob os rodados de jusante e na secção transversal sob o eixo 3. Acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico (a) e sem coesão nem resistência de pico (b). 6.104
Figura 6.99: Modelo M3D. Distribuição das tensões principais máximas considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico (a) e sem coesão nem resistência de pico (b). 6.104

Figura 6.100: Modelo M3D. Distribuição das tensões principais mínimas considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico (a) e sem coesão nem resistência de pico (b). 6.105
Figura 6.101: Distribuição das deformações plásticas considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidades 1 (a), 1.25 (b) e 2 (c). Resultados do modelo M3D e materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.106
Figura 6.102: Modelo M3D. Deformada da ponte na secção transversal sob o eixo 3. Acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com (a) e sem (b) coesão e resistência de pico. 6.107
Figura 6.103: Modelo M3D. Distribuição dos deslocamentos (mm) na direcção transversal da ponte na malha deformada dos tímpanos e arcos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico. 6.108
Figura 6.104: Modelo M3D. Distribuição dos deslocamentos (mm) na direcção transversal da ponte na malha deformada dos tímpanos e arcos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.108
Figura 6.105: Modelo M3D. Distribuição das tensões verticais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico. 6.110
Figura 6.106: Modelo M3D. Distribuição das tensões verticais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.110
Figura 6.107: Modelo M3D. Distribuição das tensões horizontais (transversais) na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico. 6.111
Figura 6.108: Modelo M3D. Distribuição das tensões horizontais (transversais) na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.111
Figura 6.109: Alçado de montante da ponte da Lagoncinha (DGEMN, 1957). 6.120
Figura 6.110: Vista de jusante da malha elementos finitos da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002). 6.120
Figura 6.111: Influência da velocidade na resposta do veículo. Reacções no eixo 3 para as velocidades de 20 km/h (a), 30 km/h (b), 60 km/h (c), 90 km/h (d). 6.123
Figura 6.112: Transformada rápida de Fourier (FFT) correspondente à resposta do veículo, face à acção dos assentamentos do tabuleiro e irregularidades, no rodado 1 do eixo 3 para as velocidades de 20 km/h (a), 30 km/h (b), 60 km/h (c), 90 km/h (d). 6.124
Figura 6.113: Linhas de influência do deslocamento vertical. Resposta linear dinâmica da ponte para cargas rolantes sem e com efeito das irregularidades (Fase 1 e Fase 3, respectivamente). 6.125

Figura 6.114: Linhas de influência do deslocamento vertical. Resposta não linear dinâmica da ponte para cargas rolantes com efeito das irregularidades (Fase 3). 6.127
Figura 6.115: Vista Geral da Ponte. 6.131
Figura 6.116: Planta da e envolvente do local e localização da ponte antiga. 6.133
Figura 6.117: Alçado de montante da ponte de Vila Fria. 6.133
Figura 6.118: Representação esquemática em perspectiva da ponte de Vila Fria vista de montante (a) e vista de nascente sem o enchimento (b). 6.135
Figura 6.119: Malha de blocos da ponte Malha de juntas da ponte 6.136
Figura 6.120: Curvas de comportamento nas direcções de corte (a) e normal (b) das juntas argamassadas da estrutura de alvenaria. 6.138
Figura 6.121: Curvas de comportamento nas direcções de corte (a) e normal (b) das juntas entre enchimento e alvenaria. 6.138
Figura 6.122: Frequências naturais e amplitudes das configurações modais nos pontos amostrados a jusante (a azul) e a montante (a rosa). a) Primeiro modo transversal e b) primeiro modo vertical. 6.142
Figura 6.123: Perfil geológico e localização da ponte de Vila Fria (a vermelho). 6.142
Figura 6.124: Frequências naturais e modos de vibração. Modelação 3D. 6.143
Figura 6.125: Esquematização das cargas concentradas consideradas na análise da ponte (posição 1F). 6.145
Figura 6.126: Resultados do ensaio de carga para o arco 4. Incremento de deslocamentos verticais (mm) no coroamento do arco (a). Incremento de tensões (kPa) na célula de carga C7 (b). Incremento de deslocamentos normais (mm) nas juntas no coroamento de arco (c), (Costa, 2007). 6.146
Figura 6.127: Deformada da ponte devido ao peso próprio. Cálculo linear (a) e não linear (b). 6.148

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO

Tabela 1.1: Inventário das pontes de alvenaria em arco ferroviárias em Portugal (Bell, 2004)..... 1.2

CAPÍTULO 2: DESCRIÇÃO GERAL DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

Tabela 2.1: Principais características das pontes e dos ensaios. 2.49
Tabela 2.2: Modos de ruína em pontes em arco de alvenaria de pedra..... 2.50

CAPÍTULO 3: DANOS, REABILITAÇÃO E REFORÇO DE PONTES DE ALVENARIA

Tabela 3.1: Principais danos em pontes em arco de alvenaria de pedra (NCREP, 2006). 3.3
Tabela 3.2: Principais danos em pontes ferroviárias em arco de alvenaria de pedra (UIC, 2003). 3.4
Tabela 3.3: Principais tipos de intervenções em pontes em arco de alvenaria. (UIC, 2003) 3.5
Tabela 3.4: Danos e degradações generalizados nas pontes em arco de alvenaria de pedra..... 3.8
Tabela 3.5: Danos estruturais das pontes em arco de alvenaria de pedra. 3.9
Tabela 3.6: Factores actuantes nas acções de decaimento (Aires-Barros, 2002). 3.11
Tabela 3.7: Mecanismos e agentes promotores do decaimento da pedra (Aires-Barros, 2001). .. 3.12

CAPÍTULO 4: CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E FÍSICA DOS MATERIAIS

Tabela 4.1: Valores dos parâmetros mecânicos experimentais do granito..... 4.7
Tabela 4.2: Valores da porosidade e absorção de água da pedra usada na ponte de Vila Fria. 4.7
Tabela 4.3: Características da argamassa depois de endurecida (SECIL, 2005)..... 4.8
Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de flexão e compressão da argamassa. 4.10
Tabela 4.5: Identificação dos ensaios de corte e de deslizamento em juntas argamassadas, dos provetes e da tensão normal..... 4.17
Tabela 4.6: Resultados dos ensaios de corte em provetes de juntas argamassadas..... 4.22
Tabela 4.7: Parâmetros dos ramos de amaciamentos ajustados por dois troços rectos (a) e por um troço exponencial (b). 4.24

Tabela 4.8: Parâmetros de ajuste e correcção das curvas de corte, energia de deformação (a) e deslocamento horizontal de ajuste entre a máquina e o provete γ_{maq} (b)..... 4.25
Tabela 4.9: Parâmetros elásticos do modelo de comportamento ao corte das juntas. Valores médios (a) e estimados por regressão linear (b)..... 4.27
Tabela 4.10: Parâmetros de amaciamento do modelo de comportamento ao corte das juntas. Valores médios (a) e estimados por regressão linear (b). 4.28
Tabela 4.11: Parâmetros de amaciamento exponencial do modelo de comportamento ao corte das juntas. Valores médios (a) e estimados por regressão linear (b)..... 4.29
Tabela 4.12: Parâmetros de comportamento aferidos dos ensaios de deslizamento..... 4.33
Tabela 4.13: Identificação dos ensaios de deslizamento. 4.34
Tabela 4.14: Resistência e rigidez tangencial e dilatância dos ensaios de corte em provetes de juntas secas..... 4.37
Tabela 4.15: Parâmetros do comportamento ao corte das juntas. Valores para ajuste elásto-plástico (a); valores para ajuste exponencial (b). 4.39
Tabela 4.16: Parâmetros médios das curvas de corte das juntas (a) parâmetros adicionais da curva com endurecimento elasto-plástico (b) e exponencial (c). 4.40
Tabela 4.17: Tensão tangencial resistente e rigidez tangencial. 4.40
Tabela 4.18: Resultados do ensaio de inclinação progressiva. 4.43
Tabela 4.19: Perfis de rugosidade e correspondentes valores de JRC, (Barton e Bandis, 1982) (a) e (Barton e Choubey, 1977) (b). 4.45
Tabela 4.20: Identificação dos ensaios de compressão. 4.47
Tabela 4.21: Valores da rigidez (a) e do módulo de elasticidade (b) das juntas. 4.54
Tabela 4.22: Valores da rigidez dos ramos de carga dos ensaios da Série 1 (a) e dos ensaios da Série 2 (b)..... 4.55
Tabela 4.23: Coeficientes de deslocamento e tensão dos ramos descarga e recarga. 4.57
Tabela 4.24: Rigidez normal dos ensaios de carga normal em juntas secas..... 4.64
Tabela 4.25: Tensão tangencial resistente e rigidez tangencial. 4.66
Tabela 4.26: Parâmetros do comportamento ao corte das juntas. Parâmetros básicos (a); valores para ajuste elásto-plástico (b); valores para ajuste exponencial (c)..... 4.69
Tabela 4.27: Caracterização dos ramos de carga em termos dos pares de valores do deslocamento e da tensão e dos valores da rigidez dos ramos ajustados. 4.71
Tabela 4.28: Caracterização dos ramos de descarga e recarga em termos dos valores da rigidez dos ramos (a) e dos pares de valores do deslocamento e da tensão (b)..... 4.72
Tabela 4.29: Resultados do ensaio com célula radioactiva no material de enchimento tipo *tout-venant*. 4.75
Tabela 4.30: Peso volúmico, teor em água e grau de compactação do material de enchimento. .. 4.78
Tabela 4.31: Identificação das amostras ensaiadas na câmara triaxial. 4.82
Tabela 4.32: Parâmetros do comportamento registado nos ensaios triaxiais da série 1 (a), série 3 (b) e série 2 (c). 4.85

CAPÍTULO 5: MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

Tabela 5.1: Resultados numéricos do modelo de comportamento ao corte das juntas da fase elástica (a) e da fase de pós pico, considerando o amaciamento trilinear (b) e exponencial (c). 5.49
Tabela 5.2: Níveis de deslocamento na direcção normal e de corte considerados nos exemplos de avaliação da resposta em corte no domínio de tracção. 5.51
Tabela 5.3: Níveis de deslocamento na direcção normal e de corte considerados nos exemplos de avaliação de corte residual (deslizamento). 5.53
Tabela 5.4: Parâmetros médios das curvas de corte das juntas por patamar de tensão normal (a) parâmetros adicionais da curva com endurecimento elasto-plástico (b) e exponencial (c). 5.57
Tabela 5.5: Propriedades dos blocos (Oliveira, 2003). 5.62
Tabela 5.6: Propriedades das juntas secas. Módulo de deformabilidade global, rigidez normal e rigidez de corte (Oliveira, 2003) (a). Coeficientes de descarga e recarga relativos ao comportamento em compressão (b). 5.63
Tabela 5.7: Parâmetros elásticos dos blocos (a) e das juntas secas (b). 5.68
Tabela 5.8: Parâmetros elásticos dos blocos (a1 e a2) e das juntas argamassadas (b1 e b2). 5.68
Tabela 5.9: Parâmetros mecânicos do comportamento não linear das juntas argamassadas. 5.69
Tabela 5.10: Parâmetros mecânicos dos blocos de pedra de granito. 5.77
Tabela 5.11: Parâmetros das juntas secas aferidos de ensaios de corte em prismas e paredes. 5.78
Tabela 5.12: Parâmetros das juntas secas aferidos de ensaios de compressão em prismas e paredes. 5.79
Tabela 5.13: Parâmetros das juntas argamassadas aferidos de ensaios de corte em prismas e paredes. 5.80
Tabela 5.14: Parâmetros das juntas argamassadas aferidos de ensaios de compressão em prismas e paredes. 5.80
Tabela 5.15: Resultados dos ensaios de flexão e compressão da argamassa. 5.81
Tabela 5.16: Propriedades das argamassas aferidas de ensaios de compressão em prismas de alvenaria. 5.82
Tabela 5.17: Parâmetros constitutivos do modelo Drucker-Prager para o tout-venant. a) Modelo elasto-plástico perfeito com parâmetros de resistência de pico, b) idem com parâmetros de resistência residual, c) elásto-plástico com endurecimento linear e d) com amaciamento linear. 5.89
Tabela 5.18: Parâmetros constitutivos do modelo de Drucker-Prager para o tout-venant com 7% de cimento. 5.92
Tabela 5.19: Parâmetros constitutivos do modelo de dano para o tout-venant com 7% de cimento com (a) e sem (b) plasticidade. 5.94
Tabela 5.20: Parâmetros da geometria do veículo de quatro eixos. 5.103

Tabela 5.21: Parâmetros de massa, rigidez, amortecimento e pesos máximos por eixo do veículo de quatro eixos. 5.103
Tabela 5.22: Frequências naturais do veículo (a) e pontes em arco de alvenaria. Casos de estudo detalhados no Capítulo 6. ..... 5.112

CAPÍTULO 6: MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

Tabela 6.1: Cenários considerados para definição das propriedades dos materiais. 6.7
Tabela 6.2: Parâmetros elásticos dos materiais. 6.9
Tabela 6.3: Frequências naturais e tipo de modos de vibração do modelo M3D considerando os deslocamentos transversais dos encontros bloqueados (a) e livres (b). 6.11
Tabela 6.4: Frequências naturais relativas aos modos longitudinais e verticais dos modelos M3D (a), M2D-ENCH (b) e M2D-TIMP (c). 6.13
Tabela 6.5: Parâmetros elásticos dos materiais. 6.13
Tabela 6.6: Parâmetros constitutivos do modelo de Drucker-Prager do material de enchimento. 6.13
Tabela 6.7: Parâmetros dos materiais após reabilitação. 6.14
Tabela 6.8: Cenários do comportamento das juntas e enchimento após reabilitação sem coesão nem resistência de pico (a) e com coesão e resistência de pico (b). 6.17
Tabela 6.9: Parâmetros constitutivos das juntas após reabilitação. Sem coesão (a). Com coesão (b). 6.18
Tabela 6.10: Parâmetros constitutivos do modelo de Drucker-Prager para o cenário de enchimento sem resistência de pico (a) e com resistência de pico (b). 6.19
Tabela 6.11: Ensaios dinâmicos de vibração ambiental. 6.22
Tabela 6.12: Frequências próprias e componentes modais medidas nos ensaios dinâmicos de vibração ambiental com recurso a técnicas FFD (a) e SSI (b) e nos ensaios de vibração livre (c). 6.28
Tabela 6.13: Características dinâmicas calculadas numericamente (a) e identificadas *in situ* (b). 6.29
Tabela 6.14: Cálculo linear elástico. Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos máximos devidos ao peso próprio. Modelos M2D-ENCH (a), M2D-TIMP (b) e M3D (c). 6.35
Tabela 6.15: Cálculo linear elástico. Tensões máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos M2D-ENCH (a), M2D-TIMP (b) e M3D (c). 6.35
Tabela 6.16: Cálculo linear elástico. Abertura/fecho e escorregamento das juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos M2D-ENCH (a), M2D-TIMP (b) e M3D (c). 36.5
Tabela 6.17: Cálculo não linear. Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos máximos devidos ao peso próprio. Modelos M2D-ENCH (a), M2D TIMP (b) e M3D (c). 6.40

Tabela 6.18: Cálculo não linear. Tensões máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos M2D-ENCH (a), M2D-TIMP (b) e M3D (c)..... 6.40
Tabela 6.19: Cálculo não linear. Abertura/fecho e escorregamento das juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos M2D-ENCH (a), M2D-TIMP (b) e M3D (c)..... 6.40
Tabela 6.20: Tipos de análise consideradas nas duas fases do estudo da ponte (fases 1 e 3). 6.44
Tabela 6.21: Número de passos de cálculo e distância percorrida em cada passo para $\Delta t = 0.007 s$ para as diferentes velocidades consideradas. 6.44
Tabela 6.22: Valores das cargas estáticas por eixo usados na análise sem irregularidades (Fase 1). Percentagem e coeficientes de distribuição transversal das cargas do veículo. ... 6.46
Tabela 6.23: Coeficientes de variação dinâmica (em percentagem) relativos às reacções nos rodados. Coeficientes definidos a partir da expressão (6.2a) (a) e expressão (6.2b) (b). 6.49
Tabela 6.24: Deslocamentos verticais máximos devidos à passagem do veículo. Resultados da Fase 1 considerando análises do tipo linear estática (a), linear dinâmica (b), não linear estática (c) e não linear dinâmica (d). 6.51
Tabela 6.25: Deslocamentos verticais máximos devidos à passagem do veículo. Resultados da Fase 3 considerando análises do tipo linear estática (a), linear dinâmica (b), não linear estática (c) e não linear dinâmica (d). 6.51
Tabela 6.26: Coeficientes de agravamento entre análises com e sem irregularidades. 6.52
Tabela 6.27: Coeficientes de amplificação em relação à análise estática linear. 6.52
Tabela 6.28: Deslocamentos verticais máximos e coeficientes de agravamento devidos às cargas móveis sem e com irregularidades no modelo M2D-TIMP. 6.58
Tabela 6.29: Equivalência entre os níveis de intensidade da carga do veículo considerados nos modelos 2D M2D-ENCH e M2D-ENCH. 6.60
Tabela 6.30: Deslocamentos verticais máximos devidos ao peso próprio e cargas rolantes com intensidade $0.22P_{veículo}$ (a), $0.67P_{veículo}$ (b) e $1.17P_{veículo}$ (c). 6.61
Tabela 6.31: Influência do coeficiente de amortecimento. Deslocamentos verticais máximos no nó P1 do arco 1 obtidos no cálculo não linear estático (a) e dinâmico (b) e respectivos coeficientes de agravamento. 6.67
Tabela 6.32: Influência da história de carga. Resultados do modelo M2D-ENCH (a) e M2D-TIMP (b). 6.69
Tabela 6.33: Valores das cargas por eixo nos modelos M2D-ENCH e M2D-TIMP. 6.69
Tabela 6.34: Modelo M3D. Deslocamentos verticais máximos devidos à passagem do veículo. Resultados da análise linear estática sem efeitos das irregularidades, Fase 1 (a) e da análise linear dinâmica incluindo os efeitos das irregularidades, Fase 3 (b). Coeficiente de agravamento (c). 6.70
Tabela 6.35: Modelo M3D. Valores das reacções nos rodados na posição mais desfavorável para o arco 1. ..... 6.71

Tabela 6.36: Modelo M3D. Tensões principais máximas nos blocos e deslocamentos verticais máximos. Resultados da acção do veículo na posição mais desfavorável para o arco 1. ..... 6.72
Tabela 6.37: Modelo M3D. Tensões (a) e deformações (b) máximas nas direcções normal e tangencial nas juntas. Resultados da acção do veículo na posição mais desfavorável para o arco 1. ..... 6.73
Tabela 6.38: Tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos no arco 1 obtidas na análise do modelo M2D-ENCH (a) e M3D (b). 6.74
Tabela 6.39: Tensões máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio no arco 1. Modelos M2D-ENCH (a) e M3D (b). 6.74
Tabela 6.40: Deformações máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio no arco 1. Modelos M2D-ENCH (a) e M3D (b). 6.75
Tabela 6.41: Deformações plásticas no enchimento devidas à acção do peso próprio e veículo. . 6.78
Tabela 6.42: Modelo M3D. Deformações plásticas no enchimento devidas à acção do peso próprio e veículo. 6.83
Tabela 6.43: Modelo M3D. Tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos no enchimento. 6.83
Tabela 6.44: Parâmetros da resposta do arco 1, considerando a acção do veículo tipo para pontes de classe II do RSA a ¼ vão. 6.94
Tabela 6.45: Deformações totais e deformações plásticas no enchimento devidas à acção do peso próprio e veículo tipo para pontes de classe II do RSA posicionado a ¼ do vão do arco 1. ..... 6.95
Tabela 6.46: Parâmetros da resposta do arco 1, considerando a acção do veículo tipo para pontes de classe II do RSA a ½ vão. 6.97
Tabela 6.47: Tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos no enchimento devidos à acção do peso próprio e veiculo tipo II do RSA na zona do encontro. 6.99
Tabela 6.48: Deformações plásticas e deformações totais no enchimento devidas à acção do peso próprio e veículo tipo para pontes de classe II posicionado na zona do encontro. 6.101
Tabela 6.49: Modelo M3D. Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos máximos no arco 1. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.103
Tabela 6.50: Modelo M3D. Tensões e deformações máximas e mínimas nas juntas no arco 1. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.103
Tabela 6.51: Deformações totais (a) e deformações plásticas (b) no enchimento para a hipótese sem coesão nem resistência de pico. 6.107
Tabela 6.52: Modelo M3D. Deslocamentos transversais máximos e mínimos na estrutura de alvenaria. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.109

Tabela 6.53: Tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos no enchimento no modelo M3D. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.109
Tabela 6.54: Tensões verticais e horizontais (máximas e mínimas) no enchimento no modelo M3D. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico. 6.112
Tabela 6.55: Opções de cálculo da ponte de S. Lázaro sob a acção do peso próprio e tráfego rodoviário. 6.113
Tabela 6.56: Frequências próprias calculadas e identificadas da ponte da Lagoncinha. 6.121
Tabela 6.57: Propriedades mecânicas dos elementos volumétricos. 6.121
Tabela 6.58: Propriedades mecânicas das juntas. 6.121
Tabela 6.59: Número de passos de cálculo e distância percorrida em cada passo para $\Delta t = 0.01s$ e diferentes velocidades consideradas. 6.122
Tabela 6.60: Coeficientes de agravamento máximos relativos às reacções nos rodados. 6.124
Tabela 6.61: Deslocamentos verticais máximos no nó P1 do Arco 5 devidos à passagem do veículo. Resultados da análise linear dinâmica. 6.126
Tabela 6.62: Deslocamentos verticais máximos no nó P1 do Arco 5 devidos à passagem do veículo e efeitos das irregularidades do pavimento. Resultados da análise dinâmica linear, não linear dinâmica e não linear estática para a velocidade de 90 km/h. 6.127
Tabela 6.63: Valores das reacções nos rodados correspondentes à posição mais desfavorável sobre a ponte. 6.128
Tabela 6.64: Resultados do cálculo não linear estático considerando a acção do peso da ponte e as cargas do veículo com intensidades crescentes. Juntas do arco 5 e 6 com comportamento não linear. 6.128
Tabela 6.65: Resultados do cálculo não linear estático considerando a acção do peso da ponte e as cargas do veículo com intensidades crescentes. Juntas e enchimento na zona do arco 5 e 6 com comportamento não linear. 6.128
Tabela 6.66: Dimensões atribuídas: (a) espessura dos arcos, (b) largura em planta dos pilares e (c) outros. 6.134
Tabela 6.67: Parâmetros elásticos dos materiais. 6.137
Tabela 6.68: Parâmetros constitutivos do modelo de Drucker-Prager do material de enchimento com (a) e sem (b) mistura de cimento. 6.138
Tabela 6.69: Ensaios de vibração. 6.140
Tabela 6.70: Características dinâmicas calculadas numericamente (a) e identificadas *in situ* (b). 6.144
Tabela 6.71: Pesagem dos camiões utilizados no ensaio de carga. 6.144
Tabela 6.72: Resultados da simulação numérica e do ensaio de carga relativos ao acréscimo de carga dos veículos na posição 1F. 6.147

Tabela 6.73: Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos verticais. Cálculo linear (a) e não linear (b). 6.149
Tabela 6.74: Tensões máximas e mínimas nas juntas. Cálculo linear (a) e não linear (b). 6.149
Tabela 6.75: Abertura/fecho e escorregamento das juntas. Cálculo linear (a) e não linear (b). .. 6.150

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

A avaliação do estado de conservação das pontes tem vindo a merecer nos últimos anos particular atenção por parte das entidades gestoras das redes de infra-estruturas de transportes. A segurança e eficiência das redes rodoviárias e ferroviárias, fundamentais para o bem-estar e prosperidade das populações, exige que sejam estabelecidos planos de gestão que acompanhem as constantes pressões para expansão e aumento de capacidade e atendam a questões de economia e sustentabilidade.

A existência de um elevado número de pontes em arco de alvenaria actualmente em funcionamento, as alterações das acções para as quais foram construídas e a degradação das características resistentes dos materiais justifica a necessidade de melhor conhecer o comportamento estrutural deste tipo de pontes com o fim acima apontado.

Para além de serem uma parte vital das infra-estruturas de transporte, as pontes em arco de alvenaria constituem também um legado importante do património histórico e cultural que importa preservar. Actualmente, no sistema de informação do extinto IPPAR - Instituto Português do Património Arquitectónico (disponível em www.ippar.pt), actualmente IGESPAR - Instituto de Gestão do Património Arquitectónico e Arqueológico, existem cento e treze registos de pontes em pedra com as categorias de imóveis de arquitectura civil e/ou arqueologia, das quais oitenta e seis estão classificadas como monumento nacional, imóvel de interesse municipal ou imóvel de interesse público, e as restantes vinte e sete estão em vias de classificação.

O projecto de investigação integrado europeu designado "*Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives*" (www.sustainablebridges.net) que decorreu entre 2003 e 2007 e co-financiado pela Comissão Europeia, teve como objectivos avaliar o estado estrutural das pontes ferroviárias face às exigências previstas para o ano 2020 e encontrar soluções para as adaptar no caso de não cumprirem aquelas exigências. No cenário previsto para o ano 2020, o aumento do tráfego de comboios longos de alta velocidade e tráfego misto implica um aumento de capacidade de carga das pontes, dado o acréscimo das solicitações inerentes às cargas mais elevadas e a introdução de efeitos dinâmicos decorrentes da passagem dos comboios a alta velocidade. Estando previsto que algumas das futuras linhas de alta velocidade possam vir a aproveitar troços das linhas existentes, todos os tipos de pontes estão então a ser consideradas no âmbito do referido cenário.

Como resultados dessas novas exigências pretende-se aumentar a capacidade de transporte de pontes ferroviárias existentes, permitindo maiores cargas por eixo (até 33 toneladas) para o transporte de mercadorias em velocidades moderadas e permitir velocidades mais elevadas (até 350 km/hora) para o tráfego de passageiros com baixas cargas por eixo, estender em 25% a vida residual em serviço de pontes existentes e melhorar os sistemas de gestão, reforço e reparação.

O referido projecto divide-se nos nove itens seguintes: *i)* Arranque e classificação; *ii)* Orientação e revisão; *iii)* Condição, avaliação e inspecção; *iv)* Cargas, capacidade e resistência; *v)* Monitorização; *vi)* Reparação e reforço; *vii)* Demonstração: Ensaios de campo em pontes; *viii)* Demonstração: Monitorização de pontes e *ix)* Formação e divulgação.

Na primeira fase do projecto foi efectuado o levantamento das pontes ferroviárias existentes dividindo a sua classificação em pontes de betão, pontes metálicas, pontes em arco e pontes mistas.

O inquérito, preenchido pelas entidades responsáveis pelo transporte ferroviário de dezassete países Europeus, incluindo Portugal, contém dados relativos a cerca de 220000 pontes das quais 23% são em betão, 20% são metálicas, 41% são pontes em arco e os restantes 16% são pontes mistas ou em material não especificado. Os dados relativos a cerca de 90000 pontes em arco mostram que 52% são em tijolo, 33% em pedra e os restantes 15% correspondem a pontes em arco em material de construção não especificado (Bell, 2004). Os números do questionário português relativo às pontes em arco estão resumidos na Tabela 1.1.

Tabela 1.1: Inventário das pontes de alvenaria em arco ferroviárias em Portugal (Bell, 2004).

Material		Idade (anos)				Vão (m)			
Tijolo	Pedra	20-50	50-100	>100	[a]	<10	10-40	>40	[a]
1921	481	57	229	1528	588	975	84	6	1337

[a] Não especificado.

Em colaboração com o projecto referido no parágrafo anterior o organismo UIC - International Union of Railways desenvolveu um projecto intitulado "*Improving assessment, optimisation of maintenance and development of database for masonry arch bridges*" (disponível em www.orisoft.pmmf.hu/masonry/) com o principal objectivo de *i)* recolher e desenvolver ferramentas que ajudem a optimizar a gestão do ciclo de vida das pontes em arco de alvenaria permitindo assim contribuir para a redução dos custos de manutenção e de *ii)* promover um intercâmbio eficaz de boas práticas entre as empresas ferroviárias. O projecto dividiu-se em duas fases, sendo a primeira relativa ao estudo sobre o estado da arte em que se inventariaram as pontes ferroviárias em arco de alvenaria incluindo passagens hidráulicas existentes nos quinze países participantes no programa em que se inclui Portugal. Como resultado desta inventariação, concluiu-se que as vias ferroviárias participantes no projecto possuem mais de 200000 pontes em arco de alvenaria e passagens hidráulicas correspondendo a aproximadamente 60% do total de pontes. A rede ferroviária de Portugal possui cerca de 11746 o que corresponde a 90% do total de pontes.

A gestão das pontes rodoviárias também tem vindo a assumir relevo crescente em Portugal. Nos últimos anos a empresa EP - Estradas de Portugal tem desenvolvido consideráveis esforços na implementação ainda em curso de um sistema de gestão de obras de arte. De acordo com os dados recentes da base de dados referente ao sistema de gestão de obras de arte da rede de rodoviária portuguesa, existem 1248 pontes e passagens hidráulicas de alvenaria de pedra, que corresponde a cerca de 21% do total das pontes. Do total de pontes de pedra inventariadas, para as quais o ano de construção é conhecido, o que acontece em 261 casos, 48% têm mais de 100 anos. No que se refere ao comprimento dos vãos vencidos pelos arcos, 891 pontes e passagens hidráulicas têm os vãos inferiores a 10 m. Nos restantes 220 casos de pontes cujo comprimento dos arcos é conhecido, 219 possuem vãos entre 10 e 45 m e o maior corresponde a 72 m.

A longevidade, robustez e os reduzidos custos de exploração que são associados às pontes em arco de alvenaria de pedra permitem considerá-las um bom exemplo de sustentabilidade. Muitas pontes em alvenaria mantêm-se em serviço ao longo de centenas de anos sem necessidade de intervenções significativas de reparação ou reforço, verificando ainda assim os critérios actuais de segurança e, nalguns casos, ultrapassando até os requisitos de projecto das estruturas modernas. Em contraste muitas pontes metálicas e em betão, construídas no século passado requereram gastos consideráveis em manutenção e reparação ou mesmo substituição durante os primeiros 30 a 40 anos de serviço (McKibbins *et al.*, 2006). Alguns estudos, CSS (1999), CSS (2000) e Bouabaz e Horner (1990) citados por McKibbins *et al*. (2006), mostraram que os custos de manutenção das pontes em arco de alvenaria são muito inferiores aos das pontes metálicas, em betão e mistas.

A disponibilização de poderosos meios de cálculo, baseados quer no método dos elementos finitos, quer no método dos elementos discretos, possibilita modelações estruturais capazes de traduzir, com apreciável aproximação, o comportamento das pontes em arco de alvenaria de pedra. Tais modelações, por conseguinte, contribuem para detectar zonas críticas de potenciais ou efectivos danos estruturais, bem como, para estabelecer planos de intervenção adequados, possibilitando, em particular, que a capacidade de carga das pontes seja eficientemente explorada.

No entanto, mais do que a adopção dum modelo computacional adequado, as principais dificuldades acabam por surgir ao nível da caracterização dos materiais constituintes, nomeadamente no que se refere à resistência e deformabilidade, devido à heterogeneidade dos materiais e às técnicas de construção usadas nas estruturas antigas.

Não obstante tais dificuldades, é possível obter uma descrição mais ou menos detalhada da constituição estrutural mediante o estudo de elementos documentais existentes, a realização de cuidadas inspecções para avaliação *in situ* do tipo e características da estrutura, bem como identificação de avarias e de zonas de deficiente funcionamento estrutural.

A avaliação das características dos materiais com recurso a ensaios *in situ* e de laboratório sobre amostras representativas do material, constitui uma preciosa, e mesmo indispensável, contribuição para o sucesso da análise. A monitorização pontual ou em contínuo da resposta estrutural mediante adequada instrumentação *in situ* permite calibrar os parâmetros dos materiais e da estrutura e validar os modelos numéricos utilizados. Neste contexto a resposta registada em ensaios de carga de uma dada ponte e respectiva modelação numérica poderá permitir aferir e calibrar os modelos de comportamento usados.

Adicionalmente, do ponto de vista do comportamento global da estrutura, a estimativa das características dinâmicas mediante ensaios de vibração possibilitam um meio complementar de melhor aferir os parâmetros de deformabilidade global.

Assim, com vista à avaliação e sistematização dos principais aspectos do comportamento estrutural deste tipo de pontes, importa estabelecer a relação desses aspectos com as patologias estruturais frequentemente observadas a fim de permitir a definição de programas de intervenção de reparação e/ou reforço devidamente sustentados para as pontes existentes construídas em arcos de alvenaria de pedra.

1.2 – OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

A realização de trabalhos de investigação precedentes, relativos à análise do comportamento da ponte da Lagoncinha sob a acção do tráfego rodoviário, que consistiu na dissertação de mestrado em Estruturas de Engenharia Civil apresentada pela autora (Costa, 2002), encorajou a prossecução desta linha de trabalho científico de novo sob a mesma orientação científica.

Em decorrência da experiência e dos conhecimentos entretanto adquiridos no âmbito do trabalho acima referido, e em particular da identificação das dificuldades e limitações a ele inerentes, o objectivo geral deste estudo é permitir aprofundar o conhecimento sobre o comportamento estrutural deste tipo de estruturas face às diversas acções que as solicitam, identificar e calibrar adequadas técnicas de modelação numérica e, abordar estratégias de reforço estrutural que possam ser adoptadas com viabilidade prática em casos reais exibindo avarias no seu comportamento estrutural.

Tratando-se de uma tese com cariz, essencialmente, aplicativo, embora com componentes de desenvolvimento dos modelos existentes, o trabalho desenvolvido visa colmatar a falta de aplicações deste género a casos reais.

Neste contexto, este trabalho envolve os seguintes objectivos mais específicos:

- Pesquisa bibliográfica sobre materiais e técnicas de construção habituais nas pontes existentes em arco de alvenaria de pedra.
- Sistematização dos principais aspectos relativos ao comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra e sua relação com as patologias estruturais frequentemente observadas, procedendo-se à identificação e análise de soluções de reparação e reforço adequadas.
- Caracterização experimental do comportamento dos materiais constituintes da alvenaria e dos enchimentos com vista à calibração dos parâmetros mecânicos e dos modelos constitutivos para estes materiais.
- Identificação de técnicas adequadas para modelação numérica do comportamento estrutural de alvenaria de blocos de pedra e junta, assim como dos enchimentos sobre os arcos e respectiva interacção. Neste sentido é utilizado o programa geral de análise estrutural CAST3M (CEA, 2003), no qual estão disponíveis variados modelos de comportamento estrutural e ao qual podem ser acoplados outros modelos que se revelem necessários no decorrer do estudo.
- Modelação numérica do comportamento estrutural de pontes de alvenaria de pedra apoiada em ensaios de calibração dos materiais e das estruturas de acordo com os tipos de modelos numéricos adoptados.

- Avaliação dos efeitos da irregularidade do pavimento na passagem de cargas rolantes, da contribuição dos enchimentos e dos tímpanos no comportamento estrutural da ponte assim como o seu desempenho e o dos correspondentes modelos numéricos para níveis crescentes de intensidade de carga.

1.3 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Para além de abordagens de carácter genérico relativo ao estado da arte e procurando atingir os objectivos propostos, a presente dissertação encontra-se organizada em sete capítulos.

Na sequência da presente introdução, apresenta-se, no Capítulo 2, uma breve descrição sobre a tipologia das pontes em arco de alvenaria de pedra, onde são focados aspectos relacionados com a tipologia e métodos construtivos utilizados ao longo dos séculos. Neste contexto são apresentados os aspectos que distinguem a tipologia das pontes romanas, medievais e modernas. Neste capítulo inclui-se também uma descrição geral do comportamento estrutural destas pontes. Começa-se por descrever o comportamento mecânico dos materiais pelos quais as pontes são constituídas, sendo referidos os aspectos essenciais para a caracterização do comportamento à tracção, corte e compressão da alvenaria e do material de enchimento. Depois descreve-se o comportamento estrutural das pontes e dos elementos estruturais constituintes, focando os mecanismos funcionais de transmissão das acções pelo sistema estrutural e os modos de ruína característicos do seu funcionamento.

No Capítulo 3 são apresentados e analisados os danos e degradações frequentes em pontes existentes e as soluções de reabilitação e reforço usadas. Para o efeito foi realizada uma recolha de informação sobre danos em pontes existentes e soluções de reforço utilizadas, sendo então estabelecidas relações entre os aspectos específicos do comportamento estrutural destas pontes, as avarias estruturais observadas e as correspondentes soluções de reparação e/ou reforço adoptadas.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados da realização de ensaios laboratoriais para a determinação das propriedades físicas e mecânicas dos materiais usados. Com base nesses resultados são calibrados os modelos constitutivos das juntas e dos enchimentos a usar nos modelos numéricos para análise do comportamento estrutural.

No Capítulo 5 são definidas as metodologias para a análise estrutural baseadas no método dos elementos finitos recorrendo ao programa geral de cálculo estrutural CAST3M (CEA, 2003), sendo dado especial destaque à modelação da alvenaria envolvendo a discretização dos blocos de pedra

em elementos finitos volumétricos, individualizados por elementos de junta e a modelação do material de enchimento recorrendo a elementos volumétricos e elementos de junta entre o enchimento e a alvenaria. São apresentados e discutidos os modelos de alvenaria e dos enchimentos usados e os correspondentes parâmetros mecânicos calibrados com base em resultados de ensaios laboratoriais. Apresenta-se ainda os resultados de alguns dos testes efectuados com o objectivo de validar do modelo de juntas desenvolvido.

Neste capítulo é ainda apresentada a estratégia de modelação da acção do tráfego rodoviário com base em cargas móveis, incluindo a interacção entre o veículo e a ponte e o efeito das irregularidades do pavimento. Para o efeito apresentam-se e discutem-se os resultados da medição *in situ* de perfis de irregularidades em casos reais de pontes de alvenaria de pedra.

No Capítulo 6 são apresentados os aspectos relativos à modelação numérica de três casos de estudo, as pontes de S. Lázaro, da Lagoncinha e de Vila Fria. São descritos os procedimentos usados para calibração dos modelos com base na estimativa das características dinâmicas mediante ensaios de vibração e na comparação de resultados experimentais e numéricos. Procede-se ainda à avaliação dos efeitos das irregularidades do pavimento na passagem de cargas móveis, da contribuição dos enchimentos e dos tímpanos no comportamento da ponte assim como do seu desempenho estrutural. Aproveita-se ainda as simulações para avaliar o desempenho dos modelos numéricos para níveis crescentes de intensidade de carga.

Finalmente, no Capítulo 7 são resumidos os aspectos mais relevantes do trabalho realizado apontando-se linhas de futuros desenvolvimentos.

CAPÍTULO 2

DESCRIÇÃO GERAL DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

2.1 – INTRODUÇÃO

O funcionamento das estruturas depende directamente da organização funcional dos seus elementos estruturais, do tipo de material utilizado e das acções actuantes. Para além disso, ao longo da vida das estruturas os mecanismos funcionais podem sofrer alterações que dependem do nível de exposição e vulnerabilidade da estrutura aos efeitos dos agentes agressivos do meio ambiente.

Assim é fundamental distinguir o comportamento e função estrutural de cada um dos elementos da ponte bem como o mecanismo funcional de transmissão de esforços no sistema estrutural para as acções a que a estrutura está sujeita.

Nas secções seguintes apresentam-se os aspectos básicos do sistema estrutural das pontes em arco de alvenaria e apresentam-se as características gerais que determinam a tipologia destas pontes em função das épocas em que foram construídas.

Neste capítulo é ainda descrito, em termos gerais, o comportamento mecânico dos materiais pelos quais as pontes em arco de alvenaria de pedra são constituídas (alvenaria e enchimento), aspectos que são objecto de um estudo mais detalhado, posteriormente, no Capítulo 4 através da caracterização experimental dos materiais.

Por último, é discutido o funcionamento estrutural dos elementos constituintes e do sistema global destas pontes, especificamente, através da identificação dos modos de ruína estruturais. Em relação com este tema apresentam-se no Capítulo 3 os principais danos e degradações que afectam

estas estruturas bem como as soluções de reparação/reforço frequentemente adoptadas, procurando-se estabelecer correspondências entre os aspectos específicos do comportamento estrutural, as anomalias observadas e soluções de reparação/reforço indicadas.

2.2 – ASPECTOS BÁSICOS DO SISTEMA ESTRUTURAL DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA.

O sistema estrutural das pontes em arco de alvenaria de pedra é constituído essencialmente por dois tipos de materiais: a alvenaria e o material de enchimento. Tratam-se de materiais heterogéneos, anisotrópicos, em certos casos contendo descontinuidades, com comportamento complexo, geralmente, com reduzida resistência à tracção.

As alvenarias consistem na associação de blocos, ligados por argamassa ou simplesmente interpostos uns sobre os outros e constituem os elementos principais do sistema estrutural deste tipo de pontes.

O material de enchimento é constituído por aglomerados de materiais de diversas granulometrias e origem, desde cinzas até cascalho, interposto nos espaços entre os paramentos de alvenaria, com o objectivo de materializarem a forma final da construção e transmitirem as cargas aplicadas nas superfícies e do peso para o sistema estrutural.

A estrutura principal em alvenaria é constituída por fundações, pilares, arcos, muros de tímpanos e encontros. Os arcos desempenham um papel fundamental no esquema funcional da estrutura já que suportam a maior parte das acções aplicadas na estrutura e as encaminham para os pilares que por sua vez as transmitem às fundações. Para além disso, materializam o vão a vencer pela ponte.

Estes elementos que constituem a estrutura principal das pontes em arco funcionam essencialmente por gravidade sendo a geometria uma característica fundamental no seu comportamento e o esforço axial, o esforço interno predominante. Deste modo, na maioria das pontes de pedra existentes, a geometria e a massa são os principais critérios de projecto.

Para além dos elementos estruturais referidos no parágrafo anterior, o sistema estrutural é ainda constituído por talhantes e quebrantes, que podem ser considerados elementos secundários e são constituídos por alvenaria e, eventualmente, também por material de enchimento.

Finalmente, fazem ainda parte destas construções o pavimento e as guardas laterais que são elementos não estruturais.

Na Figura 2.1 apresenta-se um esquema representativo deste tipo de pontes e seguindo-se uma descrição sumária da tipologia e funções dos principais elementos destas construções.

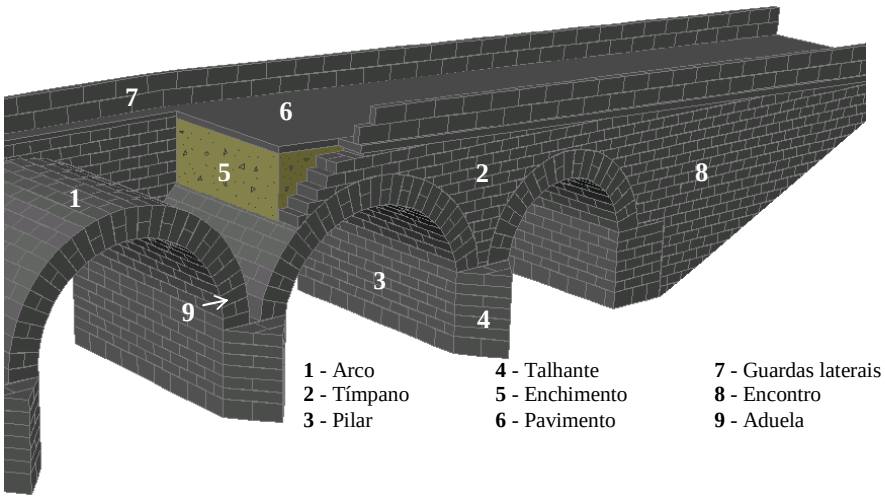


Figura 2.1: Representação esquemática dos componentes das pontes em arco de alvenaria de pedra.

O pavimento constitui o elemento sobre o qual circulam as sobrecargas relativas ao tráfego rodoviário, ferroviário e pedonal. Assim, a sua função é facilitar a circulação dos rodados dos veículos e das pessoas, receber as cargas que nele estão aplicadas directamente e distribuí-las para o enchimento.

Nas pontes antigas o pavimento é geralmente constituído por placas de pedra, que podem encontrar-se dispostas de forma regular ou irregular. Porém, actualmente, é frequente que os pavimentos sejam constituídos por materiais betuminosos.

O enchimento é o elemento colocado no espaço sobre os arcos e entre os muros de tímpano com o objectivo funcional de completar a forma da ponte e constituir a via de atravessamento de veículos e pessoas entre as margens a unir com a ponte. Tem o objectivo estrutural de transmitir as cargas do pavimento para os arcos e tímpanos.

Geralmente são usados materiais soltos com granulometria extensa (ver Figura 2.2-a), todavia existem sistemas distintos, como o caso das pontes de alvenaria de xisto, em que o material colocado no interior da ponte em certos casos é igual ao dos paramentos exteriores dos tímpanos, podendo contudo o preenchimento do espaço no interior do enchimento não apresentar a mesma regularidade dos paramentos exteriores, sendo os vazios preenchidos com material de enchimento granular. No caso de pontes com arcos em material cerâmico também acontece o enchimento ser materializado por este tipo de material, como se pode verificar na Figura 2.2-b referente às ruínas da ponte Aemilius. Finalmente, a zona de enchimento pode ainda ser reforçada com a construção de muros de tímpano secundários no interior da estrutura para aliviar os impulsos horizontais transmitidos para as paredes de tímpano exteriores e estabelecer o sistema de distribuição de cargas para o arco. Estes tímpanos secundários funcionam como elementos de reforço usados juntamente com o preen-

chimento do interior da ponte como acontece no caso da ponte de Tanaro, recentemente demolida, que se ilustra na Figura 2.2-c (Brencich e Gambarotta, 2007).



a) b) c)

Figura 2.2: Pormenor do interior da zona de enchimento das pontes de D. Zameiro (Costa e Paupério, 2002) (a), Aemilius (en.wikipedia.org/wiki/Pons_Aemilius) (b) e de Tanaro (Brencich e Gambarotta, 2007) (c).

Os tímpanos são os paramentos verticais exteriores construídos em alvenaria sobre os arcos e pilares. Têm como funções servir de cofragem perdida para o enchimento e pavimento, resistir às acções transmitidas por estes elementos e encaminha-las para os arcos e pilares que lhes dão apoio.

O interior do tímpano pode ser inclinado ou apresentar degraus de diferentes espessuras, sendo mais espesso junto à base, onde são maiores os impulsos horizontais.

Podem ser construídos com olhais para aumentar a secção de vazão da ponte, quando esta não é suficiente para permitir o escoamento em situações de cheia, como acontece na ponte de Vilar de Mouros (ver Figura 2.3) onde, para além de existirem olhais sobre os pilares, também num dos encontros existem olhais para permitir o escoamento do leito em caso de cheia.



Figura 2.3: Vista geral da ponte de Vilar de Mouros (Costa *et al.*, 2005b).

Nas pontes com arcos de grande vão, no sentido de aligeirar as cargas transmitas para o arco, a zona dos tímpanos e enchimento é substituída por um sistema de arcos secundários como acontece no exemplo da ponte de Drizes, na desactivada linha ferroviária do Vouga ilustrada na Figura 2.4.

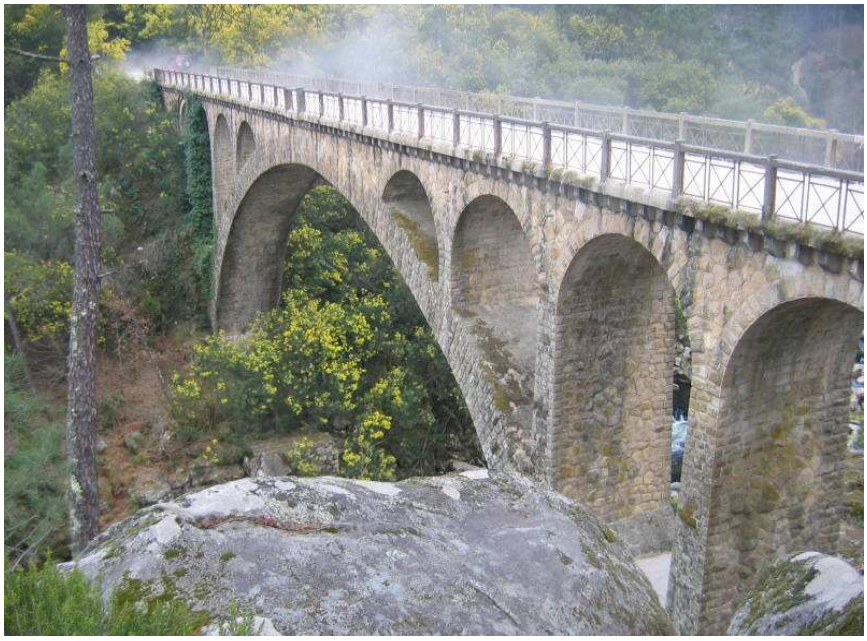


Figura 2.4: Vista geral da ponte de Drizes (linhadovouga.fotopic.net/).

Os arcos são os elementos que nas pontes materializam os vãos e sobre os quais apoia a estrutura que interliga as duas margens; por conseguinte, têm a função de encaminhar as cargas, precedentes do pavimento, enchimento e tímpanos, para os pilares e fundações e materializar os vãos a vencer entre os pilares.

O arco abobadado consiste num corpo solidário de pedras talhadas, geralmente em forma de cunha, todas elas apoiadas em sequência, desde a pedra colocada no arranque até à pedra de fecho. A vantagem arquitectónica deste sistema, inventado no século III a.C. e introduzido na arquitectura romana através da cultura etrusca, reside no facto do arco descarregar todo o peso do corpo da ponte existente sobre si para os pilares funcionando essencialmente sob compressão e ser constituído por materiais resistentes à compressão.

Nas pontes de alvenaria os arcos podem ter formas diversas sendo as mais frequentes a semi-circular (ou de volta inteira), o arco abatido (ou multi-raio), o segmento de arco (ou segmental) e o arco ogival. A ponte de Mirandela é um exemplo curioso de uma ponte em que surgem em simultâneo várias das formas dos arcos mais comuns. Da esquerda para a direita pode observar-se na Figura 2.5-a parte de um arco segmental, quatro de volta inteira, um ligeiramente ogival e um ogival. Nas Figuras 2.5-b e 2.5-c mostram-se formas menos comuns de arcos elípticos da ponte de Santa Trinita e dos arcos ogivais da já desactivada ponte de Peniche.



a)



b)



c)

Figura 2.5: Pormenores de diversas formas de arcos das pontes de Mirandela (safcarvlho.armazemdigital.org) (a), Santa Trinita (www.flickr.com) (b) e de Peniche (Pereira e Valverde, 2005) (c).

Em certas pontes as aduelas do arco na zona de ligação entre tímpanos e arco podem ter maior dimensão que as restantes (Figura 2.6-a) ou mesmo serem constituídas por materiais diferentes (Figura 2.6-b); esta fiada de aduelas de maior dimensão designa-se habitualmente por moldura do arco.



a)



b)

Figura 2.6: Pormenores de arcos com molduras da ponte ferroviária de Gaia (Costa *et al.*, 2005a) (a) e da ponte de Algoso (www.algoso.com) (b).

Os pilares constituem os apoios dos arcos e têm a função de encaminhar as acções, por eles transmitidas, para as fundações, para além de terem de resistir às acções aplicadas directamente, como vento e acção do escoamento do rio.

A secção do pilar, geralmente, rectangular é, quase sempre, integralmente constituída por alvenaria com blocos de grandes dimensões para fazer face às acções transmitidas pela estrutura e às acções provenientes do escoamento do rio, onde estão inseridos.

Os pilares fundados nos leitos dos rios são, geralmente, dotados de talhantes a montante e ou quebrantes a jusante. Os talhantes e quebrantes nas pontes antigas eram geralmente construídos, numa fase posterior, desligados do pilar com a forma triangular a montante e rectangular a jusante, como acontece por exemplo na ponte da Lagoncinha (ver Figura 2.7-a), mas podem encontrar-se formas menos usuais como a tronco-cónica nos talhantes e cilíndrica nos quebrantes da ponte sobre o rio Ocreza (ver Figura 2.7-b). Na Figura 2.7-c apresenta-se ainda o caso da ponte Velha de Tomar na qual existem talhantes triangulares a montante para protecção dos pilares e sobre os mesmos, talhantes mais pequenos para protecção do tímpano e dos olhais que aí existem; a jusante os quebrantes são arredondados. Nas pontes construídas mais recentemente é muito comum os talhantes e quebrantes serem construídos com continuidade com os pilares apresentando a forma arredondada. Um exemplo deste tipo de solução pode encontrar-se na ponte do Prado (ver Figura 2.8).



Figura 2.7: Formas dos talhantes e quebrantes e pilares da ponte da Lagoncinha (a), da ponte do Ocreza (olhares.aeiou.pt e www.panoramio.com) (b) e da ponte velha de Tomar (Pereira e Valverde, 2005) (c).

Os talhantes e os quebrantes têm como função encaminhar o escoamento do rio reduzindo a pressão sobre os pilares a montante e protegendo a jusante da sucção causada pelos vórtices. Para além de protegerem a zona dos pilares da erosão causada pelo escoamento, estes elementos servem também para aumentar a rigidez desta zona.



Figura 2.8: Formas dos pilares da ponte do Prado (Ferreira e Serra, 2007).

A função das fundações é transmitir cargas da superstrutura ao maciço de fundação. Os tipos de fundações mais comuns na construção destas pontes são: fundações directas materializadas por sapatas isoladas ou sapatas contínuas, fundações directas do pilar sobre o maciço rochoso e as fundações indirectas materializadas através de poços e pegões.

As guardas laterais têm a função de protecção de segurança contra a queda e embate de veículos e pessoas que utilizam a ponte. Estes elementos podem ser de pedra, metálicas ou de madeira, mas o mais usual é serem construídos de pedra.

2.3 – TIPOLOGIA DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

As pontes foram sempre um elemento primordial no desenvolvimento da civilização e da cultura dos povos e, sobretudo, no intercâmbio entre os mesmos (Ribeiro, 1998). No decorrer da história as soluções usadas para transpor os mais variados obstáculos foram evoluindo no sentido de se tornarem mais seguras mais duradouras e também mais arrojadas. As primitivas soluções, recorrendo por exemplo a simples troncos, vieram a evoluir, nas épocas romana e medieval, em robustas pontes de pedra usando as formas do arco abobadado e, nos nossos dias, em soluções de betão armado e betão pré-esforçado ou em estruturas metálicas.

Actualmente a construção de pontes de pontes em arco de alvenaria de pedra é praticamente inexistente, porém, a ímpar durabilidade destas construções aliada à robustez das soluções possibilita que sejam encontradas várias tipologias construídas desde as épocas romana e medieval até às épocas moderna e contemporânea.

Nos parágrafos seguintes apresenta-se uma breve referência às principais características deste tipo de pontes consoante a época (romana, medieval e moderna) em que foram construídas.

2.3.1 – Tipologia das pontes romanas

No período das conquistas romanas o sistema viário era um importante meio de circulação bélica, cívica e comercial. Nos momentos de conquista territorial em que a natureza das acções exigia soluções rápidas e eficientes para o avanço e ultrapassagem dos obstáculos, a maior parte das pontes terão sido constituídas em madeira, utilizando embarcações e um passadiço, também designadas de pontes flutuantes, ou pontes mistas, nas quais a infra-estrutura era fixa e constituída de pedra e a superstrutura era de madeira.

As primeiras pontes de pedra propriamente ditas devem remontar ao século II a.C. e terão consistido, principalmente, em construções de pequeno porte.

A ponte de pedra mais antiga de que há conhecimento feita recorrendo a esta técnica de arcos abobadados é a ponte Aemilius (Figura 2.2-b), datada de 142 a.C. um século mais tarde em relação à introdução do arco abobadado na arquitectura romana pela cultura etrusca.

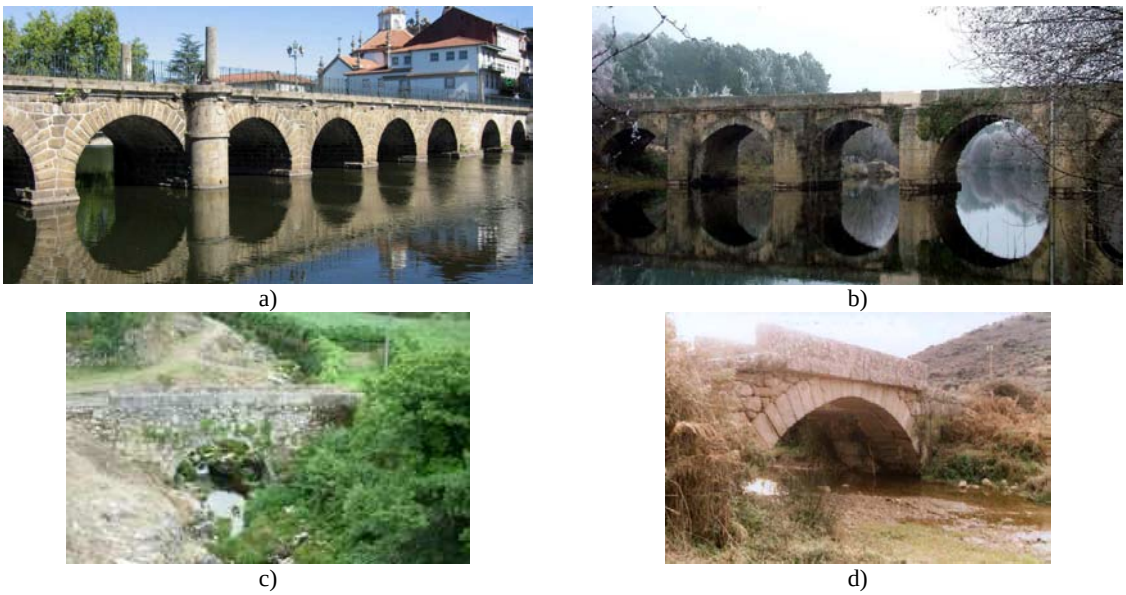
As pontes romanas eram pensadas e construídas dentro da lógica global do grande sistema de vias imperiais, pelo que se encontram geralmente nas vias romanas referidas no Itinerário de Anto-

nino. As pontes de pedra traduziam os grandes princípios construtivos da sociedade romana, resumidos por Vitrúvio: solidez, utilidade e beleza. Denotam uma preocupação pela simetria e por uma certa unidade no conjunto, tendo geralmente os seus arcos iguais entre si e apresentando um tabuleiro de perfil horizontal com vertentes laterais em relação ao eixo central da ponte. No entanto, nas pontes mais pequenas o perfil pode surgir em cavalete (Cabrita e Cardoso, 1997), como acontece por exemplo na ponte de Cava Velha mostrada mais adiante na Figura 2.11.

Em Portugal existem várias pontes com perfil horizontal de grande vão com comprimentos na ordem dos 100 m, como a Ponte de Chaves (Figura 2.9-a) que possui dezasseis arcos ou a Ponte de Torre de Dona Chama (Figura 2.9-b) que é constituída por seis arcos e quatro aberturas adicionais. Menos extensas, mas apresentando também o perfil horizontal, são exemplos a ponte de Sumes (Figura 2.9-c) constituída por um arco e com cerca de 6.4 m de vão e um tabuleiro com 50 m de extensão e a ponte da Longroiva (Figura 2.9-d) com 20 m de comprimento.

Um dos problemas das pontes com eixos horizontais era a acumulação de água no tabuleiro, pelo que algumas pontes tinham sistema de escoamento desembocando no interior do arco ou nas paredes laterais da ponte.

A largura não costumava ultrapassar os 7 a 8 metros e dependia do perfil transversal do eixo viário em que estavam inseridas, pelo que, na maioria dos casos a largura se situa em valores um pouco inferiores a 4 metros. Em princípio, todas as pontes teriam guardas de pedra ou de madeira (Cabrita e Cardoso, 1997).



a) b) c) d)

Figura 2.9: Pontes romanas de Chaves (IHRU, 1993) (a), de Torre de Dona Chama (www.panoramio.com) (b), de Sumes (www.panoramio.com) (c), de Longroiva (IHRU, 1992b).

Na generalidade dos casos os arcos das pontes romanas são de volta perfeita e constituídos por aduelas largas, consolidadas com argamassa de cimento pozolânico. O aspecto da pedra é em geral do tipo almofadado ou rusticado e, em algumas aduelas, é possível observar marcas de orifícios por onde eram içadas. No intradorso de algumas pontes, como consequência do processo construtivo utilizado, podem encontrar-se saliências e cavidades no intradorso dos arcos que serviam para apoio do cimbre. O exemplo mostrado na Figura 2.10 da ponte de Segura inclui os detalhes anteriormente referidos.

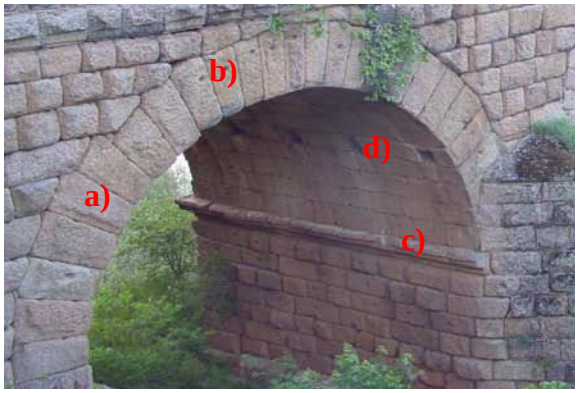


Figura 2.10: Pormenor do aspecto almofadado das aduelas (a) com marcas de orifícios (b) e das saliências (c) e cavidades (d) no intradorso de um arco de volta perfeita da ponte de Segura (Esteves, 2007).

As metodologias correntes para identificação de pontes romanas assentam na identificação dos métodos construtivos, nomeadamente, na identificação do tipo de alvenaria, no estudo das inscrições antigas na pedra (epigrafia), na recolha de dados bibliográficos, na relação com os troços existentes de vias romanas e seu enquadramento no sistema viário (Cabrita e Cardoso, 1997; Pinto, 1998).

No entanto, em regiões periféricas como é o caso português é muito difícil a identificação da origem baseada na identificação de certas formas estilísticas, materiais usados e talhes de pedra (Pinto, 1998).

O problema da classificação com base nas características estilísticas da construção advém, por um lado, da continuidade das técnicas de construção e sucessão de técnicas muito idênticas às usadas no período Romano ao longo de toda a Idade Média e mesmo durante a Época Moderna e, por outro lado, do recurso a métodos de construção, materiais e mão-de-obra autóctones, em detrimento das regras de construção mais conhecidas no período romano.

Na Figura 2.11 mostram-se dois exemplos de pontes romanas, a ponte da Cava Velha e da Vila Ruiva, apresentando algumas características estilísticas bastante distintas em relação às das pontes já apresentadas nos parágrafos anteriores.



a)



b)

Figura 2.11: Pontes romanas da Cava Velha (IHRU, 1992a) (a) e ponte de Vila Ruiva (IHRU, 2001) (b).

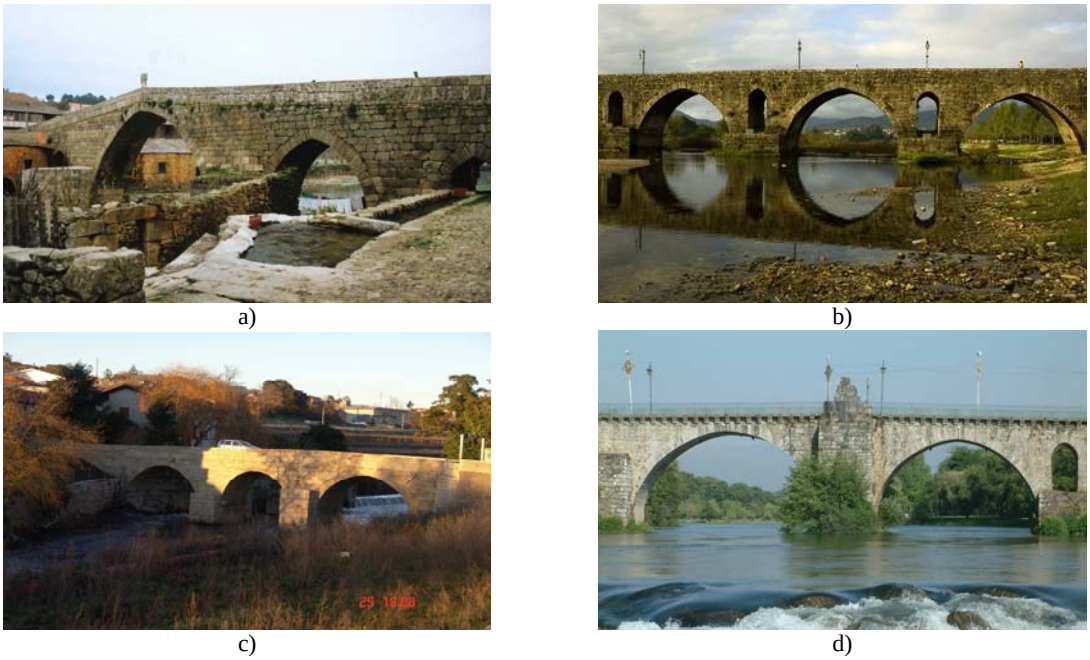
Foram vários os factores que contribuíram para o desaparecimento das pontes romanas, entre eles os mais importantes são devidos a causas naturais, nomeadamente a passagem do tempo, os fenómenos de assoreamento e inundações. A acção do homem ao longo dos tempos teve um papel determinante para a destruição das pontes romanas. Existem muitos casos documentados sobre destruição de pontes na sequência de invasões resultantes de guerras. Nos tempos actuais várias pontes de pedra de origem romana foram destruídas para dar lugar a infra-estruturas dos Caminhos-de-Ferro. Noutros casos foram destruídas para fins ligados à navegabilidade dos rios e à pesca e ainda devido à pressão urbanística e maior intensidade da agricultura como facilmente se constata em Portugal pela existência de maior número de pontes no interior onde aqueles factores não exercem pressão negativa tão elevada (Pinto, 1998).

2.3.2 – Pontes medievais

A construção das pontes medievais dependia das condições económicas e políticas das zonas onde seriam inseridas. Eram pensadas numa lógica regional de implantação em pequenos itinerários, favorecendo a ligação entre as povoações mais próximas. Muitas vezes eram construídas para reconstruir ou substituir pontes romanas em ruína ou desaparecidas, já sem a preocupação de simetria ou de unidade, pelo que, um ou vários arcos centrais são geralmente maiores e mais elevados que os restantes. Como consequência, o número de fundações no leito do rio diminui e conduz a soluções em que o tabuleiro não é horizontal. Além disso são geralmente mais estreitas que as pontes romanas.

As pontes medievais foram predominantemente construídas sem argamassa de consolidação, pelo que o sistema construtivo privilegia o arco com a forma ogival, como acontece na ponte de Ucanha (ver Figura 2.12-a), mas os arcos de volta inteira e os arcos abatidos também são frequentes nas pontes medievais, como são exemplos as pontes ilustradas nas Figuras 2.12-c e 2.12-d.

Na Figura 2.12 ilustram-se alguns exemplos de pontes medievais, nas quais se pode encontrar a ponte de Ucanha e a ponte da Barca que possuem fortificações, que também se trata de uma característica frequente em pontes medievais.



a) b) c) d)

Figura 2.12: Pontes medievais de Ucanha (IHRU, 1999) (a), Ponte de Lima (www.flickr.com) (b), Negrelos (www.panoramio.com) (c) e Ponte da Barca (pas-imagos.blogspot.com) (d).

Neste tipo de pontes os pilares têm espessuras semelhantes aos das pontes romanas, aparecendo geralmente associados a grandes talhantes e quebrantes, com formas triangulares a montante e rectangulares a jusante, construídos para melhorar o comportamento face à acção exercida pela corrente da água, como no caso da ponte de Negrelos (Figura 2.12-b).

As aduelas dos arcos são, em geral, estreitas e compridas, como no caso da ponte da Lagoncinha (Figura 2.13-a) ou na ponte da Barca (Figura 2.13-b), e nelas podem-se encontrar siglas ou marcas de pedreiro. Além disso, o aspecto almofadado ou rusticado não é frequente como acontece nas pontes romanas.



a) b)

Figura 2.13: Pormenor das aduelas das pontes medievais da Lagoncinha (a) e de Ponte da Barca (IHRU, 1992c) (b).

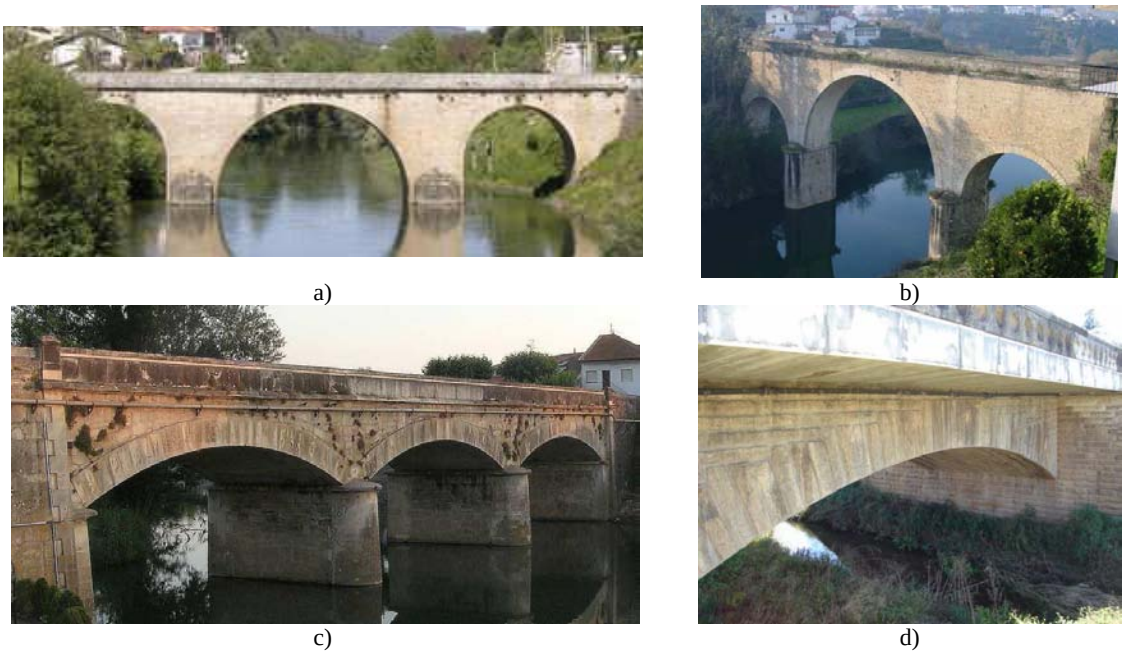
2.3.3 – Pontes modernas

No período moderno as pontes passaram a adoptar soluções mais arrojadas, com maiores vãos, menores flechas dos arcos e pilares mais altos e esbeltos.

Em Portugal podemos encontrar várias tipologias de pontes inseridas nos sistemas rodo e ferroviário, como são exemplos respectivamente as pontes ilustradas nas Figuras 2.14 e 2.15.

No caso das pontes rodoviárias, não existe um modelo estilístico único, no entanto algumas soluções, como as mostradas nas Figuras 2.14-a e 2.14-b ou, anteriormente, na Figura 2.7-b, construídas em vales profundos, são constituídas por arcos de volta perfeita e número reduzido de vãos.

Em vales menos profundos, as soluções de arcos segmentais são mais usadas pois permitem vãos maiores (menos pilares) mantendo o perfil horizontal. As soluções das pontes mostradas na Figura 2.14-c (ponte de Soure) e anteriormente na Figura 2.8 (ponte do Prado) são frequentes no sistema viário português. Por exemplo no concelho de Tomar existem seis pontes com tipologia idêntica à da ponte do Prado (Pereira e Valverde, 2005). O arco segmental é ainda muito usado no caso de pontes pouco extensas (em geral de um arco) como a ilustrada na Figura 2.14-d.

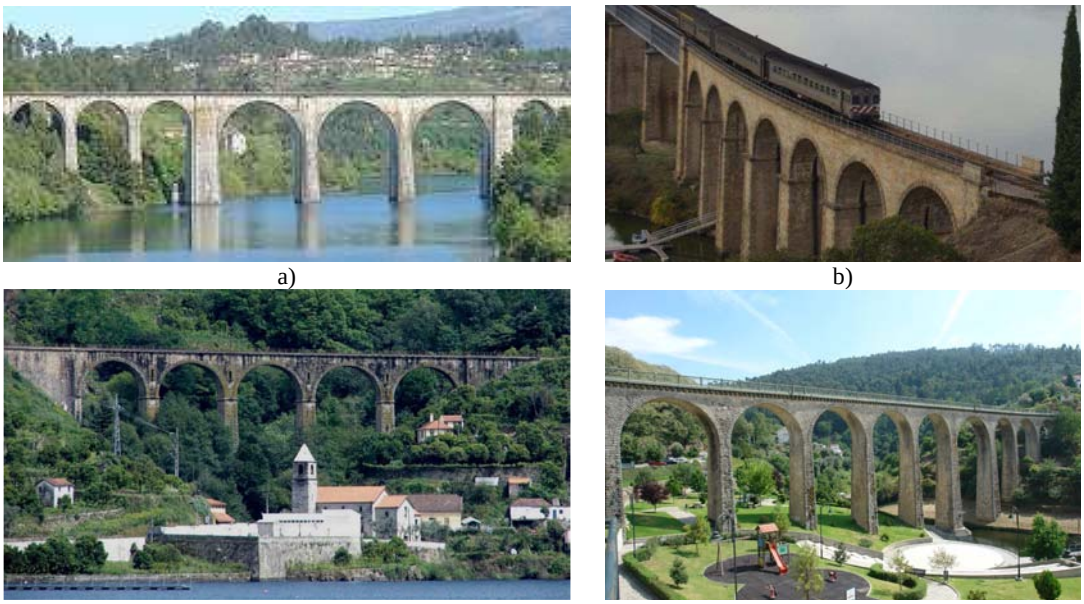


a) b) c) d)

Figura 2.14: Pontes rodoviárias de Coja (www.panoramio.com) (a), Caninhas (b), Soure (www.panoramio.com) (c) e Ceras (Pereira e Valverde, 2005) (d).

No sistema ferroviário as soluções de pontes em arco de alvenaria de pedra têm em geral pilares altos e esbeltos e são constituídas por vários arcos de volta perfeita com vãos idênticos entre si e apresentam molduras na ligação entres paramentos (ver Figura 2.15). A zona dos encontros das

pontes mistas, com pilares em pedra e tabuleiro em estrutura metálica, muito frequentes no sistema ferroviário, podem apresentar estrutura em arco como ilustra a Figura 2.15-b.



a) b) c) d)

Figura 2.15: Pontes ferroviárias na linha do Douro sobre o rio Tâmega (www.fotos.sapo.pt) (a) e sobre o rio Douro (www.panoramio.com) (b) e (c) e na linha do Vouga em Vouzela (www.panoramio.com) (d).

2.4 – COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

2.4.1 – Caracterização do comportamento da alvenaria

As alvenarias das pontes em arco de pedra são constituídas por blocos de pedra natural associados entre si com interposição de juntas que podem conter ou não argamassa de ligação constituindo um material anisotrópico, heterogéneo, com descontinuidades.

Sob o ponto de vista da descrição do comportamento mecânico dos materiais, a alvenaria é controlada pelas propriedades mecânicas dos seus constituintes, blocos e argamassa de interposição (se existir) e das interfaces entre os diversos elementos. As juntas constituem planos de descontinuidades e fraqueza da alvenaria onde pode ocorrer abertura/fecho e escorregamento, pelo que, para além dos condicionantes materiais, a sua dimensão, orientação e posição relativa interferem significativamente no comportamento da alvenaria na medida em que afectam a sua anisotropia e heterogeneidade.

Para além dos factores já referidos o estado de tensão e a diferença relativa das propriedades elásticas dos blocos e argamassa são outros factores que influenciam o comportamento da alvenaria.

Neste contexto, é usual distinguir as alvenarias em função do tipo de interfaces existentes, consoante se tratem de alvenarias de juntas argamassadas constituídas por blocos regulares ou irregulares ligados por argamassa ou de alvenarias de juntas secas constituídas apenas por blocos, portanto, sem argamassa entre eles. Tendo-se no primeiro caso interfaces de ligação do tipo bloco-argamassa e no segundo interfaces de ligação do tipo bloco-bloco.

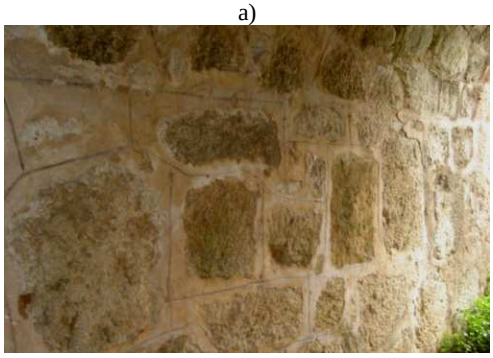
O aparelho dos vários paramentos exteriores das pontes em arco de alvenaria podem então constituir tipologias diversas de alvenaria de pedra aparelhada regular ou irregular, com ou sem preenchimento de argamassa nas juntas. Em geral os arcos e os pilares são constituídos por aparelhos de pedra regulares, existindo maior dispersão de tipologias nos tímpanos (ver Figura 2.16 e Figura 2.17).



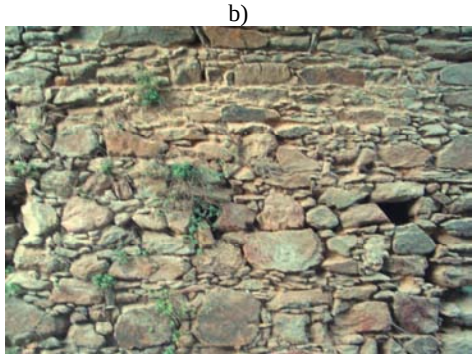
Regular com juntas preenchidas com argamassa
a)



Regular sem preenchimento nas juntas
b)



Irregular com juntas preenchidas com argamassa
c)



Irregular sem preenchimento nas juntas
d)

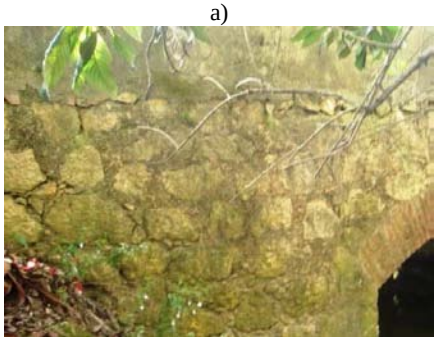
Figura 2.16: Tipologia das alvenarias de pedra das pontes de Segura (a), da Matrena (b) e (d) e ponte do Choupal (c) vistas do intradorso dos arcos.



Regular com juntas preenchidas com argamassa
a)



Regular sem preenchimento nas juntas
b)



Irregular com juntas preenchidas com argamassa
c)



Irregular sem preenchimento nas juntas
d)

Figura 2.17: Tipologia das alvenarias nos tímpanos das pontes romana de Vizela (a), nova de Vizela (b), de Carrazere (c) e da Balsa (d).

2.4.1.1 – Modos de rotura da alvenaria

Os elementos estruturais de alvenaria das pontes em arco estão submetidos a diferentes solicitações e restrições externas e internas. Do ponto de vista da análise do seu comportamento estrutural é usual distinguir o comportamento da alvenaria solicitada no plano e para fora do plano.

A caracterização do comportamento estrutural e em particular a identificação dos modos de rotura no plano da alvenaria é frequentemente baseada em ensaios laboratoriais nos quais provetes representativos da alvenaria são submetidos a esforços uniaxiais de tracção, compressão e corte e esforços combinados de tracção e compressão e de compressão e corte aplicados em dois eixos ortogonais da peça.

Neste contexto, Dhanasekar *et al.* (1985) apresentaram uma sistematização dos modos de rotura encontrados em painéis de alvenaria de tijolo maciço de juntas argamassadas submetidos a carregamento uniaxial e biaxial tendo concluído que a orientação das tensões principais relativamente à orientação das juntas tem grande influência no modo de rotura como se ilustra na Figura 2.18.

Baseado no trabalho de Dhanasekar *et al* (1985), Andreaus (1996) apresentou uma sistematização dos modos de rotura em painéis de alvenaria relacionando-os também com a diferença relativa das propriedades elásticas dos blocos e da argamassa.

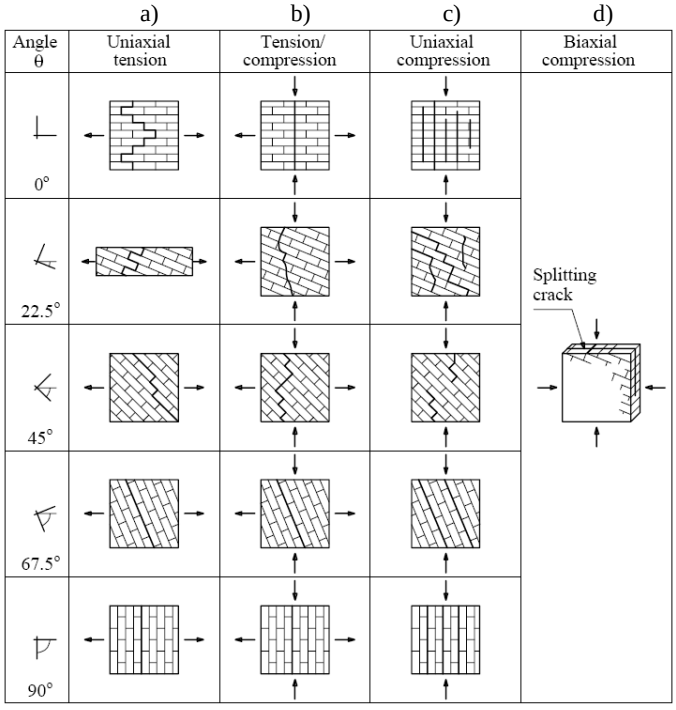


Figura 2.18: Modos de rotura em painéis de alvenaria. Carregamento uniaxial em tracção (a) e compressão (c), carregamento biaxial tracção/compressão (b) e compressão biaxial (d) (Dhanasekar *et al.*, 1985).

No trabalho apresentado por Dhanasekar *et al* (1985), nos casos de carregamento uniaxial verificou-se ocorrer rotura frágil caracterizada por fendas perpendiculares ou sensivelmente perpendiculares às tensões principais máximas. No caso de carregamento uniaxial de tracção (Figura 2.18-a) a fendilhação é concentrada nas juntas numa única fenda e no caso de compressão uniaxial (Figura 2.18-c) a fendilhação é distribuída por várias fendas que atravessam os blocos e as juntas ou apenas as juntas dependendo da orientação das tensões principais em relação à orientação das juntas.

Nos casos de carregamento biaxial tracção/compressão (Figura 2.18-b) a fendilhação concentra-se numa única fenda atravessando os blocos e as juntas ou apenas as juntas dependendo, tal como no carregamento uniaxial de compressão, da orientação das tensões principais em relação à orientação das juntas.

O comportamento ao corte de painéis de alvenaria pode ser caracterizado com base em ensaios aplicando no topo da parede acções de corte (no plano) em conjunto com cargas verticais (Anthoine *et al.*, 1995; Oliveira, 2003; Vasconcelos, 2005), exibindo modos de rotura caracterizados por: deslizamento por corte, fendas diagonais por corte e/ou tracção, flexão com tracção nas juntas horizontais e esmagamento nas escoras comprimidas e *rocking* (ver Figura 2.19).

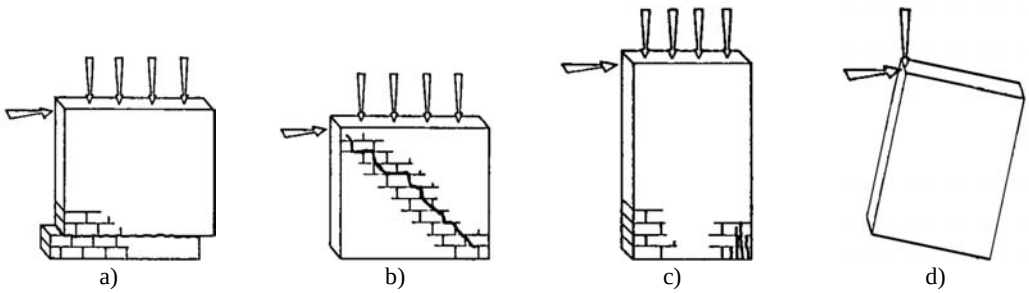


Figura 2.19: Modo de rotura no plano: deslizamento por corte (a), fendas diagonais (b), flexão (c) e *rocking* (d), adaptado de (Tomazevic, 1999) e (Abrams, 2001).

Existem vários elementos estruturais da alvenaria das pontes em arco onde pode ocorrer rotura para fora do plano. Na Figura 2.20 ilustram-se esquematicamente os principais modos de rotura para fora do plano mais usuais em paredes de alvenaria.

Nas paredes representadas nas Figuras 2.20-a e 2.20-b actuam cargas perpendiculares ao plano da parede, no primeiro caso ocorre rotação e abertura da junta sob o carregamento aplicado a meio do elemento, no segundo ocorre rotação na base devido à carga aplicada na extremidade oposta da parede. Nas duas situações ilustradas na figura pode ainda ocorrer rotura para fora do plano devido a fenómenos de instabilidade das paredes devido a elevadas cargas verticais no plano.

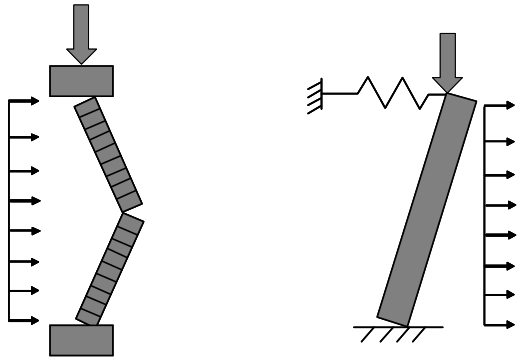


Figura 2.20: Modos de rotura da alvenaria para fora do plano (a) e (b), adaptado de (Abrams, 2001).

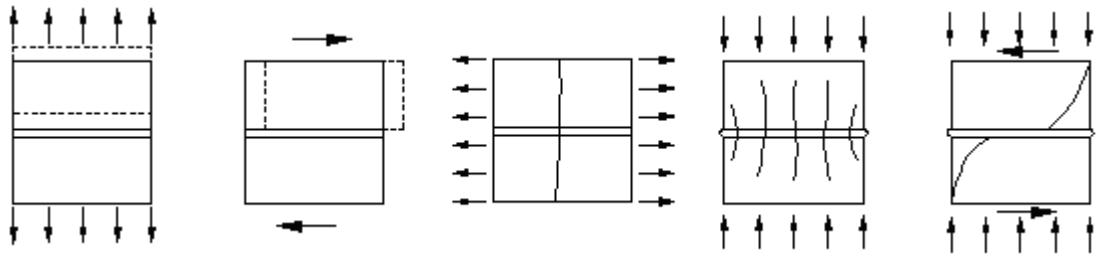
Nas pontes em arco de alvenaria de pedra os tímpanos estão sujeitos a impulsos horizontais perpendiculares ao seu plano podendo ocorrer fenómenos de rotura dos tipos indicados nas Figuras 2.20-a e 2.20-b consoante a influência do pavimento na restrição do deslocamento para fora do plano da parede de tímpano. O tipo de rotura da Figura 2.20-a também pode ocorrer nos arcos devido às acções verticais provenientes da estrutura que actuam perpendicularmente ao seu eixo, sendo a restrição na extremidade do arco exercida pelos tímpanos que estão apoiados sobre os arcos.

Atendendo aos modos de fendilhação nos elementos de alvenaria que ocorrem quer no plano quer fora do plano, pode dizer-se que o comportamento da alvenaria é condicionado essencialmente pela resistência das juntas à tracção e ao corte; pela resistência dos blocos à tracção e compressão e também pela resistência da argamassa à tracção e à compressão.

Lourenço (1996) distinguiu os modos de rotura básicos que caracterizam as estruturas de alvenaria de acordo com os tipos, que esquematicamente se ilustram na Figura 2.21, identificando-os por: a*)* fendas por tracção nas juntas; b*)* fendas por corte com escorregamento das juntas para valores baixos da tensão normal; c*)* fendilhação nos blocos por tracção directa; d*)* esmagamento da alvenaria caracterizado por fendas nos blocos por efeito de Poisson para valores elevados da tensão de compressão; e*)* fendilhação diagonal por tracção nos blocos e para valores da tensão normal suficiente para desenvolver atrito nas juntas.

A relação existente entre os parâmetros mecânicos dos dois materiais e das ligações entre eles também condiciona os modos de rotura. Por exemplo, no caso da rotura por tracção nas juntas a fenda pode ocorrer na interface entre os dois materiais (pedra e argamassa) como é ilustrado na Figura 2.21-a, mas ocorrer na pedra ou na argamassa se um destes materiais apresentar resistência à tracção inferior à estabelecida por aderência entre os dois materiais. Na presença de esforços de

corte, a relação entre os parâmetros mecânicos dos materiais também pode influenciar o desenvolvimento da fendilhação. O caso da Figura 2.21-b, em que o escorregamento ocorre na interface entre a argamassa e o bloco, denota a presença de fracas ligações de aderência entre os dois materiais. A existência de fendas por um plano de corte no seio da argamassa ou no bloco estará associada a materiais fracos e ligações de aderência fortes.



a) b) c) d) e)

Figura 2.21: Modos de fendilhação da alvenaria; fendilhação por tracção nas juntas (a), escorregamento das juntas (b), fendilhação por tracção directa nos blocos (c), esmagamento da alvenaria (d) e fendilhação diagonal por tracção nos blocos e das juntas (e), (Lourenço, 1996).

Nos parágrafos seguintes descreve-se com maior detalhe o comportamento da alvenaria e dos seus materiais constituintes, blocos, argamassa e interfaces, sob aquelas solicitações (tracção, compressão e corte).

2.4.1.2 – Comportamento à tracção

Quando submetidos a esforços de tracção as estruturas de alvenaria, e também os seus constituintes, apresentam comportamento quasi-frágil sendo a resistência à tracção muito reduzida.

A caracterização de amostras de alvenaria à tracção é difícil de proceder dada a reduzida resistência que apresentam neste domínio. No entanto é possível encontrar na bibliografia referências a várias campanhas experimentais utilizando diferentes tipos de ensaios. Neste sentido Pluijm (1999) e Almeida (2002) recorreram a ensaios de tracção directa realizados em amostras constituídas por dois blocos ligados por argamassa. Khalaf (2005) por sua vez realizou ensaios de flexão em amostras constituídas por dois blocos em forma de Z e três pontos de carga induzindo rotura por flexão nas juntas horizontais. Dhanasekar *et al* (1985) e Hamid e Drysdale (1988) ensaiaram painéis de alvenaria constituídos de vários blocos de cimento submetidos a esforços de tracção uniaxial, tracção/compressão biaxial e flexão lateral.

A caracterização dos materiais componentes da alvenaria usando provetes de pedra ou de argamassa é todavia mais simples que a caracterização de provetes envolvendo interfaces, pelo que, são mais frequentes estes tipos de ensaios. Os ensaios mais comuns para caracterizar os materiais

dos blocos à tracção são os ensaios de tracção directa (Pluijm, 1999; Almeida, 2002; Ramos, 2002) e os ensaios de compressão diametral (Almeida, 2000; Costa, 2002). A caracterização do comportamento à tracção das argamassas considerando amostras simples do material constituinte pode ser feita recorrendo a ensaios de flexão (Vasconcelos, 2005).

Nos parágrafos seguintes descreve-se genericamente o comportamento da pedra com base em ensaios de tracção directa.

i) Caracterização do comportamento uniaxial à tracção da pedra

O comportamento à tracção dos materiais quasi-frágeis exibido num ensaio de tracção directa com controlo de deslocamentos é genericamente ilustrado na Figura 2.22-a. A amostra de material é submetida a um estado de tensão uniforme de tracção σ sendo registado o deslocamento δ no comprimento L_{med}.

A evolução (σ,δ) é caracterizada por um ramo inicial elástico linear praticamente até ao valor de pico da resistência à tracção (ver Figura 2.22-b). No final da fase elástica, a curva apresenta alguma não linearidade devido à formação de micro-fendas intergranulares do material heterogéneo, que se desenvolvem enquanto a carga aumentar (i.e. as fendas são estáveis). A partir do valor de pico, a resistência à tracção diminui enquanto a deformação continua a aumentar exibindo um ramo de amaciamento que traduz a diminuição da capacidade de transferência da força devido à formação da (macro) fenda instável, que cresce com diminuição da carga (Vasconcelos, 2005).

Como consequência da abertura da fenda nas zonas contíguas à fenda também ocorre a diminuição da força transmitida e, neste caso, a evolução da curva (σ,δ) é caracterizada pelo ramo de descarga ilustrado na Figura 2.22-c.

Na fase pós-pico a curva de comportamento (σ,δ), na zona da fenda, segue, geralmente, um andamento que pode ser bem ajustado por uma função exponencial (Vasconcelos, 2005).

Neste contexto Lourenço (1996) propôs a equação (2.1) para descrever o ramo de amaciamento em termos da curva (σ,w) aferida no ensaio de tracção em provetes de pedra e provetes de alvenaria com juntas argamassadas, onde w representa a abertura da fenda, G_{fI} a energia de fractura, que é a quantidade de energia necessária para criar uma fenda de superfície unitária e refere-se à área sob a curva (σ,w) e k é um escalar que controla o amolecimento em tracção.

$$\frac{\sigma}{f_t} = e^{-\frac{f_t}{G_{fI}}k} \tag{2.1}$$

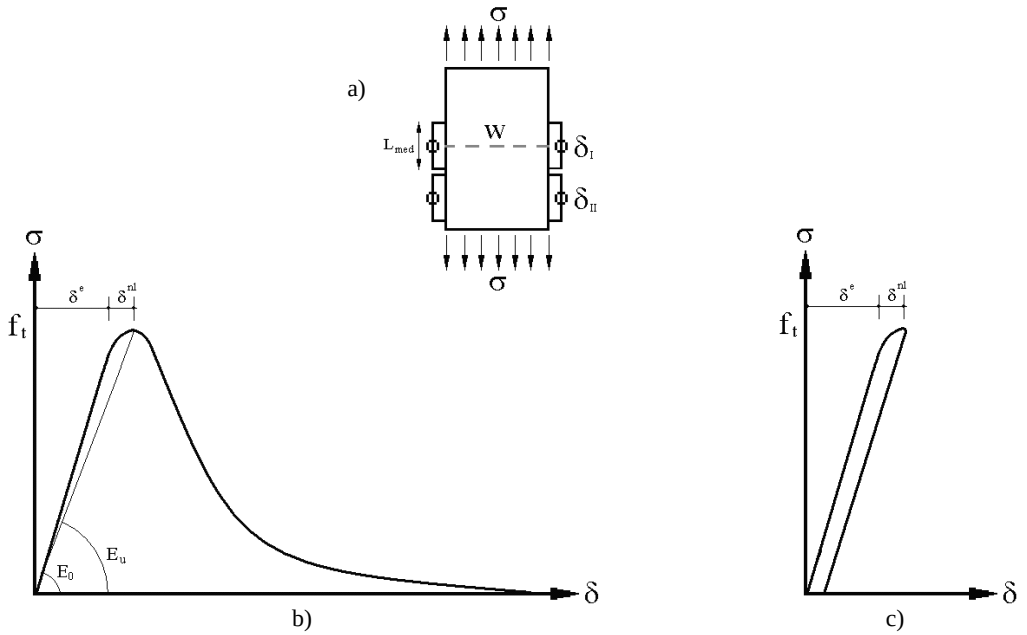


Figura 2.22: Amostra (a) e evolução do comportamento (b) e (c) em ensaios de tracção directa, adaptado de (Vasconcelos, 2005).

Uma vez que os deslocamentos medidos nos ensaios de tracção directa, δ, correspondem à soma do deslocamento elástico, δ^e, do deslocamento não linear, δ^{nl}, e da abertura de junta, w (componente plástica do deslocamento medido), é necessário proceder à prévia determinação do diagrama (σ, w).

Neste contexto, a abertura de junta, *w*, é determinada como se indica na equação (2.2), subtraindo ao deslocamento total medido, δ, a parcela elástica afecta à deformação do bloco, δ^e, e o deslocamento não-linar, δ^{nl}, traduzido no andamento não linear na zona do pico do diagrama (σ, δ), que é devido à micro-fendilhação já referida.

$$w = \delta - \delta^e - \delta^{nl} = \delta - \frac{\sigma L_{med}}{E_0} - \left(\frac{f_t L_{med}}{E_u} - \frac{f_t L_{med}}{E_0}\right) \tag{2.2}$$

Na equação (2.2), E_0 e E_u são respectivamente os módulos de elasticidade inicial e secante, como ilustra a Figura 2.22-b. Desprezando a parcela correspondente à energia dissipada no volume da amostra, isto é, desprezando o deslocamento não linear responsável pela existência de micro-fissuras, e considerando a $E_0 = E_u$, a abertura da fenda pode ser determinada através da equação (2.3).

$$w = \delta - \delta^e = \delta - \frac{\sigma}{\varepsilon} = \delta - \frac{\sigma L_{med}}{E_u} \tag{2.3}$$

Na fase de pós-pico os fenómenos de instabilidade tornam difícil o registo da evolução do comportamento, no entanto segundo Peterson (1981) citado por Almeida (2002) parece que a curva de amaciamento é semelhante em vários materiais quasi-frágeis pelo que o seu andamento pode ser determinado por uma curva de amaciamento pré-determinada, e.g. a equação (2.1).

Os ensaios de tracção directa podem ser conduzidos com controlo da força ou com controlo de deslocamentos. No entanto, no primeiro caso apenas é possível aferir a resistência máxima à tracção, enquanto que no segundo para além da resistência máxima à tracção é possível aferir o comportamento pós-pico da amostra.

ii) Caracterização do comportamento uniaxial à tracção de juntas argamassadas

A caracterização do comportamento à tracção, por meio de ensaios de tracção em provetes representativos de alvenaria, constituídos por vários blocos ligados entre si por juntas argamassadas, são muito difíceis de efectuar dada a baixa resistência da ligação estabelecida pela argamassa entre os blocos.

Os resultados destes ensaios são condicionados por um vasto conjunto de factores. Entre eles o valor da deformação da amostra medido no ensaio uma vez que depende do comprimento de medida, a rigidez dos blocos e a espessura da junta. Para além destes factores também têm influência nos resultados, a qualidade e a área efectiva da ligação bloco-argamassa. A eficiência desta ligação depende do teor em água livre na argamassa e nos blocos e da capacidade da água transportar produtos de hidratação da argamassa para o interior da estrutura porosa do bloco. A variação da área efectiva de ligação da argamassa depende de fenómenos de retracção da argamassa que tendem a originar redução da área em contacto nas interfaces.

Pluijm (1999) realizou uma campanha de ensaios à tracção em amostras constituídas por tijolos ligados por uma fina camada de argamassa de fabrico industrial e determinou o módulo de elasticidade da junta, E^j, à custa da equação (2.4), onde os índices *j*, *b* e *j+b* referem-se, respectivamente, à junta, ao bloco e ao valor obtido directamente dos resultados medidos no ensaio. t^j e t^b são, respectivamente, a espessura das juntas e a espessura do bloco entre o equipamento de medida como se ilustra na Figura 2.23.

Pluijm (1999) verificou que, para juntas com espessura muito fina, o cálculo do módulo de elasticidade através da equação (2.4) é muito sensível ao valor do módulo de elasticidade dos blocos e ao valor da espessura das juntas sendo em certo casos inválido o resultado daquela equação.

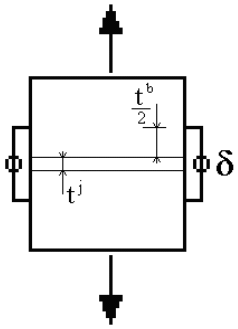


Figura 2.23: Esquematização do ensaio de tracção directa num provete de alvenaria.

$$E^j = t^j \left(\frac{t^b + t^j}{E^{j+b}} - \frac{t^b}{E^b} \right)^{-1} \qquad (2.4)$$

Para além disso, a redução da área efectiva da argamassa leva a que a rigidez real seja maior que a calculada com base na equação (2.4), pelo que, a determinação do módulo de elasticidade a partir dos ensaios de tracção deve ser encarada com reservas dado que a tensão na zona de formação da fenda não é uniforme.

No que se refere ao ramo de amaciamento do ensaio de tracção, como se disse anteriormente, este pode ser descrito através da equação (2.1).

2.4.1.3 – Comportamento da alvenaria ao corte

O comportamento da alvenaria ao corte depende essencialmente da resistência ao corte das suas interfaces. Atendendo à distinção entre os diversos tipos de juntas frequentes nas estruturas de alvenaria, e das pontes em arco em particular, é usual diferenciar o comportamento das juntas secas e das juntas argamassadas. Por sua vez a rugosidade das interfaces e a tensão vertical instalada têm um papel decisivo na evolução do comportamento ao corte, pelo que deve ser considerada a influência destes factores, nomeadamente quando se procede a ensaios de corte de amostras representativas das juntas existentes na alvenaria.

Para caracterizar o comportamento ao corte da alvenaria é usual proceder-se a ensaios monotónicos ou cíclicos de deslizamento sob tensão vertical constante em amostras constituídas por dois, três ou mais blocos tal como descrito na bibliografia (Smith e Carter, 1971; Hamid, 1979 ; Atkinson *et al.*, 1989; Ramos, 2002; Abdou *et al.*, 2006) ou envolvendo em painéis constituídos por vários blocos como descrevem outros autores (Molina *et al.*, 2001; Oliveira, 2003; Vasconcelos e Lourenço, 2004).

i) Caracterização do comportamento de corte de juntas argamassadas lisas

O comportamento ao corte de uma amostra de alvenaria, constituída por dois blocos justapostos entre os quais existe uma junta plana sem rugosidade e preenchida com argamassa, submetida a forças de corte F_h paralelas à junta de superfície A no sentido de originar tensões de corte na junta, $\tau = F_h / A$, e tensões verticais normais às superfícies $\sigma_n = F_v / A$ (ver Figura 2.24-a), é representado por uma evolução da tensão de corte τ em função do escorregamento γ representada na Figura 2.24-b.

Tal evolução é caracterizada por um aumento rápido da tensão de corte até ser atingido um valor máximo de resistência (resistência de pico), que corresponde à soma da resistência da argamassa de ligação dos dois blocos mobilizada na separação dos blocos, normalmente designada por coesão, e da resistência por atrito entre as superfícies em contacto mobilizada no escorregamento. Com o aumento do escorregamento γ a tensão de corte decresce para um valor residual (resistência residual) que permanece constante e que depende apenas das forças de atrito.

A evolução da coesão é caracterizada pela curva a traço-ponto representada na Figura 2.25. Esta exibe um ramo de endurecimento até ao valor de pico seguido de um ramo de amolecimento até à origem. A curva que representa a evolução do atrito mobilizado no escorregamento (a tracejado na Figura 2.25 cresce até ser atingido o valor máximo que depende unicamente do atrito da interface e coincide com o valor residual da resistência da junta.

O modo de fractura envolvido no comportamento em corte (τ, γ) designa-se usualmente por Modo de fractura II, e a área sob a curva (τ, γ) está associada à energia de fractura modo II, G_f^{II}.

Registando o valor de pico e o valor residual da tensão de corte para diferentes valores da tensão normal e ajustando a esses valores uma regressão linear obtêm-se as duas rectas representadas na (Figura 2.24-c). Esta relação entre os valores de pico da resistência τ_p e a tensão normal σ_n pode ser representada pela recta de Mohr-Coulomb expressa na equação (2.5) que depende dos parâmetros c e ϕ que são, respectivamente, a coesão e o ângulo de atrito da junta.

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan\phi \tag{2.5}$$

Quando é rompida a ligação entre os dois blocos (conferida pela argamassa) a tensão cai para o seu valor residual e a coesão decresce para zero sendo a relação entre τ e σ_n dependente unicamente do atrito mobilizado e representada pela equação (2.6).

$$\tau_r = \sigma_n \tan\phi_r \tag{2.6}$$

As rectas referidas no plano (τ,σ_n) são habitualmente designadas de curva (ou superfície) de cedência e configuram o critério de cedência da junta.

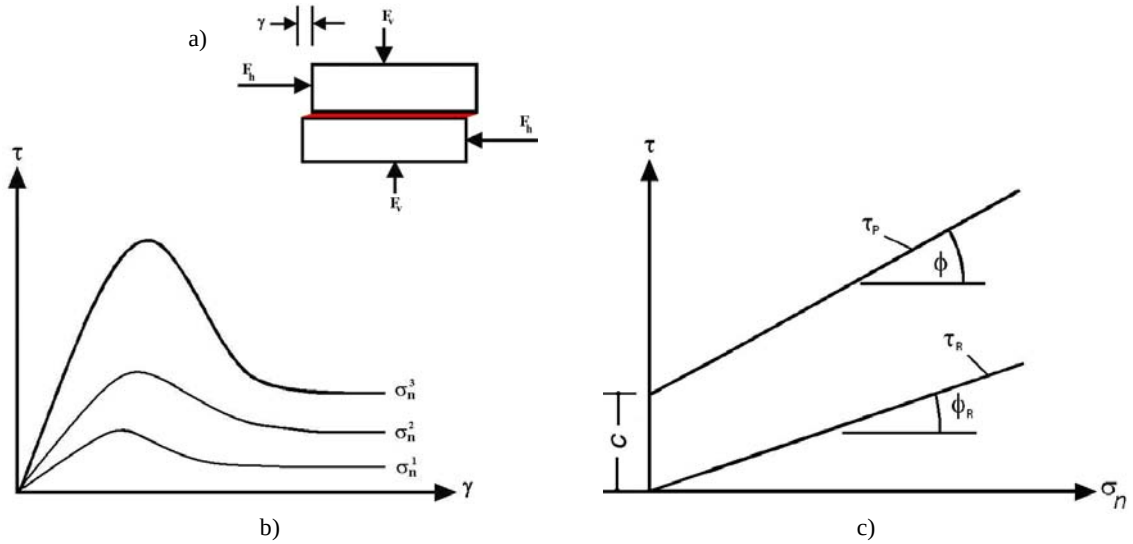


Figura 2.24: Ensaio de corte em juntas argamassadas. Esquematização da amostra (a). Evolução (τ,γ) para três níveis de tensão normal crescente (b). Envolvente de Mohr-Coulomb (c).

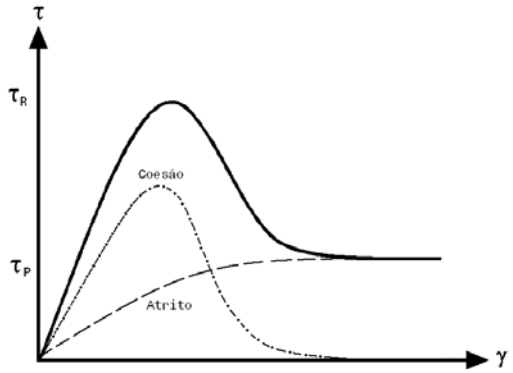
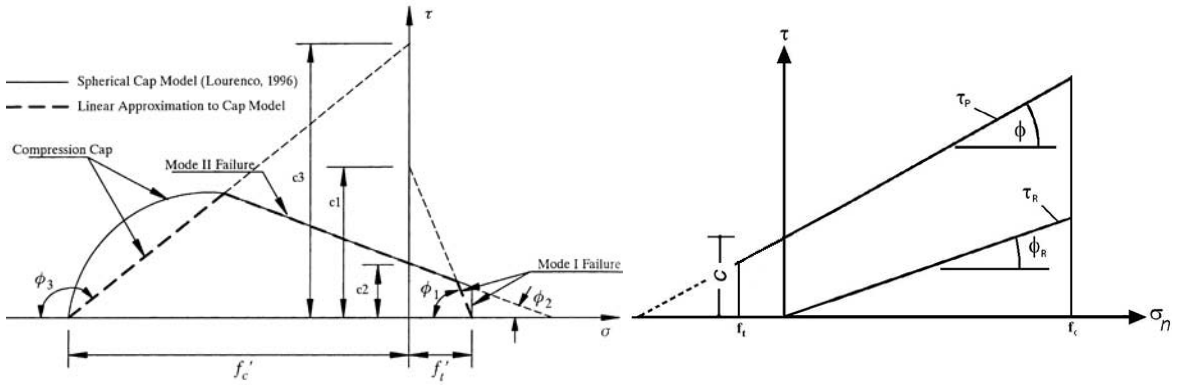


Figura 2.25: Parcelas da resistência de corte num ensaio de corte em juntas argamassadas ($\tau,\ \delta$), (Campos e Matos, 1986).

No domínio de tracção os pontos (σ_n,τ_p) tendem a seguir uma lei não linear que tende para o valor da resistência à tracção da junta (próximo de zero, em concordância com a reduzida resistência à tracção da junta). Assim, é usual corrigir a lei linear de Mohr-Coulomb com um outro critério dependente da resistência à tracção da junta. Tal pode ser considerado através de um critério de cedência adaptado para incluir a limitação em tracção, como no modelo proposto por Lotfi e Shing (1994) em que é usado um critério hiperbólico. Outra opção consiste em limitar os valores da resistência à tracção através de um critério adicional do tipo "*cut-off*" linear, e.g. Sutcliffe *et al* (2001), ou constante, e.g. Lourenço (1996), como esquematizado na Figura 2.26-a. Para valores muito elevados da tensão normal o critério linear de Mohr-Coulomb também deixa de ser válido; neste caso

a rotura passa a ocorrer por compressão do material sendo então adicionado um critério limitador da tensão em compressão, como acontece também nos casos representados na Figura 2.26-a, em que o critério adicionado é linear (Sutcliffe *et al.*, 2001) ou esférico (Lourenço, 1996). Na Figura 2.26-b esquematiza-se ainda o caso do modelo de juntas usado neste trabalho em que são usados limitadores constantes (ver Capítulo 5 e 6).

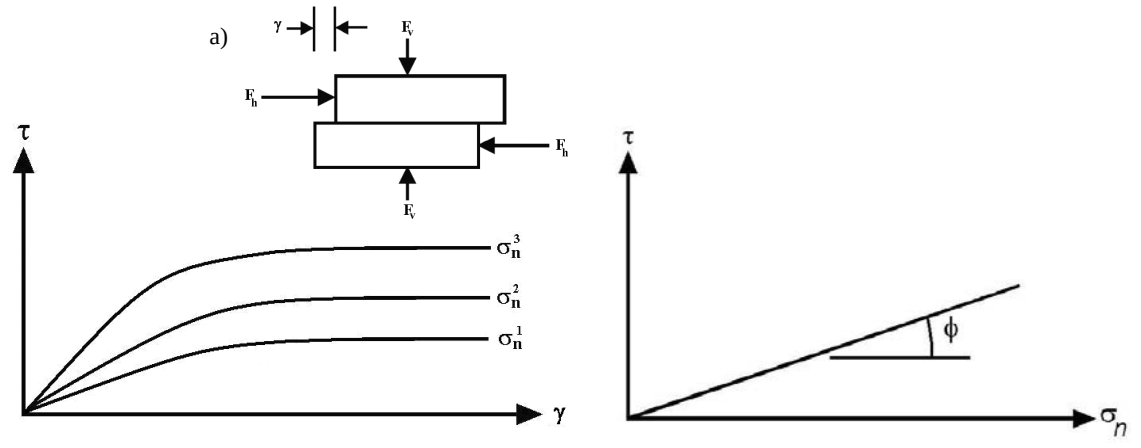


a) b)

Figura 2.26: Superfície de cedência das juntas. Critério de Mohr-Coulomb com limitadores da tracção e compressão do tipo linear e esférico (Sutcliffe *et al.*, 2001) e (Lourenço, 1996) (a) e constante (c).

ii) Caracterização do comportamento de corte de juntas secas lisas

No caso de juntas secas e lisas a evolução da resistência ao corte ao longo do deslizamento depende unicamente do atrito mobilizado na junta pelo que a sua representação exibe um ramo de endurecimento seguido de um ramo de valor constante do tipo ilustrado na Figura 2.27-b. Por sua vez o critério de Mohr-Coulomb adequado para este tipo de juntas, corresponde a um critério expresso na equação (2.6) sendo o ângulo de atrito residual idêntico ao correspondente valor de pico (Figura 2.27-b).



b) c)

Figura 2.27: Ensaio de corte em juntas secas e lisas. Esquematização da amostra (a). Evolução (τ, γ) para três níveis de tensão normal crescente (b). Envolvente de Mohr-Coulomb (c).

iii) Caracterização do comportamento da alvenaria de juntas secas rugosas

Quando as superfícies apresentam rugosidades o comportamento é significativamente diferente do caso apresentado anteriormente. Geralmente a rugosidade aumenta a resistência ao corte, no sentido em que, devido à indentação das rugosidades, se esta existir, só é possível ocorrer deslizamento se ocorrer afastamento dos dois blocos na direcção perpendicular à interface (dilatância) ou corte das rugosidades pela base como se representam na Figura 2.28 (Campos e Matos, 1986). Como consequência nos dois casos, ocorre a mobilização de maior resistência, no primeiro aumentando a tensão normal mobilizada e no segundo a tensão de corte.

No caso de a tensão normal ser suficientemente alta para impedir a dilatância, a rugosidade é cortada pela base e a resistência ao corte compõem-se de duas parcelas distintas, uma devida ao atrito residual na interface, ϕ_r , e outra devida à resistência oferecida pela rugosidade ao corte pela base que pode ser traduzida na envolvente de Mohr-Coulomb por uma parcela de coesão, c . Neste caso o comportamento da rugosidade segue o andamento indicado na Figura 2.28-a. No caso de a tensão normal ser nula, ou muito baixa, a resposta esquemática resultante de uma rugosidade de inclinação i segue o andamento indicado na Figura 2.28-b; a fractura da rugosidade ocorre após se ter verificado dilatância e aumento da tensão normal.

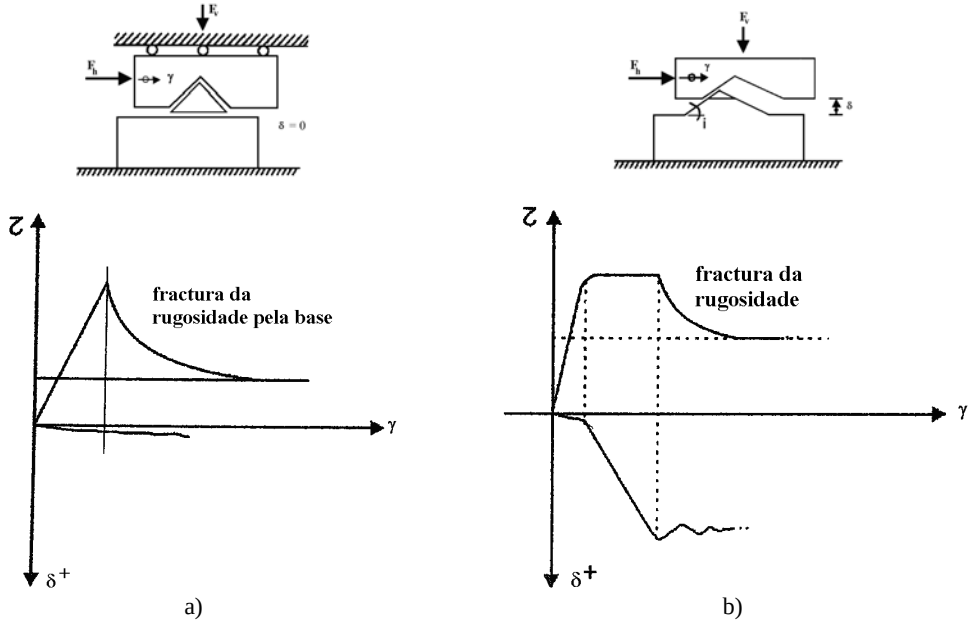
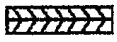
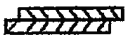
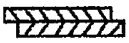
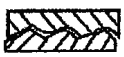
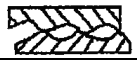


Figura 2.28: Comportamento esquemático de uma junta rugosa em corte sem (a) e com (b) dilatância. (Campos e Matos, 1986)

Assim, o deslocamento normal à junta motivado pela ocorrência de deslizamento (dilatância) depende do nível de tensão instalado, sendo maior quando as tensões normais de compressão são baixas e o ângulo de dilatância apresenta como valor médio (usual) cinco graus (Campos e Matos,

1986). Para tensões muito elevadas o ângulo de dilatância decresce, para valores próximos de zero, como consequência do alisamento das superfícies por corte da rugosidade pela base.

Quando não existe indentação da junta, como acontece nas juntas de alvenaria de blocos de pedra, dependendo do sentido do deslocamento tangencial pode até ocorrer contracção, verificando-se diminuição de volume e também da tensão normal. De facto em certos casos (ver Figura 2.29) inicialmente pode ocorrer contracção seguida de dilatação ou dilatação seguida de contracção e novamente dilatação.

Tipo	Exemplo	Corte Lateral para a direita	Ângulo de dilatância	Corte Lateral para a esquerda	Ângulo de dilatância
1			0		0
2			+i		+i
3			-i		+i
4			+i		-i
5			-i		+i

+i - dilatação; -i - contracção

Figura 2.29: Ângulo de dilatância em juntas com e sem indentação, (Campos e Matos, 1986).

Em correspondência com o exposto anteriormente, o comportamento observado em ensaios realizados em amostras de pedra com superfícies rugosas para diferentes valores da tensão normal pode ser esquematizado de acordo com as curvas (σ,γ) da Figura 2.30. Para tensões normais muito baixas, o comportamento depende essencialmente do atrito entre as paredes da junta, (o mesmo tipo de evolução acontece no caso das juntas lisas sem argamassa). À medida que a tensão normal na junta aumenta a curva (σ,γ) tende a apresentar resistência de pico (como acontece no caso das juntas argamassadas).

Patton (1966) realizou ensaios em amostras de rocha com superfícies rugosas tendo observado que a relação entre a resistência ao corte, τ_p, e a tensão normal, σ_n, pode ser representada pela função de cedência representada na Figura 2.30-c. Por sua vez, aquela equação pode ser idealizada por dois troços, um deles representa a superfície de rotura da superfície rugosa e a resistência ao corte é neste caso representada pela equação (2.7), e o outro, a rotura da superfície lisa sendo a resistência ao corte neste caso expressa pela equação (2.9). Por sua vez, a relação entre a resistência ao corte residual, τ_r, e a tensão normal, σ_n, pode ser representada pela função de cedência expressa pela equação (2.9).

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi + i) \tag{2.7}$$

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan(\phi) \tag{2.8}$$

$$\tau_r = \sigma_n \tan(\phi_r) \tag{2.9}$$

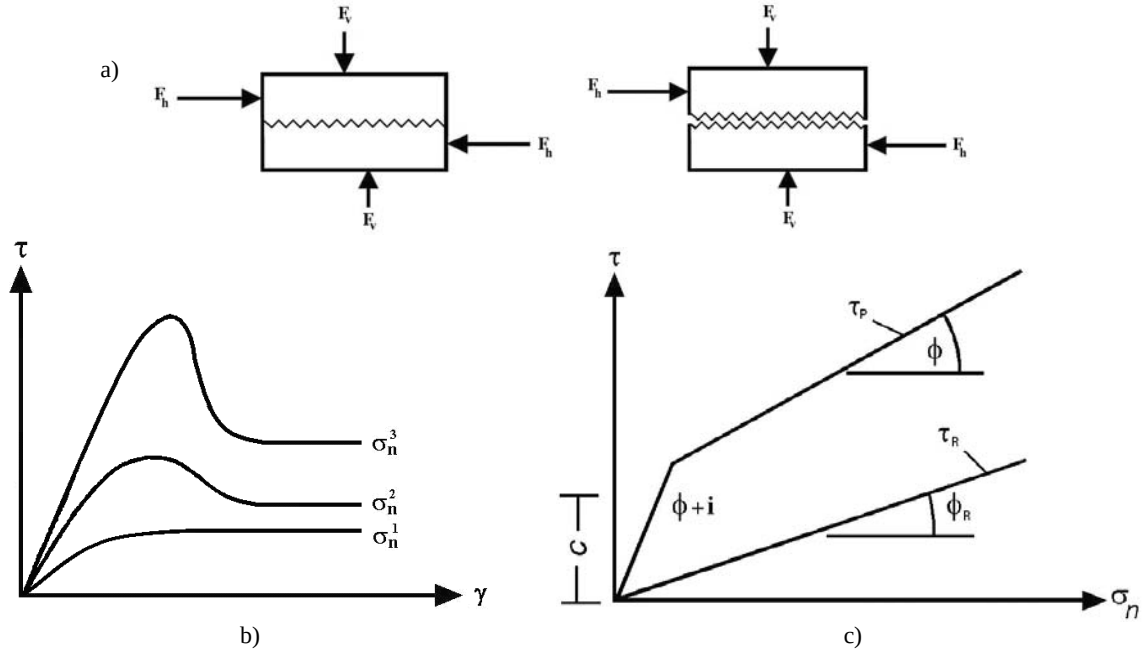


Figura 2.30: Ensaio de corte em juntas secas rugosas. Esquematização da amostra (a). Evolução (τ, γ) para três níveis de tensão normal crescente (b). Envolvente de Mohr-Coulomb (c).

iv) Comportamento cíclico

Ramos (2002) realizou uma campanha de ensaios de corte cíclico em amostras constituídas por dois blocos em contacto por intermédio de juntas secas tendo considerado três tipos de superfícies: polida (L), serrada (S) e bujardada (R) cujos resultados se apresentam na Figura 2.31.

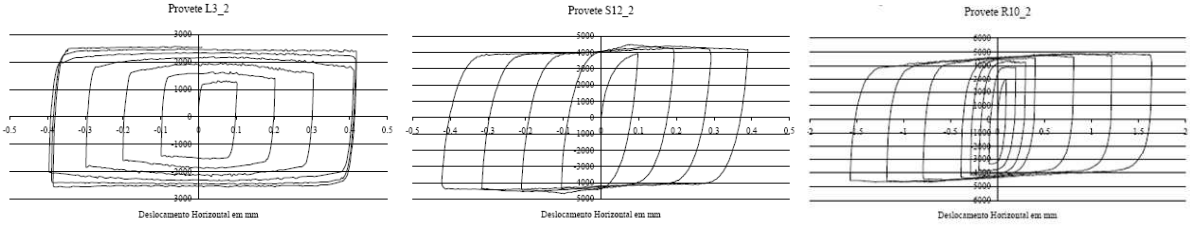
Nos ensaios com superfície polida verifica-se um aumento da resistência ao corte e do ângulo de atrito nos primeiros ciclos para todos os níveis de tensão vertical considerados na campanha. Tal supôs-se ser devido ao aumento da rugosidade originado pela desagregação de partículas (Ramos, 2002).

Nos ensaios com superfície serrada verifica-se que a não linearidade das recargas aumenta nos ciclos sucessivos e que também a rigidez aumenta com o nível de pré-compressão. De facto, quanto maior a tensão vertical, maior o imbricamento na junta, pelo que a força necessária para iniciar o deslizamento também tende a ser maior. No primeiro ciclo verifica-se o aumento da resistência tangencial e do ângulo de atrito e nos ciclos seguintes aqueles parâmetros mantêm-se constantes.

As descargas efectuam-se com uma rigidez muito elevada (ramo praticamente vertical) e o ângulo de dilatância não sofreu grandes alterações ao longo do ensaio.

Finalmente, para as amostras com superfície bujardada verifica-se um aumento da resistência e do ângulo de atrito nos primeiros ciclos mantendo-se constantes nos restantes. A evolução da recarga nos dois sentidos caracteriza-se por não ser simétrica devido à ausência também de simetria das rugosidades das interfaces. A rigidez também aumentou com a tensão vertical.

Nestes ensaios, verifica-se variação do volume (diminuição), tendo o deslocamento vertical atingido 0.4 mm no sentido de aproximação das fendas. Esta diminuição do volume corresponde a contracção que é devida ao desgaste do material e acomodação das faces; no entanto os valores foram pequenos pelo que se consideraram desprezáveis (Ramos, 2002).



a) b) c)

Figura 2.31: Diagrama de força de corte *vs* deslocamento horizontal observado na série de provetes L (a), S (b) e R (c) para níveis de tensão de 1.5 MPa, (Ramos, 2002).

2.4.1.4 – Comportamento à compressão

O comportamento à compressão das alvenarias é muito variado e, como se descreve a seguir, depende das propriedades dos materiais, blocos e argamassa e das condições de abertura fecho e da rugosidade das interfaces.

O modo rotura em compressão da alvenaria, como referido na secção 2.4.1.1, é marcadamente caracterizado pela existência de fendas paralelas à direcção de actuação da tensão nos blocos e argamassa por efeito de Poisson devido à extensão transversal nas juntas que origina tensões de tracção perpendiculares à direcção de actuação das cargas de compressão (ver Figura 2.21-d). Em painéis de alvenaria solicitados por compressão uniaxial as fendas por compressão são disseminadas no material, quando existe um carregamento biaxial de compressão-tracção a fendilhação concentra-se numa única fenda por efeito combinado do carregamento (ver Figura 2.18).

Os ensaios de caracterização do comportamento à compressão são mais simples de executar que os ensaios de tracção quer em amostras de um único material ou representativas da alvenaria, pelo que na bibliografia podem ser encontradas várias referências em que foram realizados ensaios

deste tipo (McNary, 1985; Oliveira, 2003; Brencich *et al.*, 2004; Pina-Henriques, 2005; Vasconcelos, 2005).

Nos parágrafos seguintes descreve-se o comportamento tipicamente observado em ensaios de compressão efectuados em amostras constituídas por um material único, pedra ou argamassa, e em amostras constituídas por blocos de pedra justapostos com e sem argamassa considerando diferentes condições de rugosidade das juntas.

i) Caracterização do comportamento à compressão uniaxial da pedra

O comportamento material dos blocos de pedra sob esforços de compressão tem vindo a ser estudado desde há vários anos na disciplina da mecânica das rochas e, mais recentemente, como material estrutural usado nas construções de alvenaria, pelo que é bem conhecido o seu comportamento.

Do ponto de vista da análise do comportamento à compressão da pedra enquanto material estrutural, importa caracterizar a rigidez normal e a evolução do comportamento em termos da relação entre as tensões e extensões (σ,ε).

Na Figura 2.33 apresenta-se o andamento típico da resposta observada em ensaios de compressão efectuados em amostras de blocos de pedra.

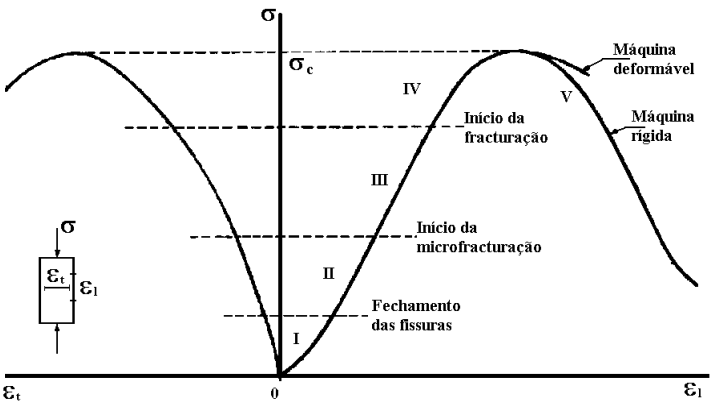


Figura 2.32: Comportamento dos blocos de pedra à compressão, (Rocha, 1981).

De acordo com Rocha (1981) a curva (σ,ε_l) apresenta cinco zonas distintas. O ramo inicial é devido ao progressivo fechamento das fissuras da rocha e no caso de rochas sedimentares devido também à rotura das ligações frágeis entre grãos; como consequência destes fenómenos a compacidade da rocha e o seu o módulo de elasticidade cresce. Ao mesmo tempo, a deformação transversal ε_t e o coeficiente de Poisson υ crescem, apresentando curvatura ligeira a que corresponde uma diminuição de volume.

A fase seguinte a curva (σ,ε_l) é caracterizada por um ramo linear ao qual corresponde um módulo de elasticidade constante, sendo também rectilíneo o andamento apresentado na curva (σ,ε_t) e o coeficiente de Poisson υ também é constante.

No trecho III o andamento do diagrama (σ,ε_l) mantém-se linear, mas na direcção transversal o diagrama (σ,ε_t) apresenta andamento não linear com variação das deformações transversais ε_t a um ritmo crescente devido à microfissuração resultante do desenvolvimento de fendas sensivelmente paralelas à direcção da tensão originadas por concentração de tensões nos contactos entre elementos de diferentes deformabilidades. O coeficiente de Poisson υ cresce e o volume continua a diminuir até se tornar estacionário no fim da fase III.

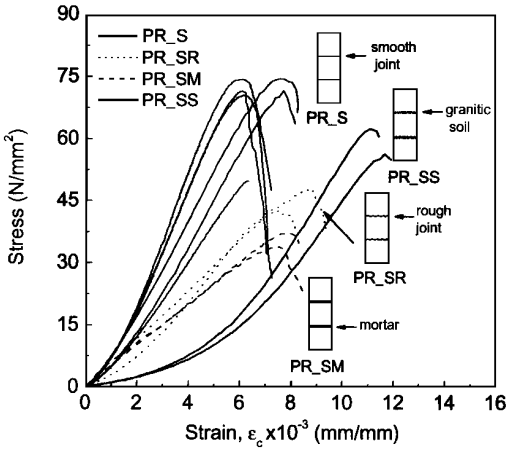
No trecho IV aumentam as zonas fracturadas e, como consequência, as extensões ε_l e ε_t, o volume e o coeficiente de Poisson υ crescem rapidamente. Quando υ=0.5 o volume passa a ser superior ao inicial; este fenómeno, designado por dilatância, contribui para aumentar a tensão de confinamento melhorando as condições de resistência do material caso este encontre restrições de extensão transversal. O trecho IV termina quando é atingido o valor máximo da tensão, o que se dá ao ocorrerem fracturas macroscópicas.

Por fim, o trecho V corresponde ao ramo de amaciamento no qual o encurtamento da peça progride enquanto a tensão decresce. Este fenómeno corresponde ao crescimento das fendas macroscópicas numa zona localizada enquanto que nas zonas vizinhas se verifica descarga elástica. O comportamento neste ramo é muito dependente das condições fronteira e dimensões do provete.

ii) Caracterização do comportamento à compressão uniaxial de prismas de alvenaria

Vasconcelos (2005) realizou uma campanha de ensaios de compressão monotónicos e cíclicos em prismas de blocos interpostos com e sem juntas preenchidas e diferentes condições das superfícies dos blocos. Na Figura 2.33 apresentam-se as curvas de comportamento obtidas nos ensaios de compressão monotónicos usando quatro tipos de condições conforme se descreve na legenda, abordando-se em seguida os aspectos essenciais observados nos ensaios.

No contexto do trabalho citado no parágrafo anterior foram também realizados ensaios de compressão cíclicos em amostras do mesmo tipo das usadas nos ensaios monotónicos tendo-se verificado existirem deformações permanentes correspondentes a um determinado nível de tensão e aumento da rigidez nos sucessivos ciclos de carga/descarga.



PR_S – Prismas com juntas lisas secas
PR_SR – Prismas com juntas rugosas secas
PR_SM – Prismas com juntas lisas argamassadas
PR_SS – Prismas com juntas lisas e preenchimento com solo granítico

Figura 2.33: Comportamento à compressão de prismas de alvenaria de blocos de pedra (Vasconcelos, 2005).

Prismas de alvenaria de juntas secas

A rugosidade e o desfasamento existente entre as rugosidades das faces das juntas secas condicionam o comportamento deste tipo de alvenaria. Quando as superfícies das juntas secas apresentam irregularidades e um desfasamento que não garante um bom imbricamento, a tensão efectiva nos pontos de contacto é muito elevada. Neste caso a ausência de um material de interface que uniformize as tensões na junta, conduz no andamento da curva (σ, ε) a um trecho inicial de reduzida rigidez implicando a existência de grandes deformações resultantes essencialmente da deformabilidade local das juntas associada ao esmagamento das rugosidades (ver curva PR_SR da Figura 2.33).

Quando a faces estão em contacto mais amplo, o que acontece nas juntas lisas (ver PR_S na Figura 2.24) e nas juntas rugosas com imbricamento ou após rotura das rugosidades devido a tensões de compressão elevadas, o comportamento passa a ser idêntico ao da rocha intacta.

Em relação aos ensaios cíclicos usando os provetes de alvenaria de junta seca (PR_SR e PR_S) a parcela da deformação não recuperável foi superior nos provetes PR_SR que têm as interfaces rugosas.

Prismas de juntas argamassadas

Neste caso a curva de comportamento exibe um trecho inicial que depende do comportamento da argamassa. Para os prismas PR_SM, Vasconcelos (2005) encontrou um ramo inicial com rigidez mais elevada que os restantes casos ensaiados, o que terá resultado do tipo de argamassa utilizada. Verificou ainda que, para os prismas PR_SS, o ramo inicial é caracterizado por ser bastante longo e com baixa rigidez sendo a rigidez do ramo seguinte semelhante à observada nos prismas com juntas lisas.

O comportamento cíclico evidenciou elevada parcela não recuperável nos prismas PR_SS e PR_SM.

Influência da abertura/fecho das juntas no comportamento à compressão

No que se refere à influência da abertura/fecho das juntas, quando existe contacto (juntas fechadas) as juntas argamassadas, exibem inicialmente, uma rigidez que corresponde à compressibilidade da argamassa e outra após o esmagamento da argamassa que é condicionada pela rigidez dos blocos. No caso de juntas secas, o comportamento verificado é fortemente marcado pelo material de que é constituído o bloco, pela rugosidade e condições de imbricamento das interfaces. Naturalmente, quando a junta se encontra aberta a sua rigidez normal é nula, mas após fecho a rigidez normal é praticamente restituída.

2.4.2 – Caracterização do comportamento do material de enchimentos

Os materiais utilizados no enchimento das pontes de alvenaria de pedra podem ter natureza diversa, como se referiu na secção 2.2; todavia a utilização de materiais granulares de granulometria extensa constituídos por aglomerados de partículas de natureza diversa, como terra ou cascalho, são o tipo de solução mais frequente nas pontes portuguesas, pelo que, neste trabalho será dado enfoque a este tipo de material de enchimento.

Dada a sua constituição, o comportamento deste tipo de material, utilizado como enchimento, pode ser assimilado ao dos solos reconstituídos, encontrando-se sujeito a um estado de tensão tridimensional de tensões que pode, eventualmente, conduzir à sua rotura por corte. O comportamento em termos da relação entre tensões e deformações exibe acentuada não linearidade, histerese e plastificação, influenciado por variados factores intrínsecos e extrínsecos ao material, e dependência da tensão de consolidação.

Neste contexto a cedência por corte traduz-se através dum critério de cedência tipo Mohr-Coulomb, que representa a dependência entre a tensão de corte e a tensão de consolidação em função do ângulo de atrito e da coesão, expresso pela equação (2.10), e a evolução da cedência plástica é traduzida mediante adequadas leis constitutivas do comportamento.

$$\tau' = c' + \sigma'_c \, tan(\phi') \tag{2.10}$$

Nos solos reconstituídos de materiais puramente granulares soltos a parcela coesiva é nula $(c' = 0)$ pelo que a envolvente de rotura por corte passa a ser expressa pela equação (2.11). Assim a rotura por corte corresponde à ocorrência de deslizamento e rolamento entre as partículas. As con-

dições em que tais fenómenos ocorrem dependem da forma e rugosidade das partículas, que são factores intrínsecos do material, e determinam o ângulo de atrito (ϕ') a usar na expressão (2.11).

$$\tau' = \sigma'_c \, tan(\phi') \tag{2.11}$$

As condições de imbricamento entre partículas, dependentes da graduação da curva granulométrica e do índice de vazios do material, também determinam as condições de atrito e a ocorrência de dilatância.

No caso de uma areia solta o imbricamento entre partículas é reduzido, pelo que, como se referiu anteriormente, o atrito é determinado pelas condições de deslizamento e rolamento entre as partículas. Neste caso a relação entre as tensões de desvio e as deformações axiais observadas num ensaio triaxial não exibe resistência de pico (ver Figura 2.34).

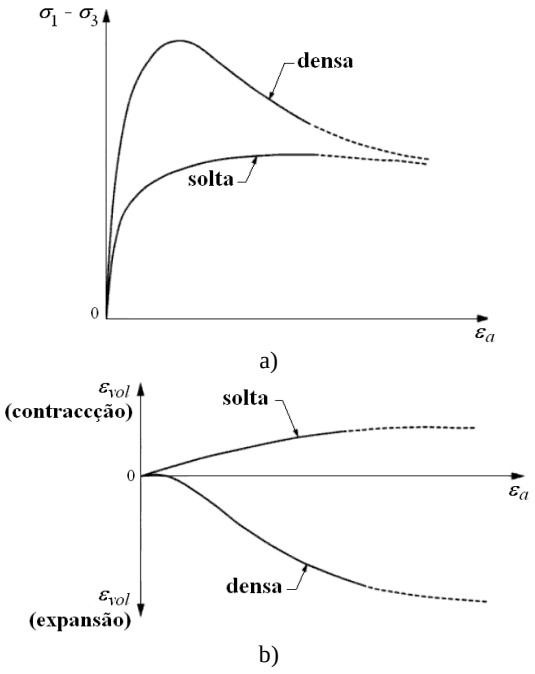


Figura 2.34: Tensões de desvio *vs* deformações axiais (a) e deformações volumétricas *vs* deformações axiais (b) observadas num ensaio triaxial em amostras de areia densa e solta, (Fernandes, 2006).

No caso de uma areia densa (bem compactada) o imbricamento existente entre as partículas determina a fase de pico exibida na curva (τ, ε_a) como ilustra a Figura 2.34. Neste caso a deformação é acompanhado de aumento de volume (ε_{vol}) na direcção normal ao plano de corte. Este fenómeno, também designado por dilatância, determina o aumento da resistência ao corte exibido na fase inicial do diagrama (τ, ε_a) uma vez que o aumento de volume é acompanhado de acréscimo da tensão normal no plano de corte.

No caso destes materiais granulares o ângulo de atrito depende das condições de deslizamento, rolamento e galgamento entre as partículas. O critério de cedência representado pela envolvente de Mohr-Coulomb pode ser traduzido à custa da expressão (2.12) em que ψ é o ângulo de dilatância. Os fenómenos associados ao galgamento e consequente dilatância dependem do índice de vazios do material e da tensão de consolidação, pelo que o ângulo de dilatância ψ é maior quando a tensão de consolidação é menor. Neste contexto a envolvente de Mohr-Coulomb da expressão (2.12) representa uma função não linear apresentando uma curvatura para a gama de tensões de consolidação mais baixas e uma recta para tensões de consolidação mais altas.

$$\tau' = \sigma'_c \, tan(\phi' + \psi) \tag{2.12}$$

Porém, nos modelos numéricos de aproximação, o recurso a critérios de cedência do tipo linear, para representar o comportamento deste tipo de materiais, é todavia mais usual. Neste caso, adoptando-se para o critério de Mohr-Coulomb uma expressão análoga à equação (2.10), os fenómenos associados ao galgamento entre partículas são traduzidos pela parcela c' que representa uma coesão aparente.

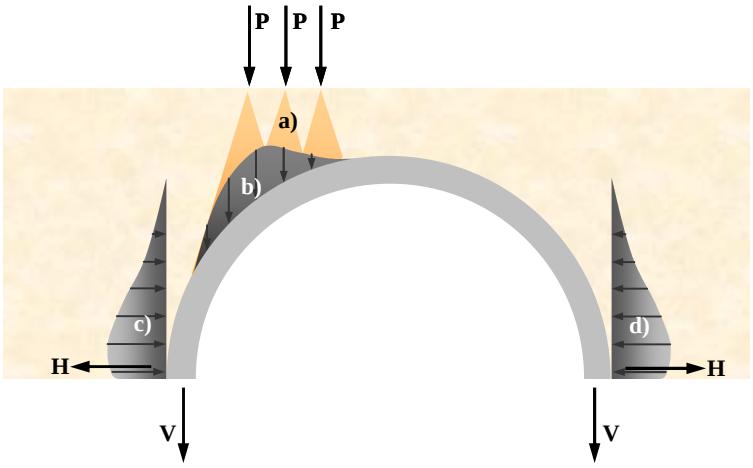
A existência de ligações cimentícias entre as partículas, características de solos naturais estruturados (Fonseca, 1996), confere ao material resistência à tracção (ainda que muito ténue dada a natureza das ligações). Neste caso a rotura por corte também está associada a aumento de volume devido à expansão necessária para quebrar aquelas ligações, sendo que a expansão volumétrica ocorre mais nos casos em que a tensão de consolidação é menor, pelo que a ocorrência de uma fase de pico na lei de comportamento, associada ao aumento da tensão normal na direcção perpendicular ao plano de corte, é mais evidente precisamente quando a tensão de confinamento é menor. Neste caso é adequado considerar uma parcela coesiva não nula no critério de Mohr-Coulomb expressa na equação (2.11).

À medida que se aumenta tensão de consolidação a influência dos fenómenos associados ao galgamento entre as partículas e desestruturação das ligações interpartículas diminui (Fonseca, 1996).

2.5 – FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA E DOS SEUS COMPONENTES

2.5.1 – Aspectos gerais de distribuição e transmissão de esforços

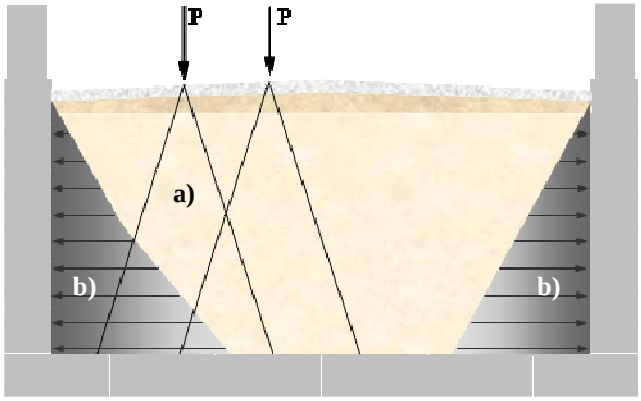
O mecanismo funcional de transmissão de cargas gravíticas das pontes em arco é marcado pela diferença de comportamento exibido nas direcções longitudinal e transversal. Na Figura 2.35 apresenta-se o mecanismo de transmissão de cargas verticais pelo sistema estrutural na direcção longitudinal da ponte e na Figura 2.36 o esquema de funcionamento na direcção transversal.



P – cargas pontuais
H e V – acções transmitidas aos apoios

a) degradação das cargas pontuais
b) bolbo de pressões sobre o arco
c) e d) impulsos do enchimento sobre o arco

Figura 2.35:Esquema de funcionamento da ponte na direcção longitudinal.



P – cargas pontuais

a) degradação das cargas pontuais
b) impulsos sobre os tímpanos

Figura 2.36:Esquema de funcionamento da ponte na direcção transversal, adaptado de (Álamo, 2001).

Na direcção longitudinal o comportamento é essencialmente determinado pelo funcionamento do arco por efeito das cargas transmitidas pelo enchimento e tímpanos.

Na direcção transversal as cargas dos veículos e o peso da estrutura são transmitidas aos tímpanos através de impulsos horizontais que actuam na direcção perpendicular ao plano dos tímpanos (direcção transversal da ponte). Neste caso o comportamento é marcado pela interacção entre o enchimento, os tímpanos e o arco e também pela ligação entre estes dois elementos.

Nos parágrafos seguintes distinguem-se os principais aspectos do comportamento dos elementos estruturais relacionados com o mecanismo de transmissão das cargas verticais nas direcções longitudinal e transversal da ponte.

2.5.1.1 – Arcos

Tal como referido anteriormente, na direcção longitudinal da ponte o arco desempenha um papel primordial no comportamento estrutural. Uma grande parte das cargas envolvidas é transmitida directamente a este elemento da ponte, pelo que a sua geometria e o material constituinte são escolhidos para que o esforço axial de compressão seja o esforço predominante conferindo-lhe uma capacidade portante muito elevada. Todavia os arcos de alvenaria têm reduzida resistência à tracção pelo que a eficácia do seu funcionamento, que advém da predominância do esforço axial de compressão, é fortemente dependente da capacidade de distribuição das cargas no seio do enchimento, da importância das sobrecargas pontuais face às cargas permanentes e da capacidade de serem mobilizadas as reacções horizontais dos apoios.

Na Figura 2.37 ilustra-se o comportamento de um arco bi-apoiado no qual está aplicada uma carga pontual a ⅓ do vão através da identificação das zonas fissuradas e esmagadas, bem como da linha de pressões e acções transmitidas aos apoios. A linha de pressões, representada a preto na Figura 2.37, é o lugar geométrico definido pela resultante das tensões normais de compressão, N, nas juntas entre aduelas do arco.

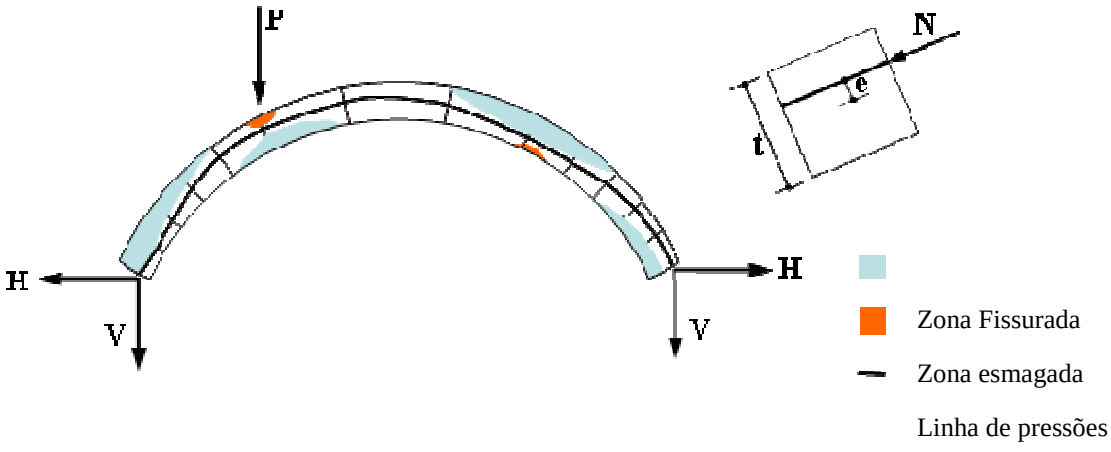


Figura 2.37: Esquematização do comportamento dos arcos sob cargas pontuais a ⅓ do vão.

Para que a secção transversal rectangular, de altura t e espessura b, esteja completamente comprimida é necessário que a linha de pressões esteja contida no terço central. De acordo com a hipótese de Bernoulli para peças lineares, equação (2.13), tal condição equivale a estabelecer que a relação entre N e M, designada por excentricidade, seja inferior a $t/6$, equação (2.14).

$$\sigma(x) = \frac{N}{bt} + \frac{12M}{bt^3}\, x \tag{2.13}$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{t}{6} \tag{2.14}$$

Quando a resistência à compressão σ^- é ultrapassada nas fibras comprimidas ocorre esmagamento como ilustram as zonas marcadas a laranja na Figura 2.37. Quando a linha de pressões sai fora do terço central ocorrem tracções nas secções extremas e, admitindo que a resistência à tracção da junta σ_{res}^+ é nula, ocorre abertura da junta em correspondência com as zonas marcadas a azul na Figura 2.37.

Para que não ocorra esmagamento nas fibras comprimidas a tensão de compressão não deverá ultrapassar a tensão resistente de compressão ($\sigma^- < \sigma_{res}^-$). Assim a excentricidade máxima que verifica a condição de não ocorrer esmagamento na secção nem abertura de junta considerando nula a resistência à tracção é traduzida pela equação (2.15).

$$e \leq \frac{t}{6}\left(\frac{\sigma_{res}^- bt}{N} - 1\right) \tag{2.15}$$

Ocorrendo abertura da junta e considerando a resistência à tracção nula ($\sigma_{res}^+ = 0$) a excentricidade máxima da linha de pressões para que não ocorra esmagamento nas fibras comprimidas é indicada na equação (2.16).

$$e \leq \frac{t}{2} - \frac{2N}{3\sigma_{res}^- b} \tag{2.16}$$

Quando a linha de pressões toca na fibra extrema da secção, a excentricidade apresenta o seu valor máximo $t/2$ e o contacto entre as aduelas verifica-se apenas nesta fibra. Esta condição (limite) corresponde à existência duma rótula na secção e para além daquele valor da excentricidade não é possível estabelecer o equilíbrio na secção num arco isolado.

Para o arco ilustrado na Figura 2.37 a condição limite corresponde a um mecanismo de quatro rótulas, em que a linha de pressões passa pelo extradorso da secção solicitada e, alternadamente,

pelo extradorso e intradorso das secções dos apoios e a ⅔ do vão, o valor da carga *P* corresponde então ao seu máximo.

Mais à frente, na secção 2.5.2, são apresentados com maior detalhe os modos de ruína dos arcos.

Também é evidente que o comportamento do arco representado na Figura 2.37 depende das restrições impostas pelos apoios. O arco bi-apoiado indeformado é uma estrutura estaticamente indeterminada, mas um movimento horizontal ligeiro do encontro para dentro ou para fora transforma a estrutura num arco de três rótulas estaticamente determinado, com rótulas formadas alternadamente no intradorso e extradorso.

Nas pontes em arco a eficiência dos apoios do arco depende do tipo de enchimento e tímpanos e da capacidade de serem mobilizados impulsos passivos nestes elementos; no caso de pilares esbeltos depende também da deformabilidade horizontal dos pilares.

Outras situações podem também originar articulações no arco como a ocorrência de problemas no descimbramento e assentamento dos apoios devido a problemas na fundação.

2.5.1.2 – Pavimento

Usualmente o pavimento não é considerado um elemento principal da estrutura resistente. Tal é aceitável na maioria das pontes antigas que conservam o seu pavimento original, no entanto nos casos em que foi adicionada uma laje funcionando simultaneamente como pavimento, este novo elemento restringe o movimento para fora do plano das paredes de tímpano, pelo que o seu papel no funcionamento global não deve ser desprezado.

As características de rugosidade dos pavimentos podem ter grande influência no comportamento dinâmico das pontes sob acção do tráfego rodoviário uma vez que podem conduzir à amplificação dos efeitos destas cargas como será referido em detalhe nos Capítulos 5 e 6.

Para além disso, tratando-se de uma camada com grande rigidez, a sua espessura tem influência na degradação das cargas pontuais transmitidas ao enchimento, diminuindo a tensão actuante neste elemento como se esquematiza na Figura 2.38.

2.5.1.3 – Enchimento

A principal função estrutural do enchimento consiste em distribuir as cargas aplicadas no pavimento pelos restantes elementos da ponte. Como esquematizado na Figura 2.35, as pressões transmitidas pelo enchimento ao arco, resultantes das cargas (pontuais) aplicadas sobre o pavimen-

to, são representadas pelo bolbo de pressões que pode ser determinado com base na teoria de Boussinesq.

Nos materiais de enchimento granulares o ângulo do cone de degradação de cargas (também representado na Figura 2.35) depende do grau de compactação do material e consequentemente da sua rigidez. De acordo com o modelo de Boussinesq, para cargas uniformemente distribuídas na superfície do terreno e para maciços com dimensão infinita, é adequado considerar simplificadamente que a degradação de cargas em profundidade se faz com um ângulo que pode variar entre 30º a 45º consoante sejam as características do solo, nomeadamente, 30º para solos pouco rígidos ou predominantemente argilosos, e 45º para solos rígidos predominantemente granulares e compactos (Álamo, 2001). Na Figura 2.38 ilustra-se o esquema de degradação de cargas no pavimento e enchimento considerando as tensões σ_v^{pav} e σ_{v0}^{ench} aplicadas, respectivamente, no pavimento e enchimento.

Assim, à medida que diminui a rigidez do solo o cone de degradação torna-se menos amplo, pelo que aumenta a probabilidade de ocorrer rotura por corte no enchimento e no arco.

Para além da natureza do material de enchimento há também que atender às condições de confinamento conferidas pelos elementos da ponte que suportam o enchimento (tímpanos e arco), que beneficiam a resposta do enchimento. Assim, pode considerar-se que o cone de degradação de cargas é mais amplo na direcção transversal que na direcção longitudinal pois existe maior confinamento do solo conferido pelas paredes dos tímpanos. Além disso, o facto de poder ocorrer separação no extradorso do arco, entre o arco e o material de enchimento, também limita a zona de transmissão de cargas à zona de aplicação da carga.

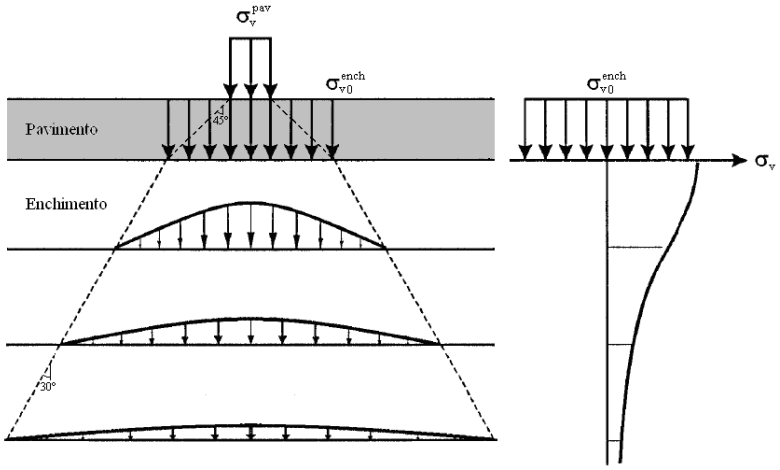
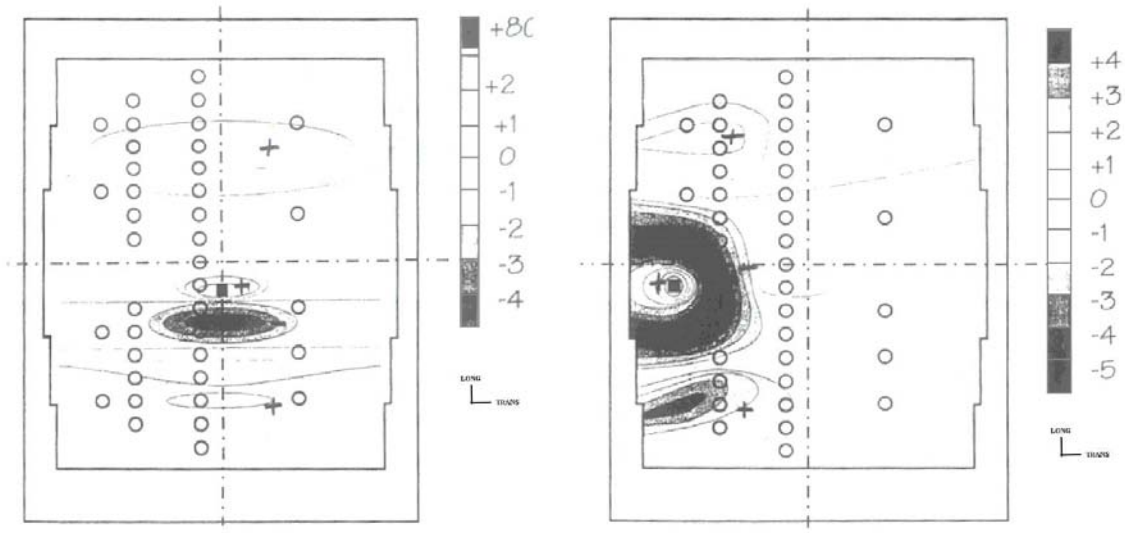


Figura 2.38: Esquema de degradação de carga em profundidade (maciço infinito).

Harvey *et al.* (1989) avaliaram os mecanismos de transmissão de cargas dos enchimentos para o arco através da medição das tensões entre o arco e o enchimento utilizando células de pressão colocadas no extradorso do arco de uma ponte de alvenaria de blocos de betão construída em laboratório. As distribuições das tensões nas células de pressão apresentadas na Figura 2.39-a mostram que a degradação da carga na direcção longitudinal não é muito significativa em especial para o caso da carga aplicada a ½ vão no eixo da ponte, enquanto que na direcção transversal a degradação da carga é mais eficiente. A comparação entres as distribuições de pressões apresentadas nas duas Figuras 2.39-a e 2.39-b permite ainda verificar a influência favorável da proximidade do tímpano.



a) b)

Figura 2.39:Distribuição das pressões do solo no extradorso do arco para carga aplicada próximo do centro (a) e do tímpano (b), (Harvey, 1995).

Na direcção transversal as acções transmitidas aos tímpanos pelos enchimentos podem ser quantificadas através da determinação de um coeficiente de impulso activo com base na teoria de Rankine ou de Coulomb.

Na direcção longitudinal, quando ocorre deformação do arco no sentido de empurrar o enchimento, são mobilizados sobre o arco impulsos passivos que têm sobre este uma acção estabilizadora.

2.5.1.4 – Tímpanos

No sistema estrutural os tímpanos podem ser considerados elementos estruturais com grande rigidez e funcionam como vigas altas laterais.

Na direcção longitudinal a elevada rigidez no plano dos tímpanos contribuem para estabilizar o arco, restringindo os deslocamentos do extradorso na direcção dos tímpanos e impedindo o desenvolvimento dos mecanismos de rótulas.

Na direcção transversal os tímpanos também desempenham um papel fundamental uma vez que têm que resistir aos impulsos (activos) transmitidos pelo enchimento e transmiti-los aos arcos (ver Figura 2.36). Assim o seu comportamento condiciona largamente o desempenho da estrutura nesta direcção dependendo não só da sua rigidez e resistência mas também das propriedades da ligação entre o tímpano e o arco. Para além disso o efeito rigidificador referido anteriormente contribui, na direcção transversal, para que os tímpanos funcionem como apoios do arco e permitam o confinamento do enchimento existente.

A influência dos tímpanos em conjunto com os enchimento, e encontros, no comportamento das pontes, foi avaliada experimentalmente por Hendry *et al.* (1986) comparando a evolução do deslocamento máximo a meio vão com a evolução da carga aplicada a meio vão até à rotura em quatro modelos distintos: *i)* uma ponte completa com arcos, enchimento, tímpanos e encontros, *ii)* idem sem encontros, *iii)* um arco com enchimento e por último *iv)* um modelo constituído apenas pelo arco. O valor da carga última obtido para os três primeiros modelos foi entre três e doze vezes superior ao valor mínimo encontrado para o modelo constituído pelo arco o que evidencia o efeito rigidificador das paredes de tímpano e dos restantes elementos das pontes.

Os impulsos aplicados nas guardas laterais são transmitidos aos tímpanos e agravam os impulsos transmitidos àqueles elementos pelo enchimento como se ilustra na Figura 2.40.

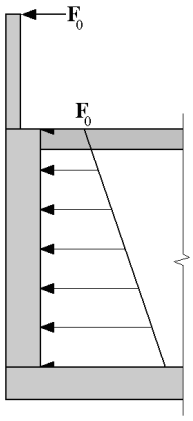


Figura 2.40:Esquema de funcionamento das guardas laterais.

2.5.1.5 – Pilares, fundações e contrafortes

Os pilares estão essencialmente submetidos a compressão já que recebem todas as acções provenientes da superstrutura que suportam.

Nos pilares centrais esbeltos, quando os impulsos transmitidos pelos arcos contíguos são muito diferentes, podem ocorrer rotações e/ou deslocamentos horizontais no topo dos pilares. No entanto, em geral, estes deslocamentos não são significativos, dado o nível de acções envolvidas ser baixo e, em geral, a altura dos pilares ser pequena.

Consoante o tipo de fundação usada na ponte a transmissão das cargas para o terreno pode ser directa ou indirecta. A eficiência destes elementos depende das condições de apoio sobre o leito do rio e é fortemente condicionada pelos efeitos do escoamento. Em situações comuns é razoável admitir que os graus de liberdade nos apoios são restringidos.

Os contrafortes permitem reduzir os efeitos do escoamento do leito do rio sobre os elementos submersos dos pilares na medida que a forma triangular a montante e rectangular a jusante protege o corpo principal da ponte da sua acção directa como se esquematiza na Figura 2.41. Assim estes elementos estão essencialmente sujeitos aos efeitos da pressão e erosão causados pelo escoamento do rio. Face a estas acções, a ligação entre os contrafortes e a estrutura constitui um ponto fraco do seu funcionamento uma vez que geralmente são desligados da estrutura.

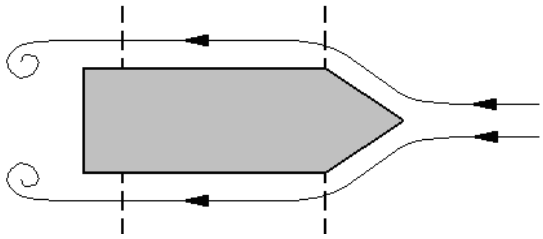


Figura 2.41:Esquema de funcionamento dos contrafortes. Influência no escoamento.

2.5.2 – Identificação dos modos de ruína estruturais de pontes em arco de alvenaria.

2.5.2.1 – Descrição geral

A identificação e caracterização dos mecanismos que conduzem a um modo de ruína são essenciais para estabelecer a condições que definem os estados limite últimos (ELU) e de serviço (ELS). Os ELU definem as condições a partir das quais se forma um mecanismo de colapso na estrutura os nos seus apoios e os ELS definem as condições a partir das quais há uma perda de integridade estrutural que afecta consideravelmente a capacidade da ponte para suportar as cargas de serviço na vida útil esperada (Melbourne e Tomor, 2006).

Neste sentido a realização de ensaios até à rotura em estruturas reais e construídas em laboratório e a análise e identificação *in situ* de danos de estruturas existentes permite clarificar certos aspectos essenciais para esta classificação, tais como a identificação de modos locais ou globais, modos com ou sem aviso prévio e mecanismos do comportamento estrutural.

Neste contexto, foram realizadas várias campanhas de ensaios à rotura em pontes existentes (Hendry *et al.*, 1985; Hendry *et al.*, 1986; Page, 1987; Page, 1988; Page, 1989) e em modelos laboratoriais (Harvey *et al.*, 1989).

Entre os trabalhos referidos, foi muito importante a campanha realizada no Reino Unido pelo *TRL - Transport Research Laboratory*, cujos resultados foram posteriormente resumidos por Page (1993), por envolver um número apreciável de pontes e uma recolha de dados muito significativa.

A campanha de ensaios pretendeu abranger vários tipos de pontes representativas do universo de pontes existentes no Reino Unido. Assim, foram ensaiadas à rotura um total de treze pontes de um arco de alvenaria de características diversas quanto ao material (alvenaria de tijolo, calcário e de granito), ao vão dos arcos (entre 4.95 e 18.30 m), ao perfil longitudinal (recto e enviesado), à forma do arco (parabólico, segmental, elíptico) e ao número de camadas do arco (entre uma e três camadas).

Para o efeito foram aplicadas cargas pontuais no sentido longitudinal das pontes a ½ e ¼ do vão do arco e distribuídas na direcção transversal em toda a largura da ponte (carga de faca).

Na Tabela 2.1 sumarizam-se os mecanismos de rotura que conduziram ao colapso das pontes ensaiadas e as principais características dessas pontes. No Anexo 2.1 apresenta-se a sequência de danos até à rotura registada em algumas pontes ensaiadas nesta campanha e no desenvolvimento deste capítulo são referidos e apresentados detalhes do comportamento evidenciado nesses ensaios. Seleccionaram-se as pontes constituídas por arcos de aduelas simples por ser este o tipo de pontes mais frequente em Portugal.

Os tipos de rotura verificados nos ensaios referidos nos parágrafos anteriores envolvem fenómenos associados ao comportamento nas direcções longitudinal e transversal; no entanto o colapso é essencialmente caracterizado por modos de ruína longitudinais associados ao comportamento do arco sob cargas verticais aplicadas no pavimento em posições desfavoráveis.

No entanto isto deve-se essencialmente ao facto de o tipo de cargas usado nos referidos ensaios corresponder a um carregamento linear (tipo carga de faca) que mobiliza essencialmente o comportamento global na direcção longitudinal e condiciona o tipo de modo encontrado essencialmente a modos longitudinais.

Tabela 2.1: Principais características das pontes e dos ensaios.

Ponte	Vão do arco m	Espessura do arco cm	Largura da ponte m	Configuração da carga de faca	Carga máxima kN	Material	Forma do arco	Tipo de rotura
Bridgemill	18.30	71.1	8.3	a ¼ do vão	3100	Granito	Parabólico	Mecanismo de quatro rótulas
Bargover	10.00	55.8	8.6	a ⅓ do vão	5600	Granito	Parabólico	Esmagamento
Preston	4.95	36.0	5.7	a ⅓ do vão	2110	Granito	Elíptico	Esmagamento
Preswood	6.55	22.0	3.8	a ¼ do vão	228	Tijolo	Segmental	Mecanismo de quatro rótulas
Torksey	4.90	34.2	7.8	a ¼ do vão	1080	Tijolo	Segmental	Snap-though de três rótulas
Shinafoot	6.16	39 a 77	7.0	a ¼ do vão	2524	Pedra mal aparelhada	Segmental	Mecanismo de quatro rótulas
Strathmashie	9.42	60.0	5.8	a ¼ do vão	1325	Pedra mal aparelhada	Segmental	Mecanismos de rotura transversal
Barlae	8.53	45.0	9.8	a ¼ do vão	2900	Granito	Segmental	Snap-though de três rótulas

A observação de danos frequentes em pontes existentes é outra via para a identificação e compreensão dos mecanismos de degradação destas estruturas. Naturalmente, as anomalias registadas nas pontes podem corresponder aos mecanismos de rotura estrutural referidos nos parágrafos anteriores; no entanto são frequentes outros danos que não conduzem ao colapso. Estes danos podem ser de natureza diversa. Para além de natureza mecânica, podem ser de natureza química, física, biológica, devidos à acção humana e à acção sísmica. Todavia, independentemente da sua natureza a presença de anomalias quase sempre condiciona a tipologia dos modos de ruína. No Capítulo 3 serão apresentados e discutidos os danos mais frequentes encontrados nestas pontes.

Nas pontes em arco em arco de alvenaria de pedra os aspectos particulares que determinam o modo de rotura são o comportamento (diferenciado) das pontes na direcção longitudinal e transversal, o comportamento de cada elemento estrutural isolado, o tipo de material pelo qual é constituído (alvenaria ou solo) e a interacção entre elementos adjacentes. Em conjunto estes aspectos determinam se o modo de rotura envolve o limite de resistência do material, o equilíbrio estrutural ou ambos.

Baseados nos trabalhos precedentes Melbourne e Tomor (2006) identificaram como principais modos de ruína o esmagamento da alvenaria, a ocorrência de fendas por tracção na alvenaria, a separação das camadas nos arcos multi-camadas causada pela rotura da argamassa existente entre as camadas, a rotura por corte das juntas radiais do arco, a rotura das fundações devido aos efeitos da erosão do leito do rio e a rotura do enchimento.

Na Tabela 2.2 sintetizam-se os modos de ruína e avarias mais frequentes nas pontes em arco de alvenaria de pedra, distinguindo os que dependem do comportamento da ponte nas direcções longitudinal e transversal.

Tabela 2.2: Modos de ruína em pontes em arco de alvenaria de pedra.

a) Modos de ruína dependentes do comportamento na direcção longitudinal

Elementos estruturais	Designação do modo	Parâmetros condicionantes
Arco	Mecanismo de 4 rótulas	Resistência, Equilíbrio
	Mecanismo de 5 rótulas	Resistência, Equilíbrio
	Snap-through de 3 rótulas	Equilíbrio
	Esmagamento	Resistência
	Escorregamento	Resistência
Tímpanos	Esmagamento	Resistência
Ponte	Mecanismo global de rótulas	Resistência, Equilíbrio

b) Modos de ruína dependentes do comportamento na direcção transversal.

Elementos estruturais	Designação do modo	Parâmetros condicionantes
Enchimento, tímpanos e arco	Inclinação do tímpano com rotação da base	Equilíbrio
	Escorregamento do tímpano	Resistência, Equilíbrio
	Fendas longitudinais no arco	Resistência, Equilíbrio
	Flexão e punçoamento no arco	Resistência

Nas secções seguintes, e para cada um dos modos referidos anteriormente, são detalhados os principais fenómenos envolvidos. Para os modos de rotura longitudinais começa-se por descrever os que dependem do comportamento dos diferentes elementos estruturais isoladamente (tímpanos e arco) e por fim apresentam-se os modos globais, que envolvem toda ou uma parte significativa da ponte. Quanto aos modos de rotura transversais é feita uma descrição mais ligeira uma vez que, apesar de envolverem geralmente vários elementos (enchimento, tímpanos e arco), é menos usual conduzirem ao colapso global, condicionando porém a evolução do comportamento até ao colapso global seguido de outros modos de ruína (longitudinais). No Capítulo 3, onde são apresentados os danos mais frequentes em pontes em arco de alvenaria de pedra, serão apresentados em detalhe os fenómenos envolvidos no comportamento transversal. Estes fenómenos dão origem a danos que são frequentes, porém, em geral, não conduzem ao colapso global da ponte, que, inclusivamente, pode manter-se em serviço apresentando danos deste tipo.

2.5.2.2 – Modos de rotura e avarias estruturais relacionadas com o comportamento na direcção longitudinal

i) Mecanismos de rótulas no arco

Um arco de alvenaria é constituído por aduelas justapostas com ou sem interposição de argamassa nas juntas. As propriedades dos materiais influenciam os modos de ruína dos arcos, na medida em que têm como principais características possuírem grande resistência à compressão essencialmente conferida pelo material das aduelas e reduzida resistência à tracção motivada essen-

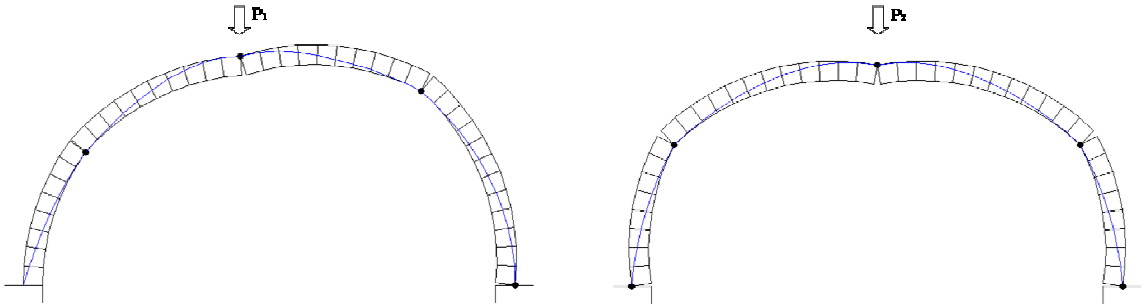
cialmente pelo comportamento das juntas que representam planos de descontinuidade nos quais pode ocorrer abertura/fecho e escorregamento (bloco forte/junta fraca). Estas características geralmente determinam os modos de ruína dos arcos.

Num arco, podem ocorrer vários tipos de mecanismos envolvendo a formação de rótulas cujo número e posição varia, entre outros factores, em função do tipo de cargas aplicadas, das condições fronteira e da resistência e rigidez dos materiais. Conforme indicado na Tabela 2.2, quando o único elemento envolvido no modo de rotura é o arco e existem elevadas sobrecargas concentradas aplicadas entre ⅓ e ¼ do vão, o mecanismo de rótulas envolve a formação de quatro rótulas. Quando a importância das cargas gravíticas se sobrepõem às sobrecargas pontuais e/ou existem cargas pontuais aplicadas a ½ vão o mecanismo de rótulas envolve a formação de cinco rótulas.

Associado aos mecanismos de rótulas no arco podem ocorrer mecanismos de rotura envolvendo esmagamento das secções comprimidas (ver Figura 2.37) e instabilidade por "*snap-through*" de três rótulas, como será definido mais adiante (Figura 2.43).

Mecanismo de rotura de quatro e cinco rótulas

Na Figura 2.42 apresentam-se os mecanismos de rotura de quatro e cinco rótulas no arco para uma carga concentrada aplicada a ⅓ e ½ do vão, P_1 e P_2 respectivamente, onde se indica também a posição da linha de pressões. Como se referiu no parágrafo 2.5.1.1, nas secções onde se formam as rótulas a linha de pressões toca a fibra externa no extradorso ou o intradorso alternadamente entre secções vizinhas passando no extradorso, na secção de aplicação da carga concentrada.



a) b)

Figura 2.42: Mecanismos de rotura de quatro (a) e cinco (b) rótulas de um arco isolado.

Considerando uma carga concentrada aplicada no arco, a posição mais desfavorável corresponde à carga aplicada a ⅓ vão, já que neste caso neste caso o mecanismo de rotura envolve menor energia, pois requer a formação de menos uma rótula. Assim, a posição desfavorável da carga corresponde a ⅓ do vão, sendo P_1 (a carga aplicada a ⅓ do vão associada ao mecanismo de quatro rótulas) menor que a carga P_2 (a carga aplicada a ½ vão associada ao mecanismo de cinco rótulas).

Instabilidade do arco por "snap-through" de três rótulas

Associado aos mecanismos de rótulas de quatro ou cinco rótulas pode ocorrer instabilidade por *"snap-through"* de três rótulas consecutivas motivada por elevadas deformações verticais no arco e movimentos horizontais dos encontros e do enchimento.

Wang e Harvey (1991) propuseram uma metodologia para avaliar a carga critica de colapso em pontes em arco devido a instabilidade por *"snap-through"*, metodologia essa baseada no modelo de três rótulas ilustrado na Figura 2.43, onde P representa a carga vertical no arco, h é a altura do arco entre duas rótulas consecutivas, d representa o deslocamento vertical da rótula central, k corresponde à rigidez horizontal dos encontros do arco e H as reacções horizontais transmitidas pelo arco aos encontros.

De acordo com o modelo proposto o factor crítico para a ocorrência de instabilidade resulta da forma e flexibilidade do arco e é definido através do valor crítico do deslocamento vertical d_{cr}, ilustrado na Figura 2.43, em função da altura *h* do arco.

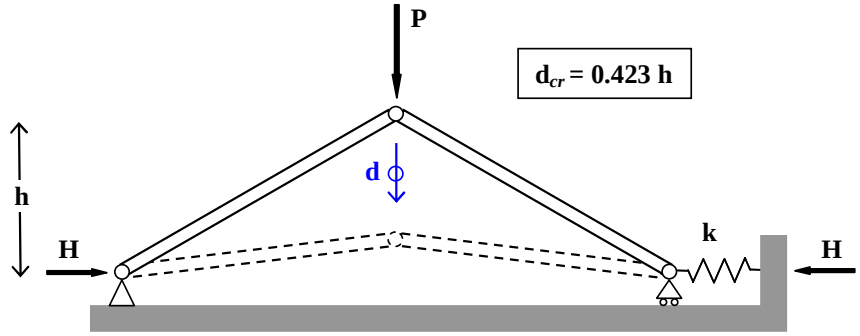


Figura 2.43: Mecanismos de rotura por "*snap-through*" de três rótulas, adaptado de (Wang e Harvey, 1991).

Este tipo de rotura foi identificado na ponte de Torksey que foi levada à rotura por aplicação de uma carga a ¼ do vão. Quando foi ensaiada apresentava fendas longitudinais no arco sob as faces internas das paredes dos tímpanos estando destacada a parte interior do arco entre fendas longitudinais, existindo também destacamento entre o arco e o enchimento na zona do coroamento. Após se ter iniciado um mecanismos de quatro rótulas, a rotura ocorreu subitamente por *"Snap-through"* de três rótulas, centradas sob a zona de aplicação da carga (Page, 1988).

ii) Esmagamento no arco

O mecanismo de rotura por esmagamento do arco ocorre sob a zona de aplicação da carga devido a elevada concentração de tensões de compressão. Este tipo de rotura está associado a arcos constituídos por material com baixa resistência à compressão e características da ligação entre aduelas com capacidade suficiente para impedir o desenvolvimento de mecanismos de rótulas

(tracção) ou escorregamento (corte). Para além disso os tímpanos e enchimentos podem contribuir para impedir o desenvolvimento do mecanismo de rótulas no arco, nos casos em que os tímpanos (e sua ligação com o arco) apresentam grande rigidez comparada com a do arco.

Este tipo de rotura aconteceu na ponte de Preston, constituída por um arco ligeiramente abatido em alvenaria de pedra de granito e tímpanos em alvenaria de tijolo cerâmico, enviesada e em boas condições, em que a carga foi aplicada a ⅓ do vão. A zona do arco sob a carga foi a primeira a evidenciar danos que corresponderam ao inicio da formação de mecanismo de rótulas mas, a presença dos tímpanos e enchimento, impediu o desenvolvimento das rótulas e o colapso acabou por ocorrer por esmagamento na zona comprimida do arco sob a carga (Page, 1987).

No ensaio da ponte de Bargower o colapso também ocorreu por esmagamento. Esta ponte apresentava inicialmente alguns defeitos. Existia uma fenda longitudinal no intradorso do arco em toda a sua extensão localizada junto a um dos tímpanos a cerca de ⅕ da largura do arco, para além disso o tímpano apresentava uma ligeira deformação para fora do plano.

No decorrer do ensaio os primeiros danos visíveis corresponderam ao agravamento das patologias existentes e à saída de material de enchimento pela fenda que já existia. A rotura ocorreu por esmagamento de uma das partes destacadas do arco e do tímpano adjacente na zona de aplicação da carga (Hendry *et al.*, 1986).

Influência dos tímpanos

Os tímpanos podem impedir a formação do mecanismo de rótulas e, por isso, a sua influência tem de ser reduzida para que se possam formar todas as quatro ou cinco rótulas envolvidas no mecanismo de rotura do arco.

Quando há separação (destacamento) entre o extradorso do arco e o tímpano a formação de um mecanismo de rótulas é permitida sem grandes restrições e por isso geralmente estes mecanismos estão associados a este fenómeno.

Como consequência dos tímpanos colapsarem para fora do plano, como aconteceu na ponte Shinafoot (Page, 1988) e na ponte de Bridgemill (Hendry *et al.*, 1985), após queda dos tímpanos, ocorreu o colapso dos arcos por um mecanismo de quatro rótulas. Por sua vez na ponte de Preston ocorreu rotura por esmagamento do tímpano e arco sob a área carregada, mas os tímpanos mantiveram-se até ao colapso da estrutura pelo que não chegou a formar-se o mecanismo de rótulas no arco (Page, 1987). Também na ponte de Prestwood, com arco segmental e alvenaria de tijolo cerâmico, ocorreu um mecanismo global longitudinal envolvendo a formação de quatro rótulas, precedida pela queda de um tímpano (Page, 1987).

Neste caso a presença dos tímpanos tem um efeito favorável no comportamento do arco na medida em que se mobiliza o impulso passivo (na zona do ¼ de vão oposta à solicitada); de facto o arco tende a empurrar o tímpano e este exerce pressão (impulso passivo) sobre ele, funcionando como elemento rigidificador que impede o desenvolvimento da rótula nessa zona e, consequentemente, do mecanismo de rotura longitudinal no arco. Da mesma forma a presença de enchimento entre os tímpanos também pode conduzir à mobilização do impulso passivo e estabilização global da estrutura.

Este efeito é mais evidente à medida que o enchimento e os tímpanos são mais fortes, como se ilustra na Figura 2.44, no caso da esquerda a presença de um enchimento forte sobre o arco impede a formação de um mecanismo de rótulas o que não acontece no caso ilustrado na figura da direita em que é representado por um enchimento fraco e um mecanismo de roturas formado no arco.

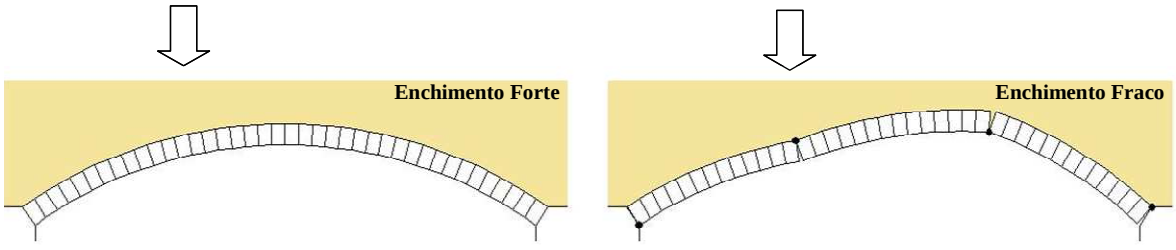


Figura 2.44: Influência do enchimento nos mecanismos de rotura. a) Enchimento forte com regular funcionamento do arco. b) Enchimento fraco com formação de mecanismo de rótulas, adaptado de (Gilbert, 1993).

No entanto, quando apenas o tímpano é forte e o enchimento não o é, o tímpano funciona como uma viga lateral de grande rigidez sendo prejudicial ao comportamento do arco na direcção transversal. Neste caso os efeitos de flexão no arco, em conjunto com os impulsos horizontais transmitidos aos tímpanos, agravam o estado do arco como se descreverá com detalhe mais à frente a propósito do comportamento na direcção transversal.

iii) Escorregamento no arco

O mecanismo de rotura envolvendo escorregamento por corte nas juntas no arco, como esquematicamente representa a Figura 2.45, está associado a perda de aderência e atrito entre aduelas. É mais frequente nos arcos de alvenaria de juntas secas onde a aderência conferida pelas juntas é nula e está associado a descompressão que diminui a resistência ao corte.

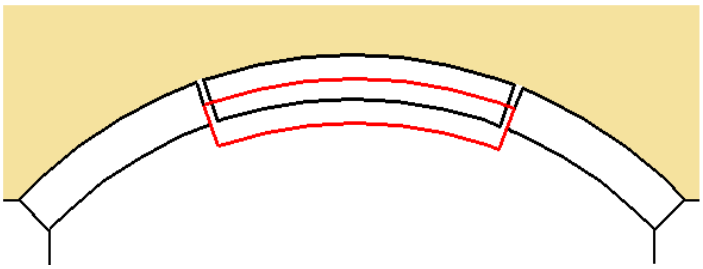


Figura 2.45: Mecanismos de rotura por escorregamento entre aduelas do arco.

iv) Esmagamento nos tímpanos

A rotura por esmagamento nos tímpanos corresponde à ocorrência do modo de rotura da alvenaria por compressão, já detalhado na secção 2.4.1.1, motivado por excessivas tensões de compressão e é caracterizado pela ocorrência de fendas na direcção das tensões de compressão.

Geralmente este tipo de avaria está associado a um modo de ruína global da ponte, como é exemplo o modo de ruína apresentado na Figura 2.46, registado numa campanha de ensaios em modelos laboratoriais de pontes com arcos multi-camada construídos sem argamassa de ligação entre camadas (Gilbert, 1993), em que se verificou um mecanismo de ruína envolvendo quatro rótulas no arco e esmagamento do tímpano.

Neste caso, os danos nos tímpanos são acompanhados por danos na ligação entre o extradorso dos arcos e os tímpanos e nos arcos onde ocorre a formação de uma rótula. As fendas por compressão nos tímpanos estão localizadas na zona de aplicação das cargas sendo acompanhadas por uma fenda vertical ou ligeiramente inclinada (consoante a posição de aplicação das cargas e a localização da rótula no arco) que se desenvolve desde o extradorso do arco até à zona carregada onde ocorre esmagamento (ver Figura 2.46).

v) Mecanismos globais de rótulas

Mecanismo global mono-arco de quatro rótulas

Como referido anteriormente, o modo de ruína apresentado na Figura 2.46, registado numa campanha de ensaios em modelos laboratoriais de pontes realizada por Gilbert (1993) caracterizou-se por um mecanismo de ruína envolvendo quatro rótulas no arco e esmagamento do tímpano.

Inicialmente desenvolveu-se o mecanismo de quatro rótulas no arco, com a formação da primeira rótula sob a carga no intradorso, a segunda no extradorso do vão a ¾ do vão e por fim, as rótulas nos apoios (no apoio próximo da carga no extradorso e no outro apoio no intradorso). No entanto, com as quatro rótulas formadas, o arco manteve-se em equilíbrio devido à contribuição do

enchimento e dos tímpanos. Finalmente a rotura ocorreu envolvendo o enchimento e os tímpanos, para além do arco.

As fendas que se prolongam até ao extradorso do arco corresponde ao efeito combinado de compressão da carga vertical e de tracção por efeito de rotação no plano do tímpano devido à deformação do arco, nas zonas dos encontros e nos quartos de vão, empurrando o tímpano para cima a ¾ do vão (ver Figura 2.46). Para além dos danos referidos, a interacção entre o tímpano e o arco também motiva o destacamento entre ambos devido à fraca a ligação aí existente.

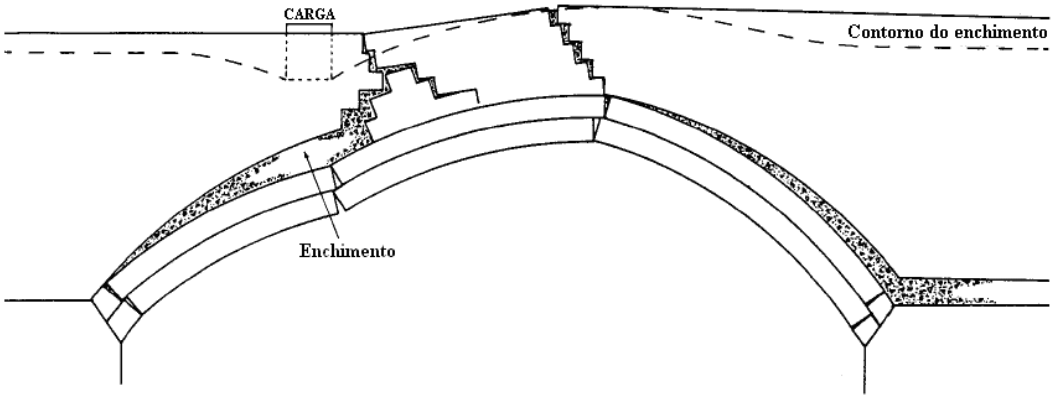


Figura 2.46: Mecanismo global mono-arco de quatro rótulas (Gilbert, 1993).

Mecanismo global multi-arco de sete rótulas

Um mecanismo multi-arco de sete rótulas foi também encontrado na campanha de ensaios referida anteriormente, neste caso numa ponte com vários arcos, construída em laboratório, e cujo aspecto após o ensaio se ilustra na Figura 2.47.

Este modo de ruína caracterizou-se pelo desenvolvimento de seis rótulas, em dois arcos sucessivos da ponte de vão múltiplos, das quais duas envolvem os tímpanos adjacentes e uma rótula na base do pilar existente entre os arcos afectados. Na Figura 2.48 apresenta-se uma esquematização do correspondente mecanismo global de sete rótulas.

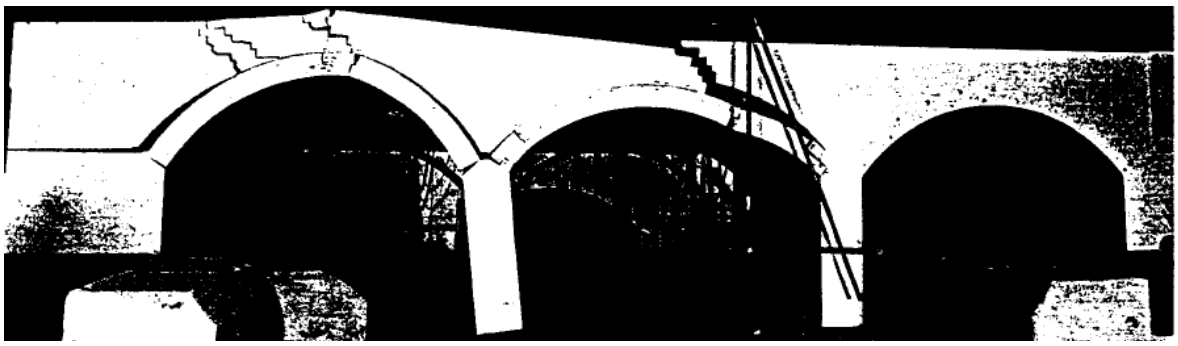


Figura 2.47: Mecanismo global multi-arco de sete rótulas (Gilbert, 1993).

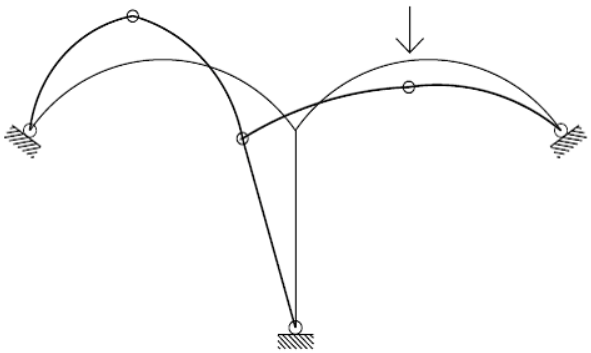


Figura 2.48: Mecanismo multi-arco de sete rótulas (Álamo, 2001).

Este modo de ruína é característico das pontes de arcos múltiplos nas quais os tímpanos e os pilares intermédios têm uma influência muito marcada no desenvolvimento do modo global. A presença dos tímpanos na zona dos encontros dos arcos e dos pilares garante o funcionamento em conjunto dos dois arcos adjacentes enquanto que, na zona do coroamento (onde se localiza a carga e também onde os tímpanos têm menor rigidez dada a menor altura das paredes sobre o arco), a presença destes elementos não é suficiente para impedir o desenvolvimento da rótula no arco. O pilar intermédio é suficientemente esbelto de modo a permitir interacção significativa entre arcos adjacentes.

2.5.2.3 – Modos de rotura e avarias estruturais relacionadas com o comportamento na direcção transversal

Como referido anteriormente, neste capítulo apresentam-se os aspectos gerais deste tipo de avarias, reservando-se para o Capítulo 3 uma descrição mais detalhada dos fenómenos envolvidos no funcionamento da ponte na direcção transversal e dos danos que deles resultam.

i) Separação entre os tímpanos e o arco

Na direcção transversal da ponte os tímpanos estão sujeitos à acção dos impulsos horizontais. Os impulsos actuam na direcção perpendicular ao plano dos tímpanos e podem originar vários tipos de danos, devidos essencialmente a escorregamento e rotação nas juntas horizontais da parede de tímpano (perda de verticalidade da parede) e separação entre o tímpano e o arco na ligação entre aqueles dois elementos. No limite pode ocorrer colapso do tímpano para fora do plano.

Os impulsos horizontais que actuam nos tímpanos são transmitidos aos arcos resultando numa acção de tracção no plano transversal do arco. Quando é atingida a resistência à tracção de pedras

e/ou das juntas do alinhamento longitudinal do arco ocorrem fendas longitudinais no arco que, geralmente, são localizadas sob a face interior do tímpano.

Na ponte Shinafoot (Page, 1988) ocorreu a rotura para fora do plano das paredes de tímpano. A ponte encontrava-se globalmente em boas condições, mas com os tímpanos ligeiramente inclinados e uma ligeira fenda longitudinal no arco sob a face interior do tímpano.

Os primeiros danos ocorreram para 83% da carga máxima (rotura frágil), com o início de desprendimento e queda de material das paredes de tímpano e do intradorso dos arcos sob a zona carregada seguido da súbita queda dos tímpanos e colapso do arco por um mecanismo de quatro rótulas.

ii) Flexão e punçoamento no arco

Decorrente da elevada rigidez longitudinal dos tímpanos que funcionam como vigas altas de grande rigidez, o arco funciona na direcção transversal, como uma laje apoiada nos tímpanos. Devido às cargas que lhe são transmitidas o arco fica sujeito a flexão e corte que podem ser responsáveis por avarias localizadas. Este tipo de danos é agravado quando há destacamento entre os tímpanos e o enchimento e quando há degradação do enchimento. Neste caso, diminui a atenuação das acções transmitidas directamente para o arco e agrava-se o efeito de flexão. Quando se excede a resistência à flexão o modo de rotura exibe abertura excessiva das juntas até ao colapso do arco por flexão. No caso de ser excedida a resistência ao corte (rotura por punçoamento) ocorre destacamento e/ou queda de pedras do arco.

2.6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No capítulo que agora se conclui pretendeu-se contribuir para uma melhor compreensão dos fenómenos envolvidos no funcionamento das pontes em arco de alvenaria de pedra e correspondente comportamento mecânico dos materiais pelos quais são constituídas. O estudo baseou-se na recolha bibliográfica sobre aspectos relacionados com a tipologia e métodos construtivos utilizados, os mecanismos funcionais de transmissão das acções pelo sistema estrutural e os modos de ruína característicos do seu funcionamento, bem como, caracterização do comportamento da alvenaria e do material de enchimento.

O funcionamento da ponte composta por enchimento, tímpanos, arcos, pilares e fundações é determinado pelo comportamento dos materiais constituintes, geralmente, um material de granulometria extensa no enchimento e alvenaria nos restantes elementos bem como pela interacção entre os vários elementos estruturais constituintes da estrutura tridimensional.

Por sua vez, o comportamento da alvenaria, composta por uma associação de blocos de pedra com ou sem interposição de argamassa, é determinado pelas propriedades mecânicas dos seus constituintes (pedra e argamassa) e das interfaces entre os diversos elementos (juntas), estado de tensão e diferença relativa das propriedades mecânicas dos blocos e argamassa.

Quando submetidos a esforços de tracção, as estruturas de alvenaria e os seus constituintes apresentam comportamento quasi-frágil sendo a resistência à tracção muito reduzida. Para além disso, as juntas constituem planos de descontinuidades e debilidade da alvenaria, onde pode ocorrer abertura/fecho e escorregamento, que constituem uma das principais causas da anisotropia e heterogeneidade da alvenaria e da ponte.

As juntas entre blocos têm assim um papel decisivo na evolução do comportamento da alvenaria, sendo apropriado distinguir o comportamento das interfaces entre blocos sem argamassa (juntas secas) e com preenchimento de argamassa (juntas argamassadas).

No caso primeiro caso a inexistência de material entre os blocos determina na junta, resistência nula à tracção e resistência ao corte dependente da tensão normal instalada e das condições de atrito na interface, designadamente, a rugosidade das superfícies e o imbricamento existente. Nas juntas argamassadas a adesão conferida pelo preenchimento confere à junta alguma resistência à tracção e a resistência ao corte exibe resistência de pico determinada pela tensão normal e pelas

condições de atrito e também pelas referidas ligações de adesão. Em geral, ambas apresentam resistência à compressão, relativamente elevada em face das tensões normais actuantes nestas estruturas, são habitualmente reduzidas (da ordem das poucas unidades de MPa).

Por sua vez, o enchimento pode ser assimilado ao dos solos reconstituídos, encontrando-se sujeito a um estado de tensão tridimensional de tensões, cuja rotura pode ser traduzida pelo critério de Mohr-Coulomb. A graduação da curva granulométrica, o índice de vazios do material, a forma, imbricamento e a estrutura das partículas, bem como a tensão de consolidação, determinam os parâmetros de deformabilidade e de resistência que caracterizam o comportamento do material.

Os modos de rotura destas estruturas reflectem então o comportamento mecânico dos materiais e a interacção entre os diferentes elementos da ponte, em função dos quais se podem distinguir os modos de rotura associados ao funcionamento na direcção longitudinal, determinados essencialmente pelos mecanismos de rótulas dos arcos (originadas por tracção nas juntas transversais do arco), e os modos de rotura associados ao funcionamento na direcção transversal, influenciados pela interacção entre o enchimento, os tímpanos e arco da qual resultam abertura (rotura por tracção) e escorregamento (rotura por corte) nas interfaces deste elementos na direcção longitudinal.

CAPÍTULO 3

DANOS, REABILITAÇÃO E REFORÇO DE PONTES DE ALVENARIA

3.1 – INTRODUÇÃO

A sistematização dos danos e degradações mais frequentes em pontes, mediante a descrição dos fenómenos envolvidos e o reconhecimento das suas causas, permite facilitar o diagnóstico e identificação dos meios de prevenção e de reparação de determinada anomalia.

Neste contexto, as entidades gestoras de redes rodoviárias e ferroviárias, que, naturalmente, tutelam grande número de obras de arte, optam frequentemente por publicar catálogos de defeitos e procedimentos de inspecção dos quais resultam uma sistematização adequada do conhecimento sobre as obras de arte. Actualmente vários trabalhos têm vindo a ser desenvolvidos no contexto da preservação das pontes em arco de alvenaria sendo de realçar os trabalhos publicados e desenvolvidos pelos grupos de trabalho internacionais da CIRIA - Construction Industry Research and Information Association (McKibbins *et al.*, 2006) e UIC - International Union of Railways (UIC, 2003; UIC, 2004; García-Catalán e Álamo, 2006).

No domínio da gestão de obras de arte as entidades gestoras também dispõem de novos modelos de gestão apoiados em programas informáticos especializados como são exemplos as aplicações informáticas REGPontes (Almeida, 2003), PONTIS (Cambridge Systematics, 2001), BRIDGIT (Hawk, 1999) e GOA (Mendonça e Villar, 2002).

Para descrever as causas e os efeitos de um determinado dano ou degradação é necessário proceder à análise detalhada dos fenómenos envolvidos na alteração. Para tal, a utilização de meios

complementares de observação e de ferramentas de análise estrutural baseada nos resultados das observações, permite quantificar em que medida a anomalia observada afecta o desempenho da estrutura. Assim é possível reunir informação para estabelecer planos de prevenção e reparação eficazes, que devem todavia ser comprovados adoptando meios complementares de observação e controlo, no sentido de avaliar a eficiência das medidas adoptadas. Na Figura 3.1 inclui-se um organigrama resumindo os procedimentos em que se baseia o diagnóstico sobre o estado actual da estrutura e a tomada de decisão para reparar a anomalia identificada.

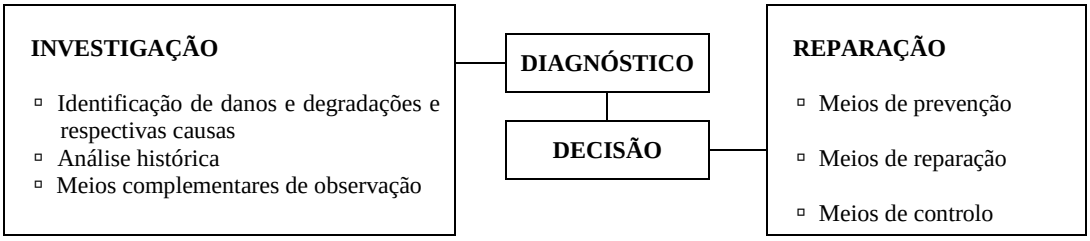


Figura 3.1: Diagrama de procedimentos para intervenção em pontes.

Neste capítulo, começa-se por apresentar uma sistematização de danos frequentes neste tipo de estruturas, seguindo-se a apresentação dos meios de reparação adequados para determinado tipo de dano. Os danos são identificados consoante o seu tipo sendo descrito seu aspecto visual e identificadas as causas que lhe deram origem. Neste contexto, distingue-se se o dano é generalizado ou localizado em determinado elemento e se afecta (ou não) o funcionamento estrutural, nomeadamente, se compromete (ou não) a estabilidade estrutural e se altera a rigidez, massa e/ou resistência da estrutura. É também identificada a causa da alteração distinguindo-se as acções de natureza mecânica, física, química, biológica e devidas à acção humana ou às acções sísmicas.

Para o efeito foi usada informação sobre o comportamento de pontes de pedra inspeccionadas pelo Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, entidade que tem desenvolvido neste domínio um vasto trabalho que se encontra sistematizado na sua base de dados (NCREP, 2006). Foram considerados os dados recolhidos para elaboração de catálogos das pontes de alvenaria existentes no concelho de Tomar e de Torres Novas elaborados no contexto na disciplina de seminário do Instituto Politécnico de Tomar (IPT) (Pereira e Valverde, 2005; Ruivo *et al.*, 2005) e consultados também os resultados do estudo sobre avaliação, fiabilidade e manutenção de pontes em arco de alvenaria realizado pelo UIC (2003). Para além dos casos referidos foram ainda estudados alguns casos de obras recentes ou em curso da responsabilidade da EP - Estradas de Portugal (ex-IEP - Instituto de Estradas de Portugal, ex-ICERR - Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária) e da

REFER - Rede Ferroviária Nacional e consideradas outras informações disponíveis na bibliografia sobre danos e intervenções em pontes em arco de alvenaria de pedra.

De acordo com os resultados das inspecções em pontes que constam na base de dados do NCREP (2006) e para vinte e duas pontes em arco de alvenaria de pedra, foram observados os danos indicados na Tabela 3.1, onde se inclui o número de pontes afectadas pelos danos identificados.

Tabela 3.1: Principais danos em pontes em arco de alvenaria de pedra (NCREP, 2006).

Tipo de Dano	Frequência (Un)	(%)
Poluição biológica	19	(86%)
Humidade	14	(64%)
Vegetação de pequeno porte	14	(64%)
Degradação dos materiais	13	(59%)
Vegetação de médio porte	12	(55%)
Perda de argamassa nas juntas	11	(50%)
Abertura de juntas	10	(45%)
Fendilhação	9	(41%)
Eflorescências	9	(41%)
Outros	7	(32%)
Ruína	6	(27%)
Outros depósitos superficiais	5	(23%)
Vegetação de grande porte	4	(18%)
Erosão da fundação	3	(14%)
Deformação excessiva	2	(9%)
Descompressão	2	(9%)
Assentamentos	2	(9%)
Deficientes disposições construtivas	2	(9%)
Crostas biogénicas	2	(9%)
Instabilidade	1	(5%)
Patinas de alteração cromática	1	(5%)
Não afectadas	1	(5%)

De acordo com os dados da Tabela 3.1 a ***poluição biológica*** é o dano mais frequente nas pontes inspeccionadas, verificando-se em 86% dos casos. Este dano surge geralmente em conjunto com a ***presença de vegetação de pequeno e médio porte*** (que afectam respectivamente 64% e 55% dos casos). Tratam-se de danos especialmente relacionados com a falta de manutenção e afectam boa parte das pontes em Portugal. A ***presença de humidade*** é o segundo dano mais frequente, afectando 64% de pontes, sendo, geralmente, associado a deficiências no sistema de drenagem e impermeabilização das pontes. Em cerca de metade das pontes inspeccionadas verificou-se também existir ***degradação dos materiais*** (59%) e ***perda de argamassa nas juntas*** (50%), sendo estes danos relacionados, principalmente, com a degradação dos materiais devido à passagem do tempo.

De entre os danos estruturais mais frequentes, a ***abertura de juntas*** e a ***fendilhação*** apresentam, respectivamente, 45% e 41% de incidência. Menos frequentes são os danos por ***deformação***

excessiva, ***descompressão*** ou danos devido a ***assentamentos***, que se verificam em 9% dos casos. Destaque-se ainda a percentagem dos ***casos de ruína*** (27%) que se verificou em seis pontes no universo das vinte e duas inspeccionadas.

Em relação a pontes ferroviárias, na Tabela 3.2 indica-se os principais tipos de danos encontrados nas pontes em arco de alvenaria de pedra, de acordo com o relatório publicado pelo UIC (2003).

Tabela 3.2: Principais danos em pontes ferroviárias em arco de alvenaria de pedra (UIC, 2003).

Tipo de Dano	Frequência
Deficiente impermeabilização	Frequente
Degradação do material	Frequente
Destacamento, movimentos das paredes dos encontros	Ocasional
Destacamento, movimentos das paredes dos tímpanos	Ocasional
Problemas nos encontros dos arcos, pilares e fundações	Raro
Problemas com a geometria estrutural	Raro
Outros problemas: Manutenção do pavimento; revestimento da parte inferior da ponte; danos devido a embate de veículos; danos devido a presença de vegetação; consequências de reabilitação incorrecta; danos sísmicos; consequências da estabilização dinâmica do balastro.	Raro
Fendas na abobada do arco devido a flexão e escorregamento.	Raro
Danos na viga de bordadura	Raro
Degradação devido a sobrecarga excessiva	Raro
Deformação do arco	Raro
Fendas no arco devido a sobrecarga excessiva	Raro
Danos devido a cargas concentradas no arco	Excepcional

Com base nesse estudo o UIC concluiu que os principais defeitos resultam de deficiências do sistema de impermeabilização e da degradação do material devido ao seu envelhecimento. Para além desses danos, verificam-se com elevada ocorrência o destacamento e os movimentos das paredes dos encontros e dos tímpanos. Os danos nos pilares e fundações verificaram-se causar sérios problemas em alguns sistemas ferroviários; no entanto, verificou-se tratar-se de um dano pouco frequente. A fendilhação e degradação raramente, ou em casos excepcionais, é atribuída a sobrecargas ou cargas concentradas excessivas sendo sim a processos naturais de envelhecimento e degradação dos materiais com o tempo.

No que se refere ao panorama das soluções de reforço mais usadas neste tipo de pontes, no mesmo relatório sobre avaliação, segurança e manutenção de pontes em arco de alvenaria realizado também pelo UIC (2003) são também indicados os principais tipos de intervenção realizados neste tipo de estruturas, cujos resultados foram obtidos mediante a resposta a um inquérito por parte das principais entidades gestoras da rede ferroviária na Europa. O resultado do inquérito apresenta-se resumido na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Principais tipos de intervenções em pontes em arco de alvenaria. (UIC, 2003)

Técnica de reforço	Frequência de utilização
Refechamento das juntas	Frequente
Reposição de alvenaria	Ocasional
Amarração do arco com barras de aço	Ocasional
Injecções no arco com argamassa à base de cimento/cal	Frequente
Injecções no arco com argamassa à base de resina ou gel	Rara
Impermeabilização do extradorso do arco com injecções à base de cimento/cal	Ocasional
Impermeabilização do extradorso do arco com injecções à base de resina ou gel	Ocasional
Instalação de um novo sistema de drenagem	Ocasional
Betão projectado – camada fina para conservação	Rara
Betão projectado – camada espessa para consolidação	Ocasional
Betão projectado – camada fina e flexível de betão armado ou betão reforçado com fibras para estabilização	Rara
Laje de betão sobre o extradorso do arco para reforço e impermeabilização	Ocasional
Laje de betão plana sobre o arco para degradação das cargas e impermeabilização	Ocasional
Colocação de um elemento de betão sob a ponte	Rara
Estabilização das paredes de tímpanos e dos encontros com tirantes e placas de ancoragem	Ocasional
Pré-esforço transversal com barras de aço	Rara
Injecções nas fundações, encontros (consolidação)	Ocasional
Micro-estacas sob as fundações (estabilização)	Ocasional
Injecção do solo sob as fundações (estabilização)	Rara
Protecção do leito das pontes	Ocasional
Outros (selagem de fendas, telas impermeabilizantes, costura das aduelas de volta ao arco)	Ocasional

Na sequência das respostas obtidas no inquérito foram ainda apresentadas no relatório UIC (2003) as seguintes conclusões:

- São preferidas as estratégias de manutenção e reparação que preservam e exploram a capacidade resistente existente.
- Os trabalhos de consolidação que não têm em consideração os modos fundamentais do comportamento estrutural não são benéficos.

- As principais fontes de problemas nas pontes advêm de inadequado sistemas de drenagem, pelo que as estratégias de reabilitação devem ter especial ênfase na reparação do sistema de impermeabilização e drenagem.
- Os danos mais graves verificados nos arcos são relacionados com problemas nas fundações pelo que estas devem ser alvo de medidas de manutenção e reparação adequadas.
- O restabelecimento da integridade tridimensional da estrutura é um elemento indispensável da reabilitação da ponte de alvenaria uma vez que tem muita influência no comportamento estrutural.
- Os serviços responsáveis pela administração das infra-estruturas ferroviárias necessitam de mais informação sobre técnicas de reparação e consolidação dos arcos bem como de procedimentos para avaliar a sua eficiência.
- Os procedimentos de avaliação do estado das pontes de alvenaria devem permitir responder às seguintes questões: Qual é o efeito da intervenção de reparação e consolidação na capacidade de carga e na durabilidade das estruturas?
- As técnicas de reparação e consolidação devem garantir resistência contra cargas e efeitos futuros (aumento de cargas permanentes, velocidade, efeitos dinâmicos, outros efeitos físico-químicos, etc.).
- As administrações ferroviárias devem recolher informações baseadas em observações ao longo do tempo das estruturas intervencionadas.
- As estratégias de manutenção de pontes em arco de alvenaria devem optimizar o custo do ciclo de vida.

Nas conclusões gerais o estudo referiu também que dada a grande percentagem de pontes em arco de alvenaria existentes no universo das pontes europeias a gestão preditiva do ciclo de vida e o planeamento da manutenção têm potencial económico significativo.

Para além disso, o custo do ciclo de vida das pontes em arco de alvenaria é idêntico ao da maioria dos outros tipos de sistemas estruturais e materiais apesar de, geralmente, apresentarem um tempo de vida útil bastante superior. Assim, devem ser promovidas soluções direccionadas para a sua preservação e reabilitação. As políticas de manutenção e medidas de reparação para pontes de alvenaria devem aproveitar a capacidade estrutural existente e dar preferência à estabilização em vez da substituição. A intervenção deve manter a integridade estrutural e garantir compatibilidade física, química e mecânica com a estrutura existente.

As soluções estruturais existentes devem ser melhoradas e devem ser desenvolvidas novas técnicas (eventualmente, com novos materiais) que garantam segurança estrutural e durabilidade a longo termo. São então necessários adequados métodos de ensaios e modelação (eventualmente mais actualizados relativamente aos existentes), procedimentos de cálculo e critérios detalhados para verificar a eficiência das medidas aplicadas. É de particular utilidade o estabelecimento de guiões para identificar soluções adequadas ao tipo de defeito e causas, guiões esses que devem ser baseados em casos de estudo e na experiência dos donos de obra na implementação dos vários tipos de reparação.

3.2 – DANOS E DEGRADAÇÕES FREQUENTES EM PONTES

Na sistematização apresentada neste capítulo distingue-se os danos e degradações generalizados em toda a estrutura e os que ocorrem localizados num elemento estrutural específico.

Entende-se por danos ou degradações generalizados os que podem afectar qualquer elemento estrutural sendo as suas causas e efeitos, em geral, independentes do tipo de elemento afectado e do seu funcionamento no sistema estrutural. Estas avarias estão essencialmente relacionadas com a degradação do material construtivo motivada pelo envelhecimento e exposição dos elementos a acções erosivas, meteorológicas e físico químicas adversas, por deficiente manutenção ou intervenção desadequada (acção humana). Estas acções afectam essencialmente a durabilidade da construção, podendo a longo prazo contribuir para o agravamento das condições de segurança da estrutura.

Na secção 3.2.1, distinguem-se os danos que resultam dos processos de degradação dos materiais (alvenaria e enchimento), presença humidade e poluição biológica. Não obstante estes danos resultarem do processo natural de envelhecimento pela passagem do tempo e exposição a condições do meio ambiente estes danos estão essencialmente associados a manutenção desadequada.

O desalinhamento e destacamento de pedras devido a acções dinâmicas e os danos devidos à acção sísmica bem como os resultados de acções de reabilitação desadequadas e vandalismo também são incluídos na classificação de danos generalizados.

Na Tabela 3.4 enumeram-se os danos generalizados considerados neste trabalho indicando-se, também a natureza (predominante) do dano.

Tabela 3.4: Danos e degradações generalizados nas pontes em arco de alvenaria de pedra.

Designação do dano ou degradação	Natureza
Degradação do material da pedra	Físico-química, Erosiva, Mecânica
Degradação e perda da argamassa das junta	Erosiva, Mecânica, Físico-química
Eflorescências, crostas	Físico-química
Manchas de humidade, escorrências e retenção de água	Meteorológicas
Depósitos de origem biológica	Biológica
Degradação do material de enchimento	Erosiva, Mecânica, Físico-química
Intervenções de reabilitação desadequadas: Utilização de argamassas de cimento.	Acção humana, Físico-química, Mecânica
Desalinhamentos e destacamentos de pedras	Mecânica, (dinâmica)
Danos sísmicos	Acção sísmica

Os danos localizados são específicos de um determinado elemento estrutural cujas causas e efeitos afectam e dependem do papel desse elemento no funcionamento do sistema estrutural. Estes

danos resultam essencialmente da actuação de acções (mecânicas) externas e de deficiências no funcionamento estrutural de um os mais elementos estruturais. Nesta categoria incluem-se deformações e fendilhação dos elementos estruturais. Neste contexto, estes danos são apresentados por elemento estrutural, sendo distinguidos arcos, tímpanos, enchimento, pilares, encontros, fundações, contrafortes, guardas laterais e outros elementos secundários.

Na Tabela 3.5 especificam-se dos danos de natureza estrutural (mecânica) agrupados por elemento elementos estruturais que são detalhados na secção 3.2.2.

Tabela 3.5: Danos estruturais das pontes em arco de alvenaria de pedra.

Elemento estrutural	Designação do dano
Interface entre o arco e os tímpanos	Fendilhação longitudinal devido a tracção e/ou corte na primeira junta do arco
	Separação e/ou escorregamento entre a base do tímpanos e o arco devido a tracção e/ou corte
Arco	Fendas longitudinais generalizadas ou localizada no eixo do arco
	Fendilhação transversal no arco
	Fendilhação diagonal
	Deformação excessiva e abatimento
	Destacamento pontual de aduelas devido a flexão transversal do arco e punçoamento
Tímpanos	Inclinação do tímpano para fora do plano
	Formação de uma “barriga” a meio do tímpano
Enchimento	Rotura por corte no enchimento
Fundação	Perda de capacidade das fundações

Para o caso particular de danos de origem mecânica, devidos a excessivas acções do tráfego e assentamentos de apoio, a identificação do padrão de fendilhação e deformação constitui uma via que pode facilmente conduzir à identificação das causas da anomalia. Em particular, a ocorrência de fendas nos elementos de alvenaria pode corresponder a um processo complexo envolvendo um tipo ou uma combinação de vários tipos de esforços (tracção, compressão e corte) e mecanismos funcionais de transmissão de esforços na ponte como se referiu, anteriormente, no Capítulo 2. Como consequência destes danos pode resultar alteração da resistência e rigidez do sistema estrutural afectando a capacidade de carga da construção.

Certos danos internos não visíveis, como destacamento entre arco e enchimento, degradação das condições dos enchimentos e elementos submersos, exigem meios de observação auxiliares, como a extracção de carotes e a realização de testes complementares (não destrutivos), nomeadamente, geo-radar, ultra-sons e termografia ou observações subaquáticas, no caso dos elementos submersos.

3.2.1 – Danos generalizados

3.2.1.1 – Considerações prévias sobre deterioração dos materiais

Numa ponte em alvenaria de pedra, como em geral no património construído, a deterioração dos materiais aplicados depende de vários factores que podem ser agrupados de forma genérica em factores intrínsecos relacionados com o tipo de material; factores extrínsecos, como o ambiente (microclima e nanoclima) em que a construção se encontra; factores impostos, como a geometria e orientação geográfica da construção ou o acabamento das superfícies; e factores antropológicos relacionados com a função da construção ao longo da sua vida, como intervenções e uso desadequados e o vandalismo (Aires-Barros, 2002).

Assim, entre as causas que podem acelerar o processo natural de envelhecimento dos materiais das pontes, distinguem-se as condições naturais relacionadas com o clima, como a ocorrência de chuva, vento intenso ou de temperaturas extremas, e com as condições do meio ambiente, como sejam poluição da atmosfera, do solo e do rio.

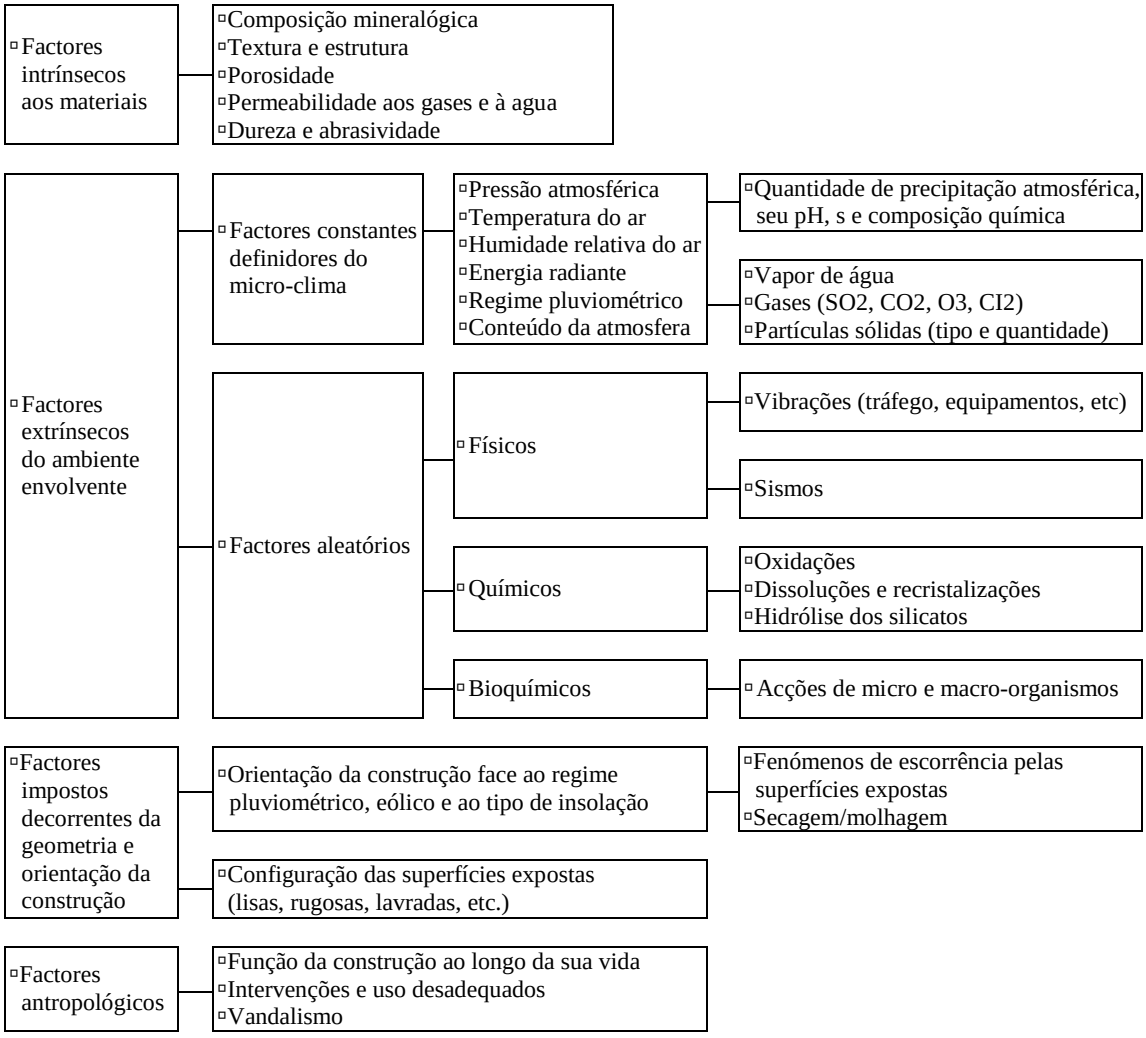
Adicionalmente, a falta de manutenção também se destaca pelos efeitos produzidos pela presença de humidade e de poluição biológica. As condições de serviço das pontes como sejam a passagem de tráfego intenso e a indução de vibrações na estrutura podem igualmente contribuir para acelerar o processo de degradação do material. Finalmente, outros factores relacionados com a construção da estrutura como as condições de cura da argamassa e de aplicação das pedras durante a construção podem afectar a durabilidade do material.

Neste contexto, a caracterização de certas propriedades intrínsecas do material pétreo permite avaliar os factores que podem alterar a estrutura ou a superfície de uma pedra. Sob este ponto de vista, é importante conhecer as características seguintes:

- Composição química, no sentido de identificar os elementos mais vulneráveis a alterações químicas;
- Textura e estrutura da rocha, resistência mecânica, dureza e abrasividade, com o objectivo de avaliar o comportamento da pedra sob agressões físicas;
- Porosidade e estrutura das redes capilares, para avaliar a permeabilidade aos gases e água.

Na Tabela 3.6 apresenta-se um esquema com os factores actuantes nas acções de decaimento do património construído apresentado por Aires-Barros (2002) para o caso particular dos monumentos.

Tabela 3.6: Factores actuantes nas acções de decaimento (Aires-Barros, 2002).



Assim, verifica-se que a degradação das pedras pode ocorrer, simultânea ou separadamente:

i) por via química quando os constituintes das pedras sofrem modificações que conduzem à decomposição de índole química devido aos agentes químicos da atmosfera, dos materiais ou do solo que podem reagir por dissolução e hidrólise e oxidação-redução;

ii) por via física ou mecânica quando por acção de agentes físicos do vento e da água, as acções térmicas, a acção do gelo e da cristalização e hidratação de sais solúveis as pedras quebram ligações entre os seus componentes minerais e

iii) por acção de organismos vivos que inclui a acção dos animais, da vegetação e de microrganismos que dão origem a decomposição biológica.

Na Tabela 3.7 apresenta-se uma síntese das relações entre os vários mecanismos de deterioração dos materiais do património construído em pedra e os principais agentes promotores.

Tabela 3.7: Mecanismos e agentes promotores do decaimento da pedra (Aires-Barros, 2001).

("●" - agente atmosférico principal; "○" - agente atmosférico secundário)

Mecanismo \ Agentes promotores	Chuva	Nevoeiro	Humidade	Temperatura	Insolação	Vento	Poluentes atmosféricos	Aerosol
Abrasão								
▫ Por acção do vento						●		●
▫ Por acção da chuva	●							
▫ Por acção do gelo	●	●		●				
Variação de volume da pedra								
▫ Por dilatação diferencial dos minerais				●			○	
▫ Por expansão diferencial devido a aquecimento desigual				●	●			
▫ Por expansão diferencial devido a desigual conteúdo de humidade	●	●	●	●	●	○	○	○
▫ Por expansão diferencial de material das juntas				●				
Variação de volume nos capilares e interstícios								
▫ Por congelamento da água	●	●		●				
▫ Por aquecimento da água pelo sol	●	●		●	●			
▫ Por fixação de água sob pressão quando a superfície congela	●	●		●				
▫ Por expansão da água de embebição dos minerais	●	●	●				○	○
▫ Por hidratação de impurezas	●		●				○	○
▫ Por cristalização de sais			●	●	●	●	○	○
▫ Por oxidação de materiais	●	●					○	
Dissolução ou reacção química da pedra								
▫ Por dissolução das chuvas	●			●			●	●
▫ Por dissolução dos ácidos formados sobre paredes	●	●	●	●			●	
▫ Por reacção pedra-dióxido de enxofre	●	●		●			●	
▫ Por reacção pedra-partículas ácidas de aerossóis argilosos	●	●		●				●
Actividade biológica								
▫ Por ataque químico promovido por bactérias químico-litotróficas			●	●			●	
▫ Por ataque químico e por erosão promovida por associações simbióticas e por planas que penetram nas descontinuidades da rocha	○	○	●	●				

Nos parágrafos seguintes detalham-se os efeitos dos principais agentes agressivos: água, sais solúveis, gases presentes na atmosfera e seres vivos, temperatura, vento e gelo.

3.2.1.1 – a) Efeitos da presença de água

A existência de humidade no interior das pontes é uma das principais causas de degradação material, pois a sua presença desencadeia e influencia uma série de fenómenos prejudiciais à estrutura, entre eles:

- Favorece o desenvolvimento de vegetação, musgo, algas, fungos e bactérias.
- Desencadeia a dissolução da pedra e outras reacções químicas prejudiciais.

- Motiva a variação de volume nos vasos capilares e interstícios provocada pela hidratação de impurezas e cristalização de sais e formação de gelo em presença de temperatura de congelação da água.
- É responsável pela perda de argamassa nas juntas devido a percolação de água que se infiltrou no interior da estrutura desencadeando um processo de lavagem da argamassa das juntas e acelerando o processo de degradação daquele material.
- Promove o processo de degradação do enchimento por lavagem de finos e consequentemente ocorrência de vazios devido a percolação da água no seu interior.
- Há alteração dos mecanismos estático-resistentes por acréscimo do peso da água contida na estrutura.

3.2.1.1 – b) Efeitos dos sais solúveis

Os sais solúveis (sulfatos e cloretos, nitratos e carbonatos) presentes nos materiais originais ou de reabilitação, no ar, e no solo dissolvem-se na água através da qual se movimentam nos vasos capilares e interstícios da pedra, cristalizando na zona de evaporação.

A cristalização dos sais solúveis da pedra que ocorre na superfície da pedra (zona de evaporação) a partir de sais arrastados da zona interna da pedra cria um enfraquecimento no interior do material e à superfície os poros são preenchidos formando-se uma crosta.

As variações dos teores de água líquida e de humidade fazem com que os sais cristalizem, se hidratem e se dissolvam, repetindo-se este ciclo até à destruição do material pétreo, devido ao desenvolvimento de forças de cristalização que, actuando sobre as pedras, dão origem a tensões que contribuem para a sua desagregação (Teles e Begonha, 2005).

3.2.1.1 – c) Efeitos dos gases presentes na atmosfera

Os gases existentes na atmosfera que exercem uma acção agressiva contra os materiais pétreos (dióxido de carbono e dióxido de enxofre) têm a sua origem no ar contaminado pelas combustões provenientes dos automóveis, indústrias etc., e de uma forma menos importante na acção biológica de certos fungos e bactérias.

O dióxido de enxofre tende a associar-se com partículas sólidas e líquidas suspensas no ar formando aerossóis que dão origem ao ácido sulfúrico que, em contacto com pedras com componentes calcários (carbonato de cálcio), dão origem a formação de gesso com um aumento de volu-

me conduzindo a um processo de desintegração mecânica da pedra por dissolução (Teles e Begonha, 2005).

3.2.1.1 – d) Efeitos das acções térmicas

As acções térmicas de variações de temperatura podem causar degradação do material, de génese mecânica, devido a variações de volume do material (dilatações e contracções), como consequência da diferença dos coeficientes de dilatação entre os vários componentes da pedra (natural ou alterada), ou podem resultar das diferenças de temperatura entre as superfícies expostas e o seio do material. Estes movimentos cíclicos de dilatação e contracção podem originar rupturas na pedra.

Os danos mais gravosos por variações térmicas ocorrem em zonas localizadas na fronteira entre zonas expostas ao sol e em zonas sombreadas, e também na fronteira entre a capa superficial e o interior da pedra, separando-se a capa superficial do resto e iniciando-se um processo de arenização na pedra.

A acção da temperatura é no entanto fundamentalmente indirecta na medida em que o ataque pelos agentes químicos se processa sobretudo por sucessivos efeitos de molhagem, dissolução e transporte de sais e sua cristalização por evaporação resultante de secagem.

3.2.1.1 – e) Efeitos da acção do gelo

A água ao congelar experimenta um aumento de volume (cerca de 10%) dando origem a pressões internas nos poros podendo conduzir a desagregação mecânica da pedra. Este processo é tanto mais eficiente quanto maior o número de vezes que for repetido o ciclo gelo/degelo. A alterabilidade por gelo depende não só da quantidade de água susceptível de poder congelar, mas também da estrutura da rede porosa e da distribuição, forma e dimensões dos poros constituintes do material (Teles e Begonha, 2005).

3.2.1.1 – f) Efeito dos seres vivos

As raízes das plantas que se desenvolvem no seio ou entre pedras desencadeiam desintegração mecânica dos blocos pétreos.

Os líquenes propiciam a formação de uma camada fina de solo que permite a fixação de plantes de maior porte. Certos fungos e bactérias em contacto com a água provocam reacções químicas

na pedra resultantes da produção de ácido cítrico dos fungos e oxidações do azoto do ar por certas bactérias que aceleram a decomposição das rochas.

Também é conhecido o efeito prejudicial dos excrementos dos animais, como pombas e morcegos, que contêm nitratos, enxofre e ácido fosfórico.

Por último é de referir ainda a acção do homem como resultado de destruições mais ou menos extensas causadas por guerras, vandalismo, poluição atmosférica e intervenções desadequadas.

3.2.1.1 – g) Notas finais sobre a distribuição da deterioração

Os padrões de degradação da pedra mais frequentemente encontrados nas construções em alvenaria são caracterizados por erosão, dissolução e desagregação e estão associados a um aspecto exterior com determinadas características e a um conjunto de causas como se descreve nas secções seguintes (ver secções 3.2.1.2 a 3.2.1.4).

A distribuição dos vários tipos de alteração pelos elementos construtivos das pontes difere segundo o tipo de exposição das áreas afectadas. Assim, nas partes expostas à chuva não é frequente o aparecimento de eflorescências e geralmente apresentam uma ligeira abrasão superficial devida à dissolução (lenta) dos carbonatos pela água da chuva e à acção do gelo. Em contrapartida, em zonas não batidas pela chuva as alterações da pedra apresentam uma tonalidade escura. As zonas sombreadas e as expostas ao vento dominante alteram-se mais do que as expostas ao sol e resguardadas do vento.

3.2.1.2 – Erosão da pedra

A erosão é um fenómeno de desgaste progressivo da superfície da pedra que se produz como consequência da acção combinada da chuva e vento e de partículas sólidas. Os seus efeitos dependem da dureza superficial da rocha e da sua resistência. O aspecto exterior da pedra alterada é, tipicamente, caracterizado por um aspecto liso e arredondado das superfícies dos blocos juntamente com perda da argamassa das juntas. Este enfraquecimento da superfície, posteriormente, abre caminho a outros tipos de ataque de toda a estrutura da pedra.

3.2.1.3 – Dissolução da pedra

O efeito originado pela dissolução dos materiais da rocha pode conduzir ao aparecimento vazios. Devido à heterogeneidade do material, as partículas da superfície não apresentam todas igual resposta a este fenómeno. Para além disso, a água penetra em diferentes pontos até diferentes

profundidades na pedra. Estas duas condições produzem na pedra uma superfície com saliências que facilmente são destruídas desencadeando um processo de degradação sucessivo.

Na Figura 3.2 ilustra-se a aspecto da superfície da pedra no intradorso do arco em calcário da ponte Ponte D'Além (Ruivo *et al.*, 2005) apresentando dissolução muito avançada.



Figura 3.2: Dissolução no intradorso do arco em calcário da ponte Ponte D'Além (Ruivo *et al.*, 2005).

Outra consequência que pode advir da dissolução dos sais existentes nas pedras é o aparecimento de eflorescências na superfície ou no interior das pedras. Este fenómeno corresponde à cristalização desses sais e ocorre quando a água que os transporta se evapora. A água, o ar e o solo envolventes também contêm sais pelo que as eflorescências podem advir da cristalização destes sais sem que ocorra dissolução da pedra.

3.2.1.4 – Desagregação da pedra

O fenómeno de desagregação corresponde à perda da coesão e separação dos distintos agregados do material pétreo, originando perda de resistência mecânica e fragmentação da sua estrutura. O aspecto exterior da pedra desagregada apresenta pequenas fendas e lascas que se separam na superfície exibindo zonas pulverulentas e com coloração diferenciada.

Este efeito tem origem essencialmente em fenómenos *i)* de hidratação de sais devido às elevadas pressões que os sais exercem ao hidratar-se no interior dos poros, *ii)* da acção do gelo/degelo como consequência da expansão da água contida nos vazios da pedra por efeito da congelação e *ii)* da acção da temperatura devido às diferenças existentes entre os coeficientes de dilatação térmica dos constituintes.

Este tipo de agressão ocorre sobretudo em pontes localizadas na proximidade de núcleos industrializados de atmosfera contaminada ou que envolvam descargas que contaminam a água do rio assim como nas proximidades do mar, onde também o ar contém cloritos, sulfatos e nitratos.

Na Figura 3.3 ilustra-se a aspecto da superfície da pedra num tímpano em granito da ponte S. Pedro do Sul (Guedes *et al.*, 2002) apresentando desintegração granular e destacamento em lascas.



Figura 3.3: Desintegração granular e destacamento em lascas no tímpano em granito da ponte de S. Pedro do Sul (Guedes *et al.*, 2002).

Na camada superficial da pedra, mais afectada pelos ciclos de molhagem-secagem devidos à acção alternada das chuvas e do tempo seco, o sulfato de cálcio é transportado para a superfície exterior da pedra e constitui aí uma camada endurecida e impermeável sobrejacente a uma zona desagregada. Em locais expostos e com chuvas frequentes esta crosta superficial não chega a formar-se porque há uma constante dissolução de sulfato de cálcio que a constitui; mas em locais protegidos da acção intensa da chuva a crosta não é destruída. A permanência da crosta favorece a progressão do ataque da pedra, porque retém sob a superfície alguma humidade e assim favorece a erosão da camada subjacente da pedra dando origem à expansão de cristalização de sulfatos sob a crosta ou em fissuras desta; para além disso as diferenças dos coeficientes de dilatação térmica do gesso e da pedra (por exemplo, o coeficientes de dilatação térmica do gesso é maior cerca de 5 vezes que o da calcite) provoca a desagregação sob variações de temperatura. Assim, esta crosta rapidamente fende e destaca-se em placas, deixando exposta a camada pulverulenta que recobria, continuando assim o processo sucessivamente.

3.2.1.5 – Perda de argamassa nas juntas

A perda de argamassa pode estar relacionada com condições externas à estrutura como sejam a erosão causada pelo vento e pela água, desprendendo e arrastando partículas de argamassa. Este processo de degradação também é afectado pela qualidade da argamassa, agravando-se nos casos em que a constituição da mesma não é adequada às exposições agressivas do meio envolvente.

Na Figura 3.4 apresenta-se um caso em que se verifica inexistência generalizada de argamassa nas juntas da alvenaria na ponte da Lagoncinha (Costa, 2002).



a) b)

Figura 3.4: Perda de argamassa nas juntas. Pormenor das juntas no intradorso de um arco (a) e nos talhantes (b) da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002).

A degradação das juntas de argamassa pode constituir um factor condicionante do comportamento mecânico da alvenaria, na medida em que a área de contacto nas juntas diminui aumentando a tensão efectiva nos pontos de contacto que pode eventualmente ser superior à tensão resistente.

3.2.1.6 – Eflorescências

As eflorescências superficiais resultantes da evaporação lenta da água não provocam, em geral, efeitos prejudiciais de deterioração. No entanto, resultam no aparecimento de manchas (ver Figura 3.5), esteticamente inconvenientes, que podem combinar-se com a matéria orgânica existente nos paramentos expostos. A lavagem natural das chuvas nos paramentos expostos ou a lavagem artificial são, em geral, suficientes para eliminar os efeitos destas eflorescências.



Figura 3.5: Eflorescências num pilar da ponte da Milheira (Pereira e Valverde, 2005).

Porém, se a evaporação das soluções salinas é muito intensa e rápida a cristalização dos sais pode ocorrer sob a superfície induzindo esforços mecânicos de desagregação da pedra. A repetição

deste processo com sucessivas dissoluções e recristalizações dos mesmos sais, que pode ocorrer unicamente devido a variações de humidade relativa, acaba por degradar a pedra.

3.2.1.7 – Crostas negras e filmes negros

As crostas negras são depósitos essencialmente constituídos por cristais de gesso e cinzas volantes ricas em enxofre e cálcio resultantes da queima de combustíveis fósseis que cobrem a superfície da alvenaria sobre qualquer tipo de material.

Os filmes negros são depósitos superficiais que se distinguem das crostas negras por constituírem uma película de espessura muito reduzida essencialmente rica em ferro cuja principal fonte é a poluição atmosférica e eventual ataque de chuvas ácidas aos minerais de ferro existentes na superfície das pedras (Teles e Begonha, 2005).

A formação de crostas e filmes negros está associada a zonas húmidas e protegidas sujeitas a molhagem directa ou indirecta mas não submetidas a lixiviação por parte das águas de escorrência.

Na Figura 3.6 mostram-se dois exemplos de pontes que apresentam crostas e filmes negros nos seus paramentos exteriores.



a) b)

Figura 3.6: Crostas e filmes negros no viaduto de Vale dos Ovos (a) e na ponte de Vale de Carvalho (b) (Pereira e Valverde, 2005).

3.2.1.8 – Depósitos de origem biológica

Os depósitos de origem biológica mais frequentes e prejudiciais em pontes de pedra são a vegetação de pequeno e médio porte, vegetação parasitária, como musgo, líquenes, algas e fungos, bactérias, excrementos de pássaros e depósitos de terra vegetal (ver Figura 3.7). Estes depósitos podem contribuir quer para a desagregação mecânica quer para a corrosão química dos materiais e, em certos casos, podem aumentar o peso sob a estrutura.

A presença de vegetação contribui para a deterioração física e química do material, na medida em que, a expansão das suas raízes, principalmente as de grande porte, pode ser causadora de fendas e o dióxido de carbono que soltam, ajudado pela água, origina efeitos químicos destruidores principalmente nas rochas calcárias.

O desenvolvimento da vegetação é potenciado por depósitos de terra que contêm húmus e insectos, por excrementos de aves que actuam como fertilizantes para vegetação e por condições propícias de humidade e luz. Por sua vez, a acção destrutiva dos excrementos dos animais, sobretudo das aves, é agravada dado que estes contêm nitratos, enxofre e ácido fosfórico.



a) b) c)

Figura 3.7: Vegetação e poluição biológica na ponte da Lagoncinha: vegetação de pequeno e médio porte (a) e (b) e musgo (c).

A vegetação parasitária como algas, fungos, líquenes e musgos desenvolvem-se na superfície das pedras ou no seu interior, com condições de humidade e de luz adequadas e alimentam-se dos sais e matérias orgânicas do material a que se fixam.

Certos líquenes desenvolvem-se à custa de segregações ácidas e da expansão dos tecidos por acção da água contribuindo assim para degradar o material do ponto de vista químico e mecânico.

Por acção das bactérias anaeróbias, presentes principalmente na base dos paramentos das pontes, os sulfatos da água das chuvas e do solo podem ser reduzidos a sulfuretos e hiposulfitos. Posteriormente, estes sais são transportados em dissolução por ascensão capilar até à superfície da pedra onde bactérias aeróbias reconstituem os sulfatos por oxidação. Outras bactérias podem reduzir os sulfitos, existentes no terreno, a sulfatos. As bactérias podem também actuar como mineralizadores do enxofre orgânico, gerando ácido sulfídrico. Os fungos mais activos produzem sobre as pedras ácido cítrico a partir de soluções de glucose (Teles e Begonha, 2005).

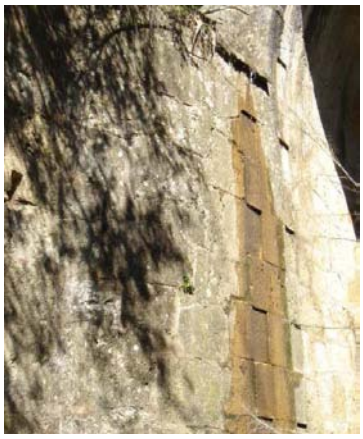
3.2.1.9 – Manchas de humidade, escorrências e depósito de água

Nas pontes de alvenaria de pedra as manifestações de humidade nas superfícies exteriores podem ser diversas, entre elas as mais usuais são a existência de manchas de humidade, escorrências, ou a existência de retenção e depósito de água. No interior da estrutura a humidade pode ficar retida por capilaridade ou circular livremente.

Nas zonas próximas do leito do rio é maior a presença de água nos blocos por capilaridade, como se pode verificar na Figura 3.8-a (Costa, 2002). A Figura 3.8-b mostra um caso onde existe escorrência de água nos paramentos exteriores da alvenaria, evidenciando ineficiência do sistema de drenagem da ponte (Pereira e Valverde, 2005).



a)



b)

Figura 3.8: Presença de humidade na alvenaria por capilaridade junto ao curso do rio na ponte da Lagoncinha (Costa, 2002) (a) e escorrência de água num paramento exterior da ponte de Vale de Carvalho (Pereira e Valverde, 2005) (b).

Geralmente, a água existente na estrutura tem as seguintes proveniências:

- Condensação do vapor de água presente no ar que origina água e pode penetrar no interior da estrutura.
- Penetração da água da chuva, que naturalmente pode aumentar por ineficácia do sistema de impermeabilização e por degradação da rede de drenagem de águas pluviais.
- Absorção por capilaridade, que depende da porosidade do material, da evaporação, da temperatura e de variações cíclicas do nível da água.

3.2.1.10 – Intervenções de reabilitação e reforço desadequadas baseadas na utilização de cimento

A utilização de cimento Protland corrente em intervenções de reabilitação e reforço conduz a ocorrência de danos de natureza físico-química devido a incompatibilidade entre os materiais existentes e o novo material adicionado.

ao serem introduzidos na construção, os sais contidos no cimento desencadeiam fenómenos de dissolução e desagregação, já detalhados nas secções 3.2.1.3 e 3.2.1.4, que podem levar a construção a um estado de degradação mais gravoso após a intervenção. Neste sentido, as intervenções em estruturas de pedra devem ser realizadas com argamassas quimicamente compatíveis com os materiais existentes, portanto essencialmente à base de cal e pobres em cimento.

Além de quimicamente incompatível, a utilização de argamassa de cimento para refechamento das juntas conduz a uma alteração do funcionamento mecânico da alvenaria, que inicialmente se baseava na existência de interfaces fracas entre blocos (com argamassa de reduzido módulo de elasticidade ou mesmo inexistente) e blocos fortes. Após a intervenção com argamassas com elevado módulo de elasticidade as juntas passam a funcionar como elementos fortes.

Esta alteração prejudica o princípio de funcionamento desejável da alvenaria, na qual as juntas constituem planos de descontinuidade e fraqueza onde podem ocorrer abertura/fecho e escorregamento entre as interfaces dos blocos; com a adição de uma argamassa de ligação muito forte, que impede que isso aconteça, o funcionamento da alvenaria passa a ser baseado em interfaces fortes e blocos fracos; pelo que e os danos, inicialmente concentrados nas juntas, passam a ocorrer na ligação bloco-argamassa no blocos, podendo mesmo originar a sua fissuração na direcção normal à interface.

3.2.1.11 – Desalinhamentos e destacamentos de pedras dos paramentos de alvenaria

A falta de alinhamento ou desaprumo de blocos nos paramentos da alvenaria das pontes de pedra pode ser motivada por um conjunto de causas, das quais se salientam, a falta de argamassa nas juntas, o aparelhamento defeituoso dos blocos e a ocorrência de vibrações excessivas induzidas na ponte por acção do trânsito, de acções sísmicas ou outras.

As vibrações e acções dinâmicas, provenientes essencialmente da circulação de veículos no tabuleiro, criam forças internas e motivam a propagação de fendas internas das quais resulta perda de rigidez dos elementos estruturais.

O desenvolvimento de raízes no interior da estrutura e a descompressão da alvenaria, devido a deformações excessivas originadas por assentamentos de apoio ou cargas excessivas permite o agravamento, ou o desencadear, deste dano, geralmente afectando uma zona restrita de influência da causa apontada. No entanto, este dano pode ocorrer praticamente em todas as superfícies da estrutura independentemente da sua localização.

Numa situação limite, esta anomalia pode culminar no destacamento dos elementos afectados e, como consequência, nas juntas entre os blocos e, nos espaços ocupados pelos blocos em falta, passam a existir vazios que permitem a penetração de água para o interior da estrutura; naturalmente o equilíbrio entre elementos vizinhos também é afectado.

3.2.1.12 – Danos sísmicos

A origem de grande parte das pontes de alvenaria de pedra remonta há muitos anos atrás e além disso o seu período de vida útil remanescente é ainda muito grande, pelo que muitas destas pontes já experimentaram ou ainda virão a experimentar eventos sísmicos durante a sua vida útil.

Para sismos moderados as pontes resistem sem serem muito afectadas. No caso de sismos mais violentos pode ocorrer fendilhação diagonal nos arcos, fendilhação horizontal nos pilares e colapso das paredes de tímpano para fora do plano, com queda do material de enchimento devido à sua interacção com os tímpanos, como se verificou nos sismos de Gujarat na Índia (Murty *et al.*, 2001) e no sismo de Umbria-Marche em Itália (Resemini e Lagomarsino, 2004) (ver Figura 3.9).



a) b)

Figura 3.9: Colapso dos tímpanos devido a acção do sismo de Gujarat, India (Murty *et al.*, 2001) (a), e Umbria-Marche, Itália (Resemini e Lagomarsino, 2004) (b).

3.2.1.13 – Desmoronamento e ruína

O desmoronamento corresponde à perda de uma parte ou da totalidade de certos elementos (indiferenciados) da estrutura. Trata-se de uma situação limite de ruína que pode afectar parte ou a totalidade da construção e pode pôr em causa a segurança global da estrutura.

Os casos mais frequentes referem-se ao desmoronamento dos tímpanos e enchimento, dos pilares e dos arcos e correspondem a situações de degradação prolongada causada por erosão, percolação de água, degradação do material e outras condições adversas extremas como a ocorrência de grandes cheias que, como aconteceu nas pontes de D. Zameiro e de Ázere, motivaram o desmo-

ronamento da zona do tímpano e do enchimento sobre o pilar que já se encontravam em condições debilitadas. Em face da acção adicional de escoamento de elevados caudais de água do rio, a ruína parcial destas pontes foi precipitada como se ilustra na Figura 3.10 (Costa *et al.*, 2001a; Costa e Paupério, 2002).



a) b)

Figura 3.10: Pormenores de danos por desmoronamento na ponte de D. Zameiro (Costa e Paupério, 2002) e (a) e ponte de Ázere (Costa *et al.*, 2001a) (b).

As inspecções regulares com o objectivo de mitigar ao longo do tempo as patologias que vão surgindo nas pontes e prevenir situações limite, são o meio mais eficaz para prevenir situações limite como as ilustradas nas Figuras 3.10-a e -b.

3.2.2 – Danos Estruturais localizados

3.2.2.1 – Fendas localizadas na ligação entre os arcos e tímpanos

O material de enchimento contido entre os tímpanos, arco e pavimento permite distribuir (e degradar) as cargas aplicadas no pavimento, transmitindo-as directamente para os arcos (ver Figura 2.36) e, através de impulsos horizontais, para as paredes dos tímpanos, que por sua vez as transmitirão para os arcos (ver Figura 2.37).

A eficiência dos mecanismos de transmissão de acções gravíticas, por todos os elementos do sistema estrutural exige que as ligações (de coesão e atrito) estabelecidas nas juntas de alvenaria dos tímpanos, arcos e entre tímpanos e arcos, bem como, entre a alvenaria e o enchimento funcionem adequadamente.

Estas ligações (juntas) constituem, no entanto, planos de fraqueza da estrutura onde podem ocorrer fendas (por tracção e compressão) e escorregamento (por corte). Para além disso, a ligação

entre os tímpanos e o arco constitui uma singularidade onde há concentração de tensões de corte, tracção e compressão pelo que é muito frequente encontrar aí avarias.

Neste contexto, podem ocorrer os quatro tipos de fendas que se esquematizam na Figura 3.11 e que correspondem a escorregamento dos tímpanos pela base (a), fendas por tracção nas juntas longitudinais do arco sob a face interior dos tímpanos (b), escorregamento nas juntas longitudinais do arco sob a face interior dos tímpanos (c) e fendas por tracção na ligação entre o tímpano e o extradorso do arco (d).

Os dois primeiros tipos de fendas estão relacionados essencialmente com a presença de forças na direcção transversal da ponte (funcionamento na direcção transversal) e os dois últimos com a presença das cargas verticais transmitidas ao arco sendo influenciados pelo funcionamento na direcção longitudinal e transversal da ponte.

Na direcção transversal, os impulsos horizontais actuantes nas paredes de tímpano são transmitidos aos arcos dando origem a tensões de corte nos tímpanos e a tracção nos arcos que podem resultar no escorregamento na base do tímpano (Figura 3.11-a) ou na separação da junta do arco sob a face interior do tímpano (Figura 3.11-b), respectivamente, se for alcançada a resistência ao corte ou à tracção nas interfaces referidas.

Por sua vez, por efeito das acções verticais do peso da estrutura e do tráfego actuante no tabuleiro, os arcos ficam sujeitos a tensões de corte e os tímpanos a tensões de tracção que podem originar escorregamento no arco relativamente à face interior do tímpano (Figura 3.11-c) ou separação da junta na base do tímpano (Figura 3.11-d), respectivamente, se naquelas interfaces for alcançada a resistência ao corte ou à tracção. Nestes dois casos as avarias são influenciadas pelo efeito rigidificador das paredes de tímpano nas extremidades do arco, verificando-se que os deslocamentos verticais no arco não são acompanhados por deslocamentos dos tímpanos. Este efeito é tanto mais gravoso quanto maior é a diferença (relativa) entre a rigidez nas duas zonas.

O movimento vertical do arco pode também dar origem ao destacamento na interface enchimento-arco; todavia, para que tal aconteça é necessário que a ligação enchimento-tímpano e o material de enchimento apresentem elevada coesão, o que geralmente implica que o nível de confinamento conferido pelas paredes seja elevado ou que o interior seja constituído por materiais não granulares como tijolos cerâmicos ou pedras aparelhadas. No entanto este efeito diminui ou desaparece quando ocorrem movimentos dos tímpanos para fora do plano que são acompanhados pelo movimento do enchimento.

O aparecimento das fendas ilustradas na Figura 3.11 depende também do nível de imbricamento entre os blocos de ligação arco-tímpano, verificando-se que um maior imbricamento entre

blocos aumenta a capacidade resistente à formação destas fendas, dado que, ou aumenta a área de contacto em que é mobilizada tensão de corte ou aumenta a resistência à tracção se for necessário mobilizar os blocos para desenvolver a fenda.

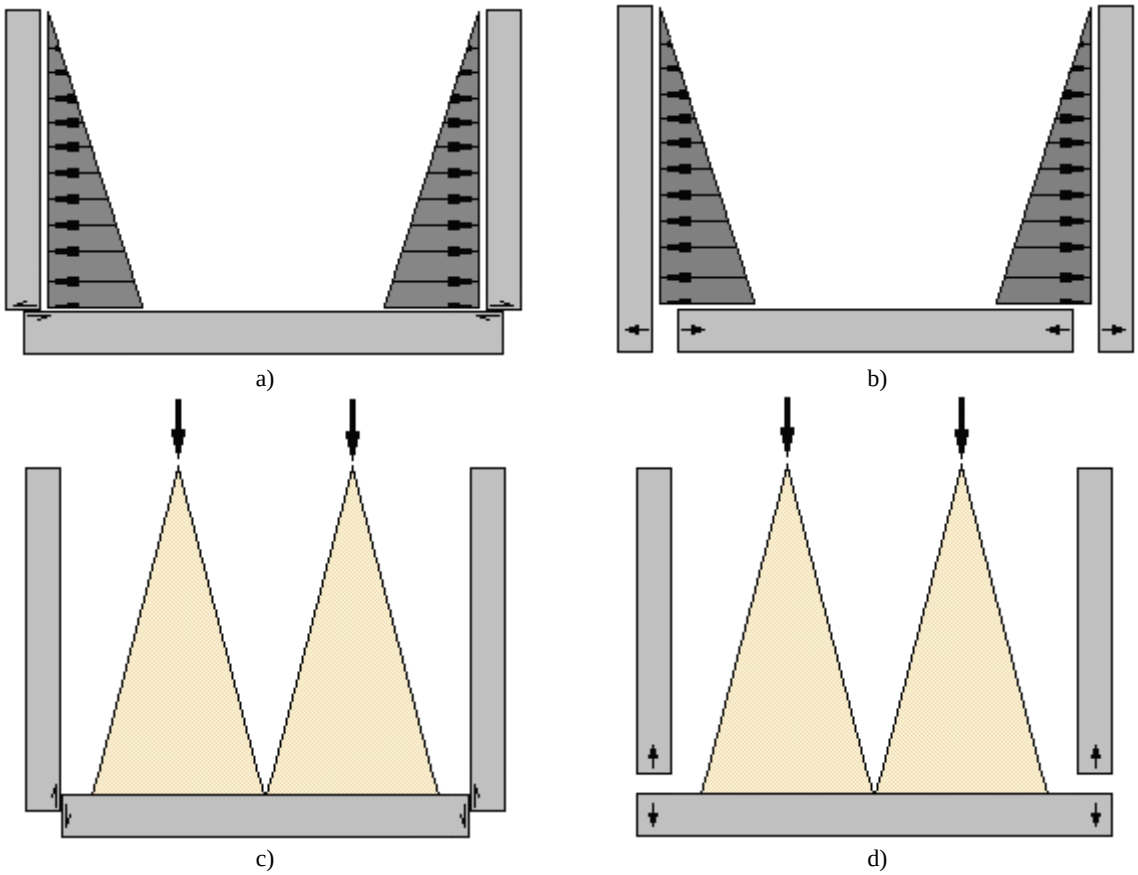
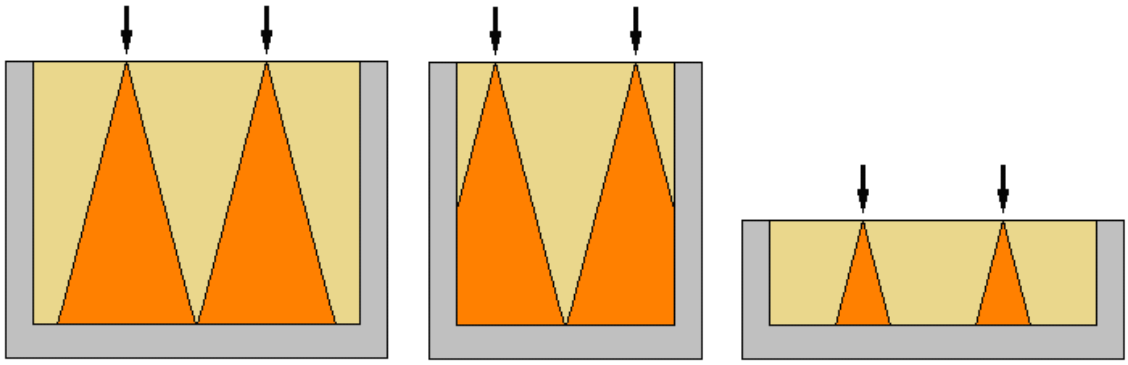


Figura 3.11: Fendas localizadas na ligação entre o tímpano e o arco. Fendas por tracção no arco (a). Escorregamento dos tímpanos pela base (b). Escorregamento nas juntas longitudinais do arco sob (c). Fendas por tracção nos tímpanos (d).

Para além da influência dos parâmetros de rigidez e resistência dos materiais e da relação entre eles, a largura da ponte é outro factor que determina o agravamento dos danos representados na Figura 3.11. Assim, os danos representados nas Figuras 3.11-a e 3.11-b podem ser agravados à medida que a largura da ponte diminui, uma vez que daí advém que sejam maiores as cargas transmitidas aos tímpanos e provenientes das acções do tráfego, tal como se ilustra nas Figuras 3.12-a e 3.12-b.

Por sua vez quando a espessura da camada constituída pelo pavimento e enchimento for reduzida (ver Figura 3.12-c) a degradação de cargas verticais conduz a tensões mais elevadas no arco pelo que é de esperar que se agrave a concentração de esforços neste elemento e, consequentemente, os danos representados nas Figuras 3.11-c e 3.11-d.

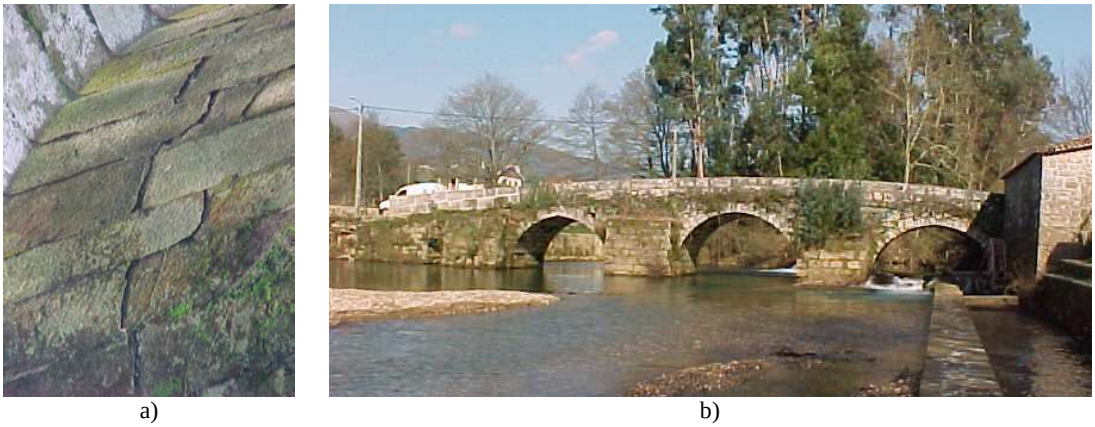


a) b) c)

Figura 3.12: Influência da largura da ponte e da espessura de enchimento no comportamento da ponte.

Assim, atendendo ao exposto anteriormente as fendas longitudinais na interface entre tímpanos e arco tendem a ocorrer associadas aos efeitos transversais (Figuras 3.11-a e 3.11-b) em pontes estreitas e com uma camada de enchimento alta (Figura 3.12-b) e associadas aos efeitos longitudinais (Figuras 3.11-c e 3.11-d) em pontes com reduzida espessura da camada de enchimento (Figura 3.12-c). No caso da Figura 3.12-a, em que a ponte não é demasiadamente estreita nem a espessura de enchimento demasiadamente reduzida, a existência daquelas fendas corresponde geralmente a um mecanismo combinado dos efeitos nas duas direcções, longitudinal e transversal.

Na Figura 3.13 apresentam-se o alçado e um pormenor do intradorso do arco da ponte de Esporãos (Costa *et al.*, 2001b). Nesta ponte verificou-se a existência de fendas pronunciadas entre as fiadas laterais e a zona central do arco, não sendo perceptível qualquer deformação vertical adicional na zona central, denotando um padrão idêntico ao da Figura 3.11-a.



a) b)

Figura 3.13: Pormenor da abertura de juntas (a) da Ponte Esporãos (b), (Costa *et al.*, 2001b).

Na ponte de Vizela (Costa *et al.*, 2003d) encontrou-se uma situação muito idêntica à da ponte de Esporãos como se pode observar nos pormenores da Figura 3.14.



a) b)

Figura 3.14: Pormenores de abertura de juntas na Ponte Nova de Vizela junto à face de montante (a) e junto à face de jusante (b) (Costa *et al.*, 2003d).

Nas Figuras 3.15-a e 3.15-b apresentam-se uma vista geral e o pormenor do intradorso do arco da ponte rodoviária de D. Gomil, no qual se observa a existência de fendas pronunciadas entre as fiadas laterais e a zona central do arco. Na Figura 3.15-b pode também visualizar-se o abatimento da zona central do arco o que evidencia que uma parte das cargas é transmitida para a zona central do arco directamente.

Na Figura 3.16-a ilustra-se ainda em pormenor a grande abertura de juntas no intradorso da ponte de D. Gomil (Costa *et al.*, 2003a), e na Figura 3.16-b, uma zona onde se verifica também a existência de fendilhação dos blocos de algumas aduelas do arco que evidenciam a presença de elevadas tensões de compressão no arco desta ponte. Na Figura 3.16-c a ilustra-se o mesmo tipo de dano numa ponte ferroviária (Boothby *et al.*, 2004).

Note-se ainda que o movimento transversal de abertura dos tímpanos implica uma descompressão do material de enchimento que pode ser acompanhado de um abatimento do pavimento e degradação das características do enchimento. Nestas condições é agravado o efeito das cargas pontuais no arco devido a uma diminuição do ângulo que caracteriza o cone de degradação de carga. Este comportamento é particularmente gravoso para o funcionamento do arco pois aumentam os esforços no arco.

Por outro lado as paredes de tímpano uma vez desligadas dos arcos, são incapazes de lhes transmitir as acções a que estão sujeitas. No limite, as três zonas da ponte separadas funcionam independentemente umas das outras e podem ser precipitadas situações de colapso da estrutura tal como ocorreu nos ensaios à rotura nas pontes Shinafoot (Page, 1988) e Bridgemill (Hendry *et al.*, 1985) nas quais ocorreu a formação do mecanismo longitudinal de rótulas na zona central da ponte.

Também no caso do colapso do tímpano de montante e do enchimento sobre um dos pilares da ponte de D. Zameiro (ver Figura 3.10-a), por ocasião de uma grande cheia, se verificou que os arcos adjacentes apresentavam fendas longitudinais nas juntas dos arcos sob a face interior do tímpano (Costa e Paupério, 2002).



a) b)

Figura 3.15: Ponte D. Goimil. Alçado montante (a). Vista parcial do intradorso do arco (b), (Costa *et al.*, 2003a).



a) b) c)

Figura 3.16: Pormenor da abertura de juntas na ponte D. Goimil (a) e (b) (Costa *et al.*, 2003a), e numa ponte ferroviária (c) (Boothby *et al.*, 2004).

Finalmente, a presença de água no interior da ponte também aumenta os impulsos laterais sobre os tímpanos e consequentemente as forças transmitidas aos arcos (ver secção 3.2.2.3). Para além disso, a percolação da água no interior da estrutura arrasta os finos do material de enchimento degradando as suas características e também as das ligações estabelecidas nas juntas entre elementos (ver secção 3.2.2.4). Adicionalmente o embate de veículos nas guardas laterais gera impulsos laterais, que também eles são transmitidos aos tímpanos e por sua vez agravam este dano.

3.2.2.2 – Danos localizados nos arcos

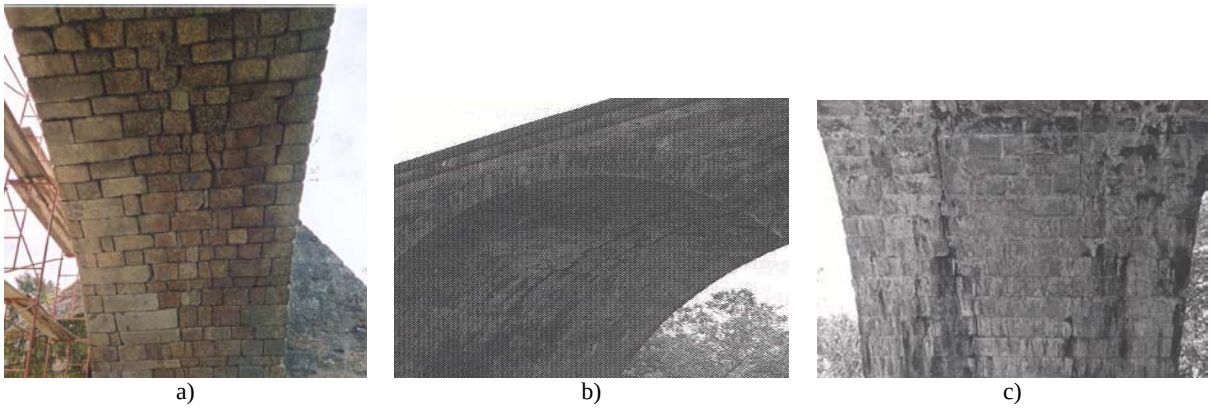
3.2.2.2 – a) Fendas longitudinais do arco

A fendilhação longitudinal distribuída ou concentrada numa fenda localizada no eixo do arco traduz o efeito combinado dos vários modos de fendilhação da alvenaria em consequência do funcionamento da ponte na direcção longitudinal e transversal.

Em geral, a fendilhação generalizada no intradorso dos arcos pode evidenciar a presença de tensões de compressão elevadas que, devido ao efeito de extensão transversal das juntas, conduzem a fendilhação das juntas longitudinais podendo também afectar os blocos.

A interacção entre tímpanos e arco, devido ao efeito dos impulsos horizontais, originam tracções no arco e descompressões no enchimento que também podem conduzir ao aparecimento de fendas longitudinais (distribuídas) no intradorso do arco, como se verificou na ponte da Lagoncinha (Figura 3.17-a). Neste caso o mecanismo presente é semelhante ao apresentado nas Figuras 3.12-a e 3.12-b, verificando-se porém que a transmissão dos impulsos laterais dos tímpanos para o arco ocorre sem dar lugar ao escorregamento ou deslocamento do tímpano ilustrado nessas figuras, sendo os danos transferidos para o arco.

Para além disso, na direcção transversal o arco tende a funcionar como uma viga apoiada nos tímpanos e as cargas que lhe são transmitidas directamente pelo enchimento dão origem a flexão (na direcção transversal da ponte) que é mais gravosa no eixo do arco e pode dar origem a fendilhação concentrada ao longo do eixo, como acontece na ponte ferroviária ilustrada na Figura 3.17-b. Na Figura 3.17-c ilustra-se o padrão de fendilhação registado numa outra ponte ferroviária caracterizado por duas fendas longitudinais alinhadas com a posição dos carris evidenciando o efeito no arco das cargas concentradas aplicadas nos carris.



a) b) c)

Figura 3.17: Fendas distribuídas no intradorso de um arco (a). Fendas concentradas no eixo do arco (b) e concentradas sob a posição dos carris (c) (Boothby *et al.*, 2004).

A fendilhação longitudinal no arco quer seja generalizada ou localizada evidencia em geral que existe uma deficiente capacidade de carga do arco que pode estar associada a excesso de carga sobre a ponte ou à degradação (generalizada) dos materiais caracterizada nomeadamente por uma diminuição da resistência e/ou da rigidez das juntas, do enchimento ou da pedra.

3.2.2.2 – b) Fendilhação transversal no arco

A existência de aberturas por tracção nas juntas transversais corresponde a um mecanismo de rotura longitudinal quando são identificadas como rótulas plásticas e as suas posições ocorrem em correspondência com as fibras traccionadas ao longo da espessura das aduelas (ver Figura 2.43). Neste caso a patologia evidencia falta de capacidade de carga do arco e corresponde a uma situação critica no mesmo em que existe carregamento excessivo. As fendas transversais podem, no entanto, ser consequência de deficiente funcionamento do enchimento (ver secção 3.2.2.4) permitindo a existência de elevados deslocamentos horizontais na direcção do enchimento e não ser mobilizado o efeito favorável dos impulsos passivos que impede a formação de rótulas (ver Figura 2.36).

Os assentamentos diferenciais das fundações também estão associados a fendas transversais no arco, como se referirá no parágrafo 3.2.2.2-c; no entanto, neste caso, geralmente, também ocorre descompressão e abatimento do arco e escorregamento nas juntas transversais.

3.2.2.2 – c) Deformação excessiva no arco

As causas mais comuns que podem dar origem a deformação excessiva no arco são a ocorrência de assentamentos dos apoios e encontros do arco. Neste caso, verifica-se uma modificação da forma do arco que se pode traduzir no seu abatimento e também da parede de tímpano. Como consequência ocorre abertura e escorregamento das juntas transversais do arco e também da alvenaria dos tímpanos sobre a zona afectada.

Os movimentos dos apoios e encontros do arco podem resultar: *i)* de falta de capacidade das fundações ou de subsidência (movimento descendente de uma bacia de sedimentação), que dão origem a assentamentos verticais e *ii)* da incapacidade de serem mobilizados impulsos passivos no material de enchimento na zona dos encontros dos arcos devido a fraca qualidade do enchimento, dando origem a assentamentos horizontais com reduzida resistência.

Geralmente os danos decorrentes de movimentos dos apoios não comprometem a estabilidade global do arco, manifestando-se apenas grandes deformações e eventualmente a formação de um mecanismo de três rótulas. Este dano pode no entanto comprometer posteriormente a estabilidade

do arco sob cargas de serviço na medida que rapidamente se pode atingir uma situação limite com a formação de um mecanismo de rótulas. Para além disso a abertura das juntas nas secções articuladas conduz à degradação e perda de argamassa e possibilita a entrada de água dentro da estrutura podendo originar problemas relacionados com a degradação dos materiais e entrada de água para o interior da estrutura.

O arco ilustrado na Figura 3.18, da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002) apresenta um abatimento visível no lado direito do arco devido ao assentamento da fundação sob o encontro.



Figura 3.18: Deformação excessiva do arco devido a assentamento do apoio.

3.2.2.3 – Danos localizados nos tímpanos

Os impulsos laterais que solicitam os tímpanos induzem esforços de flexão e corte que podem motivar os seguintes tipos de avarias: inclinação para fora do plano (ver Figura 3.19-a); formação de uma barriga na zona central do tímpano (ver Figura 3.19-b); escorregamento da base da parede (ver Figura 3.19-c) e formação de uma fenda na primeira fiada do arco (ver Figura 3.19-d). Por sua vez, o efeito das cargas verticais transmitidas directamente para o arco pode motivar a separação entre tímpanos e arco (ver Figura 3.19-e).

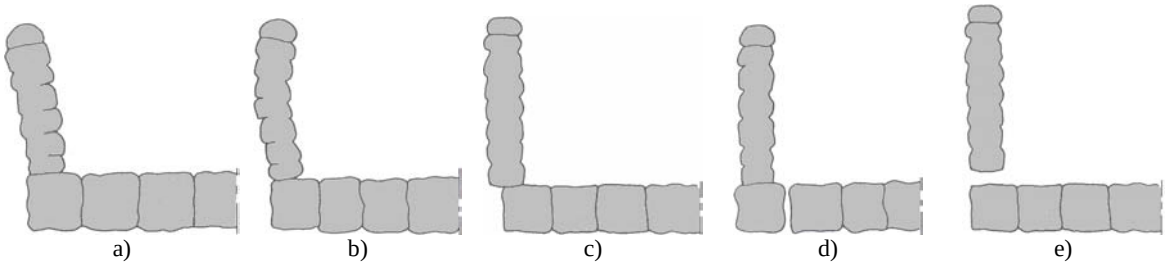


Figura 3.19: Avarias nas paredes de tímpano: Inclinação para fora do plano (a) e barriga (b). Avarias nas ligação entre o tímpano e o arco: Escorregamento (c) fenda na primeira fiada do arco e separação entre tímpanos e arco (e), adaptado de (Page, 1993).

Os danos representados nas Figuras 3.19-a e 3.19-b resultam do efeito de flexão nos tímpanos. No primeiro caso a parede exibe um comportamento tipo consola, enquanto que, no segundo caso,

por efeito de algum imbricamento entre o pavimento e o tímpano, há restrição do deslocamento horizontal na extremidade da parede. Os danos ilustrados na Figuras 3.19-c, 3.19-d e 3.19-e estão essencialmente relacionados com o comportamento da ligação entre o tímpano e o arco já apresentados e comentados na sequência da Figura 3.11.

Como já foi referido na secção 3.2.2.1 as cargas junto às paredes, a presença de água no interior do enchimento e o estado de degradação do material agravam os danos que afectam os tímpanos dado aumentarem o impulso sobre o muro e diminuírem as características de resistência do material, respectivamente.

3.2.2.4 – Danos e degradações no enchimento

O factor que mais contribui para a degradação do material de enchimento corresponde à entrada de água e consequente percolação no seu interior originando a perda de finos e ocorrência de vazios no seio do material. Nestas circunstâncias, um agravamento das condições de funcionamento da ponte podem no limite levar ao desmoronamento como aconteceu, por exemplo, nos casos da ponte de D. Zameiro e de Ázere apresentados na Figura 3.10, que em situações de cheia precipitaram o colapso parcial dos tímpanos e enchimento que se encontravam anteriormente degradados.

O funcionamento dos arcos envolve a presença de reacções horizontais nos seus apoios que podem dar origem a translações horizontais no sentido do extradorso. A presença de enchimento sob os encontros tende a contrariar estes impulsos (impulso passivo), quando o material é capaz de resistir às pressões geradas, podendo, pelo contrário, o seu peso originar movimentos para o lado do intradorso (impulso activo).

Como consequência do comportamento descrito no parágrafo anterior podem advir fendas transversais cuja localização (intradorso/extradorso) depende do sentido do movimento horizontal e também se este movimento é ou não acompanhado de rotação dos apoios. Porém a interacção entre o arco e o enchimento geralmente estabiliza logo após a construção e entrada em funcionamento da ponte, pelo que a evidência de fendas transversais recentes é motivo de preocupação uma vez que manifestam alteração do comportamento (global) na direcção longitudinal do arco como referido na secção 3.2.2.2-b.

3.2.2.5 – Danos localizados nos elementos secundários

O desmoronamento dos elementos secundários constitui uma situação limite que afecta as condições de serviço da estrutura, devida a acções de carácter acidental ou ao estado de degradação

avançado destes elementos. Os casos mais frequentes referem-se ao desmoronamento das guardas laterais e dos quebrantes e talhantes.

O desmoronamento das guardas laterais ocorre com frequência devido ao embate (acidental) dos veículos e afecta as condições de serviço e segurança, na medida em que a função de protecção deixa de ser desempenhada (ver Figura 3.20).



a) b)

Figura 3.20: Desmoronamento parcial das guardas laterais de protecção. Ponte da Guerreira (Pereira e Valverde, 2005) (a) e Ponte d'Além (Ruivo *et al.*, 2005) (b).

Nos quebrantes e talhantes as condições extremas (acidentais) de escoamento do rio podem dar origem a situações limite, nomeadamente, de desmoronamento destes elementos.

A ocorrência de vórtices ou outras condições de turbulência no escoamento do rio junto aos pilares e contrafortes da ponte propicia a perda de argamassa das juntas e, por sua vez, a degradação destes elementos. Esta situação pode potenciar a degradação da ligação, entre os talhantes e a restante estrutura, que em geral é realizada sem qualquer imbricamento e por isso muito vulnerável a este tipo de dano. Adicionalmente, a presença de vegetação de médio e grande porte e o imperfeito aparelhamento dos blocos contribuem para o agravamento das condições que permitem a ruína destes elementos secundários.

Posteriormente, a inexistência de talhantes prejudica o escoamento hidráulico junto dos pilares podendo, consequentemente, afectar os pilares e as fundações.

Nas Figuras 3.21-a e 3.21-b apresentam-se pormenores de danos por desmoronamento em dois dos talhantes da ponte de Ronfos (Costa *et al.*, 2003c), nas quais é possível observar elevada presença de vegetação, deficiente aparelhamento da alvenaria dos talhantes, turbulência no escoamento do rio e inexistência de imbricamento entre estes elementos e os paramentos do corpo principal da ponte. Na Figura 3.21-c ilustra-se o destacamento de um contraforte na ponte de Prozelo (Costa *et al.*, 2003b).



a) b) c)

Figura 3.21: Pormenores de danos por desmoronamento dos talhantes da ponte de Ronfos (a) e (b) (Costa *et al.*, 2003c). Destacamento de contraforte na ponte de Prozelo (c) (Costa *et al.*, 2003b).

3.2.2.6 – Danos localizados nas fundações

Os danos que afectam as fundações referem-se sobretudo à perda de capacidade resistente e ao descalçamento das fundações. A perda de capacidade das fundações pode dever-se à sua incorrecta concepção e execução, ou a fenómenos de alteração dos seus constituintes, como por exemplo o apodrecimento das estacas de madeira comuns em algumas pontes mais antigas. A execução de fundações pouco profundas, constitui outra situação deficiente, dado que a infra-escavação, provocada pelo escoamento da água, aumenta o risco de perda do terreno sob as fundações.

A existência de uma secção de vazão insuficiente pode ser a causa de descalçamento das fundações. Para além disso, a presença de perturbações no escoamento (pilares e encontros da ponte, depósitos de pedras arrastadas pela corrente do rio ou outros depósitos, caixas de vista, canalizações, etc.), causam um acréscimo da velocidade do mesmo e, consequentemente, erosão localizada e acréscimo das pressões do fluído sobre os elementos estruturais em contacto com o escoamento. Estas situações, podem inicialmente originar lavagem das fundações com consequente assentamento das fundações, descompressão e abatimento da estrutura (ver secção 3.2.2.2-c) e no limite a perda de sustentação das fundações e colapso da estrutura.

Na Figura 3.22 ilustra-se o mecanismo de colapso do arco da ponte de Kriva Cuprija em Mostar onde ocorreu perda de sustentação das fundações devido a erosão da fundação de um dos encontros (Blasi e Sesum, 2001).

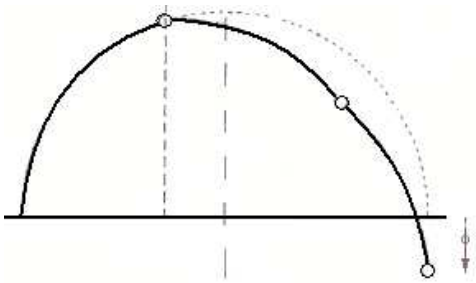


Figura 3.22: Mecanismo de colapso do arco da ponte de Kriva Cuprija devido à perda de sustentação das fundações, adaptado de (Blasi e Sesum, 2001).

Na Figura 3.23 ilustra-se a ponte de Vignole onde se verificou o colapso devido à rotação da base do pilar originada por subsidência (Corradi e Filemio, 2004) com a formação de um mecanismo de quatro rótulas no arco e uma na base do pilar.



Figura 3.23: Mecanismo de rotura por perda de capacidade das fundações na ponte Vignole (Brencich, 2007).

3.3 – SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE PONTES DE ALVENARIA

3.3.1 – Generalidades

As soluções de reforço em estruturas de alvenaria podem envolver substituição, consolidação ou estabilização estrutural e recorrer a técnicas tradicionais, quando empregam exclusivamente materiais e processos construtivos semelhantes aos originais, ou técnicas modernas e inovadores, que procuram adequar soluções mais eficientes que as tradicionais através do uso de materiais e equipamentos modernos.

No sistema estrutural estes reforços podem funcionar apenas para cargas superiores às correspondentes ao estado de equilíbrio em que a estrutura se encontra ou para deformações diferidas posteriores (reforço passivo), ou podem ser usadas técnicas de reforço activo que pressupõem uma modificação das condições de carga com reacção imediata da estrutura, alteração do estado de equilíbrio e da deformabilidade como são exemplo as soluções pré-esforçadas.

Atendendo a que muitas pontes de pedra constituem um legado histórico do património, o respeito pela identidade cultural e o valor histórico das pontes assim classificadas exige intervenções que visem melhorar e/ou repor a segurança estrutural regidas por um conjunto de especificidades actualmente amplamente divulgadas em cartas internacionais.

Neste sentido as intervenções devem ocorrer apenas quando existem condições desfavoráveis anteriores ou futuras e serem inseridas no modo de abordagem sequencial constituído pelas fases: anamnese, diagnóstico, terapia e controlo (ICOMOS, 2004). Neste contexto, devem ser pouco intrusivas (principio da intervenção mínima) e as características dos materiais utilizados na reabilitação/reforço devem assegurar: *i)* compatibilidade mecânico-estrurural no sentido de minimizar as alterações das características de rigidez e do funcionamento estrutural original; *ii)* compatibilidade físico-química, para evitar o aparecimento de novas patologias; *iii)* durabilidade e *iv)* reversibilidade no sentido de se poderem remover os novos elementos resultantes da intervenção, no fim da sua vida útil ou no caso de revelarem sinais de inadequabilidade, sem provocar danos nos materiais originais.

Nesta secção procura-se descrever as técnicas de reforço mais comuns e os seus efeitos no sistema estrutural das pontes em arco de alvenaria. Neste sentido são distinguidos os casos que se

referem a soluções de reforço indicadas para corrigir as deficiências no funcionamento da ponte na direcção longitudinal e na direcção transversal. São também referidas algumas soluções de reforço generalizado, associadas à necessidade de aumento da capacidade de carga em especial por alteração das condições do tráfego.

Neste contexto, foi efectuado um levantamento de algumas obras em pontes em arco de alvenaria de pedra recentemente realizadas em Portugal promovidas pela REFER - Rede Ferroviária Nacional, EP - Estradas de Portugal, IGESPAR - Instituto de Gestão do Património Arquitectónico e Arqueológico (ex-IPPAR) e outras entidades nacionais no sentido de identificar as soluções mais usadas no país. Para além disso, são incluídos dados de intervenções neste tipo de estruturas publicados nos trabalhos desenvolvidos pelo UIC - International Union of Railways no âmbito da avaliação, segurança e manutenção de pontes em arco de alvenaria (UIC, 2003) e pelo TRL - Transport Research Laboratory (Ashurst, 1992; Page, 1996), bem como, noutras referências encontradas na bibliografia.

Atendendo ao panorama actual das intervenções neste tipo de estruturas, as soluções mais usadas para reforço subdividem-se quanto ao tipo de materiais empregues, essencialmente nos seguintes tipos: *i)* adição de elementos de betão armado moldado no local ou projectado, *ii)* adição de elementos metálicos (varões e perfis de aço, tirantes, pregagens e ancoragens), *iii)* adição de materiais compósitos reforçados com fibras (varões, laminados e mantas), *iv)* injecções de caldas de cimento, *v)* reposição (ou substituição) dos materiais existentes.

No Anexo 3.1 incluem-se em resumo dados sobre as soluções de reforço de algumas pontes intervencionadas em Portugal.

3.3.2 – Soluções de reforço aplicadas em pontes com danos mais frequentes

3.3.2.1 – Soluções de reforço para comportamento do arco na direcção longitudinal

Como se referiu na secção 3.2.2 os danos relacionados com o deficiente comportamento na direcção longitudinal são motivados essencialmente por fraca capacidade de carga ou carregamentos excessivos evidenciando compressão e deformação elevadas devido a degradação da resistência e rigidez do sistema estrutural e, no limite, fendas transversais em correspondência com a posição das rótulas que caracterizam os mecanismos de rótulas no arco (ver Figura 2.43).

Quando a degradação da estrutura estiver relacionada com a excessiva carga devida ao volume de tráfego, como medida de prevenção para evitar a progressão deste tipo de anomalia deverá

sugerir-se a diminuição do volume de tráfego para reduzir as cargas de serviço. No caso de degradação das condições de contacto entre os blocos, por pedra de argamassa das juntas, a tomada das juntas entre blocos deve favorecer o comportamento estrutural da ponte pois promove adequada transferência de cargas e constitui uma medida pouco intrusiva e necessária para uma boa parte das situações frequentes que advêm de deficiente manutenção (ver secção 3.3.2.4-d).

As soluções correntes para reforço do arco correspondem a aumentar a espessura do arco por introdução de uma laje de betão no intradorso ou extradorso do arco, que pode ou não ser reforçada com armaduras de aço ou fibras de material compósito. Para aplicação dos novos elementos de betão podem ser usadas técnicas de moldagem no local, pré-fabricação ou aplicação de betão projectado. Este tipo de reforço é indicado quando o arco apresenta baixa capacidade resistente devido a espessura reduzida ou quando o material se encontra degradado, porém, trata-se de uma solução de reforço muito intrusiva que claramente viola as recomendações atrás referidas (ICOMOS, 2004).

A opção pela intervenção no sistema de degradação de cargas através de reforço do pavimento permite soluções menos intrusivas.

As soluções de reforço mais inovadoras correspondem a adição de pregagens e ancoragens metálicas radiais ligando o arco aos tímpanos e (eventualmente) ao enchimento e a utilização de armaduras ou materiais compósitos colocados no extradorso ou intradorso do arco.

De referir também que, a consolidação do comportamento na direcção transversal (ver secção 3.3.2.2) favorece o comportamento da ponte na direcção longitudinal na medida em que impede a deformação do arco do extradorso para o interior do enchimento e aumenta o impulso passivo mobilizado no enchimento.

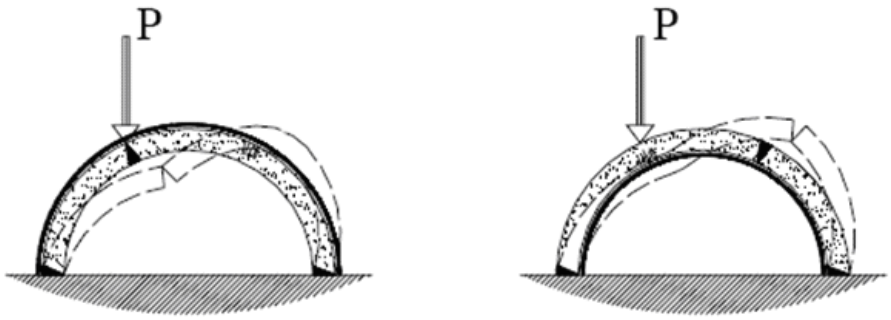
Reforço no intradorso vs extradorso

A opção de colocar o reforço longitudinal no intradorso ou extradorso tem implicações ao nível do funcionamento estrutural do arco. Na Figura 3.24 ilustra-se a diferença no funcionamento de um arco reforçado pelo exterior e pelo interior para uma carga concentrada aplicada a ⅓ do vão.

Quando o arco é reforçado no extradorso a evolução do mecanismo de rótulas é impedida devido à restrição dos deslocamentos de abertura das juntas no extradorso (Figura 3.24-a), enquanto que o reforço no intradorso restringe a formação das rótulas conducentes a abertura das juntas no intradorso (Figura 3.24-a). Não obstante as restrições à formação das rótulas referidas anteriormente, a simples colocação de uma camada no extradorso ou intradorso não impede a formação de outras rótulas, nomeadamente, nas fibras em correspondência com tracções nas faces não reforça-

das sob a zona carregada no intradorso do arco reforçado no extradorso (Figura 3.24-a) e no extradorso do arco reforçado no intradorso (Figura 3.24-b).

Atendendo à presença do enchimento e tímpanos sobre o extradorso, que têm um efeito favorável no comportamento do arco devido aos impulsos no extradorso, verifica-se que a solução de reforço pelo intradorso pode conduzir a soluções mais eficazes, na medida em que é restringida a formação das duas rótulas referidas. No entanto, há que atender a que, neste caso, a degradação e destacamento na ligação entre as duas camadas é mais vulnerável podendo-se assim perder a eficiência do reforço.



a) b)

Figura 3.24: Solução de reforço (longitudinal) dos arcos no extradorso (a) e no intradorso (b) (Jurina e Mazzoleni, 2004).

Do ponto de vista da aplicação em obra, o reforço pelo extradorso (Figura 3.24-a) implica a remoção e recolocação de uma grande quantidade de material (pavimento, enchimento e, em certos casos, tímpanos) e, consequentemente, a interrupção do tráfego. Neste caso, é necessário avaliar se o enchimento tem um papel determinante na estabilidade do arco durante a fase construtiva, enquanto o material é removido, e avaliar a necessidade de escoramento provisório para garantir a segurança do arco.

Além disso, se existirem serviços públicos enterrados ao longo da ponte, como tubagens de abastecimento, pode ser necessário perturbar o funcionamento dessas infra-estruturas. No caso da espessura de enchimento sobre o arco não ser suficiente para alojar a nova espessura da laje de betão pode ser necessário alterar o perfil longitudinal da ponte.

A colocação do reforço no intradorso (Figura 3.24-b) não condiciona o tráfego sobre a ponte e os eventuais serviços públicos que a atravessem não necessitam de ser interrompidos. No entanto, a aparência final da ponte é muito afectada e pode haver redução da altura livre sob do arco.

3.3.2.1 – a) Adição de uma camada espessa de betão ao arco

A adição de uma camada de betão ao arco apresenta várias desvantagens devido à grande quantidade de material novo envolvido, pelo que a opção por esta técnica deve ser encarada com precaução, nomeadamente, por se tratar de um processo muito intrusivo, irreversível e que torna impossível inspecções futuras no paramento onde são aplicados (intradorso ou extradorso).

Ao nível do sistema de drenagem e impermeabilização, quando se procede à introdução de um novo elemento no arco, constituindo uma camada impermeabilizante (como uma laje de betão), há alteração da percolação da água e pode aumentar a ascensão de água por capilaridade, pelo que, é necessário prever um sistema de drenagem e impermeabilização eficiente para evitar a existência de água no interior da estrutura.

Além disso, há um aumento considerável da massa da estrutura e, devido à presença de elevada quantidade de sais no betão, pode ocorrer degradação dos materiais por via química, quer dos existentes quer dos novos.

A colocação de uma cinta de betão armado pelo extradorso pode funcionar em conjunto com o arco existente, como um material compósito, ou o arco existente ser considerado apenas como cofragem permanente e a nova camada ser dimensionada para resistir a todas as acções transmitidas ao arco.

Na ponte de alvenaria de tijolo Sandro Gallo em Veneza foi usado um sistema de reforço constituído por uma cinta de betão e material compósito reforçado com fibras de carbono (CFRP) no extradorso do arco como ilustra a Figura 3.25. Neste caso a fundação da nova camada é materializada por meio de estacas. A intervenção teve como objectivo aumentar a capacidade resistente da ponte devido a uma alteração da categoria de acordo com a regulamentação italiana para um nível de exigência de mais elevado (Modena *et al.*, 2004).

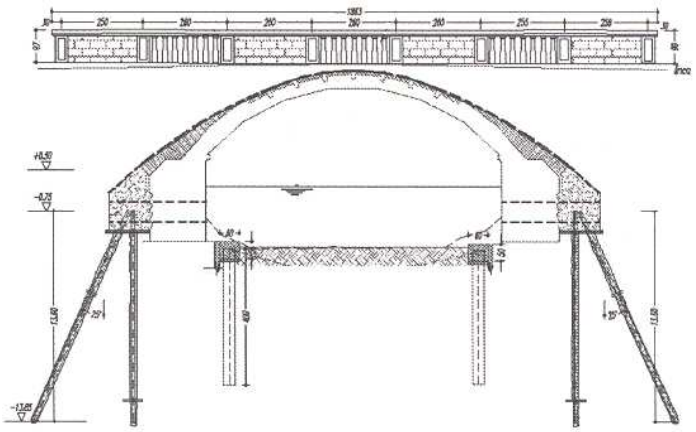


Figura 3.25: Esquematização do reforço da ponte Sandro Gallo, Veneza, (Modena *et al.*, 2004).

O reforço com betão projectado a alta pressão no intradorso consiste em aumentar a espessura do arco de modo a aumentar a sua capacidade resistente. Deste modo o material novo adere às superfícies e compacta o material já aplicado constituindo uma nova camada que normalmente é reforçada com armadura (Page, 1996).

Este processo apresenta como principais vantagens o facto de ser rápido e não necessitar de cofragem. No entanto, a sua eficiência é seriamente comprometida no caso de existir deterioração da ligação entre as duas camadas, particularmente vulnerável, devido a problemas de retracção no betão.

Na Figura 3.26 mostra-se o aspecto final da ponte de Remondes sobre o rio Sabor na qual um dos arcos foi reforçado com betão projectado (STAP, 2005).



Figura 3.26: Vista jusante da ponte de Remondes após reforço do arco com betão projectado.

3.3.2.1 – b) Reforço do sistema de degradação de cargas aplicadas no tabuleiro

A adição uma laje de betão armado no pavimento é indicada quando é necessário melhorar o sistema de degradação de cargas aplicadas no tabuleiro.

Esta solução tem a vantagem de envolver uma pequena área de escavação e não afectar o aspecto estético da ponte, tratando-se de uma intervenção simples que exige apenas uma breve interrupção no tráfego.

A intervenção de reabilitação e reforço realizada na ponte de Segura incluiu a aplicação uma laje de betão armado no pavimento (IEP, 2004a). Na Figura 3.27 ilustram-se duas fases precedentes à colocação da laje do pavimento, sendo possível observar a fase de remoção do betuminoso inicialmente existente e regularização da superfície para aplicação da laje (Esteves, 2007).

Uma solução idêntica de reforço do pavimento foi testada à rotura numa ponte mono-arco construída em laboratório (Miri e Hughes, 2004). Os resultados deste ensaio em comparação com os obtidos na mesma campanha experimental numa ponte reforçada com uma laje de betão no

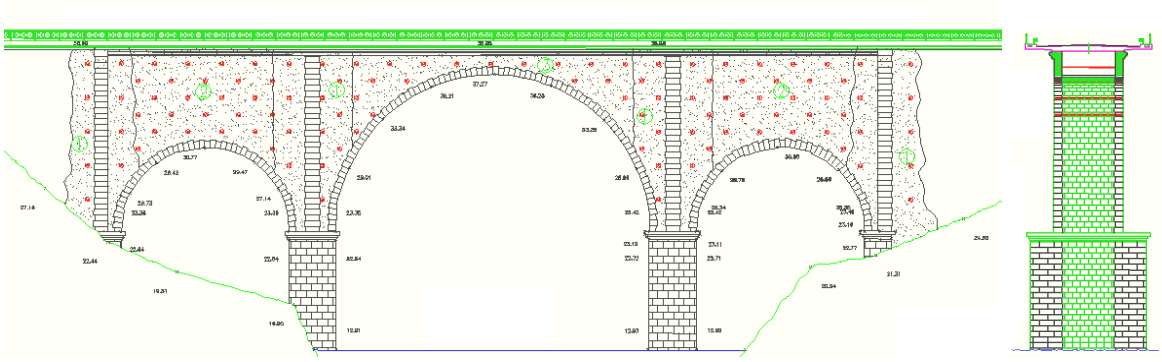
extradorso do arco e noutra ponte sem reforço, permitiram identificar idênticos valores da carga última e da ductilidade nas duas pontes reforçadas, verificando-se que a carga última aumentou nos dois casos cerca de 3.7 vezes em relação à solução não reforçada.



a) b)

Figura 3.27: Ponte de Segura. Remoção do betuminoso (a) e regularização da superfície (b) para aplicação de uma laje de betão no pavimento (Esteves, 2007).

A adaptação do da ponte para vias de perfil transversal mais largo envolve, geralmente, o alargamento do tabuleiro através da construção de uma laje de betão no pavimento e o reforço da parte existente. Muitas pontes em arco de alvenaria de pedra são reconvertidas para novas solicitações de tráfego como os casos das pontes de Caninhas (IEP, 2002) (Figura 3.28), da Sancheira (ICERR, 2001) ou do Real (IEP, 2004b) e outras referidas na bibliografia (Healey e Counsell, 1998; Healey e Counsell, 2001; Martínez e Castillo, 2004).



a) b)

Figura 3.28: Ponte de Caninhas, alçado (a) e corte transversal (b) (IEP, 2002).

Outra solução consiste na utilização de vigas longitudinais ao longo do tabuleiro. Neste caso as acções sobre a ponte são transmitidas directamente para os encontros.

Na Figura 3.29 ilustra-se a solução proposta por Foti e Monaco (2000) em que foram usados elementos pré-esforçado no sentido longitudinal de uma ponte pedonal.



Figura 3.29: Utilização de pré-esforço (Foti e Monaco, 2000).

3.3.2.1 – c) Reforços com armaduras, barras, laminados e mantas aderentes à superfície do arco

A colocação de armaduras de aço ou material compósito em ranhuras longitudinais no intradorso ou extradorso, a utilização de barras e laminados de aço ou materiais compósitos e utilização mantas de material compósito fixos na superfície do arco apresentam a vantagens de poderem ser instalados sem adição de betão.

Neste caso, o aumento da capacidade de carga da estrutura é conseguido sem ser necessário alterar as características geométricas e a massa da estrutura, melhorando as características de resistência, rigidez, ductilidade e distribuição de cargas à custa da introdução de materiais correntes e duráveis.

O sistema de reforço comercializado pela Bersche-Rolt Ltd (2005) é constituído por varões de aço colocados no intradorso em conjunto com pregagens radiais e ancoragens transversais, estas últimas adequadas para reforço do comportamento na direcção transversal. Trata-se, portanto, de uma solução de reforço global do arco que melhora as condições de funcionamento na direcção longitudinal e transversal. Na Figura 3.30 apresenta-se uma esquematização do reforço em alçado e um aspecto da colocação das barras longitudinais em ranhuras no intradorso do arco.

Garrity (2001) também apresentou uma solução de reforço do arco usando barras de aço inoxidável cravados próximo da superfície em ranhuras e furos.



a) b)

Figura 3.30: Solução de reforço para pontes. Esquema do alçado (a) e vista do intradorso do reforço longitudinal (b) (Bersche-Rolt Ltd, 2005)

Foraboschi (2004) e Melbourne e Tomor (2004) usaram barras de material compósito colocados no intradorso de arcos construídos em laboratório. Na Figura 3.31 ilustra-se um arco após ser submetido a um ensaio de rotura, sendo possível identificar o modo de rotura por destacamento do reforço (Foraboschi, 2004).

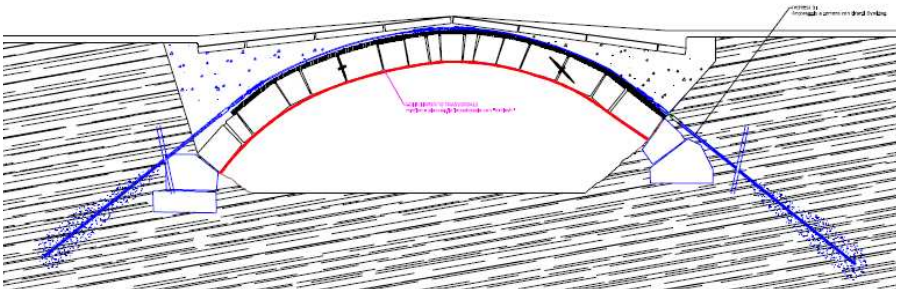


Figura 3.31: Reforço com fibras de material compósito no intradorso dum arco (Foraboschi, 2004).

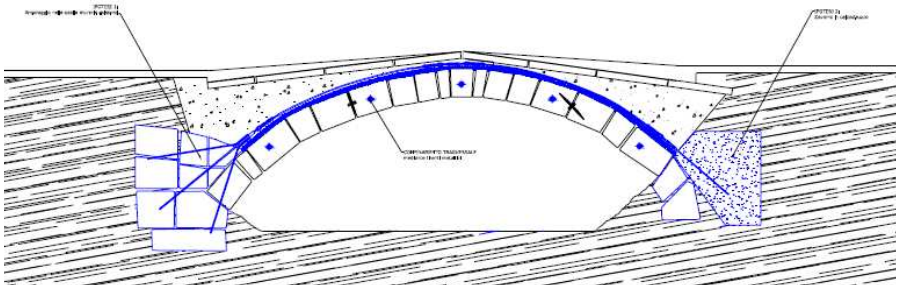
A utilização de materiais compósitos pelo exterior foi estudada em laboratório por Baratta e Corbi (2003) em arcos de alvenaria de pedra com juntas secas aplicando deslocamentos horizontais de abertura na base de um dos apoios. A partir da evolução da força mobilizada com o deslocamento vertical a meio vão do modelo com e sem reforço, verificou-se que a capacidade de carga aumentou cem vezes, no entanto o comportamento passou a ser do tipo frágil e a rotura ocorreu devido ao destacamento do reforço no caso da solução reforçada.

Jurina e Mazzoleni (2004) propuseram uma solução de reforço do arco pelo extradorso em que é impedido o desenvolvimento do mecanismo de rótulas no arco colocando no extradorso do arco varões na direcção longitudinal ancorados ou fundados nos encontros do arco juntamente com

uma manta de fibra em carbono no intradorso para reforço transversal (Figura 3.32-a) ou tirantes metálicos transversais (Figura 3.32-b).



a)



b)

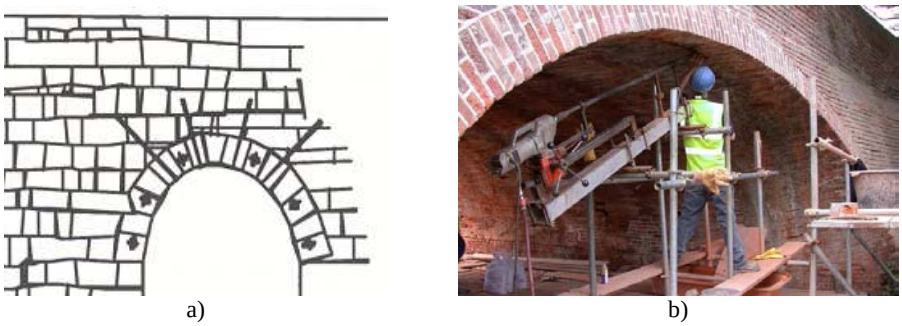
Figura 3.32: Soluções de reforço para pontes com varões longitudinais no extradorso ancorados no terreno de fundação (a) ou em maciços nos encontros (b) (Jurina e Mazzoleni, 2004).

3.3.2.1 – d) Pregagens radiais

A execução de pregagens constitui uma técnica de reforço muito usada em estruturas de alvenarias antigas que consiste num varão metálico colocado no interior dum furo previamente efectuado na alvenaria selado por meio duma calda cimentícia (pregagens aderentes).

Para o reforço do comportamento do arco na direcção longitudinal a colocação de pregagens radiais a partir do intradorso é indicada para ligar o arco aos tímpanos. Esta solução foi usada no caso da ponte de Donim juntamente com tirantes transversais como esquematizado na Figura 3.33-a (Oliveira e Lourenço, 2004) e usada também no caso da ponte da Pedrinha (IEP, 2001).

No caso de arcos multi-camada esta técnica é usada para ligar as várias camadas. O sistema de reforço proposto pela Bersche-Rolt Ltd (2005) já ilustrado na Figura 3.30 inclui a utilização de pregagens radiais para este efeito. Na Figura 3.33-b ilustra-se uma fase correspondente à perfuração circunferencial pelo intradorso para colocação dessas pregagens radiais (Bersche-Rolt Ltd, 2005). Tratam-se de pregagens aderentes constituídas por barras de aço inoxidável colocadas em furos preenchidos com caldas de cimento.



a) b)

Figura 3.33: Esquematização do reforço com pregagens radiais e transversais na ponte de Donim (Oliveira e Lourenço, 2004) (a). Fase de perfuração para colocação de pregagens (Bersche-Rolt Ltd, 2005) (b).

Sumon (1998) apresentou os resultados de cinco ensaios à rotura realizados no TRL - Transport Research Laboratory com o objectivo de avaliar a eficiência de três técnicas de reforço distintas em arcos multi-camada com características idênticas. Um arco foi reforçado com betão projectado no intradorso e outro com uma cinta de betão no extradorso, os terceiro e quarto arcos foram construídos com as camadas desligadas (*"ring-separation"*), um deles ensaiado à rotura sem ser reforçado e o outro foi reforçado com uma malha de reforço em aço inoxidável aplicada no intradorso de modo a ligar as distintas camadas; o quinto ensaio foi realizado num arco são sem reforço.

Os resultados permitiram concluir que o arco construído com camadas desligadas possui menor capacidade de carga que o arco são e que a utilização da técnica de reforço com varões de aço inoxidável permitiu um aumento de 14% da capacidade de carga em relação ao ensaio precedente. A introdução de uma camada de betão projectado no intradorso permitiu aumentar a capacidade de carga de um factor de 3.9 comparado com o arco são não reforçado mas o arco exibiu reduzida ductilidade e rotura frágil. A introdução de uma cinta de betão no extradorso permitiu aumentar 2.9 o factor de capacidade de carga sem perda de ductilidade verificando-se para 78% da carga máxima aplicada a formação de uma rótula no arco de alvenaria e a partir desse patamar as cargas passaram a ser suportadas unicamente pela camada de betão.

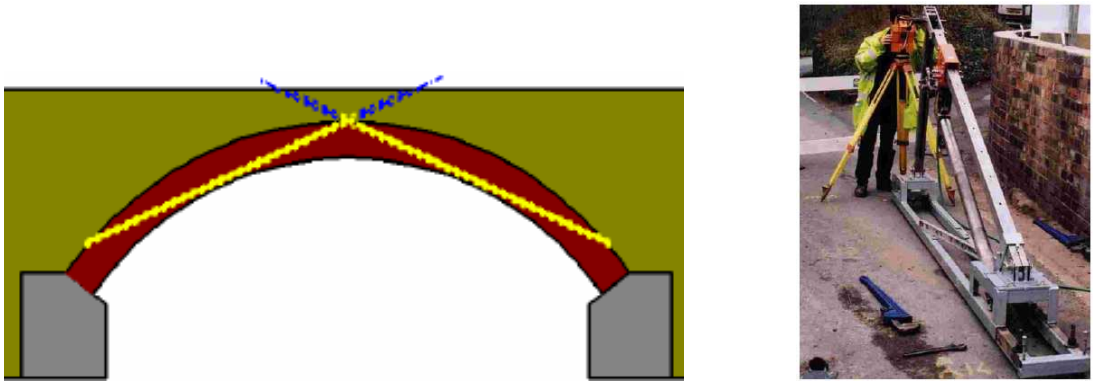
3.3.2.1 – e) Sistema de Reforço Archtec (Brookes e Mullet, 2004)

O sistema Archtec desenvolvido por uma parceria constituída pelas empresas Cintec internacional, Rockfield Software e Gifford tem sido muito usado para reforço de pontes no Reino Unido (Gifford and Partners Ltd, 2004). Compreende o reforço com ancoragem diagonais em aço inoxidável ao longo do arco instaladas dentro dos furos realizados com um equipamento de perfuração a partir do tabuleiro dispostos diagonalmente na direcção longitudinal como esquematicamente se

ilustra na Figura 3.34-a. Na Figura 3.34-b apresenta-se uma fase correspondente à furação a partir do extradorso.

A ideia base do sistema de reforço consiste em colocar o reforço em posições críticas de modo a restringir o desenvolvimento dos mecanismos de rótulas no arco.

Os resultados de ensaios em pontes construídas em laboratório permitiram determinar que a introdução dos reforços aumenta a capacidade de carga da ponte de um factor de cerca de 3.0 comparado com o caso não reforçado, porém com redução da ductilidade no arco reforçado.



a) b)

Figura 3.34: Esquematização do reforço (a) e equipamento de perfuração a partir do tabuleiro (b) (Gifford and Partners Ltd, 2004).

3.3.2.2 – Soluções de reforço para comportamento na direcção transversal

As avarias decorrentes de deficiente comportamento na direcção transversal resultam da interacção entre os tímpanos e o arco, manifestando-se através de fendas longitudinais de tracção no arco sob a face interior do tímpano, escorregamento do tímpano entre a base e o extradorso do arco, fendas longitudinais concentradas no eixo do tímpano, deformação e rotação dos tímpanos e, como consequência, descompressão do material de enchimento e abatimento do pavimento.

Como resultado do deficiente comportamento na direcção transversal, a descompressão do material de enchimento e perda de rigidez transversal prejudica o comportamento na direcção longitudinal na medida em que o desenvolvimento de mecanismos (longitudinais) de rótulas no arco está menos restringido.

Existem várias técnicas usadas para reparar as avarias referidas e consolidar o comportamento na direcção transversal. Entre as mais frequentes estão; o uso de tirantes metálicos colocados transversalmente nas aduelas dos arcos e nos tímpanos (distribuídos ou concentrados sobre a zona dos arcos); a adição de uma camada de betão armado nos paramentos interiores da ponte constituídos

pelas paredes de tímpano e arco e o reforço do material de enchimento através de injecções de caldas de cimento no mesmo ou da sua substituição.

3.3.2.2 – a) Tirantes transversais

Os tirantes transversais são ancorados na alvenaria com o objectivo de repor a forma original do arco (reforço activo) ou apenas travar a deformação na direcção transversal resistindo aos impulsos horizontais transmitidos pelas paredes de tímpano apenas no caso de, em situações futuras, aumentarem as deformações para fora do plano e, por consequência, os esforços (tirantes passivos).

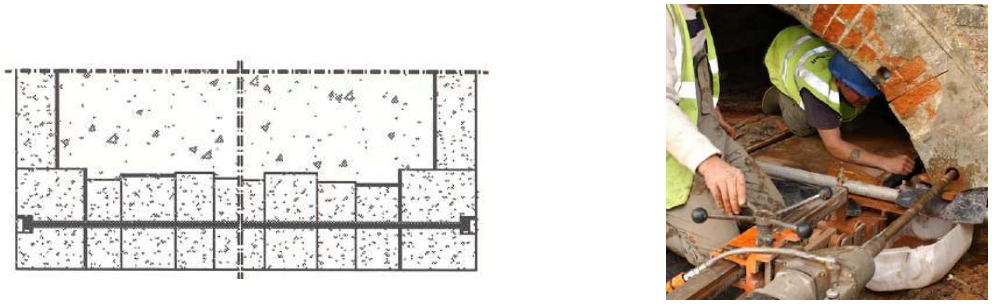
Os tirantes metálicos podem ser constituídos por varões de armadura ordinária roscados nas extremidades ou em toda a sua extensão, colocados em furos, previamente realizados na alvenaria, preenchidos ou não com uma calda de cimento de baixa retracção, constituindo respectivamente tirantes aderentes ou tirantes não aderentes à estrutura. Os sistemas de aperto podem ser constituídos por placa e fêmea de ancoragem (STAP, 2005).

Esta solução tem a vantagem de ter pouco efeito no tráfego e não envolve a escavação do enchimento resultando numa solução com baixo custo. No entanto a perfuração pode ser difícil de executar. Pode ocorrer corrosão dos tirantes e as placas de ancoragem podem ter de ficar aparentes.

Esta solução foi usada na ponte de Donim (ver Figura 3.35-a) para travar a abertura nas juntas longitudinais visíveis no intradorso do arco (Oliveira e Lourenço, 2004) e foi também usada na ponte de Segura (IEP, 2004a), na qual também existiam fendas longitudinais nos arcos.

No sistema de reforço comercializado pela Bersche-Rolt Ltd (2005) constituído por varões longitudinais colocados no intradorso em conjunto com tirantes transversais aderentes e pregagens radiais, os tirantes metálicos aderentes à estrutura são envolvidos por uma calda de cimento de baixa retracção que é injectada após ter sido concluído o aperto do cabo na cavidade onde está inserido o varão. Na Figura 3.35-b ilustra-se uma fase da perfuração transversal do arco para instalar o tirante transversal no arco.

Atendendo que vibração induzida pela passagem dos veículos faz vibrar mais a zona do arco que a zona do tímpano a solução de reforço com tirantes transversais vai conduzir a uma concentração de esforços na ligação tímpano-arco e as fendas iniciais podem migrar para outros locais. Assim, associado à utilização de tirantes transversais é usual a adição de pregagens radiais ligando o arco e os tímpanos ou de tirantes transversais distribuídos por toda área das paredes de tímpano.



a) b)

Figura 3.35: Pregagens transversais no arco. Esquematização do reforço da ponte de Donim (Oliveira e Lourenço, 2004) (a). Reforço transversal (Bersche-Rolt Ltd, 2005) (b).

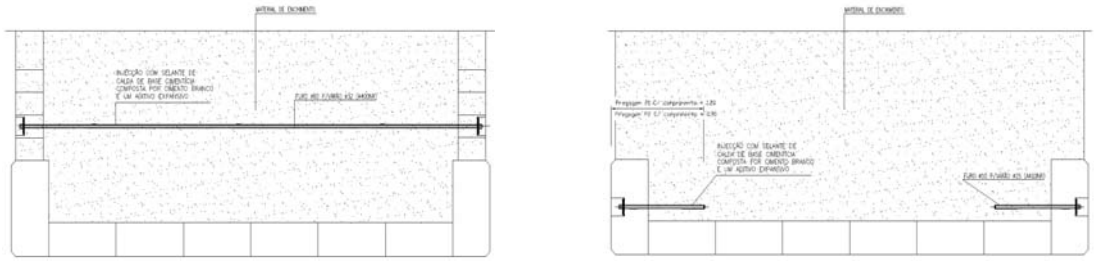
A solução de reforço com recurso a colocação de tirantes transversais distribuídos por toda área das paredes de tímpano é indicada quando existem deformações das paredes para fora do plano. Além disso, a introdução destes reforços permite a instalação de um estado de confinamento no enchimento melhorando a rigidez e a resistência do arco ao ser impedido o desenvolvimento do mecanismo de rótulas no arco. Esta solução de reforço foi usada nas pontes de Segura (IEP, 2004a), do Real (IEP, 2004b), da Formigosa (EP, 2005), da Pedrinha (IEP, 2001), de Caninhas (ver Figura 3.28) (IEP, 2002), da Sancheira (ICERR, 2001), da Areosa (Martins, 2001) e de Remondes (STAP, 2005).

A colocação de tirantes no tímpano junto ao extradorso do arco foi também realizada na ponte rodoviária sobre o Rio Sul ilustrada na Figura 3.36 para resolver a avaria na junta longitudinal sob a face interior do tímpano aberta (Guedes *et al.*, 2002).



Figura 3.36: Tirantes transversais na ponte sobre o rio Sul (Guedes *et al.*, 2002).

Na ponte ferroviária da Canharda foi identicamente usado um sistema de reforço constituído por tirantes transversais nos tímpanos junto ao extradorso do arco (ver Figura 3.37-a) em conjunto com a colocação de pregagens entre as pedras da moldura do arco e o enchimento (ver Figura 3.37-b) (Martins, 2006).



a) b)

Figura 3.37: Esquematização do reforço estrutural da ponte da Canharda através de tirantes (a) e pregagens (b) transversais (Martins, 2006).

Melbourne *et al* (1995) realizaram uma campanha de ensaios em três pontes construídas em laboratório constituídas por arcos multi-camada: uma ponte sem defeitos e duas outras construídas sem as fiadas longitudinais do arco sob os tímpanos, em que uma destas foi reforçada com tirantes nos tímpanos. Os modelos ruíram por mecanismos de rótulas no arco exibindo separação entre o tímpano e o arco e separação das camadas. O estudo permitiu concluir que o comportamento na direcção transversal melhorou na medida em que os tirantes impediram o deslocamento transversal dos tímpanos. No entanto, verificou-se que a influência dos tirantes no desenvolvimento do mecanismo de rótulas neste tipo de pontes é pequena.

3.3.2.2 – b) Pregagens verticais nas paredes de tímpano

O reforço das paredes de tímpano através da utilização de pregagens verticais como esquematicamente ilustrado na Figura 3.38, tem como objectivo favorecer o comportamento contra rotura para fora do plano. Este tipo de solução também é usado para reforçar as guardas laterais que são frequentemente danificadas devido ao efeito do impacto dos veículos.

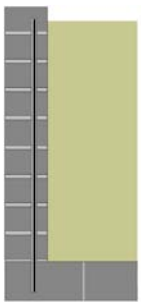


Figura 3.38: Soluções de reforço propostas para as guardas, adaptado de (Bersche-Rolt Ltd, 2005).

Hobbs *et al.* (1998) apresentaram algumas propostas de reforço para as guardas laterais usando também outras técnicas baseadas na utilização de elementos de materiais compósitos e elementos de betão armado. Por sua vez Kiang Hwee e Patoary (2004), Triantafillou (1998) e Muszynski e Purcel (2003) apresentaram técnicas para reforço dos tímpanos usando materiais compósitos.

3.3.2.3 – Fundações, maciço de fundações e pilares

As soluções para reforço de fundações podem basear-se no melhoramento dos solos através de injecções, *"jet-gouting"*, adição de escacas e micro-estacas ou no reforço das fundações através do preenchimento das mesmas com injecções, reforço com aumento de secção da fundação, envolvendo encamisamentos e pregagens.

As soluções de reforço das fundações com recurso a microestacas e injecções de caldas de cimento pode servir também para reforçar a zona do enchimento sobre os pilares no sentido de encaminhar os esforços directamente para as fundações, sendo este caso, geralmente, associado à construção de uma laje de betão armado no pavimento, como aconteceu na ponte da Sancheira (Figura 3.39) (ICERR, 2001), na ponte de Tavira (Appleton e Silva, 2002) (Figura 3.40) ou na ponte de Marillais (Fauchoux e Abdunur, 1998).



a) b)

Figura 3.39: Reforço com microestacas na ponte da Sancheira. Pormenor de execução (a) e representação de um corte transversal (b) (ICERR, 2001).

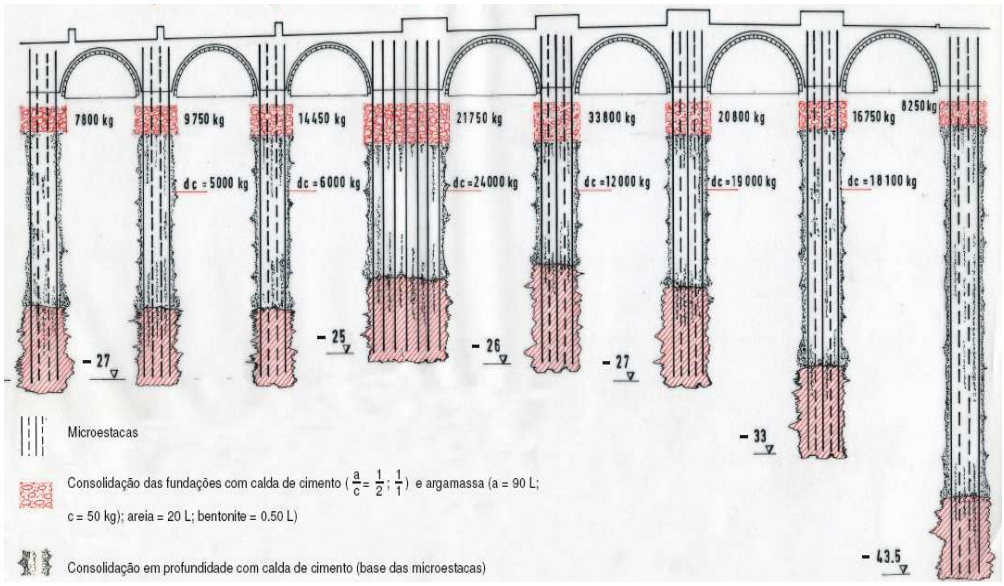


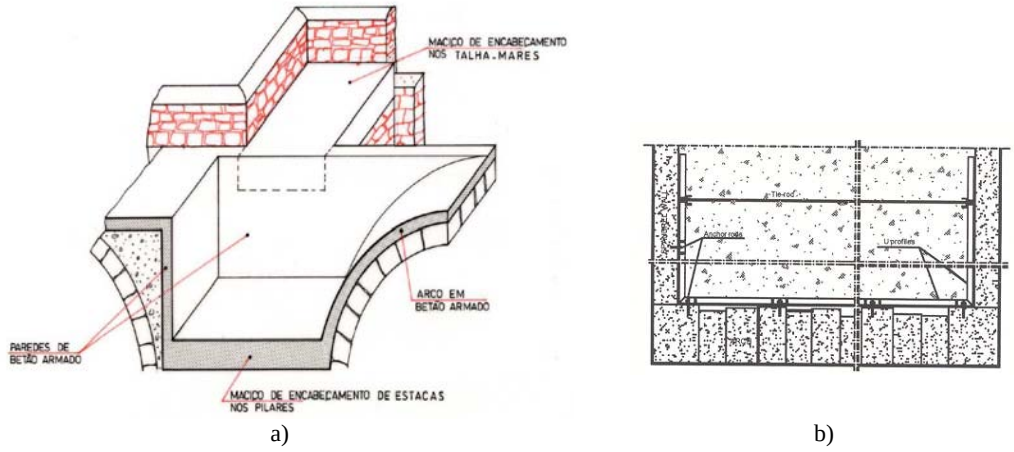
Figura 3.40: Representação do reforço com microstacas na ponte de Tavira (Appleton e Silva, 2002).

3.3.2.4 – Soluções de reforço generalizado

3.3.2.4 – a) Adição de elementos nos paramentos interiores da ponte

Como soluções de reforço generalizado incluem-se as que actuam sobre o comportamento tridimensional envolvendo a conjugação de reforço do arco, dos tímpanos e do enchimento. Neste caso pode ser adicionada uma nova camada de betão armado no interior da ponte sobre o arco e nas faces das paredes, como no caso da ponte de Tavira (Figura 3.41-a) (Appleton e Silva, 2002), no entanto trata-se de uma técnica muito intrusiva, na medida em que o funcionamento da alvenaria é muito alterado e tem a desvantagem de ser adicionada uma grande quantidade de material quimicamente incompatível com a pedra existente.

Um efeito semelhante no comportamento global pode ser obtido com recurso a perfis metálicos cravados no extradorso e paredes de tímpano como se observa na Figura 3.41-b que ilustra a solução usada no reforço de um dos arcos da ponte de Donim (Oliveira e Lourenço, 2004), neste caso sem o inconveniente de ser adicionado cimento.



a) b)

Figura 3.41: Reforço generalizado dos paramentos interiores com adição de uma camada de betão (Appleton e Silva, 2002) (a) e quadros de perfis metálicos (Oliveira e Lourenço, 2004) (b).

3.3.2.4 – b) Injecções de caldas de cimento de baixa retracção

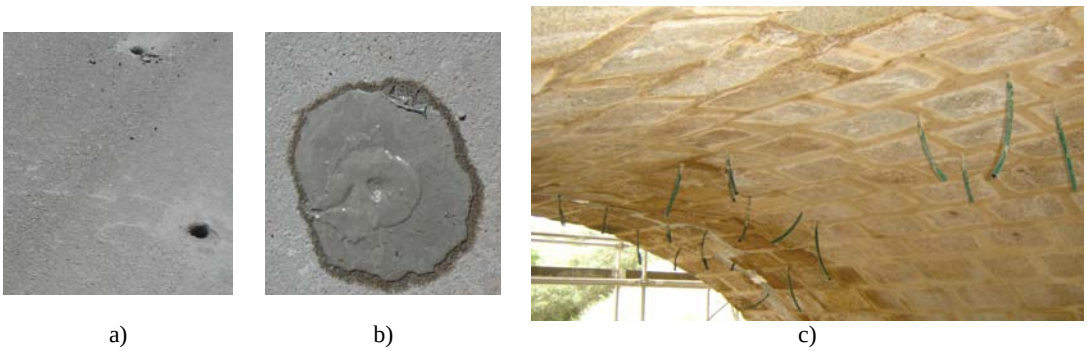
A solução de reforço com base em injecções de caldas cimento de baixa retracção feita a partir do intradorso do arco ou do pavimento (ver Figura 3.42) consiste em encher os vazios existentes no enchimento e alvenaria do arco e tímpanos com o objectivo de melhorar o sistema de transmissão de esforços entre os elementos da ponte e beneficiando o seu funcionamento nas duas direcções, longitudinal e transversal.

Trata-se, então, de uma técnica de consolidação indicada para melhorar o comportamento global da ponte, mas não é adequada quando as pedras são muito porosas. Esta solução também é indicada para selagem de fissuras na alvenaria sendo que, neste caso, também podem ser usadas injecções de resina.

Esta técnica de consolidação foi usada em conjunto a com colocação de tirantes transversais nos tímpanos, nas pontes de Segura, do Real, da Formigosa, da Pedrinha, de Caninhas, da Sancheira e de Remondes, referidas anteriormente (ver secção 3.3.2.2-a).

A sequência construtiva exige que antes de iniciada a injecção se proceda ao refechamento das juntas para protecção das superfícies e evitar derramamentos. O enchimento é executado no sentido ascendente de forma contínua e controlada. Para o efeito são colocados tubos de drenagem nos paramentos exteriores que permitem controlar a progressão do enchimento quando se inicia a escorrência de material por esses orifícios (Figura 3.42-c).

A injecção pode realizar-se sob pressão, por gravidade ou sob vácuo. Como exemplo, na ponte de Remondes foram realizadas injecções à base de caldas de cimento utilizando uma câmara pressurizada a 3.5 bar de pressão e bombas de baixo débito e com registo dos parâmetros de injecção de forma a conseguir o perfeito controlo dos caudais e das pressões de injecção de 0.2 a 0.3 MPa e a não introduzir esforços que pressão provocar danos na estrutura (STAP, 2005).



a) b) c)

Figura 3.42: Aspecto dos furos executados no pavimento, antes (a) e após (b) injecção das caldas e dos tubos de drenagem no intradorso do arco (c) da ponte de Segura (Esteves, 2007).

Esta solução tem a vantagem da aparência não ser afectada e da intervenção poder ser realizada sem interromper o tráfego.

As principais desvantagens da solução estão relacionadas com o elevado nível de incerteza na qualidade do trabalho realizado e o enchimento poder não se proceder de forma eficaz remanescendo vazios por encher e ainda assim implicar um aumento significativo do peso da estrutura. Para além disso a pressão pode danificar as estruturas mais fracas e podem ocorrer derramamentos de material.

Para definição da solução deve ser estudada a compatibilidade física e química entre o novo material e o material existente atendendo à granulometria, porosidade, capacidade de absorção, percentagem de vazios, dimensão e grau de comunicação dos vazios e composição química do material existente.

3.3.2.4 – c) Substituição do material de enchimento por betão leve

A substituição do material de enchimento por betão leve pode ser indicada quando é necessário estabilizar os movimentos das paredes dos tímpanos e se quer manter inalterado o aspecto exterior da ponte. Em muitos casos esta solução surge associada à realização de uma cinta de betão sobre o arco e parede de tímpanos.

Esta solução tem a vantagem de não alterar a aparência exterior da ponte e de ser de fácil execução. As principais desvantagens correspondem ao facto de envolver a escavação de um grande volume de material sendo necessário interromper o trânsito e envolver a colocação de uma grande quantidade de cimento.

A solução de reabilitação da ponte Marillais, que apresentava assentamento do pilar central, consistiu na substituição do enchimento por betão e ancoragem de barras de aço na zona do pilar onde se verificava assentamento excessivo. Foi colocado enchimento de betão na zona do pilar central e betão leve na zona dos encontros. Na zona do pavimento foi realizada uma laje de betão armado (ver Figura 3.43) e todo o sistema de impermeabilização e drenagem foi revisto (Fauchoux e Abdunur, 1998).

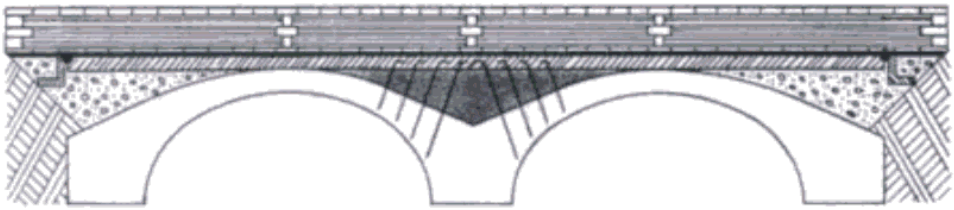


Figura 3.43: Esquema representativo da reabilitação da ponte de Marillais (Fauchoux e Abdunur, 1998).

3.3.2.4 – d) Refechamento das juntas

O refechamento das juntas consiste em encher com argamassa as juntas entre os blocos onde se verifica degradação ou perda do material. Esta técnica deve ser utilizada como prática integrante dos programas de manutenção na medida em que o preenchimento das juntas limita a entrada de água para o interior da estrutura e promove o aumento área de contacto entre as pedras que por sua

vez reduz a tensão efectiva na junta; deste modo, as condições de durabilidade da estrutura são melhoradas.

Tecnicamente trata-se de uma intervenção simples e economicamente competitiva em que a aparência e o esquema estrutural original são restituídos, no entanto, requer alguns cuidados, nomeadamente, é necessário garantir compatibilidade química, mecânica com os materiais existentes e com o sistema de drenagem.

Uma escolha do tipo de argamassa não compatível quimicamente com os blocos pode conduzir à degradação acelerada dos blocos devido à elevada presença de sais solúveis no cimento (ver secção 3.2.1.10). A utilização de argamassa mais forte que os blocos pode implicar a fendilhação nos blocos e inversão do mecanismo resistente original da alvenaria baseado em juntas fracas e blocos fortes, pelo que, a sua constituição deve permitir acomodar os movimentos ocorridos na alvenaria, mantendo a adesão entre os elementos pétreos

O sistema de drenagem pode ser negativamente afectado uma vez que dificulta a saída de água para o exterior; no entanto a entrada de água a partir do exterior também fica mais limitada (Page, 1996).

Na ponte de Remondes procedeu-se ao refechamento das juntas com argamassa bastarda à base de cal, cimento e inertes associados a rochas graníticas (Figura 3.44). Previamente procedeu-se à picagem e lavagem das juntas com água a baixa pressão proporcionando a remoção de detritos, sujidade e material solto sem ocorrer saturação da parede de alvenaria e do enchimento. O acabamento final com a junta rebaixada foi realizado com auxilio de colher de refechamento e eliminando o excesso de argamassa através de escovagem (STAP, 2005).



Figura 3.44: Aspecto dos paramentos exteriores da ponte de Remondes após refechamento das juntas (STAP, 2005).

3.3.2.4 – e) Desmonte e reconstrução

Refere-se por fim, mas não menos importante, a opção de desmonte e reconstrução com o objectivo de repor as condições iniciais da geometria e consequentemente do funcionamento original da ponte, como aconteceu na parte sul ponte da Lagoncinha (DGEMN, 1957).

Parece ser uma opção adequada e economicamente sustentável quando puderem ser usados os materiais originais, apresentando também vantagens sob o ponto de vista da durabilidade, na medida que são reproduzidas técnicas de construção cuja longevidade as permitirá considerar fiáveis.

Esta opção encontra como dificuldades a presença de degradação dos materiais iniciais, a eventual carência de mão-de-obra para reprodução de técnicas antigas e as exigências de aumento da capacidade de carga e alargamento das vias.

3.4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os danos e degradações presentes nas pontes de alvenaria de pedra resultam de processos complexos envolvendo diversos fenómenos de deterioração decorrentes da passagem do tempo e de manutenção deficiente, bem como, dos mecanismos resistentes e interacção entre elementos estruturais associados à transmissão das cargas (tráfego e peso próprio), às vibrações induzidas pelo tráfego e aos assentamentos dos apoios.

Os principais agentes agressivos de deterioração dos materiais: água, sais solúveis, gases presentes na atmosfera, seres vivos, temperatura, vento e gelo, conduzem à degradação da pedra por erosão, dissolução e desagregação e ao aparecimento de eflorescências, crostas e filmes negros, manchas de humidade, escorrências, depósitos de origem biológica e vegetação nos paramentos exteriores, bem como, perda de material das juntas e do enchimento. Tratam-se de danos de natureza físico-química, mecânica e erosiva que resultam essencialmente da passagem do tempo e de planos de manutenção e intervenções de reabilitação desadequados.

Como primeira medida de preservação deverão então adoptar-se medidas que visem eliminar as causas de degradação e implementar planos de manutenção com o intuito de evitar que estes danos apareçam. Assim, a limpeza dos paramentos a fim de eliminar contaminações biológicas e atmosféricas, a manutenção do sistema de drenagem e impermeabilização devem fazer parte de acções de manutenção regular.

Os danos estruturais resultantes do funcionamento da ponte e comportamento dos materiais manifestam-se por abertura de fendas, escorregamento, esmagamento e deformação excessiva em elementos estruturais específicos.

A identificação das posições teóricas das rótulas que caracterizam os mecanismos de rotura no arco, por exemplo, permitem associar a existência de fendas transversais neste elemento com o funcionamento da ponte na direcção longitudinal indicando falta de capacidade resistente dos materiais por carregamento excessivo.

A interacção entre os diversos elementos é também determinante no aparecimento de danos estruturais. A interacção entre arco, tímpanos, pilares e enchimento na direcção longitudinal ou os efeitos resultantes do funcionamento na direcção transversal influenciam o comportamento global da ponte, nomeadamente, as fendas nas juntas transversais resultantes do desenvolvimento dos

mecanismos de rótulas no arco ou as fendas longitudinais na ligação tímpano-arco resultantes do funcionamento da ponte na direcção transversal. Verifica-se que, devido à existência de fendas longitudinais, o funcionamento do arco tende a ser independente dos tímpanos. Na zona central vai desaparecendo o efeito favorável que pode advir da presença dos tímpanos no comportamento do arco e que se traduz na rigidificação do sistema estrutural tímpano-arco. Desta forma, na zona central do arco a formação dos mecanismos longitudinais de rótulas é facilitada e a eficácia do sistema de transmissão de cargas diminui.

No que se refere às soluções de reforço, as mais usadas recorrem à adição de elementos de betão armado, tirantes transversais e pregagens longitudinais, injecções de caldas de cimento no enchimento, reposição das soluções existentes e introdução de micro-estacas e injecções de caldas de cimento, para reforço das fundações.

Nas pontes com interesse patrimonial o uso de técnicas de reconstrução ou renovação que alterem a genuinidade da obra não deve ser considerado na medida em que, pela sua importância, exigem cuidados de conservação que as preservem para a posteridade. Assim, em geral, nestes casos os meios de reparação apenas compreendem medidas que impedem o prosseguimento da deterioração onde as acções de manutenção têm um papel determinante.

CAPÍTULO 4

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E FÍSICA DOS MATERIAIS

4.1 – INTRODUÇÃO

O conhecimento sobre o comportamento dos materiais pelos quais uma estrutura é constituída em conjunto com a identificação do funcionamento estrutural e da sua resposta face às solicitações actuantes contribuem para uma melhor compreensão do estado actual das estruturas existentes e, no caso de estruturas novas, permite optar por soluções mais eficientes.

A utilização de modelos numéricos detalhados para simular o comportamento estrutural, como os que serão apresentados no Capítulo 5 para o caso de estruturas de alvenaria de pedra, requer que sejam adequadamente identificados e calibrados os parâmetros do comportamento dos materiais e os respectivos modelos constitutivos usados em simulações numéricas.

Neste contexto, os aspectos mais importantes para caracterizar mecanicamente o comportamento dos materiais são os parâmetros de deformabilidade e resistência em termos das relações entre as solicitações aplicadas e as deformações que delas resultam, os valores limite e os modos que caracterizam a rotura.

A avaliação experimental das características físicas dos materiais tais como a porosidade e absorção de água, por determinarem a evolução dos processos de degradação dos materiais ao longo da vida da estrutura, constitui também um aspecto relevante a ter em conta na caracterização do comportamento do material. Para além das características mecânicas e físicas, a avaliação das características químicas e mineralógicas dos materiais contribui para o melhor entendimento dos processos de degradação dos materiais e, consequentemente, do comportamento estrutural da construção.

A caracterização mecânica, física e química dos materiais pode ser efectuada com base em campanhas de ensaios laboratoriais e *in situ* aos materiais usados na construção.

A priori, a caracterização mecânica e física dos materiais de estruturas novas e de estruturas antigas encontra dificuldades distintas na medida em que nas primeiras o material a usar é escolhido pelo projectista e pode ser caracterizado antes da sua utilização; por seu turno, nas segundas o material estrutural já está aplicado na construção pelo que a sua caracterização implica a recolha de amostras para caracterização em laboratório ou a realização de ensaios *in situ*.

Assim, no contexto da caracterização dos materiais de estruturas existentes é frequente distinguirem-se dois tipos de ensaios, os ensaios destrutivos e os ensaios não-destrutivos. Os primeiros implicam a retirada de uma quantidade apreciável de material da estrutura e podem ser realizados posteriormente em laboratório. Os segundos são realizados sem destruir significativamente alguma parte de construção e são geralmente efectuados *in situ*. Para além disso, com os primeiros possibilita-se uma análise quantitativa dos parâmetros do material e com os segundos uma análise, que, por vezes, apenas pode ser qualitativa.

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados de ensaios realizados para caracterizar os parâmetros mecânicos e físicos da alvenaria e enchimentos utilizados na construção deste tipo de pontes realizados com o objectivo de proceder à simulação numérica do comportamento estrutural envolvendo a utilização de modelos detalhados, recorrendo-se para o efeito ao caso de estudo da ponte de Vila Fria. Neste contexto, há que caracterizar mecanicamente o comportamento de cada tipo de material utilizado na construção, nomeadamente, a pedra dos blocos da alvenaria, a argamassa das juntas entre blocos e o material dos enchimentos e também o comportamento das interfaces existentes entre os diferentes elementos: bloco-bloco, bloco-argamassa e bloco-enchimento.

4.2 – CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA

4.2.1 – Caracterização mecânica e física da pedra

As características mecânicas dos blocos de pedra de pontes existentes podem ser aferidas mediante a realização de ensaios laboratoriais a partir de amostras extraídas em locais que não afectem a estética e resistência da construção, ou de amostras provenientes das pedreiras donde foram extraídas as pedras para a construção. Para esta última situação, no caso de estruturas antigas, apesar desta via ter a vantagem de não ser intrusiva em relação à construção existente há que atender às diferentes condições de exposição das pedras aos agentes agressivos pelo que é fundamentar complementar o estudo com a realização de ensaios químicos e petrográficos no sentido de avaliar os efeitos das alterações ao longo do tempo.

Na verdade, a recolha de amostras em construções existentes obedece a determinados critérios no sentido em que é preciso respeitar a sua integridade estética e estrutural, pelo que a destruição inerente à recolha de amostras deve ser limitada, sendo esta questão tanto mais importante quanto maior o valor estético e patrimonial das construções.

Assim, quando não é possível extrair amostras para a caracterização dos materiais de estruturas existentes e se desconhece a pedreira donde é proveniente a pedra usada na construção é habitual recorrer a ensaios *in situ* ou proceder-se à identificação de pedreiras, de material idêntico ao da construção em estudo e nestas recolher amostras para ensaios laboratoriais. Neste caso, como meio complementar do estudo é muito importante recorrer a outros dados disponíveis obtidos em estudos precedentes sobre o comportamento de estruturas similares, pelo que a constituição de uma base de dados de materiais e suas características físico-químicas se reveste de especial interesse para os domínios de análise de estruturas antigas.

A extracção de carotes de pedra pode ser efectuada utilizando uma máquina de corte rotativa com coroa diamantada como a ilustrada na Figura 4.1. A partir da apreciação visual das carotes extraídas e da inspecção dos furos através de observações visuais directas, ou com meios auxiliares de observação recorrendo por exemplo a câmaras, é possível aferir algumas informações adicionais como a espessura dos blocos que são perfurados, o tipo de material dos blocos, das juntas e dos enchimentos (eventualmente) recolhidos na amostra, podendo ainda ser feita uma apreciação qualitativa destes materiais. Neste contexto, deve proceder-se à descrição das condições em que decorre-

ram a extracção dos provetes de modo a ficarem registadas num relatório de ensaio, juntamente com a informação relativa a cada amostra, nomeadamente, caracterização visual, tipo de material, granulometria, mineralogia, fracturação, etc.

As amostras utilizadas nos ensaios de caracterização mecânica laboratorial devem provir de carotes que não tenham evidenciado quaisquer sinais de fractura.

Os ensaios laboratoriais mais comuns para caracterização mecânica da pedra procuram estudar a resistência à compressão, à tracção e ao corte dos blocos de pedra, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.



a) b)

Figura 4.1: Extracção de carotes da base do intradorso de um arco da Ponte da Lagoncinha. Fase de perfuração de um bloco de pedra (a). Aspecto final do interior de um furo de amostragem (b).

A caracterização da resistência à compressão pode ser feita mediante a realização de ensaios de compressão uniaxial utilizando uma máquina de compressão sendo as amostras ensaiadas aplicando forças progressivamente crescentes até se atingir a rotura do provete, como ilustra a Figura 4.2-a. A partir da força máxima aplicada durante o ensaio determina-se a tensão de rotura por compressão de cada amostra, NP EN 1926 (IPQ, 2000b) ou ASTM D2938-95 (ASTM, 2002). Trata-se de um ensaio destrutivo que implica a extracção de amostras da construção ou das pedreiras de origem do material aplicado.

Quando não é possível recolher amostras da construção, o recurso a técnicas de ensaio não destrutivas, como a determinação da velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas através de um equipamento próprio correntemente designado de PUNDIT (*Portable Ultrasonic Non Destructive Digital Indicating Test*), permite por via de correlações empíricas obter informação qualitativa sobre a resistência à compressão. A determinação da velocidade de propagação de ondas ultrasónicas longitudinais, BS 1881 (BS, 1983), permite também avaliar, indirectamente, o grau de alteração, coesão, homogeneidade e a qualidade das pedras. Os valores obtidos dependem da mineralogia, porosidade e grau de fracturação das rochas pelo que as correlações entre os valores da velo-

cidade encontrados no local e os valores dos parâmetros avaliados devem atender às condições observadas no local.

Neste caso, o recurso a outros dados obtidos em estudos sobre o comportamento de materiais similares, nomeadamente provenientes das mesmas pedreiras e aplicados em idênticas condições, constitui um aspecto essencial para o uso de técnicas de ensaio não-destrutivas.

A caracterização de resistência à tracção da pedra pode ser facilmente realizada com base em ensaios de tracção por compressão diametral (ensaio brasileiro).

O objectivo do ensaio brasileiro é a determinação da tensão de rotura por tracção obtida por compressão diametral da amostra, ASTM D3967-95a (ASTM, 1995). Para realizar este ensaio utiliza-se uma prensa mecânica colocando a amostra entre os pratos da máquina em contacto com duas geratrizes diametralmente opostas (ver Figura 4.2-b), de modo a permitir aplicar ao longo daquelas uma força uniformemente distribuída em todo o comprimento da amostra de forma contínua e crescente até à rotura.



a)



b)

Figura 4.2: Ensaio de compressão (a). Ensaio de tracção por compressão diametral ou ensaio brasileiro (b), (Costa, 2002).

A tensão de rotura de tracção por compressão diametral da amostra é obtida através da equação (4.1),

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d} \tag{4.1}$$

sendo F a resultante da força uniformemente distribuída ao longo da geratriz da amostra de comprimento L e diâmetro d.

A realização de ensaios de compressão permite determinar o valor do módulo de elasticidade secante, recorrendo à medição dos valores das tensões e extensões obtidas após um número especi-

ficado de ciclos de carga, através de extensómetros de Huggenberger (Figura 4.3) ou outros aparelhos apropriados, como os transdutores eléctricos do tipo LVDT (*Linear Voltage Displacement Transducer*).

A técnica de ensaio, de acordo com a norma NP EN 14580 (IPQ, 2007) consiste em aplicar uma força inicial F_b, correspondente a uma tensão σ_b e uma extensão ε_b que se lê nos aparelhos de medida, e, em seguida, aumenta-se de forma contínua até se obter uma tensão σ_a que deve corresponder a ⅓ da tensão de rotura por compressão. Para este escalão de carga regista-se a extensão ε_a, após o que se reduz novamente a carga até σ_b. Os ciclos de carga são repetidos até que, entre dois ciclos consecutivos, a variação das extensões medidas não exceda $1x10^{-5}$. O módulo de elasticidade obtém-se a partir da equação (4.2),

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{(\varepsilon_{a,n} - \varepsilon_{b,n})} \times 10^{-3} \tag{4.2}$$

em que $\varepsilon_{a,n}$ e $\varepsilon_{b,n}$ dizem respeito às leituras das extensões no *n-ésimo* ciclo de carga.



Figura 4.3: Ensaio para determinação do módulo de elasticidade (Costa, 2002).

Para determinar o coeficiente de Poisson os equipamentos de medida (comparadores de milésimos ou LVDTs) são colocados de modo a permitir medições das extensões longitudinais e transversais ocorridas durante os ensaios para determinação do módulo de elasticidade nas amostras, ASTM D3148 (ASTM, 2000).

Para determinação da porosidade, que se define como a relação entre o volume de vazios e o volume total, é determinada a variação do peso dos provetes por unidade de volume desde o início ao final do ensaio que consiste em submergir em água durante 48 horas os provetes inicialmente secos, DIN 52 102 (DIN, 1988).

Para proceder à determinação do coeficiente de absorção de água são realizados ensaios de absorção por capilaridade em provetes cúbicos de pedra, NP EN 1925 (IPQ, 2000a). Para o efeito

os provetes previamente secos são imersos em água, sendo efectuadas várias medições do peso dos provetes em determinados intervalos de tempo a partir das quais se obtêm os valores do coeficiente de absorção de água em unidades de $g/m^2/s^{0.5}$.

Para efeitos da caracterização mecânica da pedra utilizada na construção da nova ponte de Vila Fria foram realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, ensaios laboratoriais de caracterização física e mecânica da pedra, já apresentados noutros trabalhos (Costa, 2007), cujos valores são indicados nas Tabelas 3.1 e 3.2. Para fins comparativos, na mesma tabela incluem-se resultados obtidos doutros estudos sobre a caracterização mecânica da pedra de construções antigas construídas em granito no Norte de Portugal, nomeadamente o caso da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002) e do Mosteiro da Serra do Pilar (Almeida, 2000).

Tabela 4.1: Valores dos parâmetros mecânicos experimentais do granito.

Identificação da estrutura	Local de extracção das amostras	Peso Específico Seco (kN/m^3)	Tensão de Rotura por Compressão (MPa)	Tensão de Rotura por Tracção (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coeficiente de Poisson
Ponte de Vila Fria	Pedreira	23.7 a 24.1 24.1 a 24.9[(1)]	60.2 a 78.2 14.9 a 37.8[(1)]	3.0 a 4.6	15.5 a 29.4	-
Ponte da Lagoncinha	*in situ*	26.2 a 26.7	38.8 a 68.8	3.4 a 7.0	22.5 a 58.2	0.17 a 0.27
Mosteiro da Serra do Pilar	*in situ*	23.3 a 30.6	92.48 a 98.95	3.53	16.0 a 27.0	-

[(1)] Provetes saturados

Tabela 4.2: Valores da porosidade e absorção de água da pedra usada na ponte de Vila Fria.

Identificação da estrutura	Local de extracção das amostras	Porosidade (%)	Absorção de água ($g/m^2/s^{0.5}$)
Ponte de Vila Fria	Pedreira	3.8 a 4.2	33.6 e 40.3

4.2.2 – Caracterização da argamassa

Na construção da ponte de Vila Fria foi usada argamassa hidrofugada de cor branca produzida pela SECIL Martingança. Trata-se de uma argamassa seca, formulada a partir de ligantes hidráulicos, agregados calcários e siliciosos e adjuvantes, destinada à execução de elementos construtivos de alvenaria, no exterior ou em locais com forte presença de águas, tratando-se de um produto especialmente vocacionado para aplicação manual (SECIL, 2005).

É um produto pronto a usar cuja aplicação é realizada do mesmo modo que uma argamassa tradicional, dispensando qualquer procedimento ou cuidado especial, para além das requeridas pelas boas regras de construção, sendo a dosagem de argamassa pronta e de água indicada pelo fabricante correspondente a 4.2 litros de água para cada saco de 30kg a que corresponde 14% de água de amassadura.

As características do produto endurecido de acordo com a ficha técnica do produto (SECIL, 2005) são apresentadas na Tabela 4.3 incluindo-se também a referência das normas correspondentes a cada parâmetro, EN 1015-10 (CEN, 1999a), EN 1015-11 (CEN, 1999b) e EN 1015-18 (CEN, 2002).

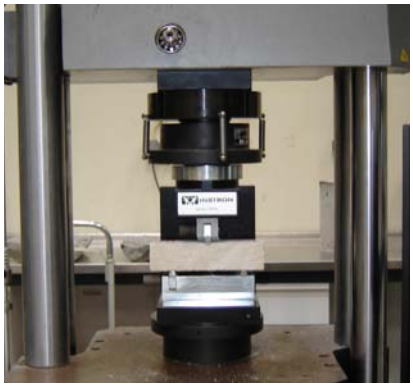
Não obstante a caracterização referida nos parágrafos anteriores, foram realizados, no Laboratório de Ensaios de Materiais da Faculdade de Engenharia do Porto, ensaios para determinação da resistência à flexão e resistência à compressão em provetes de argamassa de acordo com a norma EN 1015-11 (CEN, 1999b).

Neste sentido, foram preparadas duas séries de amostras paralelepipédicas, num total de nove unidades com as dimensões de 40x40x100 mm, das quais seis foram preparadas usando a dosagem indicada pelo fabricante (serie A) e nas restantes três foi aumentada a percentagem de água de amassadura para 22% (serie B). O aumento da percentagem de água na mistura permite melhorar a trabalhabilidade e consequentemente as condições de aplicação em obra, sendo esta uma situação muito comum em obra

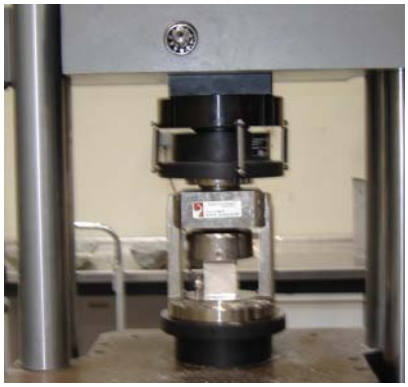
Tabela 4.3: Características da argamassa depois de endurecida (SECIL, 2005).

	Massa volúmica (kg/m^3)	Resistência (MPa) (Classe)	Capilaridade ($kg/m^2.min^{0.5}$)
Valor aferido	1600-1900	5 (M5)	≤ 0.6
Norma de ensaio	EN 1015-10	EN 1015-11	EN 1015-18

Todas as amostras foram primeiramente submetidas ao ensaio de flexão por três pontos, cujo esquema de ensaio se pode observar na Figura 4.4-a, seguindo-se a realização do ensaio de compressão, que a Figura 4.4-b ilustra, usando ambas metades de cada amostra previamente submetida ao ensaio de flexão, perfazendo deste modo um total de doze ensaios para a série A e seis ensaios para a série B.



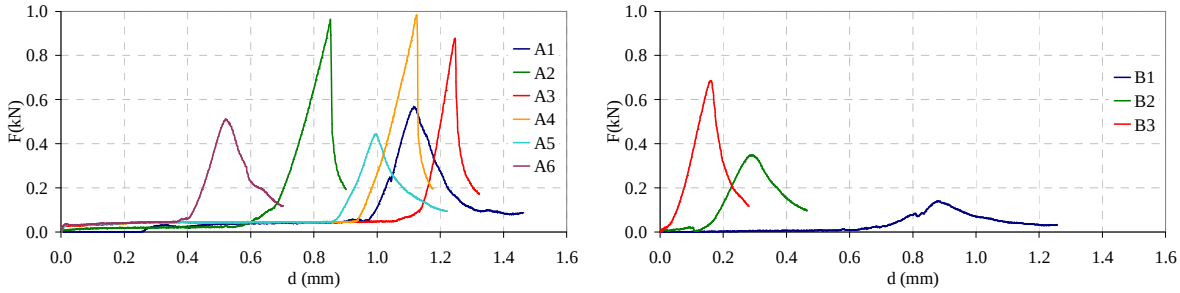
a)



b)

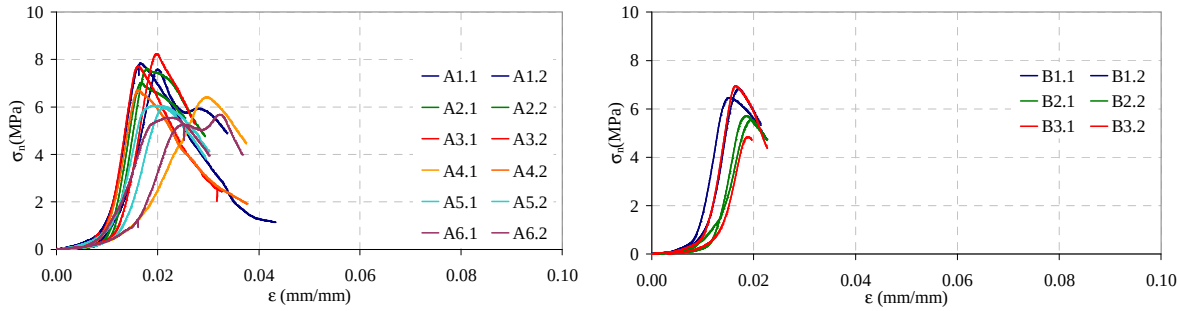
Figura 4.4: Vista dos ensaios de flexão (a) e de compressão (b) em provetes de argamassa.

Os resultados registados nos ensaios de flexão em termos da evolução do deslocamento medido com a força aplicada ilustram-se nos gráficos da Figura 4.5 e na Figura 4.6 incluem-se os gráficos (σ_n, ε) referentes à evolução da deformação com a tensão de compressão aplicada no ensaio.



a) b)

Figura 4.5: Força *versus* deslocamento nos ensaios de flexão da argamassa, série A (a) e série B (b).



a) b)

Figura 4.6: Tensão *versus* deslocamento nos ensaios de compressão da argamassa, série A (a) e série B (b).

Os correspondentes valores da resistência à flexão e compressão resumem-se na Tabela 4.4, onde se inclui também o valor no módulo de elasticidade em compressão determinado a partir dos resultados dos ensaios de compressão ilustrados na Figura 4.6.

O módulo de elasticidade foi determinado com base nos valores de (σ_n, ε) correspondentes ao intervalo entre 30% e 60% da tensão de compressão máxima registada. Adicionalmente, determinaram-se os valores correspondentes ao módulo de deformabilidade para o intervalo de valores em percentagem da tensão de compressão máxima de 10%-20% e 5%-20% que também estão incluídos na Tabela 4.4.

Verifica-se que nas amostras em que foi usada a 22% de água de amassadura (série B), em relação à resistência obtida nas amostras em que foi usada a percentagem de 14% (série A), a resistência à flexão diminuiu em média 46% e a resistência à compressão diminuiu em média 12%. Em relação ao módulo de elasticidade houve um ligeiro aumento de 7%.

Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de flexão e compressão da argamassa.

Provete	Resistência à flexão (MPa)	Provete	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (30%-60%) (MPa)	Módulo de Elasticidade (10%-20%) (MPa)	Módulo de Elasticidade (5%-20%) (MPa)
A1	1.33	A1.1	7.58	821	363	100
		A1.2	7.85	1223	427	78
A2	2.26	A2.1	7.60	1236	741	96
		A2.2	7.02	1221	612	112
A3	2.06	A3.1	8.23	1164	554	66
		A3.2	7.72	1289	559	95
A4	2.31	A4.1	6.42	441	174	65
		A4.2	6.70	1092	462	107
A5	1.04	A5.1	6.05	824	259	74
		A5.2	5.97	753	321	75
A6	1.20	A6.1	5.68	571	162	61
		A6.2	5.55	539	310	107
Média (Desvio padrão)	1.7 (0.57)	Média (Desvio padrão)	6.86 (0.93)	931 (309)	412 (180)	87 (18)
B1	0.33	B1.1	6.46	1111	535	96
		B1.2	6.84	1119	390	94
B2	0.82	B2.1	5.56	723	246	91
		B2.2	5.71	1015	514	101
B3	1.61	B3.1	6.95	1198	516	80
		B3.2	4.85	791	249	89
Média (Desvio padrão)	0.92 (0.65)	Média (Desvio padrão)	6.06 (0.82)	993 (193)	408 (135)	92 (7)

4.2.3 – Caracterização das juntas da alvenaria

Na sequência da exposição incluída no Capítulo 2 sobre a caracterização da alvenaria, o comportamento das interfaces entre blocos de alvenaria pode ser traduzido em termos de tensão normal

e tangencial de contacto e dos correspondentes deslocamentos relativos das duas faces da junta associados a abertura ou fecho e a escorregamento entre as superfícies de contacto.

Assim, a definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade e a caracterização do modelo de comportamento das juntas utilizado nos modelos numéricos estruturais pode ser obtida através da realização de ensaios de compressão e de corte ou deslizamento em provetes constituídos por blocos justapostos de material pétreo com ou sem interposição de argamassa, consoante se pretenda avaliar um ou outro tipo de juntas, de modo a obter a evolução da resistência normal com o deslocamento normal e a evolução da resistência ao corte com o escorregamento observado na junta.

Com o objectivo de definir os parâmetros de resistência e deformabilidade e de caracterizar o modelo de comportamento das juntas existentes entre blocos da alvenaria e entre blocos e enchimento das pontes em arco, são apresentados neste capítulo os resultados obtidos nos ensaios que foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção da FEUP para o caso de estudo da ponte de Vila Fria.

Neste contexto, foram realizados ensaios para caracterização do comportamento ao corte e à compressão usando amostras de material idêntico ao aplicado na ponte de Vila Fria constituídas por dois blocos sobrepostos, com e sem argamassa interposta entre eles de modo a constituir, respectivamente, juntas de alvenaria argamassada (*JA*), juntas de alvenaria seca (*JS*) e juntas entre blocos de pedra e enchimento (*JPE*).

Com base nos resultados obtidos nos ensaios, foram definidos posteriormente os parâmetros dos modelos constitutivos dos materiais, descritos no Capítulo 5, e usados na simulação numérica da ponte com recurso a uma modelação refinada (micro-modelação) baseada no método dos elementos finitos conforme apresentado no Capítulo 6.

4.2.3.1 – Caracterização do comportamento ao corte

A caracterização do comportamento ao corte da alvenaria, já descrita no Capítulo 2, pode ser feita mediante a realização de ensaios de corte e deslizamento. Existem vários tipos de ensaios de corte referidos na bibliografia, variando consoante o número de blocos considerados, podendo ser usados provetes constituídos por dois, três ou mais blocos, ou um pano de alvenaria. O tipo de equipamento utilizado depende do número de amostras usado e também se a condução do ensaio é controlada em termos de deslocamentos ou em termos de força.

Ensaios de corte

Os ensaios de corte em provetes constituídos por dois blocos sobrepostos, com ou sem interposição de argamassa entre eles (Figura 4.7), permitem caracterizar a evolução da tensão de tangencial na junta τ mobilizada com o deslocamento horizontal γ, mantendo a tensão normal constante ao longo do ensaio, e avaliar a rigidez de corte k_s para uma dada tensão normal.

Para além da informação referida no parágrafo anterior estes ensaios permitem também caracterizar a evolução do deslocamento normal com o deslizamento fornecendo deste modo informação adicional sobre a variação de volume e dilatância associada ao modo de rotura por corte.

Para tal aplica-se uma força *T* tangencial à junta gradualmente crescente que provoca corte segundo a superfície plana da junta, com área *A*, submetida a uma força constante *N* normal à junta (ver Figura 4.7) e registam-se os deslocamentos normal δ e de corte γ bem como os valores das forças F_V e F_h envolvidos no ensaio.

Comparando os resultados obtidos para os dois tipos de juntas (secas e argamassadas), observa-se que, no ensaio de corte realizado para diferentes níveis de tensão normal ($\sigma = F_v / A$), o comportamento exibido pelas juntas argamassadas caracteriza-se por um ramo linear inicial até ao pico de resistência ao corte, após o que apresenta um ramo de amolecimento até à resistência residual ao corte. Naturalmente, o valor máximo da tensão de corte ($\tau = F_h / A$) aplicada depende da tensão normal instalada e das ligações de aderência conferidas pela argamassa.

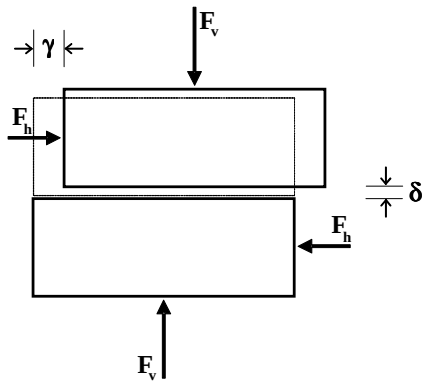


Figura 4.7: Esquematização do ensaio de corte.

No caso de juntas sem preenchimento (também designadas por juntas secas), como já referido no Capítulo 2, a evolução da resistência ao corte com o deslocamento tangencial poderá apresentar andamento caracterizado apenas por um ramo ascendente sendo o valor da resistência correspondente ao valor máximo atingido no ensaio (ou seja não é exibido comportamento de pico).

Assim, nas juntas de argamassa atingem-se valores da tensão de corte superiores, em resultado da coesão garantida pela ligação estabelecida pela argamassa.

De facto pode afirmar-se que as juntas preenchidas com argamassa não são verdadeiras descontinuidades pois o material que é interposto entre blocos constitui uma ligação contínua entre os blocos que, apesar da sua baixa resistência, não permite que os mesmos blocos funcionem isoladamente enquanto que as juntas secas são verdadeiras descontinuidades não resistindo a qualquer tipo de esforço de tracção.

Sendo conhecida a resistência ao corte mobilizada em cada ensaio de deslizamento, para cada nível de tensão normal considerado, é possível definir no plano $0\sigma\tau$ a envolvente de rotura através do clássico critério de Mohr-Coulomb e posteriormente calcular a coesão e o ângulo de atrito.

O ensaio de corte também permite obter informação sobre a variação de volume associada à rotura por corte, variação essa que se traduz por um deslocamento relativo normal às juntas δ com a tensão de corte mobilizada τ para um dado valor da tensão normal σ. Pode apresentar características de contracção ou dilatância, conforme a natureza do material das juntas, a geometria dos contactos e o valor da tensão normal σ usada no ensaio.

O fenómeno de dilatância verifica-se quando ocorre deslocamento normal no sentido da abertura da junta à medida que o deslocamento tangencial à junta progride, ou seja quando aumenta o volume do provete no ensaio de corte. Em geral este fenómeno diminui com o aumento do valor da tensão normal de compressão na junta e está relacionado com as condições de imbricamento das interfaces. Quando as interfaces rugosas estão perfeitamente imbricadas só é possível ocorrer deslocamento normal se ocorrer rotura da base das rugosidades ou deslocamento normal no sentido da abertura da junta (Campos e Matos, 1986). A ocorrência da dilatância é um factor importante no comportamento das estruturas de alvenaria por determinar uma modificação do estado de tensão que contraria o progresso da rotura favorecendo a segurança por aumento da tensão normal σ.

A ocorrência de contracção corresponde a uma diminuição de volume do provete durante o ensaio de corte motivada pela ocorrência de um deslocamento normal no sentido do fecho das juntas. A diminuição de volume verificada nos ensaios de corte deve-se essencialmente à compressibilidade do material das juntas.

Nos modelos constitutivos, ao serem desprezados os valores da dilatância, está-se do lado da segurança uma vez que o efeito da dilatância aumenta a compressão normal na junta e consequentemente aumenta a resistência ao corte.

Quando os fenómenos de contracção e dilatância nas juntas registam deslocamentos plásticos (irreversíveis) podem contribuir para aumentar a permeabilidade das juntas e acelerar o processo de degradação do material.

Nos parágrafos seguintes apresentam-se os resultados dos ensaios de corte realizados no contexto deste trabalho com o objectivo de avaliar os seguintes parâmetros do comportamento das juntas:

- Modos de rotura.
- Evolução da resistência ao corte com o deslocamento horizontal para diferentes patamares da tensão normal.
- Rigidez elástica de corte.
- Envolvente de Mohr-Coulomb máxima e residual.
- Ângulo de atrito inicial e residual.
- Coesão inicial.
- Evolução do deslocamento normal com o deslocamento horizontal.
- Variação de volume e ângulo de dilatância.
- Degradação de rigidez associada a ciclos sucessivos de deslizamento.

4.2.3.1 – a) Metodologia de ensaio de corte das juntas

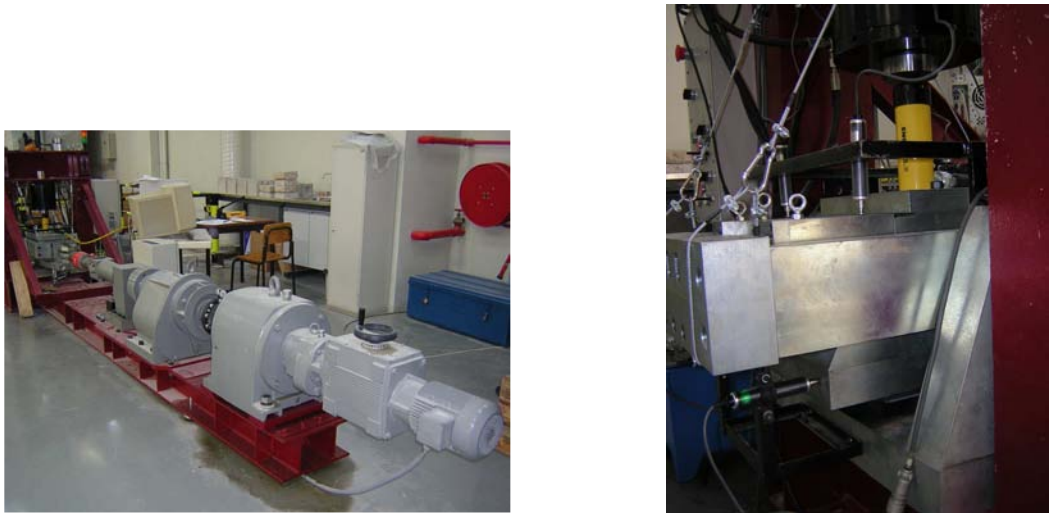
i) Descrição do equipamento

Os ensaios de corte e deslizamento das juntas secas e argamassadas da ponte de Vila Fria foram realizados num equipamento projectado na FEUP baseado numa estrutura constituída por perfis e peças metálicas que mobiliza as reacções necessárias ao actuador hidráulico que aplica a força normal e ao sistema mecânico para a força tangencial.

As descontinuidades a ensaiar são colocadas horizontalmente numa caixa de corte de 200x200 mm^2. A força normal é aplicada verticalmente de cima para baixo por um actuador hidráulico de 500 kN e a força tangencial é aplicada por um êmbolo accionado por um sistema mecânico com uma capacidade de 500 kN. A força normal é mantida constante durante o deslizamento da descontinuidade por meio de uma central hidráulica controlada automaticamente. As forças normal e tangencial possuem sistemas de controlo automático independentes que incluem células HBM. As forças são medidas por essas células, de compressão de 500 ou 150 kN, para a força normal, e de tracção/compressão de 500 ou 150 kN, para a força tangencial. Os deslocamentos são

medidos por transdutores de tipo resistivo da marca TML com uma amplitude de 10 mm, na direcção horizontal, e 5 mm na direcção vertical.

Nas Figuras 4.8-a e 4.8-b ilustram-se, respectivamente, o sistema mecânico horizontal e a caixa de corte da máquina de ensaio de corte das juntas. Na Figura 4.9 ilustra-se o esquema de aplicação de forças (a vermelho) e de conteúdo de deslocamentos (a verde) na caixa de corte.



a) b)

Figura 4.8: Máquina de ensaio de deslizamento das juntas. Vista Geral (a) e pormenor da caixa de corte (b).

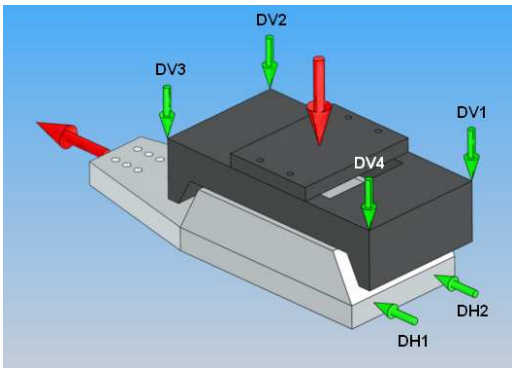


Figura 4.9: Esquematização da aplicação de forças (a vermelho) e de leitura de deslocamentos (a verde) na caixa de corte.

Todas as medições são efectuadas por um sistema de controlo e aquisição Hewlett-Packard. O procedimento do ensaio é comandado por um programa de computador, especialmente concebido para o efeito. O programa apresenta os gráficos requeridos por cada tipo de teste, controla as medições em cada patamar de leitura e guarda esses resultados.

ii) Procedimentos do ensaio

As amostras são constituídas por dois blocos colocados sobrepostos na caixa de corte. O ensaio inicia-se com a fase de pré-carga vertical até se atingir a tensão normal nas juntas pretendida que é mantida constante ao longo do ensaio. Na fase seguinte aplicam-se as forças de corte que originam deslizamento da interface. Ao longo do ensaio as forças e os deslocamentos são registados permitindo deste modo a caracterização do comportamento da amostra.

4.2.3.1 – b) Ensaios de corte das juntas argamassadas

i) Identificação das amostras e dos ensaios em juntas argamassadas

Para os ensaios de juntas argamassadas foram usadas amostras de pedra com dimensões paralelepipédicas com 200x200x75 mm sendo o contacto entre as duas pedras estabelecido entre as faces de maior área ligando-as por uma camada de argamassa de alvenaria hidrofugada do tipo do usado na obra (ver secção 4.2.2) e com idêntica espessura (aproximadamente 7 mm), como ilustra a Figura 4.10.

A rugosidade dessas superfícies de pedra foi também idêntica à dos blocos usados na obra, tendo-se registado uma amplitude de 1 mm de acordo com o perfil de rugosidades proposto por Barton e Choubey (1977).



Figura 4.10: Pormenor de um provete com juntas argamassadas antes de ser usado nos ensaios de corte.

Durante o tempo de cura, de aproximadamente dez semanas, os provetes permaneceram em ambiente de laboratório, na nave do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP.

Foram usados dezanove provetes, tendo cada um deles sido submetido a um único ensaio de corte e quatro deles submetidos a um ensaio subsequente de deslizamento, considerando os valores da tensão normal incluídos na Tabela 4.5 juntamente com os dados de identificação de cada provete. Com esta gama de valores de tensão normal procurou-se cobrir um razoável intervalo de valores

correntes nos elementos de alvenaria de pedra; o valor mais baixo (0.02 MPa) destinou-se a configurar uma situação próximo da tensão normal nula, dado ser extremamente difícil de mobilizar em ensaios com tensão normal zero.

Tabela 4.5: Identificação dos ensaios de corte e de deslizamento em juntas argamassadas, dos provetes e da tensão normal.

Nº do Ensaio	Identificação do Provete	Tensão Normal (MPa)	Observações:
E1	JA14	0.02	Ensaio de corte
E2	JA19	0.02	Ensaio de corte
E3	JA10	0.2	Ensaio de corte
E4	JA11	0.2	Ensaio de corte
E5	JA13	0.2	Ensaio de corte
E5d	JA13	0.2	Ensaio de deslizamento
E6	JA1	0.4	Ensaio de corte
E7	JA2	0.4	Ensaio de corte
E8	JA5	0.4	Ensaio de corte
E9	JA15	0.4	Ensaio de corte
E9d	JA15	0.4	Ensaio de deslizamento
E10	JA3	0.8	Ensaio de corte
E11	JA6	0.8	Ensaio de corte
E12	JA9	0.8	Ensaio de corte
E13	JA12	0.8	Ensaio de corte
E13d	JA12	0.8	Ensaio de deslizamento
E14	JA17	0.8	Ensaio de corte
E15	JA4	1.2	Ensaio de corte
E16	JA7	1.2	Ensaio de corte
E17	JA8	1.2	Ensaio de corte
E18	JA16	1.2	Ensaio de corte
E19	JA18	1.2	Ensaio de corte
E19d	JA18	1.2	Ensaio de deslizamento

ii) Modos de rotura

Todas as amostras exibiriam rotura pela interface bloco-argamassa tendo-se registado três padrões típicos para este modo de rotura conforme ilustrado na Figura 4.11 e descritos nos parágrafos seguintes.

Modo 1: No primeiro modo de rotura o destacamento verifica-se integralmente na interface entre a argamassa e o bloco superior, ficando toda a argamassa presa na parte inferior da amostra.

Modo 2: No segundo modo o plano de rotura envolve as duas interfaces entre a argamassa e os blocos (o superior e inferior), atravessando a argamassa numa zona próxima do contorno da amostra. Neste caso, como se verifica na Figura 4.11, a interface entre a argamassa e o bloco superior é maioritariamente afectada ficando apenas uma pequena franja de argamassa junto à face entre a argamassa e o bloco inferior. Esta pequena faixa de argamassa pode permanecer ou destacar-se da superfície do bloco depois do ensaio como foi comprovado suceder nalguns ensaios.

Modo 3: No terceiro modo de rotura ocorre destacamento nas interfaces entre a argamassa e os blocos superior e inferior numa distribuição de sensivelmente ⅔ para o bloco superior e ⅓ para o bloco inferior.

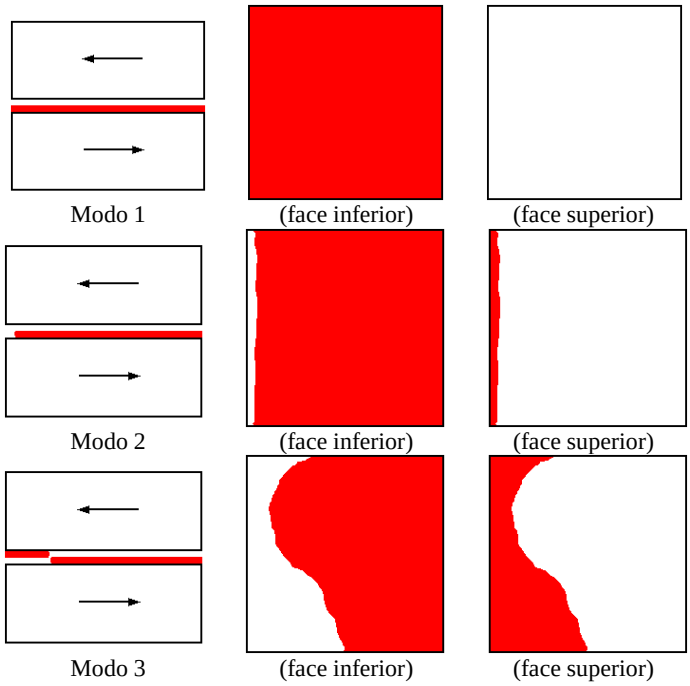


Figura 4.11:Modos de rotura exibidos nos ensaios de corte em juntas argamassadas.

O aspecto das juntas após o ensaio de corte e correspondente identificação do modo de rotura encontra-se registado no Anexo 4.1. Na Figura 4.12 ilustra-se a título de exemplo o aspecto da amostra JA2 após o ensaio de corte (E7) no qual se registou um modo de rotura do tipo 3.



(Provete JA2) (vista da face inferior da junta) (vista da face superior da junta)

Figura 4.12: Aspecto do provete após ensaio de corte.

iii) Evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal

No gráfico da Figura 4.13-a apresenta-se a evolução da tensão de corte τ em função do deslocamento horizontal γ registada no ensaio 18, e na Figura 4.13-b o correspondente comportamento deformacional da junta em termos da evolução do deslocamento normal ao longo do escorrega-

mento ocorrido durante o ensaio. Nos Anexos 4.2 e 4.3, podem ser consultados os gráficos registados nos restantes ensaios efectuados nesta campanha.

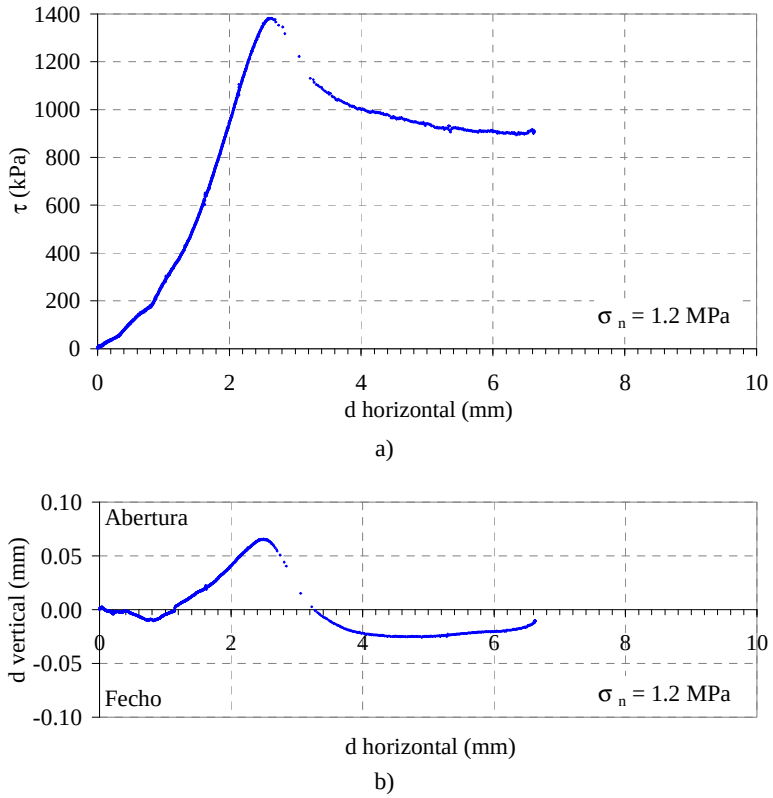


Figura 4.13: Curvas experimentais de comportamento em corte (a) e evolução do deslocamento normal com o deslocamento tangencial (b) de juntas argamassadas do ensaio 18 (JA16) para $\sigma_n = 1.2\ MPa$.

A evolução da tensão de corte τ mobilizada no decorrer do ensaio em função do deslocamento horizontal γ apresenta em regra o andamento caracterizado por quatro ramos que denotam, cada um, uma fase distinta do comportamento experimentado.

A fase inicial do ensaio, que na evolução (τ,γ) é caracterizada por um ramo com baixa inclinação, corresponde ao ajuste entre a amostra e máquina de ensaio que se verifica quando se inicia a aplicação do deslocamento horizontal. Neste contexto, para a aferição dos parâmetros de comportamento ao corte das juntas, o deslocamento horizontal foi corrigido subtraindo, ao valor do escorregamento medido γ, o valor correspondente ao deslocamento motivado pelo ajuste entre a amostra e a máquina γ_{maq}, observado na fase inicial do ensaio e determinado de acordo com os critérios que serão descritos no ponto seguinte.

Em relação às três fases seguintes, tal como o esperado para as juntas preenchidas com argamassa, a evolução da tensão de corte τ em função do deslocamento tangencial nas juntas γ apre-

senta em regra o andamento caracterizado por um ramo inicial ascendente até ser atingido um valor máximo da tensão tangencial $\tau_{máx}$, após o qual diminui, tendendo para o valor que se designa por resistência ao corte residual τ_r. A resistência máxima corresponde ao ponto no qual se inicia a desorganização da estrutura da argamassa utilizada no preenchimento da junta. Esta parcela da resistência depende da resistência à tracção e das ligações de aderência conferidas pela argamassa. Quando prossegue o deslocamento tangencial o material já degradado rola entre os dois blocos em que se divide a peça ensaiada, tendendo a formar uma camada granular que estabelece as características de atrito, das quais dependem, em grande parte, o valor da resistência ao corte residual.

O estado de tensão na superfície pela qual se dá o escorregamento no ensaio de corte não é, em regra, uniforme sendo fortemente dependente das condições de contacto entre a argamassa e o bloco e também das condições de condução do ensaio. Para além disso, a área efectiva de contacto vai-se alterando (diminui) no decorrer do ensaio pelo que a tensão mobilizada é afectada (aumenta) por este parâmetro; no entanto este acréscimo da tensão de corte apenas se torna importante na fase final, correspondente ao patamar de deslizamento, podendo ser considerado desprezável nas fases elástica e de amaciamento (Oliveira, 2003). Assim, no contexto deste trabalho a correcção da tensão de corte devido à variação da área efectiva de contacto não foi considerada tendo sido considerada a hipótese (simplificativa) de que a área de contacto é constante.

Em relação ao comportamento deformacional, de acordo com as observações do deslocamento vertical nas juntas (Figura 4.13-b), na fase inicial (pré-pico) verifica-se ser dilatante (abertura) e, após se ter iniciado o ramo de amolecimento, o deslocamento na direcção normal da junta passa a ser de contracção (fecho). Na fase pré-pico do ensaio, para um determinado patamar de tensão normal, verifica-se que à medida que o deslocamento vertical aumenta (abertura), a taxa de deformação horizontal tende diminuir, o que denota o efeito favorável motivado pelo acréscimo da tensão normal mobilizada devido ao movimento dilatante das juntas.

iv) Parametrização e ajuste (teórico) da resposta observada

A estratégia seguida no sentido de descrever o comportamento experimentado pelos provetes de juntas argamassadas nos ensaios de corte, consistiu em identificar as diferentes fases do ensaio, de acordo com exposto nos parágrafos anteriores, ajustando ao comportamento registado funções (lineares ou exponenciais) pelo método dos mínimos quadrados.

Neste contexto, consideraram-se representativas do comportamento das juntas apenas as três últimas fases referidas anteriormente: fase linear elástica (pré-pico), ramo de amaciamento e patamar residual).

Assim, começou-se por ajustar uma função linear ao ramo que antecede o pico (fase 2 do ensaio) e com base nesta determinar o deslocamento correspondente a tensão nula. Este valor da abcissa, correspondente à ordenada nula da função linear, denominado no contexto deste trabalho por γ_{maq}, foi posteriormente usado para corrigir os valores do deslocamento horizontal medido subtraindo-lhe o valor do deslocamento γ_{maq}.

Deste modo a fase de pré-pico é descrita à custa de uma única função linear com ordenada na origem a partir da qual é possível determinar a rigidez de corte elástica (secante).

Em relação à fase pós-pico, foram considerados dois tipos de funções para descrever o comportamento registados nas curvas experimentais; num dos casos foi considerada uma aproximação por três troços rectos, dois correspondentes à fase de amaciamento e o terceiro ao patamar residual, no outro caso, as fases de amaciamento e patamar residual foram aproximadas por uma função exponencial.

Na Tabela 4.6 apresentam-se os valores da resistência ao corte máxima $\tau_{máx}$ e residual τ_{res} e os correspondentes valores da tensão normal $\sigma_{n(\tau_{máx})}$ e $\sigma_{n(\tau_{res})}$, registados respectivamente na fase de pico e na fase residual, bem como os correspondentes valores do deslocamento máximo (já corrigido, subtraindo o valor γ_{maq}) e da rigidez de corte em fase elástica, γ_{el} e k_{sel}, respectivamente.

Na Tabela 4.6 incluem-se ainda os valores do ângulo de dilatância, determinados a partir do valor médio da tangente à curva (d_v, d_h) registada nos ensaios, sendo os valores registados na oitava coluna correspondentes a um ângulo de dilatância positivo que indica que o deslocamento na direcção normal da junta é de abertura i^+, ou seja que corresponde a um comportamento dilatante, e na última coluna i^- correspondente a fecho da junta, i.e. contracção.

Com base nos pares de valores da tensão normal e de corte, de pico e residuais, ($\sigma_{n(\tau_{máx})}, \tau_{máx}$) e ($\sigma_{n(\tau_{res})}, \tau_{res}$) foram determinadas, respectivamente, as envolventes de Mohr-Coulomb máxima (ou de pico) e residual, que se apresentam na Figura 4.14.

Na Figura 4.14 apresentam-se também as correspondentes expressões analíticas, a partir das quais é possível identificar os valores dos ângulos de atrito inicial e residual, da coesão inicial e do coeficiente de correlação, correspondente ao ajuste da recta de Mohr-Coulomb aos valores considerados. As expressões analíticas das rectas de Mohr-Coulomb estão também definidas nas equações (4.3) e (4.4), em termos do ângulo de atrito e da coesão.

$$\tau = \sigma \tan 40.8^o + 209.2 \tag{4.3}$$

$$\tau_r = \sigma \tan 36.8^o \tag{4.4}$$

Tabela 4.6: Resultados dos ensaios de corte em provetes de juntas argamassadas.

N.º do Ensaio (Provete)	Tensão Normal		Tensão Tangencial		Deslocamento	Rigidez	Dilatância	
	$\sigma_{n(\tau_{máx})}$ (kPa)	$\sigma_{n(\tau_{res})}$ (kPa)	$\tau_{máx}$ (kPa)	τ_{res} (kPa)	γ_{el} (mm)	$k_{s_{el}}$ (kPa/mm)	i^+ (º)	i^- (º)
E1 (JA14)	0	0	246	7	1.30	189	18	-38
E2 (JA19)	0	0	203	18	1.74	117	18	-36
E3 (JA10)	201	200	353	205	1.04	339	4	-5
E4 (JA11)	201	202	296	168	0.95	313	10	-14
E5 (JA13)	205	224	335	202	1.23	272	2	-5
E6 (JA1)	401	396	733	340	1.06	691	8	-12
E7 (JA2)	396	398	695	343	1.09	638	8	-13
E8 (JA5)	407	398	520	280	1.43	363	4	-8
E10 (JA3)	806	714	986	544	1.77	557	10	-16
E11 (JA6)	801	728	660	528	2.09	316	8	-12
E12 (JA9)	842	745	973	609	1.90	513	4	-9
E13 (JA12)	815	798	967	625	1.69	572	6	-9
E14 (JA17)	840	747	786	553	1.90	414	5	-7
E15 (JA4)	1208	1107	1320	770	1.72	767	3	-7
E16 (JA7)	1211	1115	1025	822	1.97	520	4	-6
E17 (JA8)	1186	1132	1057	822	1.60	662	18	-20
E18 (JA16)	1203	1172	1384	905	1.83	757	5	-10
E19 (JA18)	1204	1204	1544	866	2.03	760	7	-13

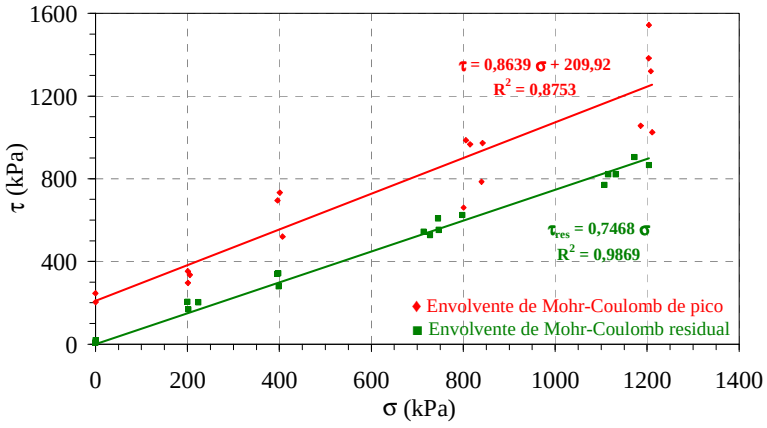


Figura 4.14: Envolvente de Mohr-Coulomb de pico e residual.

Em relação à fase pós-pico (ramo de amaciamento), como referido anteriormente, foram considerados dois tipos de funções para descrever o comportamento registado nas curvas experimentais: nomeadamente troços rectos e funções exponenciais.

Na Figura 4.16-a apresenta-se, para a amostra JA16, o resultado da aproximação da fase pós-pico ajustada por três troços rectos. Deste modo à fase de amaciamento e ao patamar residual correspondem três valores da rigidez tangencial, $k_{s_{soft1}}$, $k_{s_{soft2}}$ e $k_{s_{soft3}}$. Os valores de $k_{s_{soft1}}$, $k_{s_{soft2}}$ correspondem à fase de amaciamento e apresentam-se na Tabela 4.7 juntamente com os valores das tensões e dos deslocamentos que estabelecem o início e final de cada troço. Quanto à rigidez $k_{s_{soft3}}$ que corresponde ao patamar residual (com tensão resistente constante) o seu valor corresponde a zero. Na Figura 4.15 apresenta-se uma esquematização das curvas teóricas e correspondentes parâmetros definidos de acordo com os critérios referidos anteriormente.

Quanto à aproximação exponencial, foi considerada a função definida na equação (4.5) na qual τ_r representa a resistência ao corte residual, τ_0 a resistência ao corte de pico, γ_e o deslocamento elástico, τ e γ, respectivamente, a tensão e o deslocamento tangenciais da junta. De acordo com (Lourenço, 1996) G_{II} representa a energia de fractura do modo II que no contexto desta aproximação foi definida de modo a ajustar a curva experimental registada.

$$\tau = \tau_r + (\tau_0 - \tau_r)\, e^{\frac{\tau_0}{G_{II}}(\gamma - \gamma_e)} \tag{4.5}$$

No gráfico da Figura 4.16-b apresenta-se a curva teórica ajustada ao comportamento registado no ensaio 18 de acordo com os critérios referidos no parágrafo anterior. Nos Anexos 4.4 e 4.5 podem ser consultados os gráficos das funções teóricas ajustadas às fases linear e pós-pico de todos os ensaios efectuados no contexto deste trabalho.

Na Tabela 4.7 apresentam-se os valores do parâmetro G_{II} usado para definir a curva exponencial de acordo com a equação (4.5) em cada um dos ensaios, apresentando-se também o valor do deslocamento horizontal γ_{softA} que define o início do patamar residual.

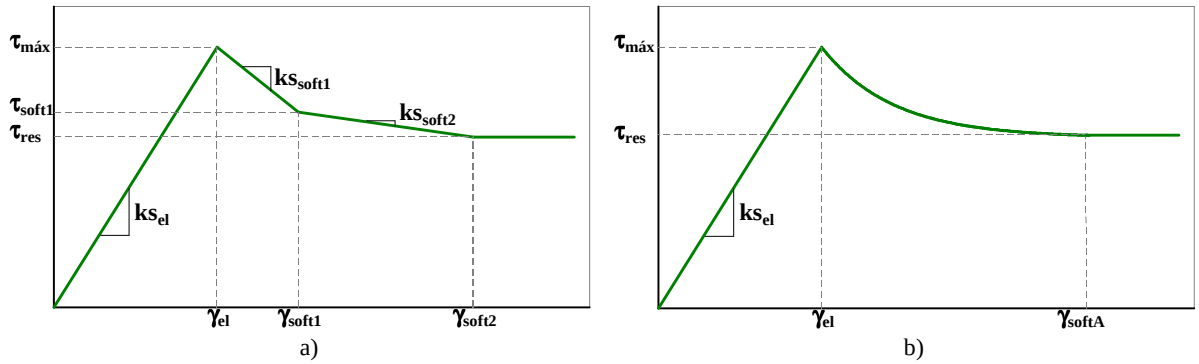
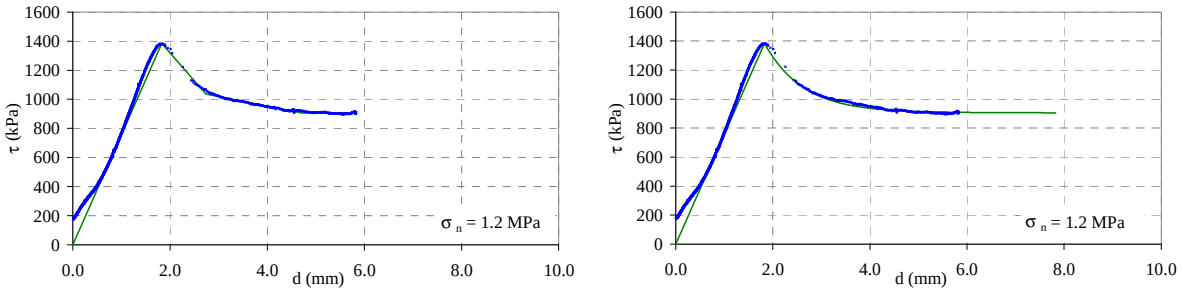


Figura 4.15: Esquematização dos parâmetros que definem as curvas teóricas de comportamento em corte considerando a aproximação dos ramos de amaciamento por troços rectos (a) e exponenciais (b).



a) b)

Figura 4.16: Curvas experimentais de comportamento em corte e aproximação dos ramos de amaciamento por troços rectos (a) e exponenciais (b) do ensaio 18 (JA16) para $\sigma_n = 1.2\ MPa$.

Para além dos critérios já referidos para determinar os parâmetros teóricos do comportamento ao corte apresentados nos parágrafos anteriores, foram comparados os valores da energia dissipada no sentido de minimizar a diferença entre os correspondentes às curvas experimentais e às curvas teóricas. Neste contexto, na Tabela 4.8 são apresentados os valores da energia dissipada, referentes às curvas experimentais e às curvas teóricas, separando as parcelas relativas à fase pré-pico das parcelas correspondentes à fase pós-pico.

Tabela 4.7: Parâmetros dos ramos de amaciamentos ajustados por dois troços rectos (a) e por um troço exponencial (b).

	a)				b)	
Ensaio (Provete)	γ_{soft1} (mm)	γ_{soft2} (mm)	$k_{s_{soft1}}$ (kPa/mm)	$k_{s_{soft2}}$ (kPa/mm)	γ_{softA} (mm)	G_{II} (kPa·mm)
1 (JA14)	1.91	2.75	305	63	3.85	80
2 (JA19)	2.38	3.00	224	67	4.09	60
3 (JA10)	1.58	2.67	198	38	3.84	170
4 (JA11)	1.44	2.39	164	50	4.01	160
5 (JA13)	1.66	2.79	213	36	3.63	100
6 (JA1)	1.65	2.96	584	37	3.84	300
7 (JA2)	1.60	2.85	583	44	3.08	220
8 (JA5)	1.94	3.66	366	32	5.38	250
10 (JA3)	2.68	3.55	421	68	5.17	477
11 (JA6)	3.53	5.10	60	29	8.99	800
12 (JA9)	3.09	4.89	232	49	7.72	950
13 (JA12)	2.55	3.84	340	38	5.21	550
14 (JA17)	3.77	6.10	92	26	10.27	1050
15 (JA4)	2.73	5.11	404	60	8.19	1100
16 (JA7)	3.53	5.01	106	26	7.63	1000
17 (JA8)	2.57	3.42	189	59	5.77	650
18 (JA16)	2.74	4.70	380	67	7.83	1100
19 (JA18)	4.39	6.09	264	32	8.68	1400

Tabela 4.8: Parâmetros de ajuste e correcção das curvas de corte, energia de deformação (a) e deslocamento horizontal de ajuste entre a máquina e o provete γ_{maq} (b).

	a)								b)
Ensaio	Energia de deformação elástica			Energia de deformação na fase pós-pico					γ_{maq}
	Experimental	Aprox. linear	Variação	Experimental	Aprox. linear	Variação	Aprox. expon.	Variação	
(Provete)	(kPa·mm)	(kPa·mm)	(%)	(kPa·mm)	(kPa·mm)	(%)	(kPa·mm)	(%)	(mm)
E1 (JA14)	377	160	-58	136	124	-9	90	-34	2.75
E2 (JA19)	375	177	-53	174	115	-34	84	-52	2.00
E3 (JA10)	252	183	-27	1200	1201	0	1199	0	1.09
E4 (JA11)	183	140	-23	801	810	1	815	2	0.26
E5 (JA13)	226	206	-9	612	540	-12	519	-15	1.99
E6 (JA1)	427	388	-9	1354	1307	-3	1307	-3	0.93
E7 (JA2)	527	379	-28	1349	1287	-5	1260	-7	1.79
E8 (JA5)	518	372	-28	1327	1307	-2	1300	-2	1.01
E10 (JA3)	1107	873	-21	1694	1646	-3	1606	-5	1.27
E11 (JA6)	921	689	-25	1834	1960	7	1960	7	0.46
E12 (JA9)	1187	924	-22	2409	2395	-1	2389	-1	2.11
E13 (JA12)	878	817	-7	2828	2799	-1	2793	-1	0.78
E14 (JA17)	901	746	-17	3018	3109	3	3069	2	0.11
E15 (JA4)	1854	1135	-39	3338	3399	2	3334	0	3.46
E16 (JA7)	1335	1010	-24	3238	3257	1	3235	0	1.89
E17 (JA8)	1012	843	-17	1910	1948	2	1932	1	1.69
E18 (JA16)	1388	1264	-9	4074	4031	-1	3999	-2	0,80
E19 (JA18)	1604	1567	-2	6490	6781	4	6486	0	0,53

v) Identificação de parâmetros de modelação

A estratégia seguida para validar o modelo constitutivo de comportamento das juntas JOINT_SOFT_CY_T, descrito em detalhe no Capítulo 5 e usado para os casos práticos apresentados neste trabalho, teve como base as curvas experimentais e os resultados dos ensaios laboratoriais apresentados neste capítulo.

De acordo com o exposto no Capítulo 5, o modelo JOINT_SOFT_CY_T é controlado na direcção de corte pelos seguintes parâmetros:

- Rigidez tangencial elástica de corte, k_s
- Lei monotónica de corte (τ, γ) definida para uma dada tensão normal de referência, *tras1*
- Rigidez tangencial elástica de deslizamento, k_{sr}
- Lei monotónica de deslizamento (τ, γ) definida para a tensão normal de referência, *tras2*

- Posição do vértice da superfície de cedência, *pnor*
- Tensão normal de referência, τ_{nref}
- Resistência à tracção, f_t

A evolução (τ, γ), *tras1*, é definida, de acordo com as observações experimentais, com o intuito de representar as três fases que caracterizam o comportamento monotónico em corte (fase elástica, fase de amaciamento e patamar residual) e a sua dependência com o nível de tensão normal instalado na junta. Para tal é definida para uma tensão normal de referência, τ_{nref}, e actualizada para diferentes valores da tensão normal através da relação expressa pela envolvente de Mohr-Coulomb.

No contexto deste trabalho foi considerada a tensão de referência de 520 kPa. Este valor corresponde ao valor médio das tensões normais usadas nos ensaios de corte sendo também um valor médio esperado para o nível de tensão normal actuante nas juntas na ponte de Vila Fria sob a acção do seu peso.

v.1) Fase elástica

O ramo linear elástico que define a evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal desde a origem até ao valor de pico $(\tau_{máx}, \gamma_{els})$ e ao qual corresponde a rigidez elástica linear, k_{els}, foi determinado atendendo à evolução dos valores de pico da resistência ao corte e correspondente deslocamento horizontal $(\tau_{máx}, \gamma_{els})$ em função do nível de tensão normal instalado na junta. Para o efeito determinaram-se os valores médios daqueles parâmetros, $\tau_{máx}$ e γ_{els}, para cada nível de tensão normal e, usando o método dos mínimos quadrados, avaliaram-se as funções de regressão linear para as evoluções $(\tau_{máx}, \sigma_n)$ e (γ_{els}, σ_n) determinando-se, em seguida os valores de $\tau_{máx}$ e γ_{els} e a rigidez de corte elástica k_{els} correspondente ao par de valores $\tau_{máx}$ e γ_{els} para a tensão de referência considerada (520 kPa).

Nas primeiras cinco colunas da Tabela 4.9, apresentam-se os valores médios da tensão máxima de corte, do deslocamento e rigidez elásticos; na última coluna incluem-se os valores estimados por regressão linear, de $\tau_{máx}$ e γ_{els}, para a tensão normal de referência e a correspondente rigidez de corte elástica k_{els}. Assim, a lista de valores de k_{els} na Tabela 4.9-a serve apenas para enquadramento do valor estimado.

Na Figura 4.17 ilustram-se os gráficos referentes às evoluções daqueles parâmetros com a tensão normal de acordo com os procedimentos referidos nos parágrafos anteriores, incluindo-se tam-

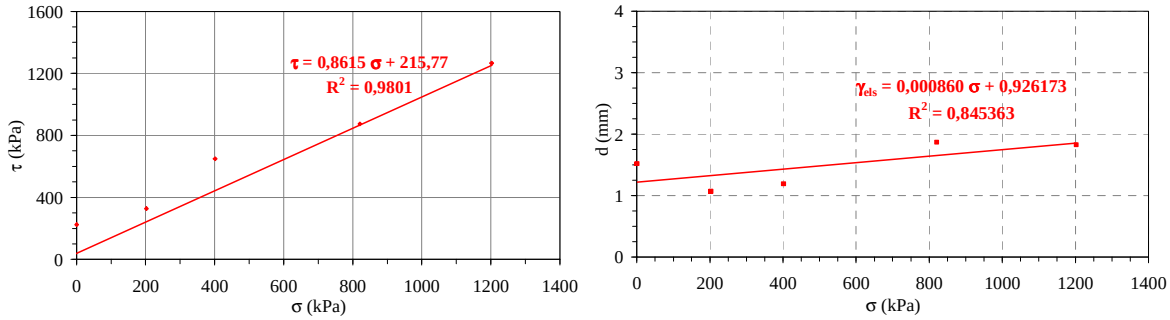
bém (na mesma figura) as funções obtidas por regressão linear e os correspondentes parâmetros de correlação relativos às variáveis indicadas.

A envolvente de Mohr-Coulomb relativa aos valores médios dos ensaios por patamar de tensão normal é neste caso definida pela condição (4.6).

$$\tau = \sigma \tan 40.7^{o} + 216 \tag{4.6}$$

Tabela 4.9: Parâmetros elásticos do modelo de comportamento ao corte das juntas.
Valores médios (a) e estimados por regressão linear (b).

		a)					b)
σ_n	(kPa)	0	202	401	821	1202	520
$\tau_{máx}$	(kPa)	225	328	649	874	1266	664
γ_{els}	(mm)	1.52	1.07	1.19	1.87	1.83	1.49
k_{els}	(kPa/mm)	153	308	564	474	694	444



a) b)

Figura 4.17: Evolução dos valores médios da resistência ao corte máxima (a) e do deslocamento elástico (b) com a tensão normal.

A tensão normal de tracção correspondente à posição inicial do vértice do cone que define a superfície de cedência de Mohr-Coulomb, $PNOR_0$, determinada a partir da envolvente relativa aos valores médios dos ensaios por patamar de tensão normal (Figura 4.17-a) corresponde a 251 kPa.

v.2) Fase pós-pico

Para a fase pós-pico foram consideradas as duas opções para descrever o amaciamento da resistência ao corte, já referidas no ponto 4.2.3.1, consistindo uma delas em três ramos lineares e a outra num ramo exponencial.

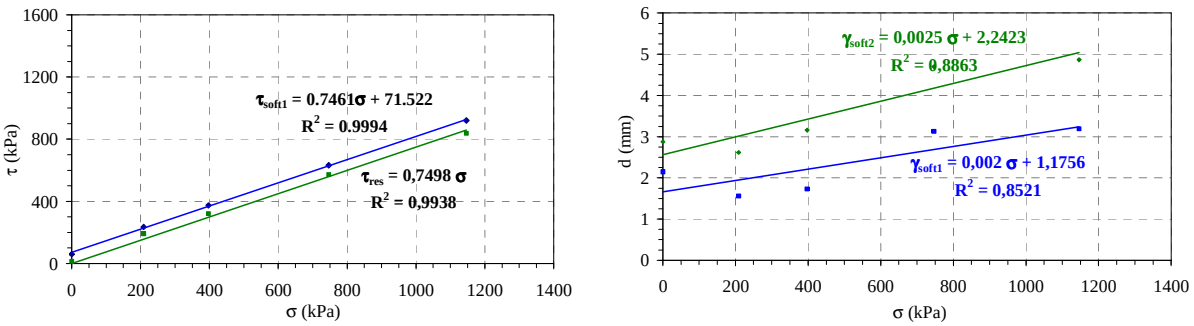
A definição dos dois ramos de amaciamento da lei de comportamento *tras1* seguiu um procedimento idêntico ao indicado para a fase linear elástica. Assim, foram considerados os níveis de

tensão normal correspondentes às gamas de 200, 400, 800 e 1200 kPa, para os quais se determinaram os valores médios das tensões de corte e dos deslocamentos que determinam o final de cada ramo de amaciamento, $\tau_{máx}$, τ_{soft1}, τ_{res}, γ_{els}, γ_{soft1} e γ_{soft2}. Seguidamente foram ajustadas as rectas de tendência que determinam as evoluções daqueles parâmetros com a tensão normal, com base nos quais se estimaram os valores das tensões e deslocamentos tangenciais para a tensão de referência e os correspondentes valores da rigidez, k_{soft1} e k_{soft2}.

Os valores médios dos parâmetros referidos no parágrafo anterior (τ_{soft1}, τ_{res}, γ_{soft1} e γ_{soft2}) estão apresentados na Tabela 4.10 juntamente com os valores correspondentes das rigidezes k_{soft1} e k_{soft2}, ilustrando-se na Figura 4.18 os gráficos referentes às evoluções das tensões tangenciais τ_{soft1} e τ_{res} e dos deslocamentos γ_{soft1} e γ_{soft2} com a tensão normal registada no início da fase de amaciamento, bem como, as funções obtidas por regressão linear e os correspondentes parâmetros de correlação.

Tabela 4.10: Parâmetros de amaciamento do modelo de comportamento ao corte das juntas. Valores médios (a) e estimados por regressão linear (b).

		a)					b)
σ_n	(kPa)	0	209	397	746	1146	520
τ_{soft1}	(kPa)	60	235	374	632	921	433
τ_{res}	(kPa)	13	192	321	572	837	390
γ_{soft1}	(mm)	2.15	1.56	1.73	3.12	3.19	2.38
γ_{soft2}	(mm)	2.88	2.62	3.16	4.70	4.87	3.69
k_{soft1}	(kPa/mm)	264	191	511	229	269	261
k_{soft2}	(kPa/mm)	65	41	38	42	49	33



a) b)

Figura 4.18: Evolução dos valores médios das tensões τ_{soft1} e τ_{res} (a) e dos deslocamentos γ_{soft1} e γ_{soft2} (b) com a tensão normal.

A aproximação da fase pós-pico por um ramo exponencial teve como base os valores médios do parâmetro G_{II} apresentado na Tabela 4.11 para cada patamar de tensão normal, usando-se neste caso os valores médios da tensão normal registados no início da fase de amaciamento de cada ensaio de corte. Na Figura 4.19 ilustra-se a evolução de G_{II} com a tensão normal bem como os parâmetros de regressão linear.

Tabela 4.11: Parâmetros de amaciamento exponencial do modelo de comportamento ao corte das juntas. Valores médios (a) e estimados por regressão linear (b).

	a)					b)
σ_n (kPa)	0	209	397	746	1146	520
G_{II} (kPa·mm)	70	143	257	765	1050	461

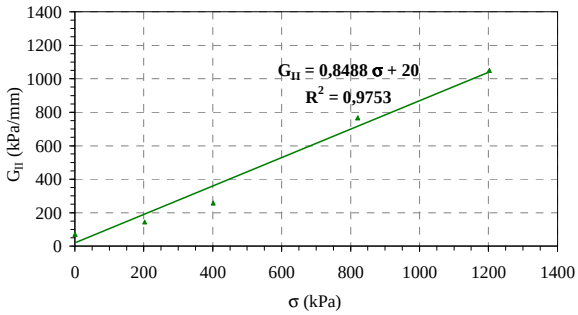
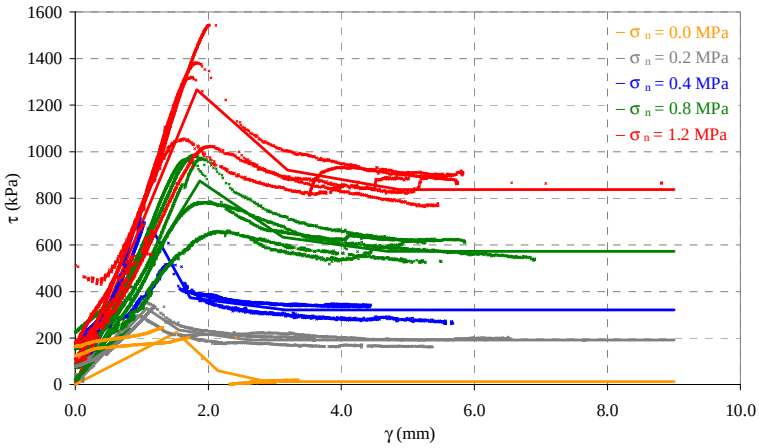


Figura 4.19: Evolução dos valores médios do parâmetro G_{II} com a tensão normal.

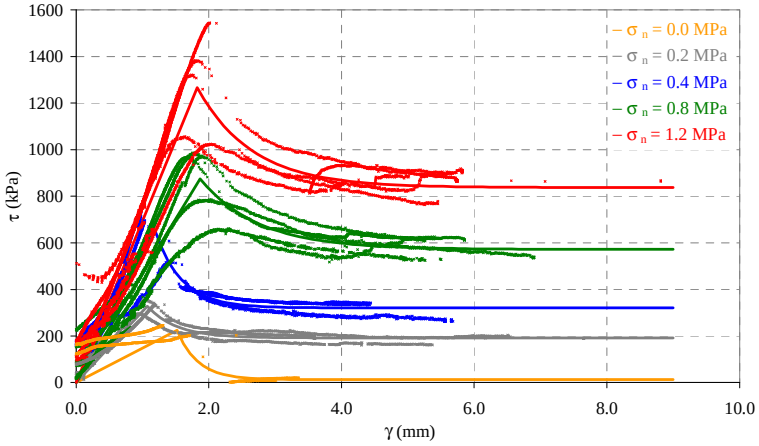
Na Figura 4.20 ilustram-se os gráficos correspondentes às curvas de corte experimentais e às curvas de corte médias definidas de acordo com os critérios apresentados nos parágrafos anteriores.

As leis de comportamento (τ,γ), que foram definidas subsequentemente, para a tensão normal de referência de 520 kPa, ilustram-se nas Figuras 4.21-a e 4.21-b, respectivamente, para aproximação da fase pós-pico por troços rectos e por troços exponenciais, que correspondem ao parâmetro de entrada tras1 no modelo JOINT_SOFT_CY_T.

No Capítulo 5 apresentam-se os resultados da simulação dos ensaios de corte apresentados nos parágrafos anteriores. Com base nos resultados aí apresentados (ver secção 5.4.6.1) discutem-se os aspectos específicos da resposta obtida através do modelo constitutivo JOINT_SOFT_CY_T usando as curvas teóricas da Figura 4.21 como parâmetros de entrada do modelo.

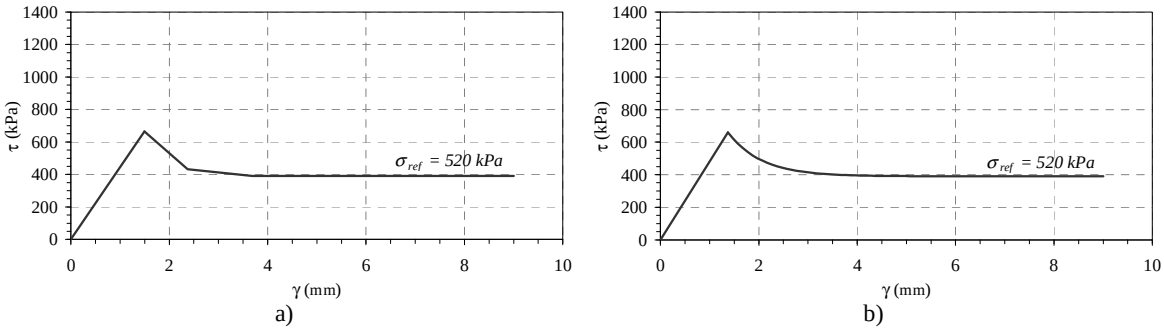


a)



b)

Figura 4.20: Variação da tensão de corte. Curvas experimentais (a tracejado) e curvas experimentais médias (a cheio) considerando o ramo de amaciamento trilinear (a) e exponencial (b).



a) b)

Figura 4.21: Lei de comportamento (τ,γ). Parâmetro de entrada *tras1* usado no modelo JOINT_SOFT_CY_T. Aproximação da fase pós-pico por troços rectos (a) e por funções exponenciais (b).

4.2.3.1 – c) Ensaios de deslizamento em juntas argamassadas. Resposta residual ao corte

O comportamento residual das juntas argamassadas ao corte foi avaliado através da realização de ensaios de deslizamento usando alguns dos provetes previamente submetidos aos ensaios de corte descritos nos parágrafos anteriores. Na Tabela 4.5 estão identificados os provetes e os valores da tensão normal usados nos ensaios de deslizamento em juntas argamassadas, onde a identificação do provete aí incluída corresponde à mesma identificação usada nos ensaios de corte.

Na Figura 4.22 apresenta-se a evolução da tensão de corte τ com o deslocamento γ registada nos ensaios 13 e 13d, respectivamente, de corte e deslizamento, incluindo-se também as funções (lineares) que foram ajustadas ao andamento observado.

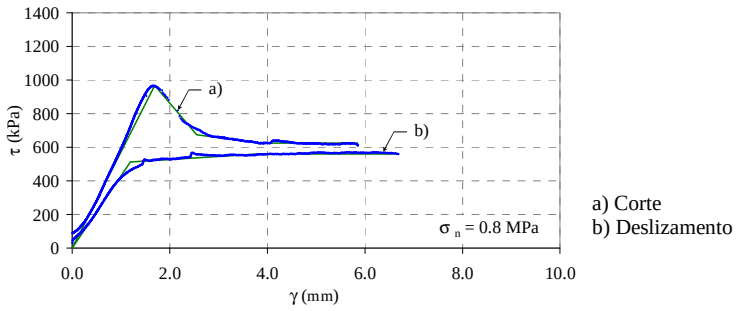


Figura 4.22: Curva experimental de comportamento em corte de juntas argamassadas. Ensaio 13d (JA12) para $\sigma_n = 0.8\ MPa$.

Nos ensaios de deslizamento em juntas preenchidas com argamassa, a evolução de τ em função da deformação por corte γ apresenta em regra o andamento caracterizado por um primeiro ramo linear elástico após o qual a taxa de crescimento da tensão tangencial com o deslocamento de corte diminui, tendendo aquela tensão para o valor residual da resistência ao corte τ_r. Neste caso, o comportamento da junta deixa de exibir a componente de pico relacionada com a coesão uma vez que as ligações de aderência e coesão na junta, estabelecidas pela argamassa, foram destruídas no ensaio de corte a que os provetes foram submetidos previamente.

Assim, a resistência exibida num ensaio de deslizamento corresponde essencialmente à componente de atrito na interface, pelo que depende essencialmente das características de rugosidade das interfaces e do nível de tensão normal instalado. Portanto, para um dado provete, pode ser comparada com a resistência residual exibida no ensaio de corte sob a mesma tensão normal. Procedendo então a esta comparação (para os ensaios 13 e 13d apresentados na Figura 4.22 e para os restantes ensaios incluídos no Anexo 4.6), verifica-se que, para um dado nível de tensão normal na junta, a resistência residual e a rigidez inicial exibidas no ensaio de deslizamento são menores que as observadas no ensaio de corte.

Esta situação, compreensível e até expectável, deve-se ao facto de nos ensaios de deslizamento não ser possível restabelecer as condições de contacto entre as duas faces da junta que existiam antes de se proceder ao ensaio de corte, resultando assim distintas, não só as características de adesão responsáveis pela resistência de pico e pelo ramo de amaciamento no ensaio de corte, como também as características de atrito que determinam a resistência residual.

Durante o ensaio de corte a argamassa interposta entre os blocos experimenta níveis de desagregação na superfície em que ocorrem os deslocamentos tangenciais impostos, que por sua vez, motivam menor imbricamento do contacto entre as faces no ensaio de deslizamento subsequente. Para além disso, o comportamento dilatante exibido durante o ensaio de corte evidencia que a espessura de argamassa existente na junta experimentou alguma desagregação plástica que é, também ela, responsável pela mobilização de uma menor resistência residual e pela diminuição da rigidez inicial verificada nos ensaios de deslizamento subsequentes.

Verifica-se também que a degradação da rigidez elástica, que se regista entre o ensaio de corte e o ensaio de deslizamento, é menor nos casos em que são aplicados níveis de tensão normal mais elevados, facto que evidencia o efeito favorável da tensão normal no estabelecimento das condições de contacto na junta no ensaio de deslizamento.

Os resultados experimentais foram ajustados por curvas teóricas caracterizadas por três ramos lineares. O primeiro corresponde ao ramo linear elástico desde a origem até ao valor limite elástico $(\tau_{els}, \gamma_{els})$, o segundo corresponde a uma fase de endurecimento e o último corresponde a um patamar de corte perfeitamente plástico caracterizado pela tensão de corte residual τ_{res}.

Na Tabela 4.12 apresentam-se os parâmetros de comportamento aferidos a partir da evolução da tensão tangencial com o deslocamento registada nos ensaios de deslizamento.

Tal como sucedeu anteriormente nos ensaios de corte também nos ensaios de deslizamento a fase inicial do ensaio foi caracterizada no diagrama (τ,γ) por um ramo com baixa inclinação, correspondente ao ajuste entre a amostra e máquina de ensaio.

Assim, as curvas (τ,γ) foram também corrigidas subtraindo ao valor do deslocamento horizontal medido o valor correspondente à primeira fase do ensaio, determinado de acordo com os critérios já apresentados para os ensaios de corte e aí identificado por γ_{maq}.

A lei de Mohr-Coulomb que traduz o comportamento exibido nos ensaios de deslizamento vem expressa pela equação (4.7) obtida por regressão linear a partir dos pares de valores (σ_n, τ_{res})

dos ensaios de deslizamento, a referida equação evidencia um valor menor do ângulo de atrito residual que o obtido nos ensaios de corte.

$$\tau = 0.729\,\sigma_n \tag{4.7}$$

Para a tensão normal de referência foram estimados os valores que constam na Tabela 4.12 referentes à rigidez elástica k_{els}, à rigidez de endurecimento k_{end} (2º ramo), à tensão tangencial elástica τ_{els} e à tensão residual de τ_{res}; a partir destes valores foi definida a curva de comportamento residual designada *tras2*.

Na Figura 4.23 ilustra-se então a lei de comportamento *tras2* (τ,γ), para a tensão normal de referência de 520 kPa a usar no modelo JOINT_SOFT_CY_T.

Tabela 4.12: Parâmetros de comportamento aferidos dos ensaios de deslizamento.

Nº do Ensaio (Provete)	σ_n (kPa)	τ_{els} (kPa)	τ_{res} (kPa)	γ_{els} (mm)	γ_{res} (mm)	k_{els} (kPa/mm)	k_{end} (kPa/mm)
E5d (JA13)	178	74	86	0.59	2.38	126	7
E9d (JA15)	384	341	372	2.21	4.98	155	11
E13d (JA12)	798	511	560	1.19	3.82	430	19
E19d (JA18)	1211	799	895	1.32	4.11	606	34
Valores estimados:	520	346	385	0.80	2.36	435	25

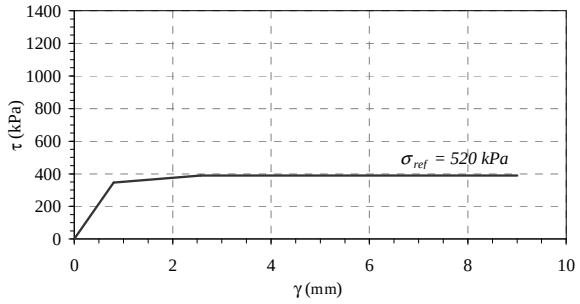


Figura 4.23: Lei de comportamento (τ,γ). Parâmetro de entrada *tras2* do modelo JOINT_SOFT_CY_T.

Na secção 5.4.6.1 serão apresentados os resultados da simulação do comportamento residual em corte das juntas argamassadas usando para o efeito a lei de comportamento da Figura 4.23.

4.2.3.1 – d) Ensaios de corte em juntas secas

i) Identificação das amostras e dos ensaios

As amostras usadas na realização dos ensaios de deslizamento de juntas secas da ponte de Vila Fria foram constituídas, tal como para as juntas argamassadas, por dois blocos de pedra paralelepipédicos com dimensões 200 x 200 x 75 mm e em contacto entre si através das faces de maior área, com rugosidade idêntica à usada na obra.

A evolução do escorregamento e da resistência ao corte nos ensaios de deslizamento dependem da tensão normal instalada nas juntas (σ_n). Assim, para traduzir essa dependência, foram considerados diferentes patamares da tensão normal num intervalo compreendido entre 0.2 e $2.3\,MPa$.

A fim de aproveitar o mais possível as amostras disponíveis, alguns provetes foram submetidos a mais do que um ensaio de deslizamento, porém considerando valores convenientemente espaçados da tensão vertical entre deles. Cada provete foi previamente submetido a um ensaio de carga normal, considerando cada um dos valores da tensão vertical considerado. No total foram realizados vinte e dois ensaios e utilizados catorze provetes. Os resultados de alguns ensaios não foram considerados bons e não se apresentam neste trabalho; todavia, quando necessário, será feita referência à realização destes ensaios.

Na Tabela 4.13 identificam-se os ensaios de deslizamento (ensaios numerados de 1 a 10), os quatro provetes usados (provetes JS2, JS3, JS5, JS6 e JS7) e os valores da tensão normal correspondentes.

Os ensaios 8, 9 e 10 realizaram-se sobre o mesmo provete JS2 e com o ensaio 7, constituem um conjunto de quatro ensaios realizados com o objectivo de avaliar a degradação de rigidez e resistência exibida em sucessivos ciclos de deslizamento.

Tabela 4.13: Identificação dos ensaios de deslizamento.

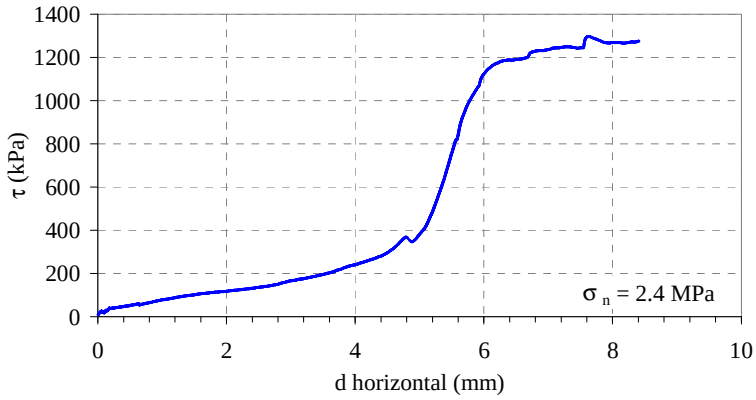
Nº do Ensaio	Identificação do Provete	Tensão Normal (MPa)
E1	JS5	0.2
E2	JS6	0.2
E3	JS5	1.0
E4	JS3	1.2
E5	JS7	1.4
E6	JS3	2.4
E7	JS2	2.3
E8	JS2	2.3
E9	JS2	2.1
E10	JS2	2.3

No Anexo 4.7 apresenta-se o aspecto das juntas secas registado após os ensaios de deslizamento indicando-se também o valor de tensão normal usada nos respectivos ensaios e a apreciação sobre o desgaste de superfície das juntas.

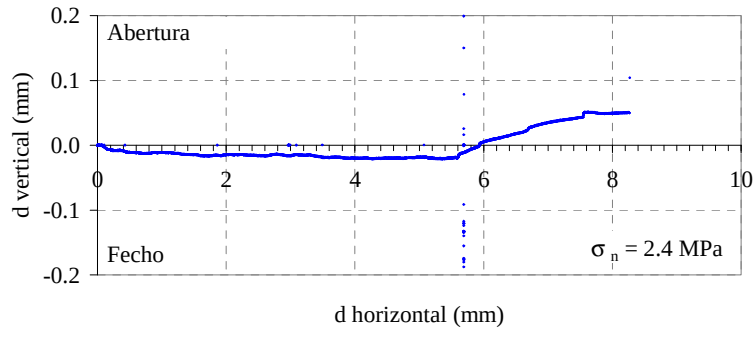
ii) Resultados dos ensaios das juntas secas

O resultado dos ensaios de corte ou deslizamento, em que a tensão normal é mantida constante, pode ser apresentado em gráficos que relacionam a evolução da tensão tangencial e do deslocamento normal em função do deslizamento tangencial.

Na Figura 4.24-a apresenta-se uma curva experimental da tensão de corte em função do deslocamento tangencial experimentado no ensaio de deslizamento do provete JS3 realizado sob tensão vertical constante $\sigma_n = 2.4\ MPa$ e na Figura 4.24-b a respectiva evolução do deslocamento normal registado ao longo do escorregamento. Nos Anexos 4.8 e 4.9 encontram-se os resultados para a totalidade dos ensaios realizados sobre juntas secas.



a)



b)

Figura 4.24: Curvas experimentais dos ensaios de deslizamento. Evolução da tensão de corte (a) e do deslocamento normal (b) com o deslocamento horizontal do ensaio 6 (JS3) para $\sigma_n = 2.4\ MPa$.

De acordo com a Figura 4.24-a, a evolução da resistência ao corte com o deslocamento tangencial registada nos vários ensaios de deslizamento distinguem-se essencialmente por três zonas, cada uma delas essencialmente caracterizada por um ramo de rigidez sensivelmente constante. A fase inicial do ensaio, que corresponde à primeira zona, é caracterizada por um ramo de baixa rigidez e está relacionada com as condições do ensaio, nomeadamente com o ajuste entre o provete e a máquina de corte e com as condições de contacto entre as duas faces da junta. Nesta fase as interfaces em contacto nas juntas não estão completamente imbricadas sendo dilatante o deslocamento vertical (ver Figura 4.24-b). Com o evoluir do deslocamento horizontal as condições de contacto modificam-se, passando a verificar-se contracção da junta e ocorrendo desagregação de material das faces; estes dois factores motivam o crescimento da resistência e da rigidez ao corte entre faces nas fases posteriores.

Na segunda fase exibida nos ensaios, devido aos factores referidos no parágrafo anterior, a rigidez ao corte aumenta consideravelmente e a resistência ao corte evolui exibindo uma lei (praticamente) linear; depois, segue-se uma fase não linear até atingir a terceira zona que corresponde a um patamar de tensão máxima aproximadamente constante. Na fase não linear que antecede esse patamar as condições de atrito degradam-se progressivamente até se atingir uma situação (estabilizada) para a qual a evolução do deslizamento não origina acréscimos na resistência ao corte.

Assim, foram identificadas a tensão tangencial máxima e a rigidez tangencial, cujos valores se apresentam na Tabela 4.14 juntamente com os da tensão normal correspondente a cada ensaio de corte. A rigidez tangencial da junta foi determinada a partir da estimativa por regressão linear da inclinação do troço inicial da segunda zona. A tensão máxima é identificada com o valor da tensão resistente.

A representação da evolução do deslocamento normal ao longo do escorregamento, apresentada a título de exemplo para o ensaio 6 na Figura 4.24-b, permite avaliar o comportamento deformacional das juntas em termos de abertura/fecho da junta que ocorre durante o ensaio de deslizamento sob tensão normal.

A inclinação registada na curva permite avaliar o ângulo de dilatância, que por convenção é considerado positivo no caso de movimento dilatante (i.e., abertura, contrário ao da aplicação da tensão normal) e negativo no caso de movimento de contracção (i.e., fecho da junta). Na Tabela 4.14 incluem os valores do ângulo de dilatância avaliados em cada ensaio na fase que antecede o patamar residual. Para o caso do ensaio 6 (Figura 4.24-b) corresponde a 1.6º de dilatância.

Registando os pares de valores $(\sigma_n, \tau_{máx})$ relativos aos vários ensaios referidos na Tabela 4.14 foi definida a envolvente de Mohr-Coulomb ajustando-lhes por regressão linear uma recta e, com base nesta, avaliado o ângulo de atrito e a coesão como ilustra a Figura 4.25. Neste caso, foi ajustada a recta de equação (4.8), a que corresponde um ângulo de atrito de 29.7º e uma coesão nula (ordenada na origem nula).

$$\tau = 0.5697\ \sigma \tag{4.8}$$

Tabela 4.14: Resistência e rigidez tangencial e dilatância dos ensaios de corte em provetes de juntas secas.

N.º do Ensaio	Provete	Tensão normal (MPa)	Tensão tangencial resistente (MPa)	Rigidez tangencial (kPa/mm)	Ângulo de dilatância (º)
E1	JS5	0.2	0.120	70	-
E2	JS6	0.2	0.138	45	-1.7
E3	JS5	1.0	0.623	657	-
E4	JS3	1.2	0.696	399	+2
E5	JS7	1.4	0.812	619	-
E6	JS3	2.4	1.298	975	+1.6
E7	JS2	2.3	1.351	955	+2.1

Nota: Nos ensaios E1.JS5, E3.JS5 e E5.JS7 não foi possível determinar o valor do ângulo de dilatância a partir do registo da evolução do deslocamento na direcção normal.

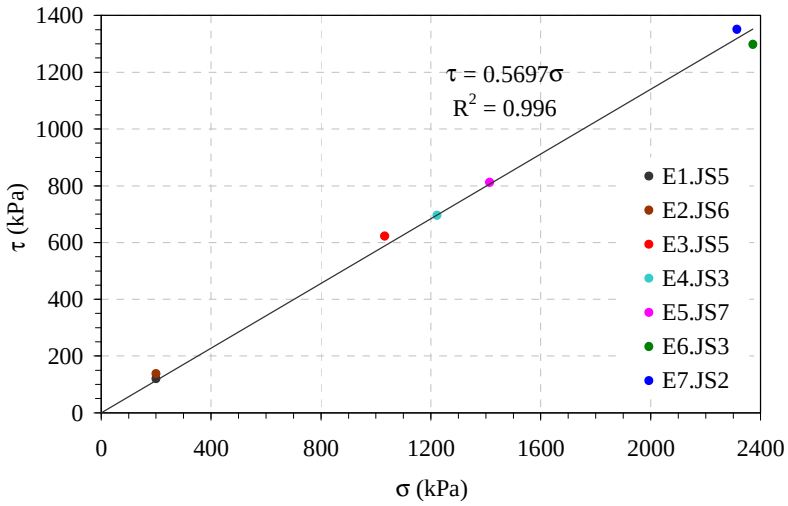


Figura 4.25: Envolvente de Mohr-Coulomb dos ensaios de deslizamento em juntas secas.

iii)Ajuste (teórico) da resposta e identificação de parâmetros da modelação

As curvas teóricas de comportamento das juntas secas ao corte foram idealizadas a partir dos diagramas (τ, γ), registados nos ensaios de deslizamento e apresentados nos parágrafos anteriores,

tendo em vista a utilização do modelo de comportamento JOINT_SOFT_CY_T para simular a resposta ao corte e a sua dependência com a tensão normal instalada.

No modelo JOINT_SOFT_CY_T, a rigidez elástica e a rigidez de descarga são identificadas com o primeiro ramo da curva teórica de comportamento (τ,γ). Em face dos resultados obtidos, a primeira fase do ensaio não foi então considerada relativamente à resposta estrutural, por se considerar que os ajustes aí observados não são representativos do comportamento real. Como tal, a referida primeira fase não foi considerada no modelo teórico, tendo-se adoptado para as duas fases subsequentes as duas estratégias seguintes para aproximação por curvas teóricas. Numa delas (aproximação elasto-plástica) usaram-se dois trechos rectos, cujos gráficos se ilustram na Figura 4.24, em que o primeiro ramo foi obtido por regressão linear a partir da segunda fase do ensaio e o patamar plástico através da média dos valores da resistência ao corte registados na terceira fase.

Na outra via, foi considerado um ramo intermédio entre as duas fases (linear e patamar resistente) com evolução exponencial para definir a fase de endurecimento que antecede o patamar resistente. Porém, dado que a dependência da evolução (τ,γ) com a tensão normal é traduzida em termos de uma relação homotética que se traduz num ramo de endurecimento que se alonga à medida que a tensão normal aumenta, as curvas assim definidas para simular o comportamento exibido nos ensaios de deslizamento não apresentam vantagens significativas face às das curvas teóricas obtidas pela via 1.

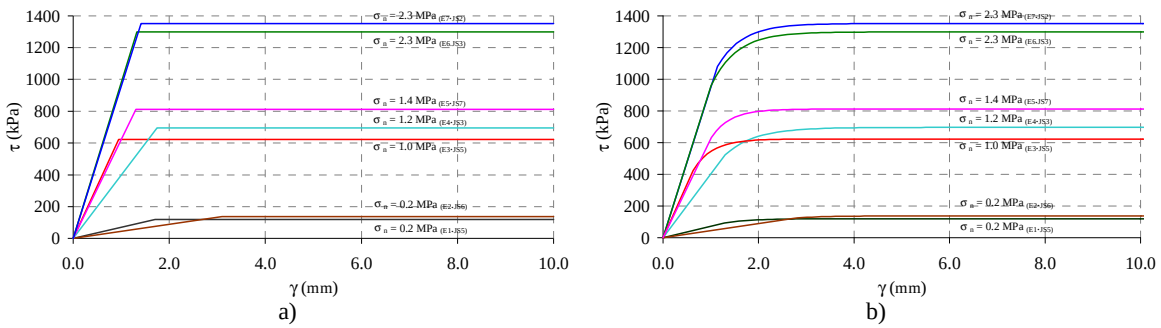


Figura 4.26: Curvas teóricas dos ensaios de deslizamento em juntas secas. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b).

Assim, os parâmetros do comportamento ao corte das juntas secas, nomeadamente a tensão normal σ_n, a resistência ao corte resistente τ_{res} e a rigidez inicial de corte k, identificados pelas duas vias referidas nos parágrafos anteriores, são iguais e foram já incluídas na Tabela 4.14. Na Tabela 4.15. inclui-se, na coluna (a), o deslocamento γ_{els} que marca o final da fase elástica e o início da fase plástica identificado nas curvas teóricas de comportamento elasto-plástico

(Figura 4.26-a). Nas quatro últimas colunas apresentam-se os valores que caracterizam o ramo exponencial de endurecimento (das curvas teóricas da Figura 4.26-b) em termos da resistência ao corte elástica τ_{els} e correspondente valor do deslocamento horizontal γ_{els} (que marcam o final da fase elástica), deslocamento γ_{res} a partir do qual a rigidez ao corte atinge o patamar residual e parâmetro α que determina a evolução da resistência ao corte no ramo de endurecimento exponencial, evolução essa que vem definida pela equação (4.9).

$$\tau_{endur} = \tau_{els} + (\tau_{res} - \tau_{els})\left(1 - e^{-\alpha(\gamma - \gamma_{els})}\right) \tag{4.9}$$

Tabela 4.15: Parâmetros do comportamento ao corte das juntas. Valores para ajuste elásto-plástico (a); valores para ajuste exponencial (b).

	a)	b)			
Ensaio	γ_{els} (mm)	τ_{els} (kPa)	γ_{els} (mm)	γ_{res} (mm)	α
E1.JS5	1.71	93	1.23	6.36	1.90
E2.JS6	3.10	123	2.72	7.68	1.90
E3.JS5	0.95	425	0.63	4.16	2.50
E4.JS3	1.74	523	1.30	5.82	1.60
E5.JS7	1.31	633	1.01	4.69	2.50
E6.JS3	1.33	958	1.01	9.22	1.90
E7.JS2	1.41	1081	1.14	8.05	1.90

Com base nos valores da Tabela 4.15 foram determinados os valores médios dos parâmetros que se apresentam na Tabela 4.16 e, a partir destes, os valores usados para definir os parâmetros teóricos das curvas de corte de referência do modelo JOINT_SOFT_CY_T, que serão apresentados no Capítulo 5 como exemplos de validação do modelo.

O valor da resistência ao corte foi determinado com base na envolvente de Mohr-Coulomb, considerando o valor da tensão normal de referência de 520 kPa. A tensão de corte elástica τ_{els} foi definida com base na relação existente entre a resistência ao corte e a tensão normal instalada (análoga à recta de Mohr-Coulomb, mas neste caso envolvendo o valor elástico da resistência ao corte), tendo sido usada a mesma tensão normal de referência. Os valores da rigidez e do factor α, que se apresentam na última linha da Tabela 4.16, foram também determinados com base na relação linear existente entre aqueles paramentos e a tensão normal instalada.

Usando os valores das tensões de corte τ_{res} e τ_{els} e da rigidez elástica k foram determinados os correspondentes valores dos deslocamentos elásticos γ_{els}. A evolução da tensão no ramo de endurecimento foi determinada usando a equação (4.9) e os parâmetros médios obtidos de acordo com os critérios referidos anteriormente.

Tabela 4.16: Parâmetros médios das curvas de corte das juntas (a) parâmetros adicionais da curva com endurecimento elasto-plástico (b) e exponencial (c).

a)			b)	c)			
σ_n (kPa)	τ_{els} (kPa)	k (kPa/mm)	γ_{els} (mm)	τ_{els} (kPa)	γ_{els} (mm)	γ_{res} (mm)	α
200	129	57	2.40	108	2.00	7.02	1.90
1223	710	558	1.33	527	0.98	4.89	2.20
2343	1325	965	1.37	1020	1.07	8.63	1.90
520	296	219	1.35	226	1.03	6.26	2.00

Nos gráficos da Figura 4.27 apresentam-se as curvas teóricas de referência considerando endurecimento elasto-plástico (Figura 4.27-a) e endurecimento exponencial (b) para a tensão normal de referência de 520 kPa.

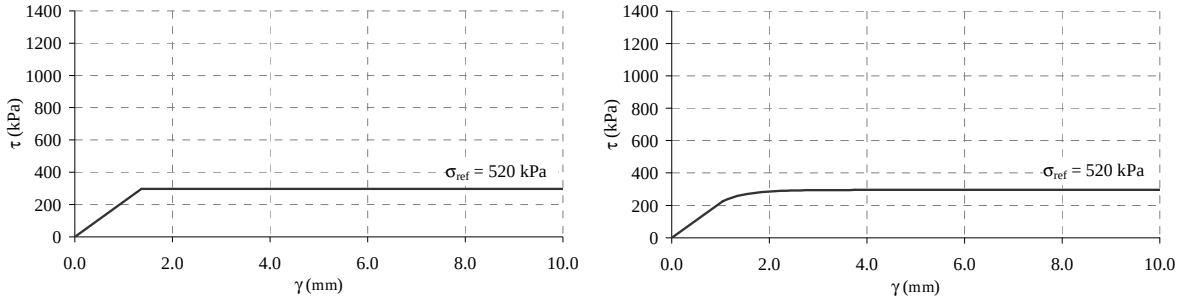


Figura 4.27: Curvas de corte teóricas de referência dos ensaios de deslizamento em juntas secas. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b). Tensão normal de referência: 520 MPa.

Ensaios sucessivos de corte

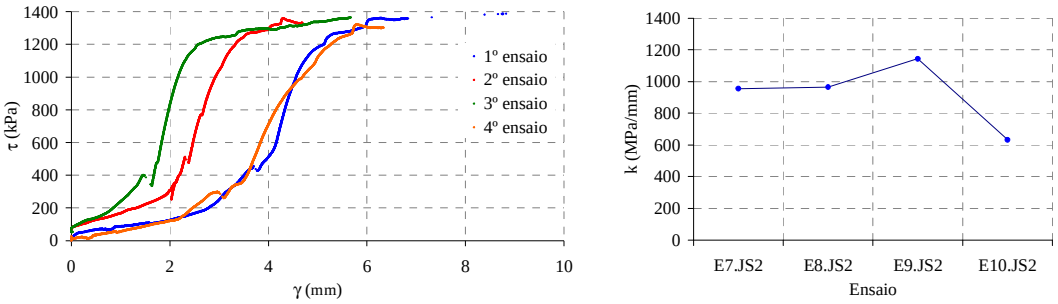
No sentido de avaliar a degradação de rigidez e resistência de ciclos de escorregamento foram realizados três ensaios sucessivos de deslizamento, numerados de 8 a 10, realizados com a amostra JS2 para o mesmo nível de tensão vertical ($\sigma_n = 2.3MPa$).

Na Tabela 4.17 apresentam-se os valores da tensão normal, tangencial e da rigidez de corte relativos aos ensaios de deslizamento 8, 9 e 10 efectuados sobre o provete JS2 em cada ciclo, incluindo-se também os valores obtidos no ensaio 7; entre parêntesis indica-se a variação percentual em torno do valor médio.

Tabela 4.17: Tensão tangencial resistente e rigidez tangencial.

Ensaio	Provete	Tensão Normal (MPa)	Tensão tangencial resistente (MPa)	Rigidez tangencial (MPa/m)
E7	JS2	2.3	1.4 (+3.7%)	955 (+3.4%)
E8	JS2	2.3	1.4 (+3.7%)	965 (+4.5%)
E9	JS2	2.2	1.3 (-3.7%)	1144 (+23.7%)
E10	JS2	2.3	1.3 (-3.7%)	633 (-31.5%)
		Média:	1.35	924

A evolução dos resultados observada nos quatro ciclos de carga pode ser comparada em termos da resistência tangencial com o deslizamento no gráfico da Figura 4.28-a e em termos da rigidez tangencial no gráfico da Figura 4.28-b.



a) b)

Figura 4.28: Evolução da resistência ao corte (a) e da rigidez tangencial (b) exibidas nos ensaios de deslizamento em juntas secas.

Como se pode observar nos gráficos da Figura 4.28 os resultados mostram que nos ensaios de deslizamento sucessivos não ocorre significativa degradação de resistência (±3.7%). Em relação aos valores registados da rigidez tangencial nos dois primeiros ensaios (ensaio 7 e 8) observaram-se valores muito próximos, evidenciando alterações insignificantes na rigidez tangencial entre ciclos de carga sucessivos, enquanto que no terceiro ensaio a rigidez aumentou ligeiramente (+18.5% em relação ao valor do ciclo de carga anterior e +23.7% em relação ao valor médio) e no quarto ensaio a rigidez diminuiu, apresentando um valor 31.5% inferior ao valor médio.

Finalmente, os pares de valores $(\sigma_n, \tau_{máx})$ relativos aos ensaios 8, 9 e 10 foram também incluídos no conjunto de valores a partir dos quais se avaliou, novamente, a envolvente de Mohr-Coulomb. Neste caso obteve-se a recta, com ordenada na origem, expressa na equação (4.10), a que corresponde o ângulo de atrito de 30.2º e coesão nula, evidenciando portanto uma variação registada em relação ao obtido anteriormente (Figura 4.25).

$$\tau = 0.583\,\sigma \tag{4.10}$$

4.2.3.1 – e) Ensaio de inclinação progressiva das juntas de alvenaria da ponte de Vila Fria.

i) Identificação das amostras e dos ensaios em juntas secas

O ensaio de inclinação progressiva, que em linguagem anglo-saxónica se designa habitualmente por *"tilt-test"*, permite determinar o ângulo de deslizamento das juntas existentes entre dois blocos de pedra. Para este efeito foram ensaiados os blocos, também usados nos ensaios de corte com juntas argamassadas após remoção da argamassa, escovagem e passagem com jacto de ar nas

interfaces da junta, com o objectivo de determinar o ângulo de atrito correspondente às juntas com rugosidade idêntica à dos blocos usados na construção da ponte de Vila Fria mas sem interposição de argamassa.

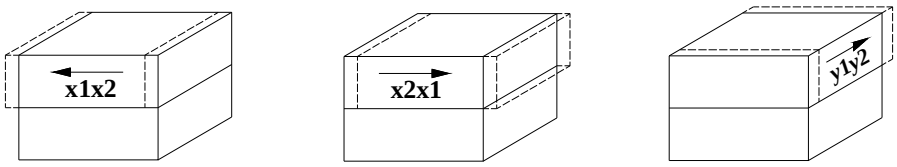
ii) Procedimentos do ensaio

O ensaio inicia-se pela colocação do provete de forma a que a junta se encontre numa posição horizontal. O equipamento permite fixar a metade inferior do provete e inclinar as juntas de forma progressiva, por meio de um sistema mecânico de parafuso sem-fim actuado manualmente. O ensaio decorre até o ângulo limite ser atingido e a metade superior deslizar. Este ângulo é medido com um transferidor e a partir do qual se pode determinar o ângulo de atrito. A medição com o transferidor permite uma resolução de 0.5º. Na Figura 4.29 ilustra-se uma fase do ensaio correspondente ao deslizamento do bloco superior.



Figura 4.29: Ensaio de inclinação progressiva.

Cada provete foi ensaiado considerando o sentido experimentado no ensaio de corte, que se identifica na Tabela 4.18 com a referência *x1x2* e esquematicamente se ilustra na Figura 4.30. Adicionalmente foram realizados alguns ensaios considerando o sentido de deslizamento oposto (*x2x1*) e também a direcção ortogonal (*y1y2*) à do ensaio de corte. Noutro caso, inverteu-se ainda posição dos blocos, trocando-se o bloco superior pelo inferior, experimentando também para esta combinação as duas direcções ortogonais de deslizamento (*x1x2* e *y1y2*).



a) b) c)

Figura 4.30: Sentidos do deslizamento considerados no ensaio de inclinação progressiva. x1x2 (a), x2x1 (b) e y1y2 (c).

iii) Resultados dos ensaios das juntas secas

Em cada ensaio foi medido o ângulo associado ao deslizamento da metade superior da amostra cujos valores se apresentam na Tabela 4.18, juntamente com a identificação do provete também usado nos ensaios de deslizamento e indicações sobre a disposição dos dois blocos e da direcção do deslizamento experimentado no ensaio de inclinação progressiva.

Tabela 4.18: Resultados do ensaio de inclinação progressiva.

Identificação do Provete	Disposição das Amostras	Sentido	Ângulo medido (º)
JS1	sup_inf	x1x2	32.5
	sup_inf	x2x1	32.0
JS2	sup_inf	x1x2	32.0
JS3	sup_inf	x1x2	33.7
JS4	sup_inf	x1x2	33.0
JS6	sup_inf	x1x2	33.5
	sup_inf	x2x1	34.0
JS7	inf_sup	x1x2	32.5
	inf_sup	y1y2	32.0
JS8	sup_inf	x1x2	32.0
	sup_inf	y1y2	33.5
	inf_sup	x1x2	33.5
	inf_sup	y1y2	33.0
JS9	sup_inf	x1x2	31.0
JS10	sup_inf	x1x2	32.0

Os resultados permitem verificar que no conjunto total dos ensaios não existem diferenças significativas, e em termos relativos, estes desvios podem ser considerados pequenos (não superiores a 5%). Considerando a média aritmética dos valores de todos os ensaios obtém-se um valor do ângulo de atrito de 32.7º.

Complementarmente foram usados os resultados dos ensaios de inclinação progressiva realizados no Laboratório de Materiais de Construção da FEUP sob a orientação do Prof. José Meneses (Meneses, 2007) em amostras de material idêntico ao da ponte de Vila Fria mas com juntas serradas planas.

Com estes ensaios pretendeu-se avaliar o ângulo de atrito básico e identificar a lei de Barton (Barton, 1973) associada ao comportamento das juntas rugosas de acordo com a equação (4.11) e averiguar a adequabilidade da lei de Mohr-Coulomb para traduzir o critério de resistência ao corte. Na equação (4.11), τ e σ_n representam, respectivamente, a resistência ao corte e a tensão normal à junta mobilizadas no deslizamento, ϕ_b corresponde ao ângulo de atrito básico, σ_d representa a resistência à compressão do bloco na vizinhança da junta e JRC é o coeficiente de rugosidade das juntas.

O ângulo de atrito básico, ϕ_b, assim determinado é uma característica intrínseca do material e o valor encontrado correspondeu a 25.7º. O coeficiente de rugosidade das interfaces (JRC) foi determinado através da equação (4.12), que se obtém a partir da equação (4.11) considerando o ângulo de deslizamento, ϕ_{ip}, e o valor da tensão normal correspondente à projecção do peso do bloco superior segundo a direcção normal à junta, σ_n, registados nos ensaios de inclinação progressiva em juntas rugosas. O valor de σ_d foi considerado como sendo igual ao valor medido nos ensaios para determinação da resistência à compressão dos blocos apresentado na Tabela 4.1.

$$\tau = \sigma_n \tan\left(\phi_b + JRC \log_{10}\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_n}\right)\right) \tag{4.11}$$

$$\phi_{ip} = \left(\phi_b + JRC \log_{10}\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_n}\right)\right) \tag{4.12}$$

Deste modo obteve-se para o coeficiente de rugosidade das juntas (JRC) um valor médio de 1.5. De acordo com a Tabela 4.19-a, este valor de JRC, corresponde a um perfil de irregularidades com amplitudes na ordem de 1 mm, que representa o perfil de irregularidades com menor amplitude na Tabela 4.19-b. No trabalho anteriormente referido (Meneses, 2007), foi também avaliado o perfil de irregularidades usando um perfilómetro, tendo-se obtido valores da amplitude das irregularidades na mesma ordem de grandeza.

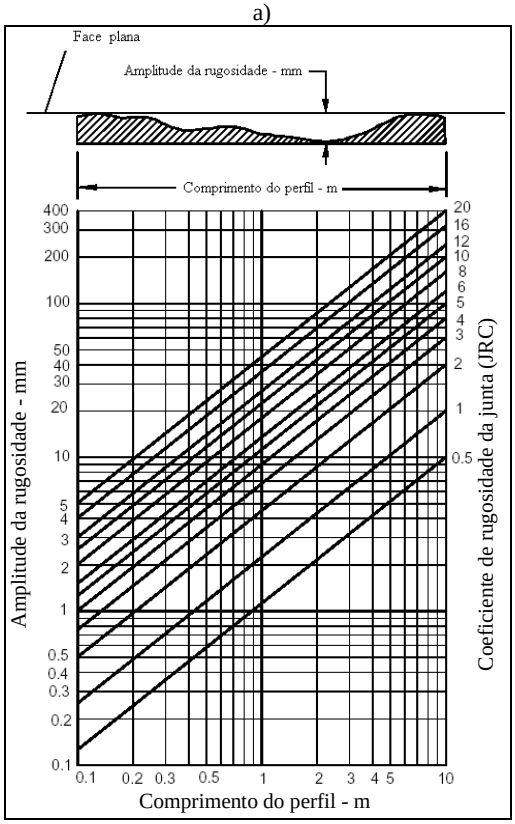
Com o objectivo de avaliar a adequabilidade da lei linear de Mohr-Coulomb no domínio das pequenas tensões normais, e em particular para $\sigma_n < 200\ kPa$ (domínio no qual não foram realizados ensaios de corte) apresenta-se na Figura 4.31, a envolvente correspondente à lei de Barton (a preto) e a envolvente de Mohr-Coulomb (a verde) até esse valor da tensão normal.

Verifica-se que o ponto onde as duas curvas se interceptam corresponde a $\sigma_n = 64.1\ kPa$ e $\tau = 37.3\ kPa$. Neste ponto o ângulo da lei de Barton igual ao ângulo de atrito determinado a partir da envolvente de Mohr-Coulomb, neste caso $\phi = 30.2^o$. A partir desse valor a lei de Barton apresenta uma envolvente inferior à lei de Mohr-Coulomb. Uma vez que se verifica muito boa concordância nos resultados dos ensaios de corte, considerou-se ser mais adequada a lei de Mohr-Coulomb para traduzir a envolvente $\sigma - \tau$. No domínio abaixo daquele valor, como se pode observar, as duas leis são quase coincidentes.

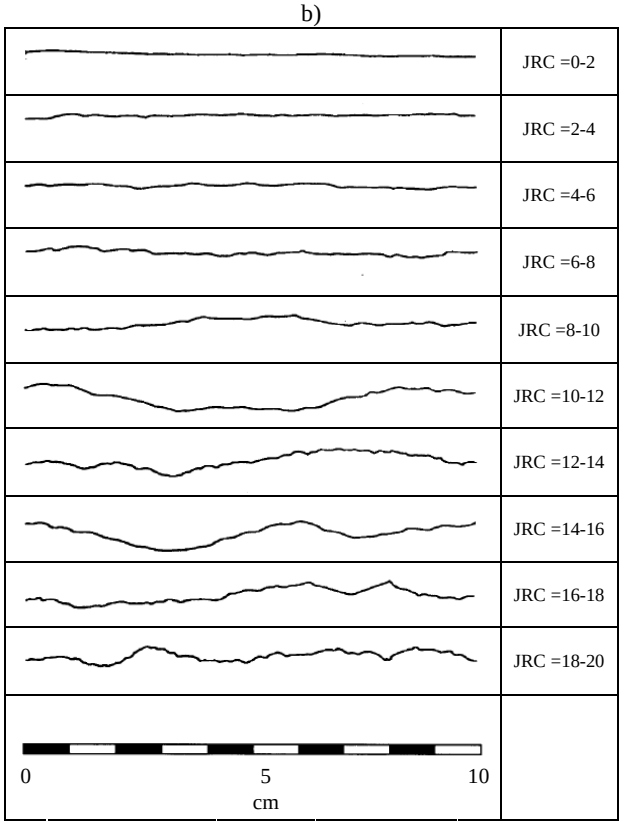
Avaliando também a coesão equivalente por regressão linear na vizinhança de $\sigma_n = 64.1\ kPa$ e $\tau = 37.3\ kPa$, obtém-se um valor de $c = 0.9755\ kPa$ que, neste contexto, se pode desprezar.

Tabela 4.19: Perfis de rugosidade e correspondentes valores de JRC, (Barton e Bandis, 1982) (a) e (Barton e Choubey, 1977) (b).

a)



b)



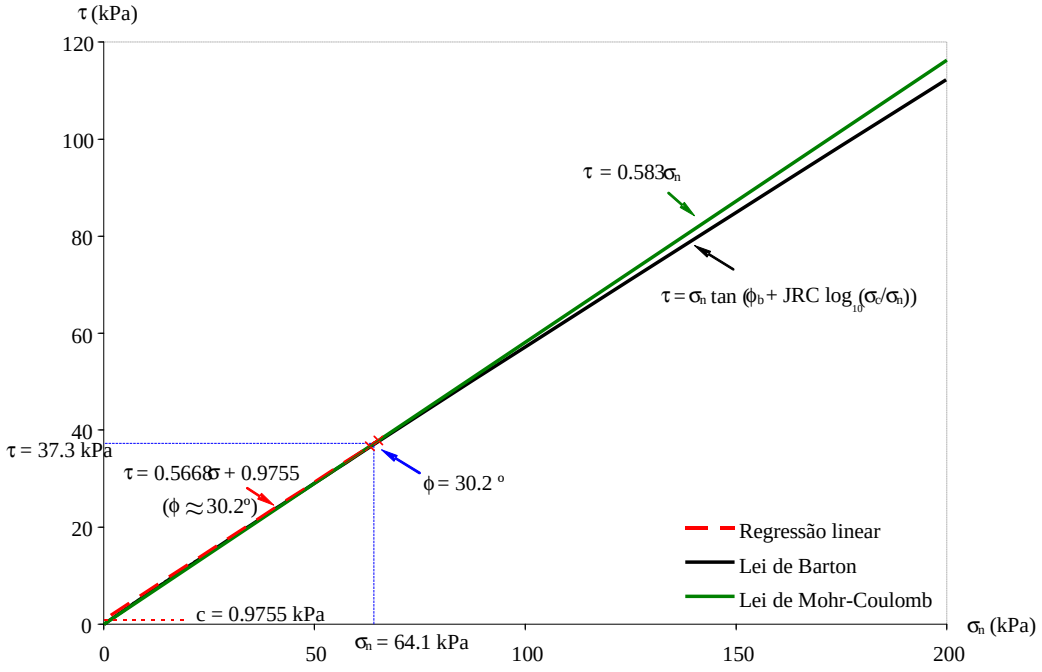


Figura 4.31: Envolvente de corte. Lei de Barton.

4.2.3.2 – Caracterização do comportamento na direcção normal

O comportamento da alvenaria à compressão depende das propriedades de cada constituinte (blocos e argamassa) e, por se tratar de um material compósito com características distintas de deformabilidade, a resposta depende também da interacção, entre os seus constituintes, que ocorre nas interfaces entre eles e do efeito de confinamento da argamassa *versus* extensão lateral nos blocos mobilizado por efeito desta interacção.

Nas alvenarias de juntas argamassadas devido ao efeito de Poisson nas juntas em presença de tensão de compressão verifica-se que a argamassa tende a expandir lateralmente mais do que os blocos. Deste modo a ligação por atrito e adesão entre a argamassa e os blocos conduz na região interna da junta ao confinamento lateral da argamassa e esforços de corte na interface resultando num estado de tensão triaxial de compressão na argamassa e um estado biaxial de compressão e tracção nos blocos.

Com o objectivo de caracterizar o comportamento de juntas de alvenaria na direcção normal foram efectuados ensaios cíclicos de compressão, que se descrevem nos parágrafos seguintes, através dos quais foi possível registar a evolução da resistência à compressão com o deslocamento vertical e avaliar a degradação de rigidez normal, k_n, e resistência à compressão da junta motivada por ciclos sucessivos de carga-descarga.

4.2.3.2 – a) Ensaios de carga normal das juntas de alvenaria da ponte de Vila Fria

i) Identificação das amostras de juntas argamassadas

Para a caracterização do comportamento na direcção normal foram realizadas duas campanhas de ensaios, que no contexto deste trabalho se identificam por Série 1 e Série 2, sendo que a primeira série de ensaios constituiu uma série exploratória por não se dispor na data da sua realização do equipamento que só mais tarde pode ser usado na Série 2.

Em cada uma das campanhas de ensaios foram usados três provetes constituídos por dois blocos de pedra de granito com a dimensão de 200x200x75 mm com interposição de argamassa entre eles numa espessura média de 7 mm de argamassa (idêntico ao usado nos ensaios de corte) cuja identificação se inclui na Tabela 4.20.

As amostras foram preparadas usando blocos de pedra com características de rugosidade nas interfaces em contacto com a argamassa idênticas às usadas na construção da ponte de Vila Fria. Na preparação da argamassa, tal como efectuado em obra, foi usada a dosagem recomendada pelo fabricante e aplicada entre os blocos dos provetes a ensaiar numa espessura semelhante à das juntas

da ponte (7 mm). Os cuidados seguidos na fase de preparação das amostras tiveram como objectivo traduzir as condições de aplicação em obra e não se efectuaram outras medidas de controlo específicas.

As amostras foram preparadas depois de decorridos três meses de cura em que permaneceram em ambiente de laboratório.

Tabela 4.20: Identificação dos ensaios de compressão.

Série 1	Série 2
E3	E6
E4	E7
E5	E9

ii) Descrição do equipamento. Procedimentos do ensaio

O *set-up* usado nos ensaios da Série 1 apresenta-se na Figura 4.32-a e na Figura 4.32-b o *set-up* usado na Série 2.

Na primeira série de ensaios, como se ilustra na Figura 4.32-a, a amostra foi apoiada no perfil de reacção do *set-up* sobre o qual se colocou um perfil metálico de distribuição, duas placas de grande rigidez e uma chapa de chumbo. Sobre a amostra foi colocada uma placa de chumbo e uma chapa metálica contra a qual foi aplicada pressão na amostra através de um actuador hidráulico.

O ensaio foi conduzido com controlo de deslocamentos mas procurando configurar ciclos de carga pré-definidos. Por impossibilidade do equipamento não foi usado controlo em forças nem foi possível garantir valores constantes da velocidade de actuação. Os deslocamentos foram medidos através de transdutores de deslocamentos do tipo LVDT (Linear Voltage Displacement Transducer) que foram colocados nas quatro faces do provete de forma a medir os deslocamentos verticais na junta de argamassa envolvendo um comprimento de 17 mm.

Os ensaios da série 2 foram realizados numa prensa mecânica com capacidade até 2700 kN disponível no LABEST (Laboratório de Betão e do Comportamento Estrutural) da FEUP (ver Figura 4.32—b). Para medição dos deslocamentos na amostra foram usados transdutores de deslocamentos, baseados em pontes de extensometria, em posições idênticas às usadas nos ensaios da série 1.

Nas Figuras 4.33 e 4.34 indica-se a história de carga seguida para cada um dos ensaios realizados. Nos vários ensaios foram definidos ciclos de carga/descarga considerando os patamares de tensão: 0.2, 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0 e 5.0 MPa.



a) b)

Figura 4.32: *Set-up* do ensaio de compressão usado na Série 1 (a) e na Série 2 (b).

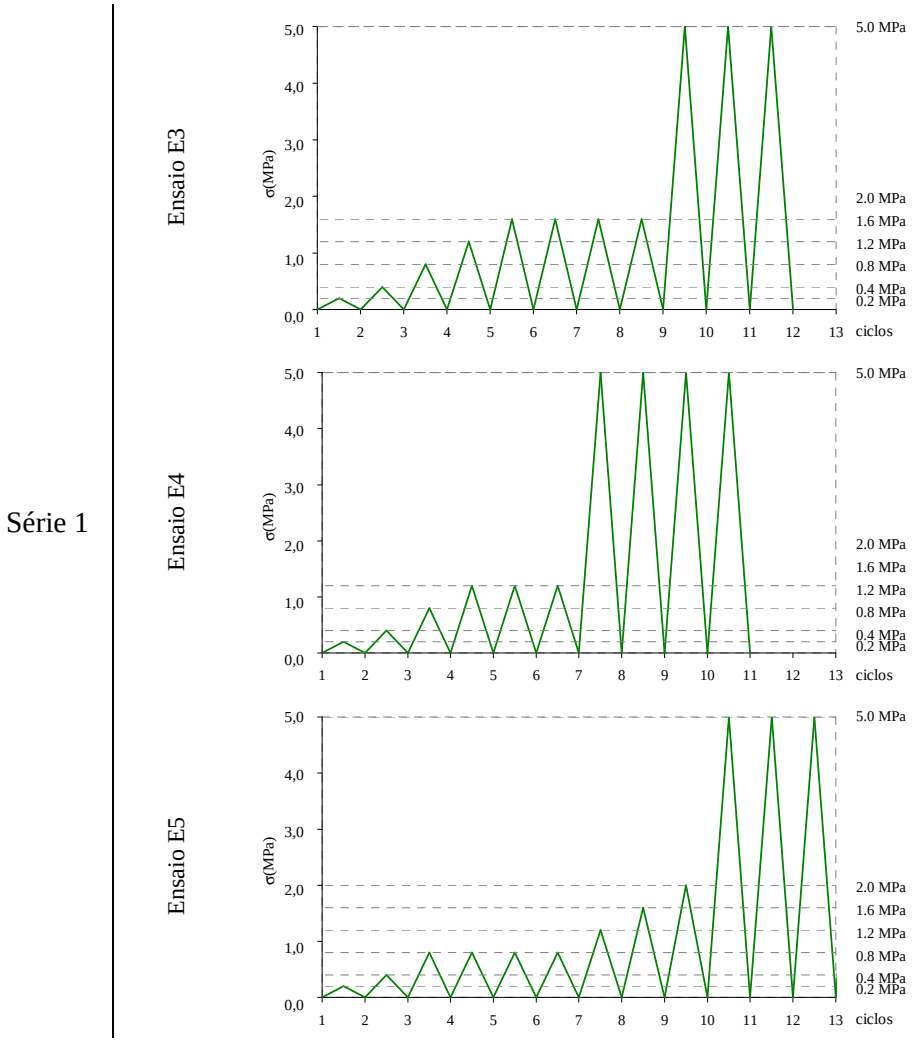


Figura 4.33: Evolução dos ciclos de carga da tensão dos ensaios de compressão da Série 1.

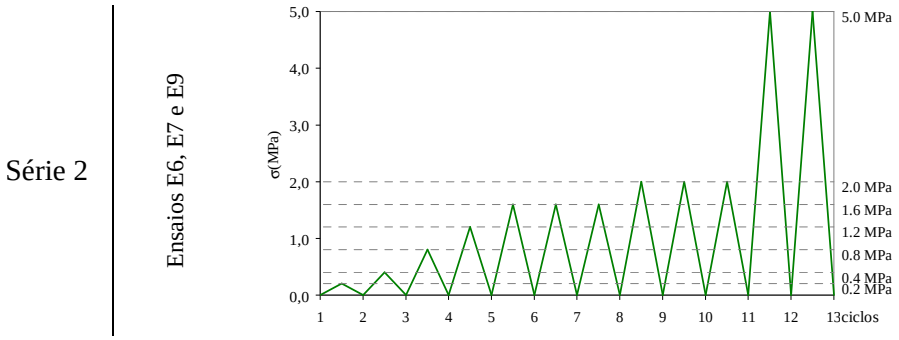


Figura 4.34: Evolução dos ciclos de carga da tensão dos ensaios de compressão da Série 2.

Na Figura 4.35 apresenta-se a evolução do carregamento em termos de tensões médias (a azul) e a correspondente taxa de aplicação de tensões (a verde) registada ao longo de cada ensaio. Como se pode verificar a velocidade de condução dos ensaios das duas séries foi diferente, sendo que nos três ensaios da Série 2 a taxa média de progressão do carregamento foi de 0.5 MPa/min e nos ensaios E3, E4 e E5 da Série 1, respectivamente, de 1.2, 2.0 e 2.2 MPa/min. A dispersão encontrada nos valores da velocidade nos ensaios da primeira série deveu-se ao facto de a aplicação da força ter sido controlada manualmente no sentido de descrever os ciclos de carga/descarga, enquanto que nos ensaios da Série 2 a velocidade de condução do ensaio foi controlada automaticamente.

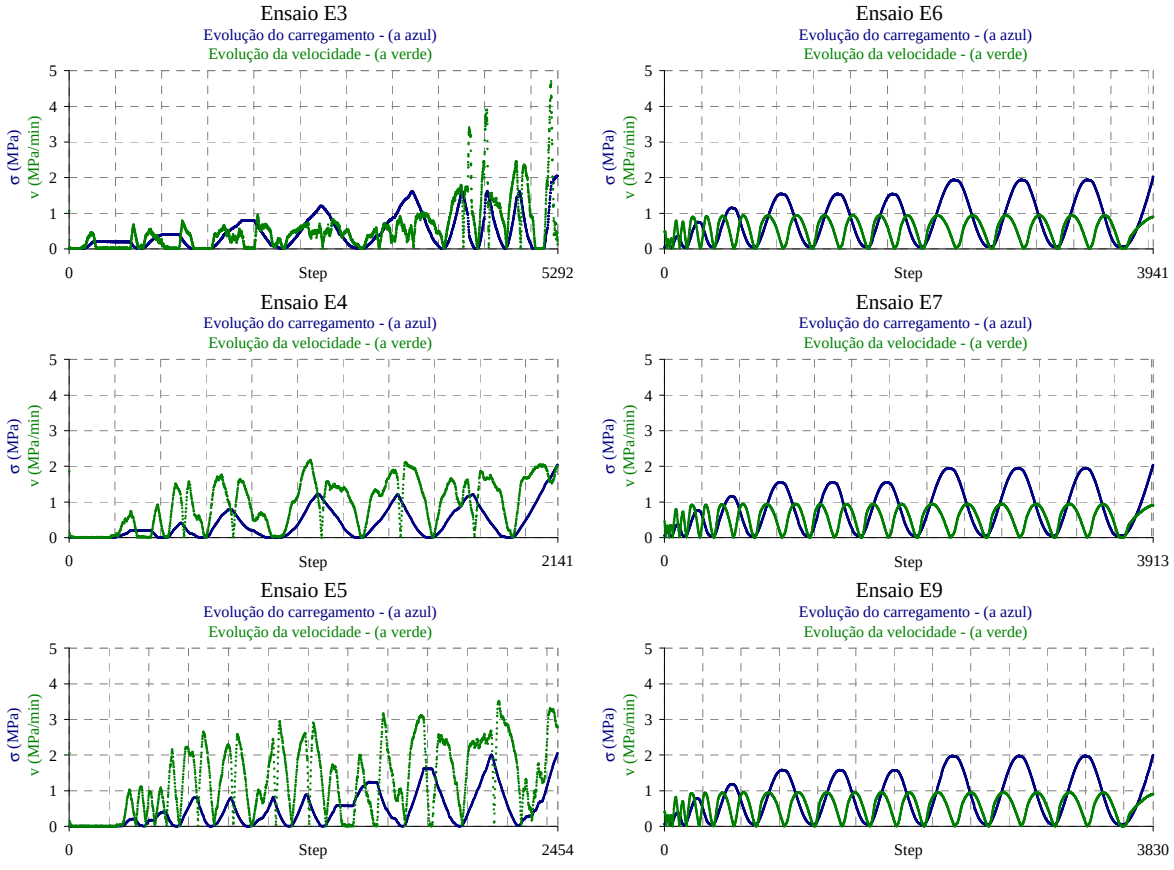


Figura 4.35: Tensão de compressão vs velocidade de condução dos ensaios da série 1 (a) e série 2 (b).

No Anexo 4.10 apresentam-se as curvas que traduzem a evolução da tensão de compressão com o deslocamento vertical, obtidas nos ensaios de compressão em termos dos valores medidos nos quatro LVDT's e em termos dos seus valores médios.

iii) Resultados dos ensaios de compressão das juntas argamassadas

O valor máximo atingido de 5 MPa correspondeu à máxima capacidade do *set-up* usado nos ensaios da primeira série. Neste trabalho, será dado especial destaque aos resultados obtidos abaixo da tensão de 2 MPa, uma vez que, as tensões máximas registadas neste tipo de estruturas são geralmente inferiores a 2 MPa. Assim, nos gráficos da Figura 4.36 apresentam-se as curvas que traduzem a evolução da tensão de compressão com o deslocamento vertical, obtidas nos ensaios de compressão em termos dos valores médios até à fase do ensaio em que se atingiu 2 MPa.

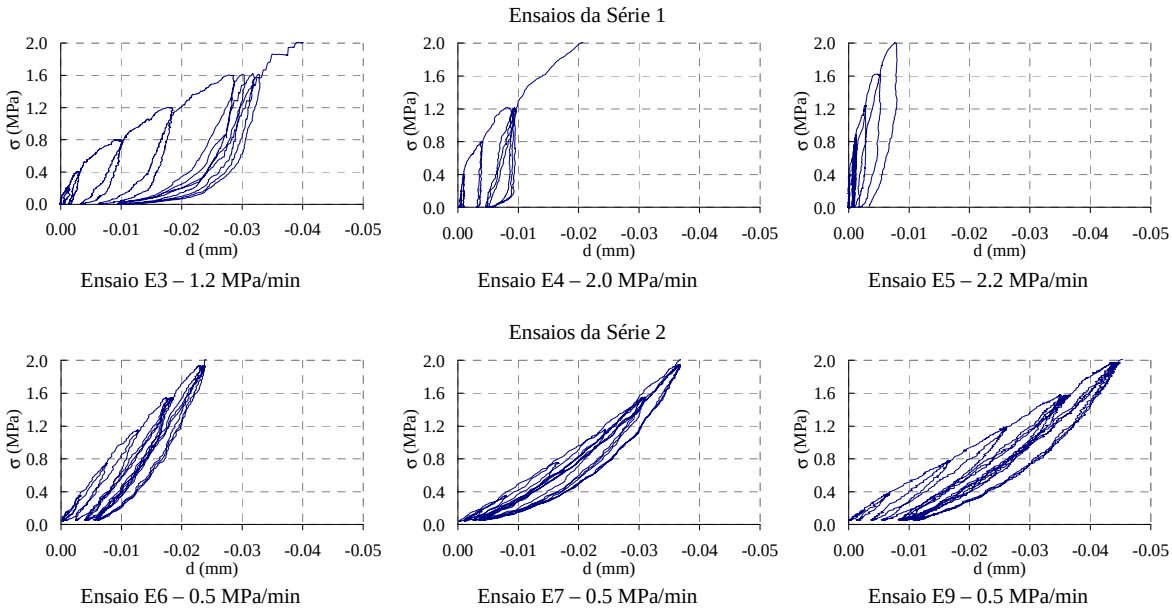


Figura 4.36: Evolução da tensão de compressão *versus* deslocamento vertical dos ensaios de compressão.

Como se pode observar nos gráficos da Figura 4.36 os níveis de deslocamento atingidos nos vários ensaios foram diferentes, principalmente nos ensaios E4 e E5 da Série 1. Para além disso nos ensaios da Série 1 é exibida uma fase inicial de maior rigidez (curvatura negativa), o que não acontece nos ensaios da Série 2.

A curvatura negativa exibida na fase inicial dos ramos de primeira carga nos ensaios da Série 1 corresponde a um comportamento marcado pela resposta dos materiais cimentícios (fortes) e traduz a redução da rigidez que ocorre com o aumento da tensão mobilizada na junta. O comportamento exibido nos ensaios da segunda série, caracterizado por uma fase inicial com curvatura

positiva, típico de descontinuidades preenchidas com argamassas fracas é, contudo, mais comum nas estruturas de alvenaria antigas.

A diferença entre os resultados da Série 1 e 2 pode ter origem em diversos factores entre eles a ocorrência de diferentes condições na preparação das amostras que, como se referiu anteriormente, foram preparadas com a preocupação de traduzir as condições verificadas em obra mas sem adoptar medidas especiais de controlo na sua preparação nomeadamente em relação à consistência e porosidade da argamassa fresca e à temperatura e humidade ambiente durante o tempo de cura.

A taxa de carregamento verificada nos vários ensaios é outro factor que pode ter motivado as diferenças encontradas. Como referido anteriormente (ver Figura 4.45) a velocidade de condução nos ensaios E3, E4 e E5, onde se verificam menores deformações, foi superior à dos ensaios E6, E7 e E9. Na Figura 4.37 mostra-se a relação entre a velocidade de condução dos ensaios de compressão e o deslocamento normal registado para o nível de tensão normal de 2.0 MPa.

Em relação a este aspecto Binda *et al* (Binda *et al.*, 1995) refere a propósito dos resultados de ensaio de compressão de argamassa que um aumento de cinco segundos em dois minutos no tempo de aplicação da carga pode aumentar a deformação do material medido até 15%.

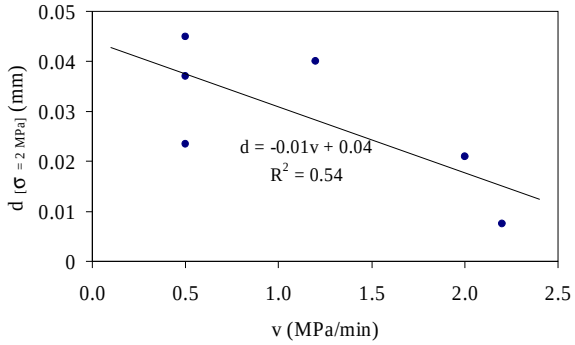


Figura 4.37: Deslocamento normal *versus* velocidade de condução dos ensaios de compressão.

iv) Ajuste (teórico) dos resultados dos ensaios

Não obstante as dificuldades referidas, existe uma razoável concordância entre os ensaios realizados, principalmente entre os de cada série, mas também entre alguns ensaios das duas séries. Assim, no sentido de caracterizar as leis de comportamento experimental registadas em cada ensaio os valores médios foram separados em valores correspondentes a ramos de primeira carga, ramos de descarga e ramos de recarga, tendo-lhes sido posteriormente ajustadas leis teóricas constituídas por troços rectos.

Nos gráficos da Figura 4.38 apresentam-se os ramos de primeira carga (Figura 4.38-a), descarga (Figura 4.38-b) e recarga (Figura 4.38-c) dos ensaios de compressão e nos gráficos da

Figura 4.39 as curvas teóricas ajustadas por troços rectos para cada ensaio, ambos para a gama de tensões inferiores a 2 MPa, que em particular interessa caracterizar no âmbito deste trabalho. Neste contexto foram ajustadas leis trilineares e bilineares para os ramos de carga e leis bilineares para os ramos de descarga e recarga observados nos ciclos sucessivos.

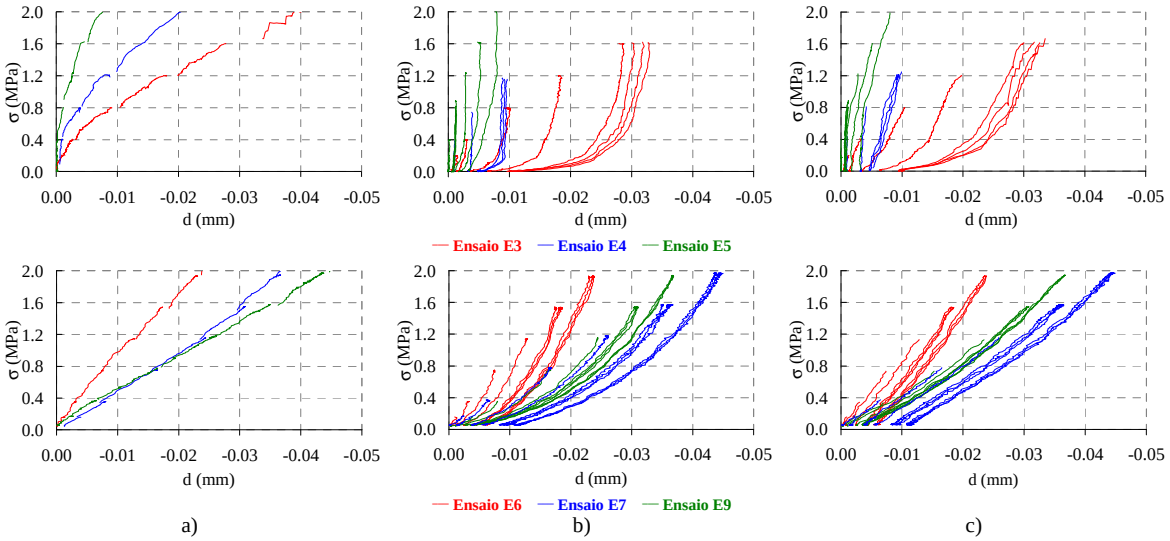


Figura 4.38: Ramos de primeira carga (a), descarga (b) e recarga (c) dos ensaios de compressão da Série 1 (primeira linha) e da Série 2 (segunda linha). Curvas experimentais.

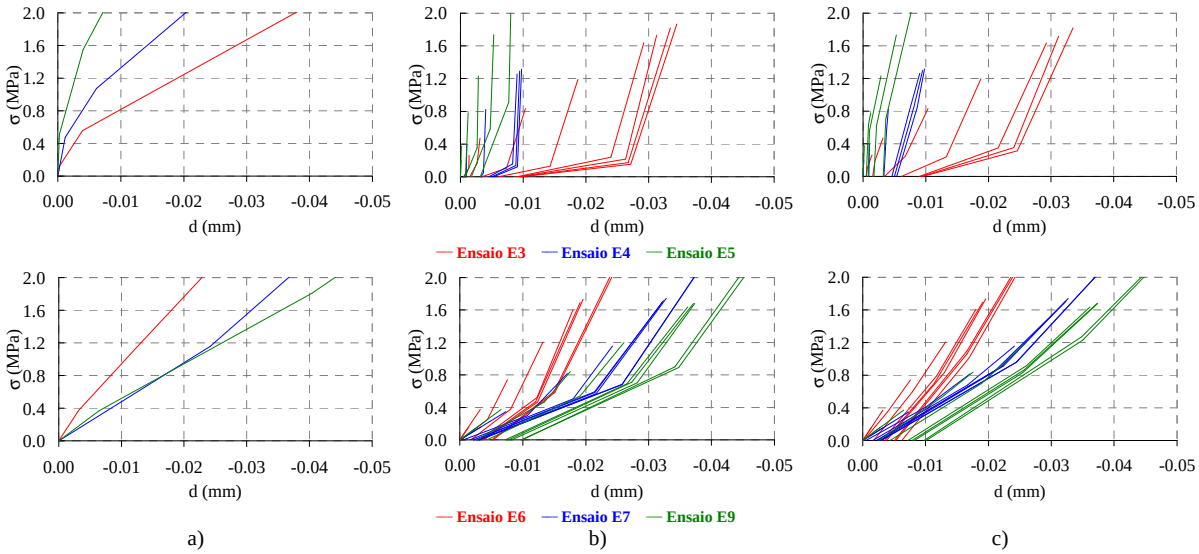


Figura 4.39: Ramos de primeira carga (a), descarga (b) e recarga (c) dos ensaios de compressão. Curvas teóricas.

Complementarmente foram definidas curvas de ajuste dos resultados experimentais usando curvas trilineares para descrever os resultados dos ciclos de descarga-recarga com origem no terceiro ramo de carga. Este tipo de curvas ajusta-se melhor aos resultados experimentais, no entanto no modelo de comportamento desenvolvido neste trabalho (Capítulo 5) foram consideradas curvas

bilineares para os ciclos de descarga-recarga por questões de simplificação do algoritmo. Porém, dada a simplicidade do modelo, a sua extensão para este tipo de curvas pode ser facilmente implementada no futuro.

Para a gama de tensões inferior a 2 MPa os ramos de primeira carga nos ensaios da Série 1 foram ajustados por três ramos lineares definidos pelos valores da rigidez (k_1^c, k_2^c e k_3^c) indicados na Tabela 4.21, nas primeiras três colunas de valores. Nos ensaios E4 e E5 para a gama de tensões superiores a 2.39 e 2.82 MPa, respectivamente, foi ajustado um quarto ramo de primeira carga de menor rigidez, k_4^c indicado também na quarta coluna da Tabela 4.21. Nestes três ensaios, o primeiro ramo corresponde à fase linear elástica verificando-se que os sucessivos valores de rigidez de carga, k_2^c e k_3^c, decrescem em média em relação à rigidez inicial k_1^c, respectivamente, 79% e 90%.

Os ramos de primeira carga nos ensaios da segunda série foram ajustados por três ramos lineares, mas os valores da rigidez dos três ramos (k_1^c, k_2^c e k_3^c) são muito semelhantes, sendo as variações entre eles muito ligeiras. Verifica-se no ensaio E6 curvatura sempre positiva e nos ensaios E7 e E9 alternância entre uma fase com curvatura positiva outra com a curvatura negativa (no ensaio E9) e o inverso (no ensaio E7).

Nestes três ensaios também se regista uma fase inicial elástica linear. Esta fase corresponde ao primeiro ramo nos ensaios E6 e E9, no entanto, no ensaio E7 o primeiro ramo de carga é bastante mais longo que o registado nos restantes ensaios, sendo que o fim da fase elástica não corresponde ao fim do primeiro ramo de carga. No ensaio E7, para a gama de tensões inferiores a 2 MPa, os ramos de primeira carga são definidos por dois valores de rigidez normal (em vez de três valores como acontece nos restantes ensaios) uma vez que a transição entre o segundo e o terceiro ramo linear, que foi ajustado às curvas experimentais, regista-se para um valor da tensão normal de 2.22 MPa.

Nos Anexos 4.11 e 4.12 incluem-se os pares de valores de deslocamento e tensão de cada um dos ramos referidos nos parágrafos anteriores.

Na Tabela 4.21 apresentam-se também os valores do módulo de elasticidade da junta E_j que caracterizam os ramos de carga identificados, determinado de acordo com a equação (4.13),

$$E_j = t_j \left(\frac{1}{k_{med}} - \frac{t_b}{E_b} \right)^{-1} \tag{4.13}$$

onde t_j e t_b representam respectivamente a espessura da junta de argamassa e a espessura do bloco entre os pontos de fixação do equipamento de medida. k_{med} representa a rigidez aferida no ensaio e E_b o módulo de elasticidade dos blocos de pedra aplicada na ponte cujos resultados foram apresentados na Tabela 4.1, usando-se para o efeito $E_b = 22GPa$.

Tabela 4.21: Valores da rigidez (a) e do módulo de elasticidade (b) das juntas.

a) Rigidez (MPa/mm)

Ensaio	k_1^c	k_2^c	k_3^c	k_4^c
E3	506	120	43	-
E4	412	121	65	45
E5	2086	276	145	113
E6	116	84	82	-
E7	48	67	62	-
E9	57	42	52	-

b) Módulo de elasticidade (MPa)

Ensaio	E_1^c	E_2^c	E_3^c	E_4^c
E3	4600	888	307	-
E4	3549	896	469	322
E5	281793	2209	1087	834
E6	859	609	597	-
E7	343	486	443	-
E9	413	303	376	-

Globalmente, os valores da rigidez do primeiro e segundo ramos de carga dos ensaios da Série 1 são muito superiores aos registados nos ensaios da Série 2, todavia os valores da rigidez do terceiro e quarto ramos de carga dos ensaios da Série 1 são semelhantes aos valores registados para a rigidez dos ensaios da Série 2.

Na Tabela 4.22 incluem-se os valores da rigidez que caracterizam os ramos dos sucessivos ciclos de descarga (k_1^d e k_2^d) e recarga (k_1^r e k_2^r) da fase plástica.

Nos ramos de descarga e recarga o comportamento registado depende dos níveis de carga e deslocamento experimentados. Assim, enquanto a descarga se procede com origem no ramo elástico, os ramos de descarga e recarga têm rigidez (k_1^d e k_1^r) que coincide com a rigidez elástica. Para descargas com origem no segundo e terceiro ramos de carga (fase elasto-plástica), a evolução da tensão normal nos ramos de descarga apresenta sempre curvatura positiva tendo sido ajustadas por dois troços lineares e os ramos de recarga podem apresentar curvatura positiva ou negativa tendo também sido ajustados por dois ramos lineares.

Assim, na fase elasto-plástica dos três ensaios da Série 1 no início da descarga (primeiro ramo) a tensão normal decresce muito rapidamente, registando-se valores muito elevados da rigidez de descarga e do deslocamento irreversível, seguindo-se uma fase (segundo ramo) em que ocorre maior recuperação do deslocamento normal na junta sendo mais baixa a correspondente rigidez. À medida que a tensão normal na junta aumenta (nos últimos ciclos de descarga) a referida recuperação do deslocamento também aumenta.

Quanto aos ramos de recarga para níveis de deslocamento baixos ($\lesssim 0.004$ mm), como se verificou no ensaio E5, registaram-se andamentos exibindo curvatura negativa. Para os níveis de deslocamentos intermédios ($\gtrsim 0.004$ e $\lesssim 0.01$ mm) como se verificou no ensaio E4 e primeiros ciclos do ensaio E3, os ramos são (praticamente) lineares. Para níveis de deslocamentos mais elevados ($\gtrsim 0.01$ mm), registados nos três últimos ciclos de recarga ilustrados na Figura 4.39, a evolução dos ramos de recarga exibe curvatura positiva mais acentuada.

Nos ensaios da Série 2 (E6, E7 e E9) o comportamento exibido nos ciclos de carga/recarga é mais homogéneo e é sempre exibida curvatura positiva sendo muito ligeira no caso dos ramos de recarga.

Tabela 4.22: Valores da rigidez dos ramos de carga dos ensaios da Série 1 (a) e dos ensaios da Série 2 (b).

a) Rigidez (MPa/mm)

Ensaio	k_1^d	k_2^d	k_1^r	k_2^r
E3	2567	127	633	200
	663	142	485	225
	242	27	74	159
	239	16	34	172
	266	16	28	167
	305	13	24	190
	245	10	21	170
	233	9	18	171
E4	2026	146	1265	889
	1577	41	283	283
	1798	36	275	323
	1789	32	259	405
E5	3416	229	6615	616
	1902	105	1972	365
	5011	607	7329	433
	6684	425	2539	429
	3975	190	2546	363
	1974	193	1387	350
	3425	201	1858	322

b) Rigidez (MPa/mm)

Ensaio	k_1^d	k_2^d	k_1^r	k_2^r
E6	153	59	92	108
	160	60	97	115
	188	57	92	130
	172	56	89	129
	175	55	91	136
	159	60	95	130
	157	60	94	130
	154	63	95	135
E7	81	29	43	58
	104	31	45	64
	105	30	46	80
	104	31	46	78
	102	31	45	76
	115	30	45	83
	115	30	45	83
	101	29	44	76
E9	91	43	53	62
	94	36	48	70
	97	36	49	71
	98	36	49	70
	107	35	48	71
	109	37	51	77
	107	36	49	80
	99	33	51	67
	153	59	92	108

Em geral, nos ciclos de descarga/recarga sucessivos são insignificantes as perdas de resistência e rigidez e, uma vez alcançada a tensão máxima experimentada, é retomada a rigidez de primei-

ra carga. Nos ciclos sucessivos de descarga/recarga no patamar de carga de 1.6 MPa do ensaio E3 observa-se alguma perda de rigidez; no entanto refira-se que a velocidade do ensaio nesta fase foi muito alta pelo que os resultados do primeiro ciclo podem exibir um acréscimo de rigidez motivado por este efeito.

A partir dos resultados registados nos ensaios de compressão e usando os valores das Tabelas 4.21 e 4.22 foi definido um modelo numérico com a preocupação de garantir generalidade na sua aplicação nas fases de primeira carga e cíclica.

Face à heterogeneidade de resultados registados nos ensaios cíclicos de compressão, o modelo numérico de comportamento das juntas na direcção normal foi definido com o intuito de permitir a representação dos vários padrões exibidos quer na fase de primeira carga quer nos ciclos de descarga e recarga (ver secção 5.5.2.3).

Para este efeito é possível definir três ramos de primeira carga com rigidez normal distinta. Nos ciclos de descarga e recarga a evolução do comportamento na direcção normal foi definida com base em coeficientes de deslocamento c_{0di} e tensão $c_{0\sigma i}$ que determinam o início e final de cada ramo do ciclo de descarga /recarga e as correspondentes características de rigidez; sendo assim possível definir diferentes padrões de descarga/recarga em cada um dos três ramos de carga.

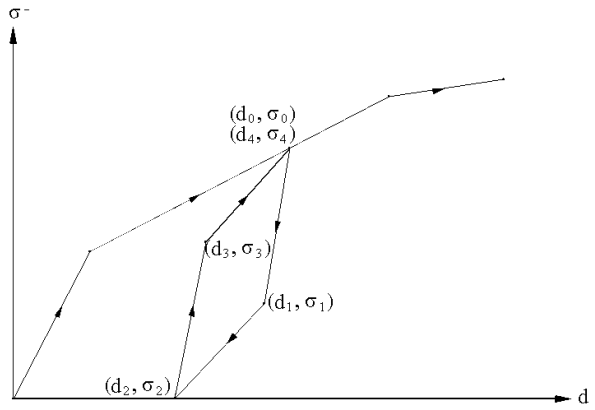


Figura 4.40: Ciclo de carga descarga.

$$c_{0di} = 1 - \frac{d_i}{d_0} \qquad (4.14)$$

$$c_{0\sigma i} = 1 - \frac{\sigma_i}{\sigma_0} \qquad (4.15)$$

Os coeficientes c_{0di} e $c_{0\sigma i}$ para cada ciclo são determinados de acordo com as equações (4.14) e (4.15) e representam a relação existente entre os pares de pontos (d_i, σ_i) com $i = 0,1,2,3\,e\,4$, que caracterizam os vários ramos dos ciclos de descarga/recarga, e os valores (d_0, σ_0), que caracterizam o início de cada ciclo de descarga (ver Figura 4.40). Neste contexto, apresentam-se na Tabela 4.23 os coeficientes correspondentes aos três pontos intermédios de cada

ciclo registado nos ensaios de compressão, sendo os pontos inicial e final coincidentes e os respectivos coeficientes (c_{0d0}, $c_{0\sigma0}$, c_{0d4} e $c_{0\sigma4}$) são nulos.

Tabela 4.23: Coeficientes de deslocamento e tensão dos ramos descarga e recarga.

Ensaio	Patamar	c_{0d1}	$c_{0\sigma1}$	c_{0d2}	$c_{0\sigma2}$	c_{0d3}	$c_{0\sigma3}$
E3	0.2	0.04	0.59	0.64	1.00	0.51	0.56
	0.4	0.15	0.65	0.52	1.00	0.40	0.60
	0.8	0.29	0.87	0.67	1.00	0.35	0.70
	1.2	0.24	0.89	0.67	1.00	0.29	0.80
	1.6	0.18	0.85	0.69	1.00	0.26	0.79
	1.6	0.16	0.88	0.70	1.00	0.23	0.80
	1.6	0.20	0.90	0.72	1.00	0.26	0.83
	1.6	0.21	0.92	0.72	1.00	0.27	0.85
E4	0.8	0.09	0.94	0.19	1.00	0.08	0.34
	1.2	0.08	0.88	0.50	1.00	0.19	0.38
	1.2	0.07	0.89	0.47	1.00	0.14	0.34
	1.2	0.07	0.91	0.45	1.00	0.12	0.36
E5	0.8	0.17	0.92	0.41	1.00	0.35	0.34
	0.8	0.32	0.96	0.59	1.00	0.32	0.19
	0.8	0.08	0.58	0.52	1.00	0.45	0.31
	0.8	0.06	0.67	0.55	1.00	0.38	0.26
	1.2	0.08	0.71	0.73	1.00	0.65	0.55
	1.6	0.11	0.66	0.68	1.00	0.60	0.64
	2.0	0.04	0.58	0.60	1.00	0.55	0.67
E6	0.8	0.42	0.66	0.98	1.00	0.48	0.53
	1.2	0.39	0.68	0.87	1.00	0.40	0.51
	1.6	0.32	0.68	0.83	1.00	0.35	0.50
	1.6	0.37	0.72	0.82	1.00	0.41	0.59
	1.6	0.37	0.73	0.81	1.00	0.34	0.52
	2.0	0.40	0.73	0.80	1.00	0.33	0.49
	2.0	0.41	0.74	0.79	1.00	0.35	0.52
	2.0	0.43	0.75	0.76	1.00	0.36	0.56
E7	0.8	0.37	0.64	0.97	1.00	0.41	0.49
	1.2	0.26	0.56	0.93	1.00	0.31	0.41
	1.6	0.34	0.67	0.92	1.00	0.32	0.47
	1.6	0.34	0.66	0.93	1.00	0.32	0.47
	1.6	0.34	0.65	0.93	1.00	0.35	0.50
	2.0	0.32	0.67	0.92	1.00	0.36	0.54
	2.0	0.32	0.67	0.92	1.00	0.35	0.54
	2.0	0.37	0.71	0.89	1.00	0.43	0.61
E8	0.8	0.23	0.45	0.85	1.00	0.28	0.36
	1.2	0.27	0.55	0.84	1.00	0.28	0.42
	1.6	0.27	0.58	0.80	1.00	0.28	0.44
	1.6	0.26	0.58	0.79	1.00	0.31	0.48
	1.6	0.24	0.58	0.78	1.00	0.32	0.50
	2.0	0.23	0.56	0.78	1.00	0.22	0.38
	2.0	0.25	0.58	0.79	1.00	0.24	0.42
	2.0	0.30	0.66	0.75	1.00	0.37	0.56
	0.8	0.42	0.66	0.98	1.00	0.48	0.53

Tendo por base os aspectos que caracterizam a evolução dos resultados obtidos nos ensaios de compressão, a curva teórica a usar no modelo numérico foi definida com o objectivo de traduzir o comportamento exibido na fase de carga e nos ciclos de descarga/recarga de acordo com os resultados obtidos nos ensaios de compressão descritos nos parágrafos anteriores.

Neste contexto, optou-se por considerar dois tipos de curvas de comportamento que neste trabalho se designam por material Tipo 1 e material Tipo 2.

No material Tipo 1 os ramos de primeira carga são caracterizados por três valores da rigidez sucessivamente decrescentes sendo o primeiro referente à fase elástica e os dois últimos à fase elasto-plástica. Neste caso os ciclos de descarga/recarga na fase elasto-plástica dependem do ramo de carga onde se inicia a descarga. Assim, foi definido um ciclo padrão para descargas a partir do segundo ramo de carga e outro ciclo padrão para descargas com origem no terceiro ramo de carga. Deste modo pretendeu-se representar o comportamento exibido nos ensaios E4, E5 e E6 no sentido de o associar a uma velocidade média de carregamento de 1.2 MPa/min, que resulta da média das velocidades dos três ensaios de respectivamente 1.2, 2.0 e 0.5 MPa/min.

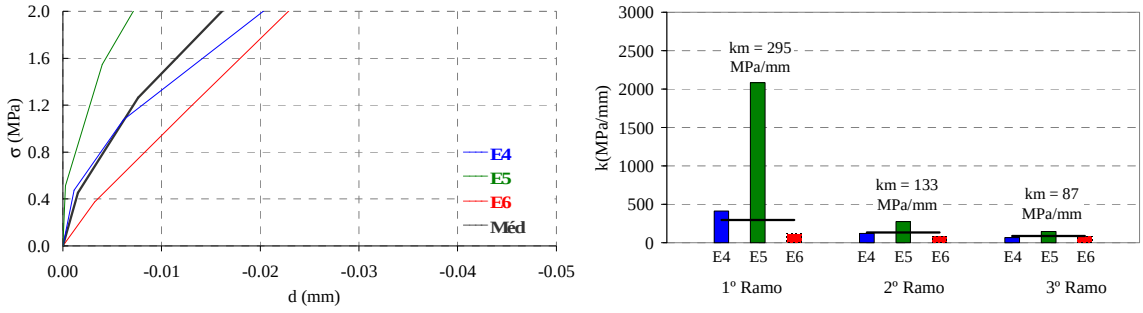
O material Tipo 2 é caracterizado por ramos de carga com rigidez normal constante, exibindo inicialmente uma fase elástica (linear) à qual se segue a fase elasto-plástica onde os ciclos de descarga e recarga são definidos com base num único ciclo padrão. Deste modo pretende-se simular o comportamento exibido nos ensaios da Série 2 que se realizaram com velocidade média de 0.5 MPa/min.

Assim, para o material do Tipo 1 consideraram-se os ramos de carga dos ensaios E4, E5 e E6, para os quais as curvas de comportamento apresentam idênticas características em relação ao facto de exibirem um ramo inicial de maior rigidez com a quebra de rigidez a ocorrer para níveis de tensão semelhantes. A fase não linear é caracterizada por dois ramos cujas rigidezes nos ensaios E4 e E5 diminuem e no ensaio E6 são semelhantes (Figura 4.40).

A curva média foi definida a partir da média dos valores dos deslocamentos e tensão que caracterizam os três ramos de cada um dos ensaios referidos. Deste modo os valores encontrados para a rigidez normal, que constam na Figura 4.41, pouco diferem dos valores das rigidezes determinadas através da média harmónica dos valores das rigidezes de cada troço situando-se essa diferença entre 6 e 20%.

Os ciclos de descarga/recarga foram determinados a partir da média dos coeficientes de deslocamento e tensão determinados para cada ensaio. Definiram-se dois ciclos padrão, da forma a seguir indicada, consoante o ramo de carga do qual se inicia a descarga. Para os ciclos no segundo ramo de carga determinaram-se a média dos coeficientes de deslocamento e tensão dos ciclos regis-

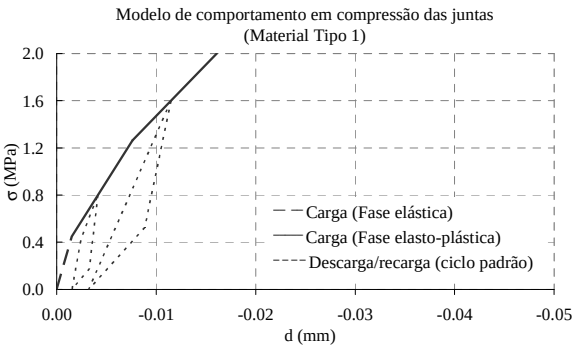
tados nos ensaios E4, E5 e E6 com tensão no ramo de carga (σ_0) entre 0.45 e 1.26 MPa. Para os ciclos com origem no terceiro ramo de carga, os ramos de descarga foram determinados considerando a média dos coeficientes dos ciclos dos mesmos três ensaios E4, E5 e E6 com tensão inicial entre 1.26 e 2 MPa. Neste caso a recarga foi definida de modo a exibir um comportamento linear.



a) b)

Figura 4.41: Ramos de carga (a) e valores da rigidez (b) do material Tipo 1.

Na Figura 4.42-a ilustram-se os ciclos de descarga/recarga (a tracejado fino) determinados de acordo com os critérios referidos no parágrafo anterior, considerando os valores da tensão inicial de 0.8 e 1.6 MPa, respectivamente, para os ciclos com início no segundo e terceiro ramos de carga. Na Figura 4.42-a incluem-se também os ramos de carga das fases elástica (a tracejado largo) e elasto-plástica (a traço cheio). No quadro da Figura 4.42-b incluem-se os valores que caracterizam os ciclos ilustrados, em termos dos coeficientes de deslocamento e de tensão $\left(c_{0di}, c_{0\sigma i}\right)$ bem como os correspondentes pares de valores do deslocamento e da tensão $\left(d_i, \sigma_i\right)$.



a)

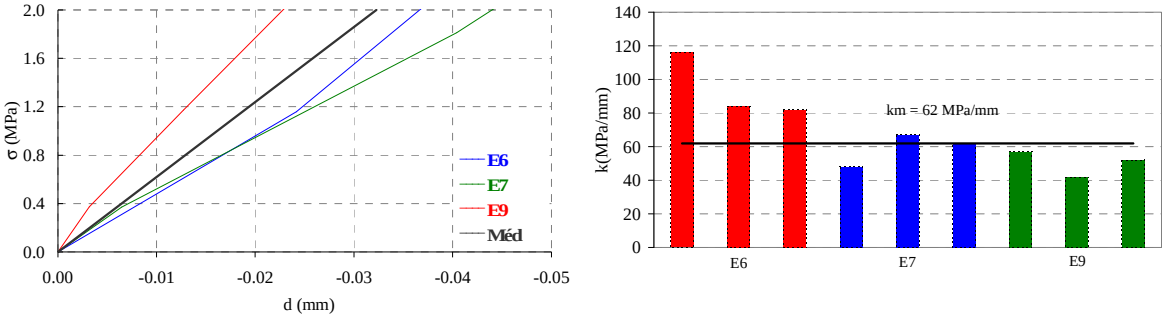
	Ciclo no 2º ramo de carga		Ciclo no 3º ramo de carga	
c_{0d0},$c_{0\sigma0}$	0.00	0.00	0.00	0.00
c_{0d1},$c_{0\sigma1}$	0.21	0.78	0.23	0.67
c_{0d2},$c_{0\sigma2}$	0.63	0.00	0.72	0.00
c_{0d3},$c_{0\sigma3}$	0.41	0.46	0.36	0.50
c_{0d4},$c_{0\sigma4}$	0.00	0.00	0.00	0.00
d_0,σ_0	0.004	0.8	0.011	1.6
d_1,σ_1	0.003	0.2	0.009	0.5
d_2,σ_2	0.002	0.0	0.003	0.0
d_3,σ_3	0.002	0.4	0.007	0.8
d_4,σ_4	0.004	0.8	0.011	1.6

b)

Figura 4.42: Curvas teóricas (a) e valores dos coeficientes c_{0di},$c_{0\sigma i}$ e dos deslocamentos e tensões d_i,σ_i dos ciclos de descarga/recarga (b) do material Tipo 1.

Para definir a evolução nos ramos de carga do material do tipo 2 consideraram-se os ensaios da Série 2 (ver Figura 4.43-a). Neste caso a rigidez de carga do modelo foi obtida considerando a média harmónica de todos os valores da rigidez de carga dos três ensaios referidos (ver

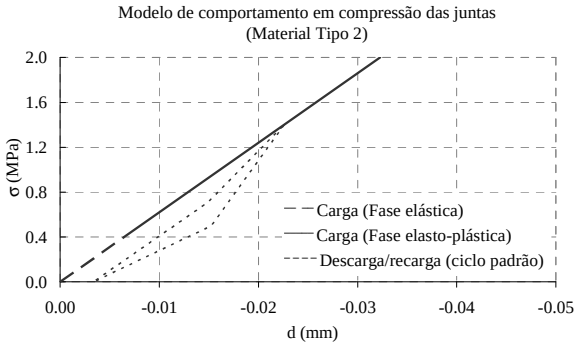
Figura 4.43-b). A rigidez normal assim determinada corresponde à medianização dos deslocamentos observados nos ensaios para um determinado patamar de carga.



a) b)

Figura 4.43: Ramos de carga (a) e valores da rigidez (b) do material Tipo 2.

Os ciclos de descarga e recarga, para o material do tipo 2, foram definidos através da média dos valores dos coeficientes de deslocamento e tensão de todos os ciclos registados nos três ensaios. Na Figura 4.44-a ilustra-se a curva teórica definida para o material tipo 2 e na Figura 4.44-b incluem-se os valores dos coeficientes de deslocamento e de tensão $\left(c_{d_i}, c_{\sigma_i}\right)$ e os correspondentes pares de valores do deslocamento e da tensão $\left(d_i, \sigma_i\right)$.



a)

	Ciclo no 2º ramo de carga	
$cd_0, c\sigma_0$	0.00	0.00
$cd_1, c\sigma_1$	0.33	0.64
$cd_2, c\sigma_2$	0.85	1.00
$cd_3, c\sigma_3$	0.34	0.49
$cd_4, c\sigma_4$	0.00	0.00
d_0, σ_0	0.023	1.4
d_1, σ_1	0.015	0.5
d_2, σ_2	0.003	0.0
d_3, σ_3	0.015	0.7
d_4, σ_4	0.023	1.4

b)

Figura 4.44: Curvas teóricas (a) e valores dos coeficientes c_{0di},$c_{0\sigma i}$ e dos deslocamentos e tensões d_i,σ_i dos ciclos de descarga/recarga (b) do material Tipo 2.

Tal como referido em relação às curvas teóricas de comportamento em corte, também as curvas teóricas de comportamento em compressão serão usadas no Capítulo 5 como parâmetros de entrada do modelo JOINT_SOFT_CY_T para simular numericamente os ensaios de compressão e assim calibrar os parâmetros da modelação das juntas e validar o modelo constitutivo que será usado posteriormente na análise numéricas de pontes, no Capítulo 6.

4.2.3.2 – b) Ensaios de carga normal em juntas secas

i) Identificação das amostras de juntas secas

Para proceder à caracterização do comportamento na direcção normal de juntas secas foram usadas as amostras JS5 e JS6, constituídas por dois blocos de pedra sobrepostos sem interposição de argamassa, que haviam sido utilizadas previamente nos ensaios de corte das juntas secas já descritos na secção 4.2.3.1-d.

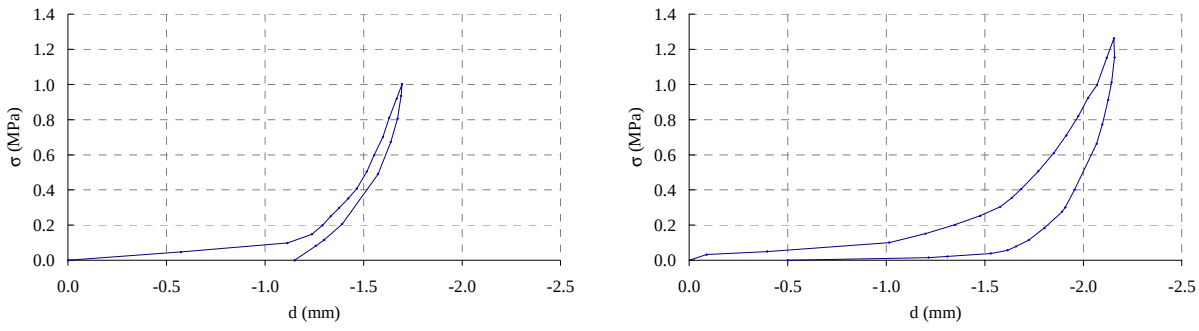
As cargas normais à junta foram aplicadas com o equipamento usado nos ensaios de corte, também descrito anteriormente na secção 4.2.3.1-a.

Realizaram-se dois ensaios, um em cada amostra, levando a tensão normal na junta até ao patamar de 1.0 MPa num dos casos (ensaio 1 sobre a amostra JS5) e 1.3 MPa noutro (ensaio 2 sobre a amostra JS7).

ii) Resultados dos ensaios das juntas secas

Nos gráficos da Figura 4.45 apresentam-se as evoluções da tensão normal, σ, com o deslocamento vertical, d, registadas nos ensaios de carga normal, realizados nas amostras de juntas secas acima referidas (JS5 e JS7).

As curvas (σ, d) da Figura 4.45 mostram, na fase carga, um troço inicial de baixa rigidez (cerca de 0.1 MPa/mm), registado para níveis da tensão normal abaixo de 0.2 MPa, seguido de um ramo de rigidez mais elevada em cerca de uma ordem de grandeza acima do valor da rigidez registado no ramo antecedente, verificando-se nas duas fases de carga curvatura positiva no diagrama (σ, d).



a) Ensaio 1 (JS5) b) Ensaio 2 (JS7)

Figura 4.45: Tensão normal *versus* deslocamento vertical dos ensaios de compressão em provetes com juntas secas.

A descarga é também caracterizada por um diagrama (σ,d) com curvatura positiva. Nos dois ensaios o comportamento observado na descarga começa por exibir um ramo com rigidez ligeiramente superior registada na fase final de carga, verificando-se, no caso do ensaio 2, no final da fase de descarga, um segundo ramo de descarga de rigidez muito baixa (e, consequentemente, elevada recuperação do deslocamento experimentado), característica que não é observada no ensaio 1.

Como referido no Capítulo 2, o comportamento em compressão das juntas secas rugosas é, em geral, caracterizado por uma fase inicial em que a curva de comportamento (σ,d) exibe um ramo de baixa rigidez de carga. Este ramo inicial corresponde à acomodação e ao esmagamento das rugosidades das interfaces e depende, naturalmente, das características das interfaces, nomeadamente, da sua geometria e das condições de indentação entre rugosidades das duas faces da junta.

Após o esmagamento das rugosidades, a curva de comportamento é caracterizada por um ramo de maior rigidez, que depende essencialmente das características de rigidez dos blocos.

O reduzido número de ensaios e ciclos de carga/descarga/recarga não permitiu identificar com rigor a parcela de deslocamentos irreversíveis correspondentes ao esmagamento da junta. Para além disso, na fase inicial do ensaio uma parte do deslocamento medido corresponde também ao ajuste entre a máquina de ensaio e a amostra, que em rigor também não foi determinado.

Assim, nas curvas teóricas, definidas a partir do comportamento observado, optou-se por considerar apenas fase de carga para níveis de tensão superiores a 0.2 MPa, considerando que abaixo daquele nível o comportamento registado corresponde ao ajuste entre a amostra e a máquina e à parcela irreversível motivada pelo esmagamento nas juntas.

Na análise numérica de estruturas de juntas secas tal situação, em que é considerado que o modelo constitutivo das juntas é definido apenas pela fase de maior rigidez das juntas (controlada pelas características da pedra), admite que o esmagamento das irregularidades já ocorreu. Nas estruturas antigas de alvenaria de juntas secas este aspecto é concordante com a simulação do estado actual da estrutura em que é considerada a geometria actual da estrutura.

De facto, na simulação numérica de estruturas antigas, a geometria é aferida, geralmente, a partir do levantamento da geometria actual da construção. Nesta situação, é avaliada a geometria (actual) dos blocos, no quais, por efeito da acção do peso próprio e outras cargas de serviço, a acomodação e esmagamento das rugosidades nas interfaces já ocorreu, dado que tal fase do comportamento das juntas é identificada para níveis baixos da tensão normal (identificável com a acção do peso próprio).

Neste contexto, as curvas teóricas assim definidas são adequadas para representar o comportamento de estruturas antigas de juntas secas considerando a geometria dos blocos após acomodação e esmagamento das interfaces. Nas estruturas novas de alvenaria de juntas secas com irregularidades sem indentação a aproximação da fase inicial não deve porém ser suprimida nas curvas de comportamento (σ,d), dado neste caso é considerada a geometria inicial dos blocos e interfaces com irregularidades.

Para além das dificuldades referidas nos parágrafos anteriores, a escassez de resultados desta campanha não permitiu que fossem clarificados outros aspectos do comportamento das juntas designadamente a curva de carga para níveis de carga acima de 1.3 MPa, leis de descarga/recarga para vários patamares de tensão e consequentemente a degradação de rigidez e resistência motivada por sucessivos ciclos de descarga/descarga.

Não obstante as dificuldades referidas, os resultados apresentados na Figura 4.45 foram usados com o objectivo de identificar leis de comportamento em compressão para este tipo de juntas de modo a caracterizar os ramos de carga e o ciclo padrão de descarga/recarga e serem usados posteriormente nas simulações numéricas de estruturas antigas de alvenaria de juntas secas através do modelo JOINT_SOFT_CY_T. Foram então ajustados troços lineares às curvas registadas nos dois ensaios, identificando-se para cada ramo a correspondente rigidez normal cujos valores se incluem na Tabela 4.24.

Neste contexto, optou-se por definir para a fase de carga, ramos lineares com rigidez de carga constante, considerando-se para o efeito as curvas (σ,d) registadas para níveis de tensão superiores a 0.2 MPa, considerando-se que abaixo daquele nível o comportamento registado corresponde ao ajuste entre a amostra e a máquina, acomodação e esmagamento das rugosidades nas interfaces.

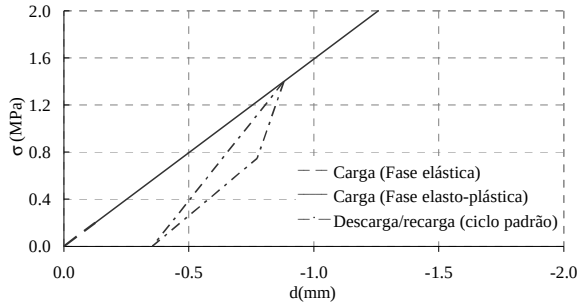
Assim, para junta JS5 a rigidez de carga identificada corresponde a um ramo linear ajustado à curva experimental registada entre a tensão de 0.2 e 1.00 MPa (ver Tabela 4.24) e para a junta JS7 considerou-se um ramo linear entre os níveis de tensão 0.2 e 1.3 MPa. A lei de carga teórica apresentada na Figura 4.46 foi definida através da média harmónica correspondente aos dois valores identificados da rigidez de carga.

Em relação ao ciclo padrão de descarga/recarga consideraram-se os ramos de descarga registados nos dois ensaios aos quais se ajustaram dois ramos lineares definidos entre os valores das tensões apresentados na Tabela 4.24 obtendo-se os valores da rigidez incluídos na mesma tabela. A fase de recarga foi também definida através de um ramo linear.

A partir dos parâmetros identificados determinaram-se, para cada ensaio, os correspondentes coeficientes de tensão e deslocamento calculando-se em seguida os valores médios desses parâmetros (Figura 4.46-b) que permitiram caracterizar as leis de descarga/recarga teóricas apresentadas na Figura 4.46-a.

Tabela 4.24: Rigidez normal dos ensaios de carga normal em juntas secas.

Nº do Ensaio	Provete	Tensão normal do patamar de carga/descarga (MPa)	Rigidez normal (MPa/mm)	Observações
1	JS5	0.2 - 1.0	1.98	carga
		1.0 - 0.5	4.75	descarga
		0.5 - 0.0	1.49	descarga
2	JS7	0.2 - 1.3	1.33	carga
		1.3 - 0.7	8.43	descarga
		0.7 - 0.0	2.09	descarga



a)

	Ciclo no 2º ramo de carga	
$cd_0, c\sigma_0$	0.00	0.00
$cd_1, c\sigma_1$	0.12	0.47
$cd_2, c\sigma_2$	0.60	1.00
$cd_3, c\sigma_3$	0.30	0.50
$cd_4, c\sigma_4$	0.00	0.00

b)

Figura 4.46: Leis teóricas em compressão (a) e valores dos coeficientes dos deslocamentos e tensões (b) de juntas secas.

4.3 – CARACTERIZAÇÃO DAS JUNTAS ENTRE PEDRA E ENCHIMENTO

4.3.1 – Caracterização do comportamento ao corte das juntas entre pedra e enchimento da ponte de Vila Fria

***i) Identificação das amostras e dos ensaios em juntas pedra/*tout-venant**

Com o objectivo de caracterizar as juntas entre as pedras e o material de enchimento foram ensaiadas na máquina de corte amostras constituídas por *tout-venant*, material utilizado no enchimento, e um bloco de pedra com dimensões idênticas às dos blocos usados nos ensaios de juntas referidos anteriormente (ver Figura 4.47).



Figura 4.47: Vista geral de uma amostra para caracterização das juntas entre enchimento e pedra.

Foram usados três provetes (JTV1, JTV2 e JTV3), cada um deles submetido a vários ensaios de deslizamento considerando um valor distinto da tensão normal. Cada ensaio foi precedido de um ensaio de carga normal considerando o valor da tensão normal correspondente ao ensaio de deslizamento subsequente de acordo com os dados da Tabela 4.25.

ii) Descrição do equipamento. Procedimentos do ensaio

Os ensaios foram realizados na máquina de corte existente na FEUP, conforme descrito na secção 4.2.3.1-a. Na parte inferior da caixa de corte foi colocado o material de enchimento remexido e aplicada uma tensão vertical de 0.9 MPa com o objectivo de compactar o material aí colocado e regularizar a superfície da interface entre o *tout-venant* e a pedra. Seguidamente colocou-se na metade superior da caixa um bloco de pedra com as características já descritas para os ensaios de

corte e deslizamento de juntas argamassadas e secas. Após a fase de pré-carga iniciou-se o deslizamento da parte superior da amostra e registaram-se os valores das forças e deslocamentos.

***iii) Resultados dos ensaios das juntas pedra/*tout-venant**

A evolução da resistência ao corte com o deslocamento tangencial no caso das juntas existentes entre o material de enchimento e a alvenaria, tal como acontece entre o enchimento e o extradorso dos arcos e entre o enchimento e as faces interiores dos tímpanos nas pontes de alvenaria, apresenta um andamento caracterizado por um ramo ascendente sem resistência de pico, como se pode observar na Figura 4.48-a a título de exemplo para o ensaio 5. Na Figura 4.48-b apresenta-se também a evolução do deslocamento normal com o deslizamento registado no ensaio de deslizamento da junta pedra/*tout-venant* (E5.JTV2) para $\sigma_n = 0.8\ MPa$.

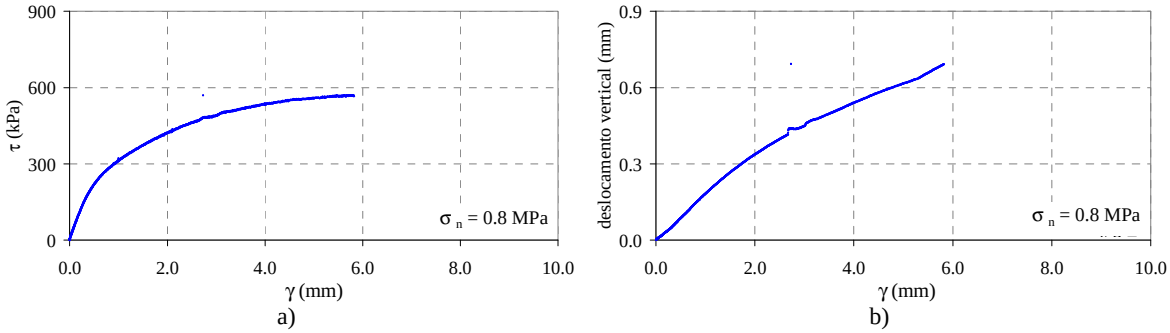


Figura 4.48: Curvas experimentais de comportamento ao corte (a) e evolução do deslocamento vertical com o deslizamento (b) num provete com interface de pedra/*tout-venant* (E5.JTV2) para $\sigma_n = 0.8\ MPa$.

Na Tabela 4.25 apresentam-se os valores da tensão tangencial resistente e correspondentes valores da rigidez tangencial determinados nos ensaios de deslizamento das juntas pedra/*tout-venant*.

Tabela 4.25: Tensão tangencial resistente e rigidez tangencial.

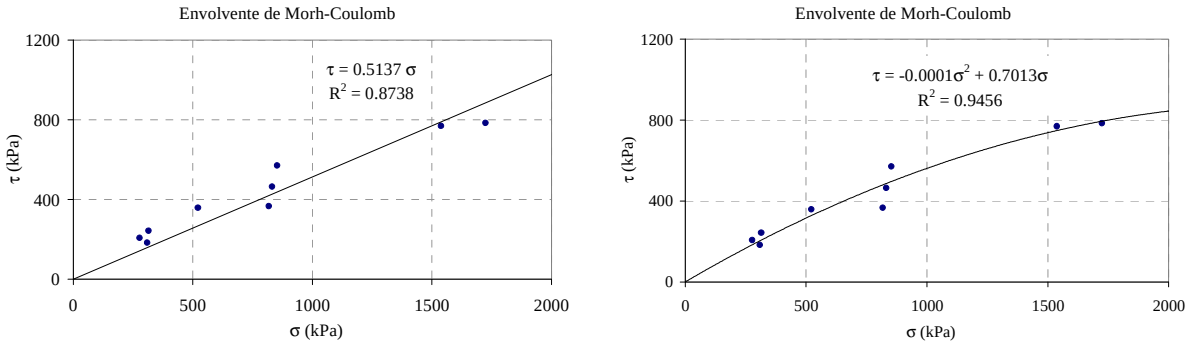
Ensaio	Provete	Tensão Normal (kPa)	Tensão tangencial resistente (kPa)	Rigidez tangencial (kPa/mm)
E1	JTV1	309	184	66
E2	JTV2	315	244	100
E3	JTV3	277	208	90
E4	JTV1	831	466	333
E5	JTV2	852	572	459
E6	JTV3	817	367	304
E7	JTV1	1723	786	520
E8	JTV2	1537	770	142
E9	JTV1	521	359	127

Usando os pares de valores (σ,τ) incluídos na Tabela 4.25 determinou-se a envolvente de Mohr-Coulomb, expressa na condição (4.16), que se apresenta também na Figura 4.49 juntamente com o parâmetro de correlação correspondente à regressão linear.

$$\tau = 0.5137\,\sigma \tag{4.16}$$

Adicionalmente determinou-se a envolvente de rotura de através de uma regressão polinomial de segundo grau expressa na (4.17) obtendo-se neste caso um valor superior para o parâmetro de correlação. Porém, no modelo de comportamento JOINT_SOFT_CY_T usado neste trabalho é considerada uma relação linear para a envolvente de rotura, pelo que a envolvente de Mohr-Coulomb usada na análise numérica de pontes, no Capítulo 6, corresponde à expressão (4.16).

$$\tau = -0.0001\,\sigma^2 + 0.7013\,\sigma \tag{4.17}$$



a) b)

Figura 4.49: Envolvente de Mohr-Coulomb, para as juntas pedra/*tout-venant*, obtida por regressão linear (a) e regressão polinomial (b).

iv) Ajuste (teórico) da resposta e identificação de parâmetros da modelação

O ajuste teórico da resposta ao corte das juntas pedra/*tout-venant* e identificação dos parâmetros de modelação seguiu uma estratégia idêntica à usada nos ensaios de deslizamento das juntas secas, adoptando-se também, neste caso, duas vias para definir as curvas teóricas de aproximação dos diagramas (τ,γ) registados nos ensaios. Numa das vias considerou-se uma aproximação elasto-plástica através de dois trechos rectos, cujos gráficos se ilustram na Figura 4.50-a e na outra via foi considerado um ramo intermédio entre as duas fases (linear e patamar resistente) com evolução exponencial para definir a fase de endurecimento que antecede o patamar resistente (Figura 4.50-b).

Na aproximação elasto-plástica a transição entre a fase elástica e a fase residual é caracterizada pelo par de valores $\tau_{els\,res}$ e $\gamma_{els\,res}$ referidos na Figura 4.50-a. No caso da curva teórica com endurecimento exponencial τ_{els} e γ_{els} determinam o fim da fase elástica e início da fase de endurecimento. A evolução da tensão no ramo de endurecimento é determinada usando a equação (4.9) até se atingir a tensão resistente τ_{res}.

Na Tabela 4.26 incluem-se, nas primeiras seis linhas de resultados, os correspondentes parâmetros do comportamento ao corte das juntas pedra/*tout-venant*.

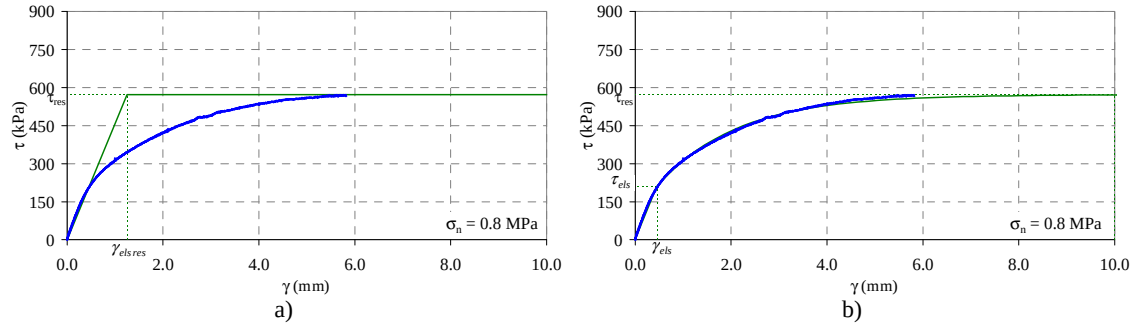


Figura 4.50: Curvas teóricas dos ensaios de deslizamento em juntas pedra/*tout-venant* (a cor verde). Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b).

Neste caso optou-se por não considerar os resultados dos ensaios realizados com a tensão normal mais elevada (ensaios E7 e E8) e também dos ensaios E1 e E6, obtendo-se por esta via uma melhor aproximação das curvas teóricas. Excluindo os pares de valores (σ_n, τ_{res}) correspondentes aos ensaios E7 e E8, verifica-se que o ângulo de atrito aumenta melhorando a aproximação teórica do patamar residual para os níveis de tensão mais baixos que correspondem à gama de interesse para o caso das pontes em estudo. Os ensaios E1 e E8 foram rejeitados por se ter registado nestes um comportamento atípico como se pode verificar nas curvas apresentadas no Anexo 4.13.

Com base nos parâmetros identificados para cada ensaio de corte considerado (que constam no primeiro conjunto de cinco linhas de resultados na Tabela 4.26) foram determinados os valores médios dos parâmetros para cada nível de tensão normal (ver segundo conjunto de três linhas na Tabela 4.26) e, a partir destes, os valores usados para definir os parâmetros teóricos das curvas de corte de referência do modelo JOINT_SOFT_CY_T com endurecimento elasto-plástico (Figura 4.51-a) e endurecimento exponencial (Figura 4.51-b), considerando a tensão de referência de 520 kPa.

Os valores das tensões de corte τ_{res} e τ_{els}, da rigidez elástica k_{els} e do factor α que se apresentam na última linha da Tabela 4.26 foram determinados com base na relação linear existente

entre aqueles paramentos e a tensão normal instalada. Com base nos valores de τ_{els} e k_{els} foram determinados os correspondentes valores dos deslocamentos elásticos γ_{els}.

Tabela 4.26: Parâmetros do comportamento ao corte das juntas. Parâmetros básicos (a); valores para ajuste elásto-plástico (b); valores para ajuste exponencial (c).

	a)			b)		c)	
Ensaio	σ_n (kPa)	τ_{res} (kPa)	k_{els} (kPa/mm)	$\gamma_{els\ res}$ (mm)	τ_{els} (kPa)	γ_{els} (mm)	α
E2 JTV2	315	244	100	2.44	136	1.36	0.45
E3 JTV3	277	208	90	2.31	135	1.50	1.40
E4 JTV1	831	466	333	1.40	100	0.30	0.50
E5 JTV2	852	572	459	1.25	210	0.46	0.60
E9 JTV1	521	359	127	2.82	249	1.96	1.10
Parâmetros médios	296	226	95	2.37	136	1.43	0.93
	521	359	127	2.82	249	1.96	1.10
	842	519	396	1.32	155	0.38	0.55
Valores de referência	520	336	208	1.61	146	0.70	0.88

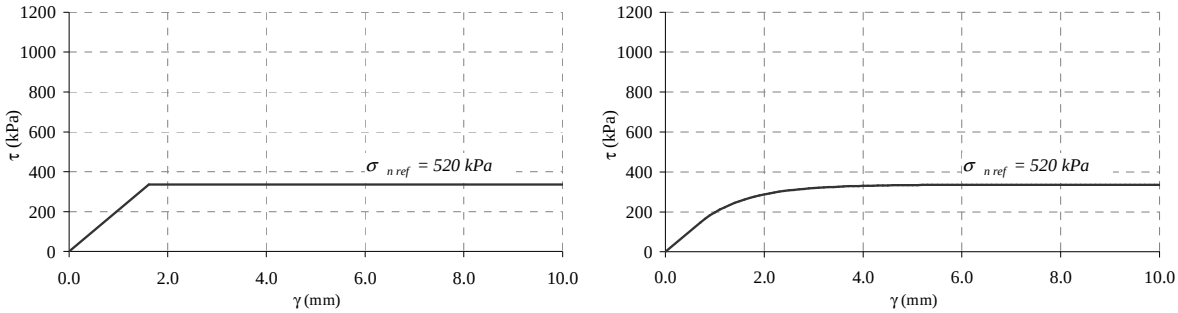


Figura 4.51: Curvas de corte teóricas de referência dos ensaios de deslizamento em juntas pedra/*tout-venant*. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b). Tensão normal de referência: 520 MPa.

No Capítulo 5, onde são apresentados e discutidos os resultados da simulação dos ensaios de corte das juntas pedra/*tout-venant*, as curvas teóricas da Figura 4.51 serão usadas como parâmetro de entrada do modelo JOINT_SOFT_CY_T.

Como será discutido, no Capítulo 5, a principal dificuldade encontrada na simulação destes ensaios reside no facto do modelo JOINT_SOFT_CY_T recorrer a uma função linear para definir a superfície de cedência de Mohr-Coulomb e, como referido anteriormente (ver Figura 4.49), os resultados mostram que se obtém uma melhor representação da envolvente de rotura quando é usada uma função polinomial. Assim, para a gama de tensões normais próxima da tensão normal de referência, obtêm-se resultados numéricos do comportamento ao corte melhor ajustados aos experimentais. Com efeito, a tensão de referência deve ser definida em função dos valores esperados na estrutura a modelar.

4.3.2 – Caracterização do comportamento na direcção normal das juntas pedra-enchimento da ponte de Vila Fria

Para avaliar a resposta na direcção normal das juntas entre pedra e enchimento realizou-se um ensaio cíclico de carga normal submetendo um provete, com as mesmas características dos usados nos ensaios de corte (já descrito na secção 4.3.1-*i*), a uma história de carregamentos definida por ciclos de carga/descarga/recarga conforme se ilustra na Figura 4.52. A evolução em termos da tensão normal *versus* deslocamento vertical registada no ensaio consta no gráfico da Figura 4.53.

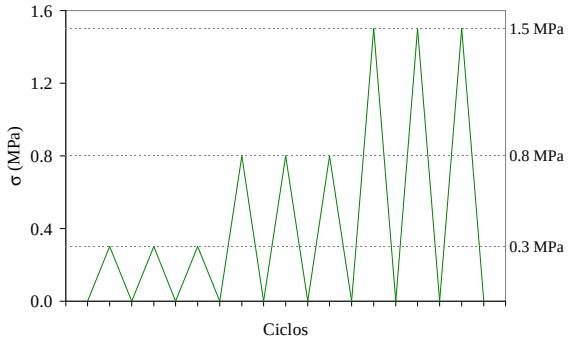


Figura 4.52: Ciclos de carga/descarga/recarga dos ensaios de compressão em juntas pedra/*tout-venant*.

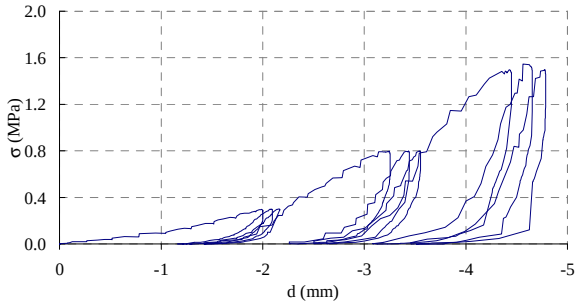


Figura 4.53: Evolução da tensão normal registada no ensaio de compressão em juntas pedra/*tout-venant*.

A fase de carga da curva tensão *versus* deslocamento normal observada no ensaio (Figura 4.53) exibe curvatura positiva mostrando elevada deformabilidade na fase inicial, para níveis de tensão relativamente baixos (<0.3 MPa). Os ciclos de descarga-recarga também exibem curvatura positiva, neste caso mais acentuada que na fase de carga, com o início da descarga caracterizado por ramos quase verticais e uma quebra pronunciada acompanhada de alguma recuperação no deslocamento normal na fase final da descarga. As recargas exibem uma fase inicial de reduzida rigidez, verificando-se um segundo ramo em que ocorre recuperação da rigidez, com a transição entre os dois ramos a ocorrer para níveis de tensão idênticos aos registados na descarga.

Os procedimentos usados para identificar as leis de comportamento em compressão para este tipo de juntas seguiram a estratégia usada para o caso dos ensaios de compressão em juntas argamassadas. Deste modo foram caracterizados os ramos de carga e o ciclo padrão de descarga/recarga a serem usados posteriormente nas simulações numéricas através do modelo JOINT_SOFT_CY_T. Assim, foram ajustados troços lineares às curvas registadas nos ensaios, separando a resposta registada consoante se trate de ramos de primeira carga, ramos de descarga ou ramos de recarga (ver Figura 4.54), identificando-se para cada ramo a correspondente rigidez normal, cujos valores se incluem na Tabela 4.27.

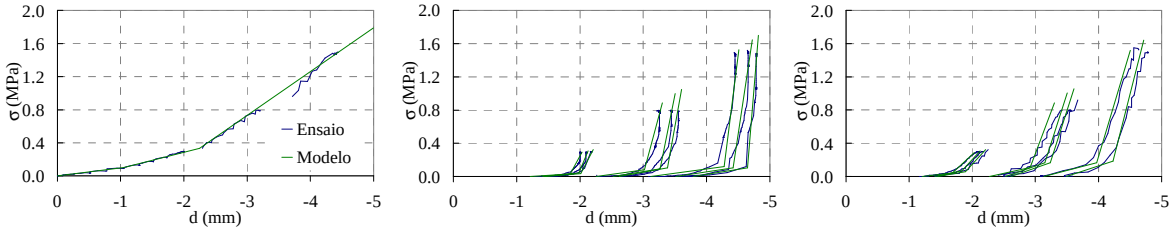


Figura 4.54: Ramos de primeira carga (a), descarga (b) e recarga (c) do ensaios de compressão.

Assim, os ramos de primeira carga foram ajustados por três troços rectos obtendo-se por esta via os três valores de rigidez de primeira carga, k_1^c, k_2^c e k_3^c, indicados na Tabela 4.27 que se identificam no contexto deste trabalho como valores teóricos a usar nas simulações numéricas estudadas.

Tabela 4.27: Caracterização dos ramos de carga em termos dos pares de valores do deslocamento e da tensão e dos valores da rigidez dos ramos ajustados.

Ramo de carga	Deslocamento (mm)	Tensão normal (MPa)	Rigidez normal k_1^c, k_2^c e k_3^c (MPa/mm)
1	0.00 - 1.05	0.0 - 0.1	0.096
2	1.05 - 2.25	0.1 - 0.3	0.194
3	2.25 - 5.00	0.1 - 1.8	0.529

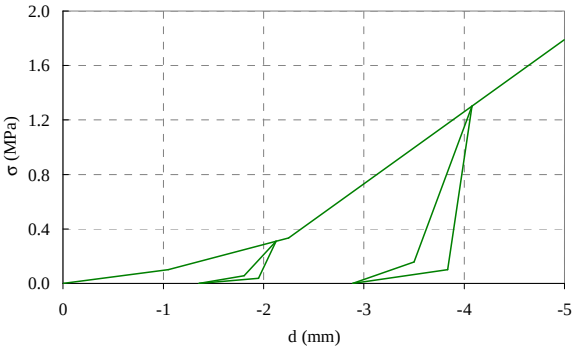
Para os ramos de descarga/recarga, cada ramo foi ajustado por dois troços lineares aos quais correspondem os quatro valores da rigidez k_1^d, k_2^d, k_1^r e k_2^r indicados na Tabela 4.28 juntamente com os pares de valores de deslocamento e tensão que caracterizam o início de cada ramo identificado. Na última linha da Tabela 4.28 não são apresentados os valores de k_1^r, k_1^r, d_3 e σ_3 dado que o ensaio terminou com a fase de descarga correspondente ao patamar de tensão 1.5 MPa.

A partir dos pares de pontos (d_i, σ_i) identificados na Tabela 4.28 determinaram-se os correspondentes coeficientes de deslocamento e tensão, c_{0di} e $c_{0\sigma i}$. Para cada conjunto de valores c_{0di} e

Tabela 4.28: Caracterização dos ramos de descarga e recarga em termos dos valores da rigidez dos ramos (a) e dos pares de valores do deslocamento e da tensão (b).

	a) Valores da rigidez (MPa/mm)				b) Valores do deslocamento (mm) e da tensão (MPa)							
Patamar de tensão	k_1^d	k_2^d	k_1^r	k_2^r	d_0	σ_0	d_1	σ_1	d_2	σ_2	d_3	σ_3
0.3	1.44	0.05	0.09	0.71	2.03	0.29	1.85	0.03	1.21	0.00	1.68	0.04
	1.83	0.08	0.16	0.83	2.13	0.31	1.98	0.04	1.41	0.00	1.84	0.07
	1.48	0.07	0.13	0.84	2.21	0.33	2.02	0.04	1.45	0.00	1.89	0.06
0.8	2.83	0.11	0.17	2.02	3.30	0.89	3.02	0.08	2.25	0.00	2.92	0.11
	3.80	0.13	0.26	2.35	3.51	1.00	3.27	0.10	2.53	0.00	3.15	0.16
	4.15	0.14	0.26	2.38	3.61	1.05	3.38	0.11	2.62	0.00	3.24	0.16
1.5	6.11	0.10	0.20	2.55	4.51	1.53	4.28	0.12	3.12	0.00	3.97	0.16
	5.10	0.12	0.25	2.99	4.72	1.65	4.42	0.11	3.51	0.00	4.23	0.18
	9.26	0.12	-	-	4.82	1.70	4.65	0.11	3.79	0.00	-	-

$c_{0\sigma i}$ correspondente aos ciclos com origem no mesmo ramo de carga, calcularam-se em seguida, os valores médios desses parâmetros que, por sua vez, permitiram caracterizar as leis de descarga/recarga teóricas, correspondentes aos ciclos com origem no segundo e terceiro ramos de carga, apresentadas na Figura 4.55.



a)

	Ciclo no 2º Ramo de Carga		Ciclo no 3º Ramo de Carga	
c_{0d0},$c_{0\sigma0}$	0.00	0.00	0.00	0.00
c_{0d1},$c_{0\sigma1}$	0.08	0.88	0.06	0.92
c_{0d2},$c_{0\sigma2}$	0.36	1.00	0.29	1.00
c_{0d3},$c_{0\sigma3}$	0.15	0.82	0.14	0.88
c_{0d4},$c_{0\sigma4}$	0.00	0.00	0.00	0.00

b)

Figura 4.55: Leis teóricas em compressão (a) e valores dos coeficientes de deslocamentos e tensões (b) de juntas pedra/*tout-venant*.

Notar que a reduzida campanha de ensaio para caracterização do comportamento destas juntas, a par com a inexistência de bibliografia específica sobre ensaios deste género, condiciona a interpretação de alguns aspectos observados. Nomeadamente, a identificação de aumento da rigidez nos ramos sucessivos de recarga, indicam que o comportamento depende da tensão normal experimentada. Consequentemente, a interpretação de alguns aspectos, como a elevada deformabilidade na fase inicial de carga ou a parcela de deformações plásticas irreversíveis deve ser cautelosa, dado dependerem da história de carga e do estado do material. No estudo do comportamento das pontes, no Capítulo 6, optou-se então por considerar que o comportamento destas juntas é controlado pela rigidez k_3^c e correspondentes ciclos descarga-recarga.

4.4 – CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS ENCHIMENTOS

O material utilizado como enchimento, colocado sobre o extradorso dos arcos e entre as paredes de tímpano das pontes em arco de alvenaria, pode ter origens diversas. O mais comum, todavia, é serem usados materiais granulares com granulometria esparsa (tipo *tout-venant*).

No caso da nova ponte de Vila Fria o material utilizado no enchimento foi um *tout-venant* cujas características foram estudadas por meio de ensaios laboratoriais e *in situ* que se descrevem neste capítulo. Na camada mais à superfície foi adicionada uma pequena quantidade de cimento (cerca de 7% em peso).

O comportamento dos solos granulares depende de diversos factores como se referiu no Capítulo 2. No contexto da modelação numérica do comportamento mecânico do material de enchimento, os parâmetros mecânicos que determinam o comportamento são definidos a partir de ensaios de caracterização de solos, desenvolvidos no âmbito da mecânica de solos.

Neste sentido, existem diversos modelos para traduzir o comportamento dos solos, como será referido no Capítulo 5, que dependem de variados parâmetros que importa estudar. Para além dos parâmetros elásticos, i.e. módulo de elasticidade (E), peso específico (ρ) e coeficiente de Poisson (v), é necessário caracterizar os parâmetros que determinam a evolução do comportamento no regime não-linear, nomeadamente, as curvas que representam a resposta do material em termos de tensões *versus* deformações, o ângulo de atrito e a coesão (que determinam a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb) e o ângulo de dilatância.

Neste contexto, foram realizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP ensaios triaxiais sobre amostras de material de enchimento usado na construção da nova ponte de Vila Fria. Estes ensaios permitem avaliar as curvas de comportamento do material em temos da evolução da tensão de desvio com a extensão axial e determinar a rigidez. Considerando diferentes patamares da tensão de consolidação é possível estimar o ângulo de atrito e a coesão que determinam a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb. O registo do comportamento deformacional no decurso dum ensaio triaxial permite ainda caracterizar a variação de volume e a dilatância exibidas pela amostra.

Para a além dos parâmetros mecânicos referidos anteriormente, a caracterização física do material em termos da curva granulométrica, índice de vazios, teor em água e grau de compactação do material aplicado *in situ*, é determinante para compreender o comportamento mecânico exibido,

neste sentido foram realizados no mesmo tipo de material ensaios laboratoriais no Laboratório de Geotecnia da FEUP para definir a curva granulométrica, o peso volúmico, o teor em água. Previamente porém, foram efectuados em obra vários ensaios com célula radioactiva e com garrafa de areia para determinar o peso volúmico, o teor em água e o grau de compactação do material.

Nos parágrafos seguintes apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos nos referidos ensaios de caracterização do enchimento da nova ponte de Vila Fria, sendo ainda apresentados resultados de outros ensaios realizados sobre amostras recolhidas de outras pontes existentes.

4.4.1 – Caracterização granulométrica do material

Na Figura 4.56 apresenta-se a curva granulométrica do material de enchimento aplicado na nova ponte de Vila Fria onde se pode comprovar tratar-se de um material de granulometria extensa bem graduado. Os valores da massa e percentagens retidas nos peneiros, determinados segundo a norma E-233-1969 (LNEC, 1969), podem ser consultados no Anexo 4.14. O peso volúmico das partículas secas das fracções passadas e retidas no peneiro n.º4, determinado de acordo com a norma NP-83-1965 (NP, 1966) e NP-581-1969 (NP, 1970), corresponderam, respectivamente a 25.3 e 26.4 kN/m^3 (ver Anexo 4.14); a absorção de água da fracção passada no peneiro n.º4 registou um valor de 1.41%.

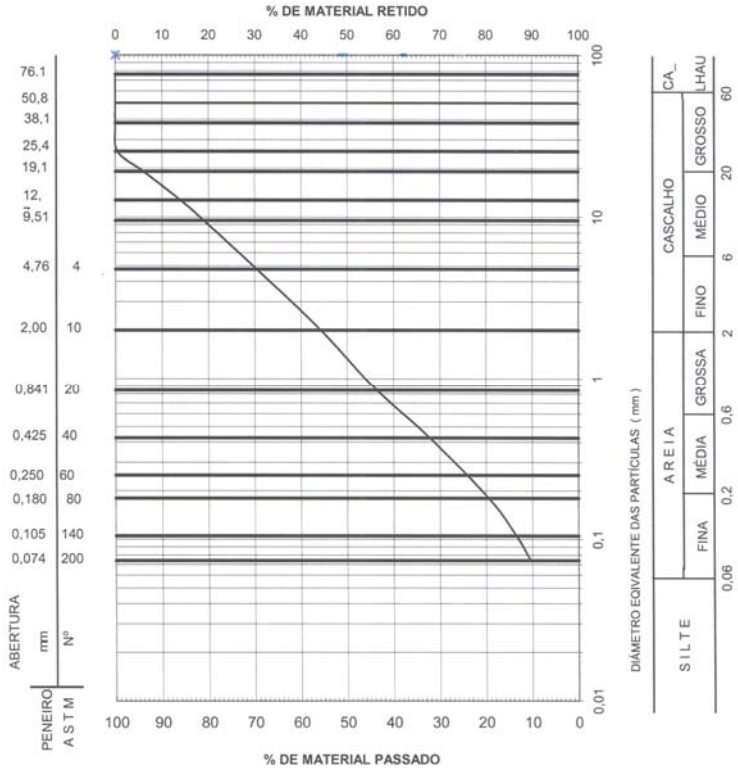


Figura 4.56: Curva granulométrica do *tout-venant*.

4.4.1.1 – Caracterização *in situ* do peso volúmico e do teor em água com célula radioactiva

O objectivo do ensaio com célula radioactiva (ver Figura 4.57) consiste em determinar *in situ* o peso volúmico e o teor em água do material aplicado em obra, sendo frequentemente usado para controlo de compactação de aterros. O equipamento baseia-se na radioactividade e consta, basicamente, de uma fonte radioactiva e de um receptor-contador. Para a determinação do peso volúmico a fonte emite raios gama, quer a partir da superfície do terreno (transmissão indirecta), quer a partir do seu interior (transmissão directa), após se ter introduzido o espigão do aparelho num furo previamente realizado no solo. A quantidade de raios gama que vai ser captada por unidade de tempo no contador situado na célula é inversamente proporcional à densidade do material atravessado. Para a avaliação do teor em água a fonte emite neutrões a partir da superfície do terreno, sendo a intensidade da resposta no receptor proporcional ao teor em água do solo (Fernandes, 2006).

Os ensaios com célula radioactiva realizados para caracterizar o material de enchimento da ponte de Vila Fria foram efectuados em três zonas do enchimento localizadas sobre os pilares do lado poente e aproximadamente a 1.1 e 1.4 m da superfície conforme se ilustra na Figura 4.58. Na Tabela 4.29 apresentam-se os resultados, em termos do teor em água, peso volúmico e peso volúmico seco, obtidos nos ensaios com célula radioactiva.



Figura 4.57: Ensaios *in situ* com célula radioactiva.

Tabela 4.29: Resultados do ensaio com célula radioactiva no material de enchimento tipo *tout-venant*.

Ensaio n.º	Teor em água, w (%)	Peso volúmico, γ (kN/m^3)	Peso volúmico seco, γ_d (kN/m^3)
CR1_S1	7.1	17.4	16.3
CR2_S1	6.8	17.5	16.4
CR3_S2	6.4	18.3	17.2
CR4_S2	6.2	18.6	17.5
CR5_S3	7.0	18.3	17.1
CR6_S3	6.4	19.4	18.3

0s valores apresentados na Tabela 4.29 devem ser considerados com reservas pois foram obtidos de ensaios realizados próximo das fronteiras do enchimento que se encontra confinado pelos

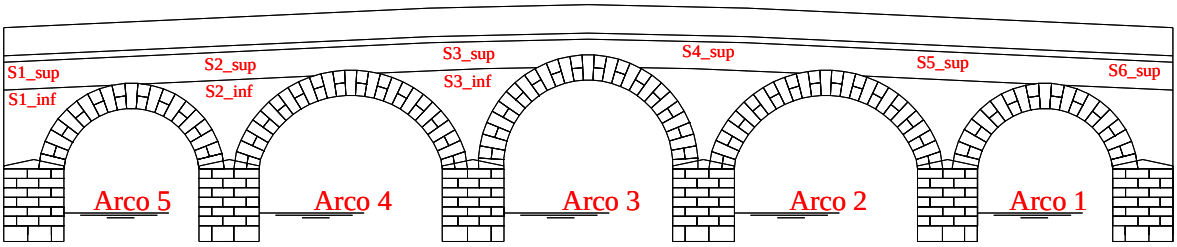
tímpanos e extradorsos dos arcos constituindo assim um meio marcadamente heterogéneo. No entanto podem ser estabelecidas relações entre os resultados destes ensaios e dos ensaios com garrafa de areia, como se comentará mais adiante, pois alguns destes últimos foram efectuados nos mesmos locais dos primeiros.

4.4.1.2 – Caracterização *in situ* do peso volúmico e do teor em água com garrafa de areia

Tal como o ensaio descrito anteriormente, o ensaio com a garrafa de areia tem como objectivo determinar o peso volúmico e o teor em água do material de enchimento aplicado na ponte. Para tal, os valores do peso de uma determinada quantidade do *tout-venant* aplicado em obra e de uma areia calibrada são comparados, procedendo-se de acordo com a breve descrição que se apresenta nos parágrafos seguintes.

A primeira fase do ensaio consiste em recolher do local uma parcela do material que é devidamente pesada com balança electrónica (Figura 4.59). Na fase seguinte é introduzida areia calibrada no espaço anteriormente ocupado pelo *tout-venant* com auxílio de uma garrafa de areia (ver Figura 4.60). No final do ensaio a garrafa de areia é novamente pesada de modo a determinar a quantidade remanescente na garrafa e a gasta no ensaio.

Na Figura 4.58 ilustra-se a localização das seis secções onde foram realizados os ensaios com célula radioactiva (CR) e com garrafa de areia (GA) efectuados ao material de enchimento da ponte constituído por *tout-venant*, na camada inferior, e *tout-venant* com cimento, na camada superior.



Ensaios com célula radioactiva no material tipo *tout-venant* (camada inferior)		Ensaios com garrafa de areia no material tipo *tout-venant* e cimento (camada superior)		Ensaios com garrafa de areia no material tipo *tout-venant* (camada inferior)
CR1_S1_inf	CR4_S2_inf	GA1_S5_sup	GA4_S2_sup	GA1_S1_inf
CR2_S1_inf	CR5_S3_inf	GA2_S4_sup	GA5_S1_sup	GA2_S3_inf
CR3_S2_inf	CR6_S3_inf	GA3_S3_sup	GA6_S6_sup	

Figura 4.58: Localização dos ensaios com célula radioactiva e com garrafa de areia no material de enchimento da ponte (vista de jusante).

Na ponte de Vila Fria foram realizadas duas séries de ensaios com a garrafa de areia. De acordo com a Figura 4.58, a primeira foi efectuada na camada inferior do enchimento constituída por *tout-venant*, durante a fase de enchimento, e a segunda na camada superior do enchimento constituída por *tout-venant* e cimento, depois de concluída a colocação do enchimento.



a) b)

Figura 4.59: Ensaio *in situ* com garrafa de areia (1ª fase). Extracção (a) e pesagem (b) do material de enchimento.



a) b)

Figura 4.60: Ensaio *in situ* com garrafa de areia (2ª fase). Calibração da garrafa de areia (a) e colocação da areia calibrada no local do ensaio (b).

Os resultados relativos à determinação do peso volúmico através do ensaio da garrafa de areia apresentam-se na primeira linha da Tabela 4.30 encontrando-se no Anexo 4.14 a ficha de ensaio correspondente ao material recolhido da camada inferior, nas secções 1 e 3.

Os valores do teor em água e do peso volúmico do material de enchimento determinados *in situ* identificados na Figura 4.58 com os ensaios com garrafa de areia e com célula radioactiva permitem, antes de mais, concluir que as características do material, ao longo da extensão da ponte, apresentam boas características de homogeneidade dada a semelhança de valores encontradas nas várias secções ensaiadas, excepção feita para os valores encontrados no material tipo *tout-venant* da camada inferior na secção 1 e no material na camada superior (tipo *tout-venant* com cimento) localizado na secção 5, que foram sistematicamente inferiores, mas que não diferem significativamente em relação aos restantes.

Posteriormente, foram determinados, no laboratório, os teores em água da mistura de material obtido nos ensaios com a garrafa de areia (ver segunda linha da Tabela 4.30) e para o material

constituído unicamente por *tout-venant* determinaram-se ainda os teores em água correspondentes ao material retido no peneiro ¾" (de dimensão superior a 19.1 mm) e do material que passa no peneiro ¾" (de dimensão inferior a 19.1 mm) cuja ficha de ensaio se inclui no Anexo 4.14.

4.4.1.3 – Caracterização do grau de compactação com base no ensaio *Proctor*

Finalmente, foi realizado um ensaio *Proctor* modificado usando a amostra de material de dimensão inferior a 19.1 mm (3/4") obtida nos dois ensaios com garrafa de areia realizadas na PVF e com o teor em água do material anteriormente determinado para esta fracção do material e que corresponde ao valor aplicado em obra. No Anexo 4.14 encontram-se resumidos os valores correspondentes à realização do ensaio *Proctor*.

No sentido de converter os valores do peso volúmico seco e do teor em água obtidos na compactação pesada (*Proctor* modificado) do material inferior a 19.1 mm (3/4") para valores referentes à amostra integral, foram usados os dados resultantes da mistura do material obtidos nos ensaios de determinação do peso volúmico com a garrafa de areia e os valores referentes à determinação do teor em água das parcelas de dimensão inferior e superior a 19.1 mm (3/4"), sendo que os valores convertidos para a amostra integral correspondem a $\gamma_{dc} = 21.54kN/m^3$ e $w_c = 5.2\%$, onde γ_{dc} e w_c se referem respectivamente ao peso volúmico seco e ao teor em água convertido.

Finalmente, conhecidos os valores do peso volúmico seco e do teor em água convertido correspondentes ao ensaio *Proctor*, é possível avaliar o grau de compactação do material de enchimento da ponte dado que o teor em água do ensaio *Proctor* (valor convertido, w_c) é igual ao valor do teor em água medido no local (valor medido com o ensaio da garrafa de areia, w_a). Na última linha da Tabela 4.30 reúnem-se então os resultados relativos ao grau de compactação do material de enchimento determinados com base no ensaio *Proctor* modificado.

Tabela 4.30: Peso volúmico, teor em água e grau de compactação do material de enchimento.

Tipo de material		*Tout-venant*		*Tout-venant* e cimento					
Secção		1	2	1	2	3	4	5	6
Peso volúmico seco *in situ*[1]	(kN/m^3)	17.4	19.8	19.8	20.6	19.4	19.6	16.4	19.4
Teor em água *in situ*[1]	(%)	5.2	6.8	6.8	6.5	7.4	7.6	10.6	7.9
Grau de Compactação[2]	(%)	80.5	92.2	92.2	95.7	90.3	91.0	76.2	90.1

[1]Determinado com o ensaio da garrafa de areia.
[2]Determinado com o ensaio Proctor modificado para uma amostra de material constituída por *tout-venant*.

Usualmente, o ensaio *Proctor* é repetido para diferentes valores do teor em água de modo a obter uma curva para diferentes condições de compactação podendo assim avaliar-se qual o valor óptimo do teor em água. No entanto, uma vez que o objectivo dos ensaios consistiu em caracterizar

as propriedades do material aplicado e dado que o valor do teor em água do material aplicado *in situ* está próximo do valor considerado no ensaio *Proctor* não foi avaliada a curva para diferentes valores do teor em água, por não ser relevante para este trabalho.

O ensaio *Proctor* não foi realizado para o material constituído por *tout-venant* e cimento pelo que o grau de comparação foi calculado com base nos resultados do ensaio *Proctor* relativo à amostra de *tout-venant*. Contudo, dado que este tipo de material contém apenas uma pequena percentagem de cimento e foi ensaiado antes de concluída a presa do mesmo, aqueles valores podem considerar-se representativos para os dois tipos de material.

Assim, obteve-se na amostra 1 um valor de 80.5 % para o grau de compactação na camada inferior e para a amostra 2 obteve-se 91.6 %. Na camada superior os valores do grau de compactação variam entre 76.2 e 95.7%. No entanto se se considerarem atípicos os valores obtidos na secção 1 verifica-se que o grau de compactação varia entre 90.1% e 95.7% o que corresponde, para aterros de estradas, ao valor considerado óptimo para a camada inferior de fundação.

4.4.2 – Resistência ao corte e parâmetros de deformabilidade do material de enchimento

A caracterização da deformabilidade e das relações entre tensões e deformações dos materiais de enchimento no caso de pontes em arco pode revelar-se ser uma tarefa delicada, nomeadamente por ser uma zona extensa, de difícil acessibilidade e que pode nalguns casos ser muito heterogénea, em especial no caso de estruturas existentes que tenham sofrido intervenções sucessivas.

Assim, no decorrer dos trabalhos de caracterização do estado de uma ponte, a pesquisa histórica sobre a construção é uma tarefa essencial no sentido de identificar todas as acções que possam ter afectado esta zona da estrutura, uma vez que a caracterização com meios auxiliares de diagnóstico (em especial nos que envolvam a recolha de várias amostras intactas) pode revelar-se impraticável por se tratar de uma zona muito vasta e de difícil acesso.

Todavia, extraindo uma quantidade suficiente de material de enchimento, que permita efectuar ensaios a partir de amostras remexidas de material a caracterização da deformabilidade pode ser efectuada através de ensaios edométricos e de ensaios triaxiais. No entanto a reconstituição das amostras em laboratório exige que sejam conhecidos outros parâmetros do material aplicado em obra nomeadamente o teor em água e o grau de compactação. Para além disso, no caso de enchimentos constituídos por solos cimentados, esta limitação reflecte-se ainda na impossibilidade de caracterizar adequadamente as ligações cimentícias entre as partículas.

4.4.2.1 – Ensaio edométrico

O ensaio edométrico é um ensaio laboratorial que permite avaliar a evolução das deformações axiais e do índice de vazios de uma amostra de solo confinada lateralmente e com drenagem livre, no topo e base, submetida a uma carga axial incremental (ASTM, 2004).

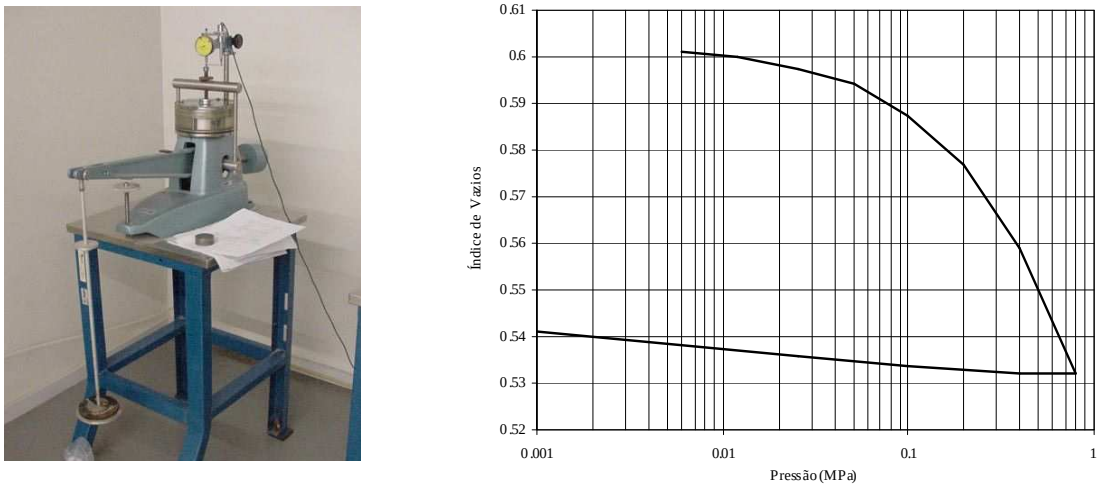
A amostra é colocada, com um anel lateral, na câmara do edómetro com água, ficando as superfícies do topo e da base da amostra em contacto com as placas porosas que permitem uma rápida drenagem durante a compressão. As pressões aplicadas no provete são obtidas através de pesos colocados num sistema de alavanca inter-resistente, como se pode ver na Figura 4.61-a.

No final de cada escalão de carga procede-se à leitura no deflectómetro da deformação da amostra e efectua-se novo incremento de carga. Atingido o assentamento para a máxima carga escolhida procura-se a obtenção do último ramo de descarga, reduzindo normalmente a tensão. As leituras e respectivos registos são efectuados com recurso a um sistema de aquisição apropriado.

Através das sucessivas leituras da variação da altura da amostra é possível determinar o índice de vazios da amostra para cada escalão de carga e representar a variação desse parâmetro com a variação das tensões ($\Delta\sigma$) ao longo do ensaio num gráfico como ilustra a Figura 4.61-b. A variação do índice de vazios (Δe) relaciona-se com o assentamento (Δh) da amostra com a conhecida expressão de uso corrente no âmbito da Mecânica dos Solos:

$$\Delta e = \frac{\Delta h \cdot (1 + e_0)}{h_0} \tag{4.18}$$

em que e_0 e h_0 são, respectivamente, o índice de vazios e a altura iniciais da amostra.



a) b)

Figura 4.61: Ensaio edométrico. Aplicação das cargas à amostra remexida (a). Resultado do ensaio edométrico (b), (Costa, 2002).

Através dos dados lidos e processados ao longo do ensaio é possível determinar, para cada escalão de carga, o coeficiente de compressibilidade (M_v) através da equação (4.19)

$$M_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} \tag{4.19}$$

e o seu inverso, geralmente designado por módulo edométrico.

Nas condições em que decorre o ensaio a amostra encontra-se confinada, pelo que o módulo edométrico é efectivamente unidireccional. Para condições lateralmente não confinadas o módulo de elasticidade E relaciona-se com o módulo edométrico através da relação (4.20),

$$E = E_{edomé}\left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) \tag{4.20}$$

a partir da qual, e considerando o coeficiente de Poisson $\nu = 0.33$, de acordo com (Baguelin, 1978), se obtém $E = \frac{2}{3}E_{edomé}$.

Este ensaio foi efectuado na caracterização do material de enchimento da ponte de D. Zameiro sobre o rio Ave em Vila do Conde cuja construção remonta ao ano 1220 (DGEMN, 1957). Esta caracterização foi efectuada com recurso a um ensaio edométrico em que os valores obtidos para o módulo de elasticidade E ao longo do ensaio variaram entre 4.17 e 15.15 MPa, tendo estes resultados sido considerados na análise numérica da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002) por se tratar de uma ponte com data de construção e características idênticas às da ponte de D. Zameiro.

4.4.2.2 – Ensaios triaxiais

Com o objectivo de caracterizar a resistência e rigidez do material de enchimento aplicado na ponte de Vila Fria foram também efectuados, no Laboratório de Geotecnia da FEUP, ensaios triaxiais sobre amostras reconstituídas consolidadas isotropicamente em condições drenadas (ensaios CID).

Para o efeito, foram ensaiados provetes constituídos por apenas *tout-venant* e por *tout-venant* com cimento, totalizando três séries de ensaios que, no contexto deste trabalho, se designam por: série 1 - *tout-venant*; série 2 - *tout-venant* com 10% de cimento; série 3 - *tout-venant* com 7% de cimento. Na Tabela 4.31 resumem-se os dados da identificação dos provetes incluindo-se também os valores da tensão de consolidação, σ'_c, e o tempo de consolidação, t_c, considerados em cada ensaio.

A partir do material recolhido em obra foram reconstituídas as amostras de acordo com procedimentos correntes para este tipo de ensaios: pesagem e mistura dos vários materiais constituintes de modo a reproduzir a granulometria do material aplicado na ponte; moldagem e compactação da amostra usando os procedimentos referentes ao ensaio *Proctor* com as características encontradas na obra em termos de peso volúmico, teor em água e grau de compactação sendo que para o efeito foram consideradas sete camadas e cinco pancadas por camada; desenformagem dos provetes e, finalmente, secagem da amostra em estufa durante 24 horas e, para os casos das amostras das séries 2 e 3, conclusão da presa em ambiente de laboratório. Na Figura 4.62 ilustram-se algumas fases de preparação das amostras referidas anteriormente.

De modo a avaliar a dependência da resistência do material de enchimento face à tensão de consolidação, foram realizados ensaios triaxiais considerando diferentes valores daquela tensão escolhidos de modo a traduzir as condições verificadas na obra. Assim, para o material colocado na camada inferior do enchimento (na zona dos encontros dos arcos), onde foi aplicado *tout-venant* sem cimento, foram considerados três níveis de tensão de consolidação: 30, 80 e 150 kPa. Para o material colocado na camada superior (na zona do coroamento dos arcos), onde se aplicou *tout-venant* misturado com cimento (7%), foram considerados valores da tensão de consolidação de 10, 50 e 80 kPa, menores que os da série anterior para simular a tensão vertical esperada nesta zona. No caso de 10% de cimento apenas foi considerado o patamar de tensão de 50 kPa.

Tabela 4.31: Identificação das amostras ensaiadas na câmara triaxial.

Tipo de material		Tout-venant			Tout-venant e cimento					
Série		1			3 (7%)			2 (10%)		
Provete		1/A	1/B	1/C	3/A	3/B	3/C	2/A	2/B	2/C
Diâmetro do provete	(mm)	150	150	150	100	100	100	150	150	100
Altura do provete	(mm)	300	300	300	200	200	200	300	300	200
Percentagem de cimento	(%)	-	-	-	7	7	7	10	10	10
Tensão de consolidação, σ'_c	(kPa)	30	80	150	10	50	80	50	50	50
Tempo de consolidação, t_c	(dias)	-	-	-	28	28	28	4	8	28

Na Figura 4.63-a e na Figura 4.63-b ilustra-se uma amostra pronta para ser ensaiada em condições drenadas; na Figura 4.63-c mostra-se uma etapa da realização dum ensaio traixial em que se observa a amostra na câmara triaxial.


a)


b)


c)


d)


e)


f)

Figura 4.62: Preparação das amostras para os ensaios triaxiais do material de enchimento. Materiais separados de acordo com a granulometria (a). Pesagem (b) e mistura (c) da amostra. Moldagem (d) e desenformagem (e) da amostra. Secagem da amostra em estufa (f).


a)

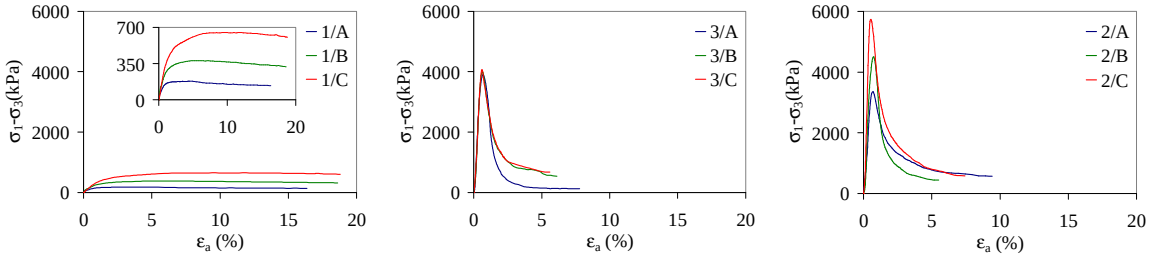

b)


c)

Figura 4.63: Ensaio triaxial. Pormenor da amostra (a) e (b) em condições drenadas e amostra na câmara triaxial (c).

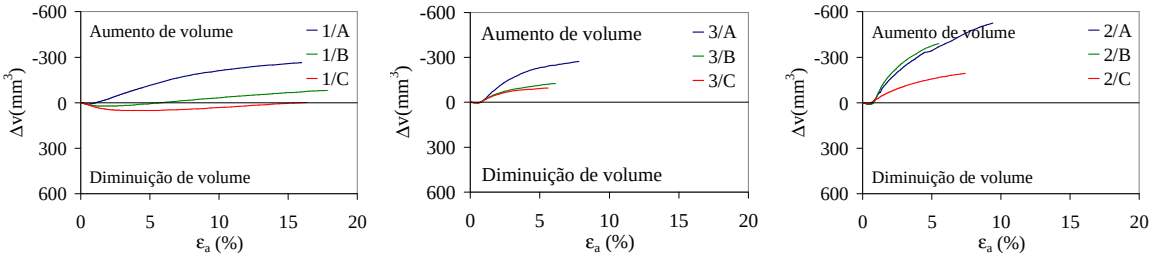
Nos gráficos da Figura 4.64 apresentam-se as curvas de comportamento registadas nos ensaios triaxiais, efectuados nos três tipos de materiais ensaiados em termos da evolução das tensões de desvio, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, e da deformação axial, ε_a, para os diferentes níveis da tensão de consolidação considerados, onde σ_3 é identificada como a tensão de consolidação e σ_1 representa a tensão axial registada no ensaio. Na Figura 4.65 incluem-se as correspondentes evoluções da variação de volume, ΔV, registadas ao longo dos nove ensaios.

Na Tabela 4.32 incluem-se os valores máximos e residuais registados nos ensaios apresentando-se na Figura 4.66 as envolventes de rotura no espaço $0\tau\sigma$, onde $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ representa as tensões de corte e $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ as tensões normais.



a) b) c)

Figura 4.64: Tensões de desvio *versus* deformação axial nos ensaios triaxiais em amostras de *tout-venant* (a), *tout-venant* com 7% de cimento (b) e *tout-venant* com 10% de cimento com tempos de cura distintos (c).



a) b) c)

Figura 4.65: Variação de volume *versus* deformação axial nos ensaios triaxiais nas amostras de *tout-venant* (a) *tout-venant* com 7% de cimento (b) e *tout-venant* com 10% de cimento (c).

O módulo de deformabilidade inicial E_{60}, também apresentado na Tabela 4.32, foi avaliado a partir das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_a)$ apresentadas na Figura 4.64 usando do método dos mínimos quadrados para os níveis de tensão de desvio inferiores a 60% da tensão de desvio máxima.

O ângulo de dilatância ψ, apresentado na Tabela 4.32, foi determinado através da equação (4.21), que traduz uma relação entre a variação da extensão volumétrica $\delta\varepsilon_v$ e a variação da extensão axial $\delta\varepsilon_a$ registada na fase de pico,

$$\psi = arcsin \frac{\delta\varepsilon_v}{-2\delta\varepsilon_a + \delta\varepsilon_v} \tag{4.21}$$

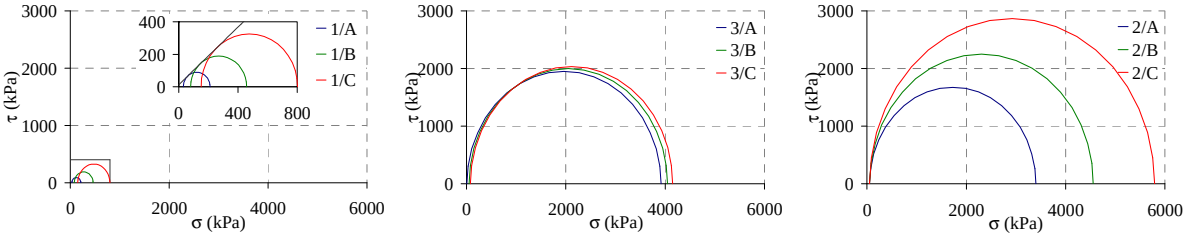
onde a extensão volumétrica (ε_v) é definida pela equação (4.22) na qual V_0 representa o volume inicial.

$$\varepsilon_v = \Delta V / V_0 \tag{4.22}$$

No caso de materiais granulares a dilatância constitui uma consequência dos fenómenos de galgamento associados ao imbricamento interpartículas e, no caso de solos cimentícios, resulta da expansão necessária para quebrar as ligações cimentícias (Fonseca, 1996), como referido no Capítulo 2.

Tabela 4.32: Parâmetros do comportamento registado nos ensaios triaxiais da série 1 (a), série 3 (b) e série 2 (c).

		a) *Tout-venant*			b) *Tout-venant* + 7% cimento			c) *Tout-venant* + 10% cimento		
Parâmetros \ Provete		1/A	1/B	1/C	3/A (t_c = 28 dias)	3/B (t_c = 28 dias)	3/C (t_c = 28 dias)	2/A (t_c = 4 dias)	2/B (t_c = 8 dias)	2/C (t_c = 28 dias)
$(\sigma'_1-\sigma'_3)_{pico}$	(kPa)	180	379	651	3903	3996	4070	3351	4503	5740
$(\varepsilon_a)_{pico}$	(%)	4.46	6.17	11.90	0.70	0.65	0.59	0.69	0.76	0.54
$(\sigma'_1-\sigma'_3)_{residual}$	(kPa)	137	320	605	122	536	675	571	440	574
$(\varepsilon_a)_{residual}$	(%)	16.36	18.61	18.80	7.79	6.11	5.60	9.43	5.51	7.44
E_{60}	(MPa)	24.2	32.7	33.8	689.3	653.6	676.5	548.9	691.7	1111.4
Ψ	(º)	12.7	3.3	2.6	-	-	-	42.7	39.5	28.1



a) b) c)

Figura 4.66: Envolvente de Mohr-Coulomb dos ensaios triaxiais com amostras de *tout-venant* (a) *tout-venant* com 7% de cimento (b) e *tout-venant* com 10% de cimento (c).

A evolução das tensões de desvio com a extensão axial registada nos ensaios triaxiais do material constituído unicamente por *tout-venant* (Figura 4.64-a) é caracterizada por um ramo linear elástico inicial seguido de uma fase não linear até se atingir um valor de pico, seguido de uma fase de amaciamento (ligeiro) até se atingir o patamar residual, para o qual os acréscimos de deformação axial não produzem alterações significativas na tensão de desvio. Porém, a diferença entre os valores da tensão de desvio de pico e residuais é pequena sendo esse decréscimo de 24%, 16% e 7%, respectivamente para os ensaios 1/A, 1/B e 1/C.

Atendendo à evolução da tensão normalizada (σ_1/σ_3) ilustrada na Figura 4.67 verificam-se valores mais elevados para tensões de confinamento mais baixas. No caso dos ensaios 1/A e 1/B o material exibe uma fase de pico ainda que muito pouco pronunciada, sendo os valores máximos da tensão normalizada 10 a 20 % superiores ao valor residual. No caso do ensaio com a tensão de consolidação mais elevada (ensaio1/C), a razão entre a tensão normalizada ao longo do ensaio e a ten-

são normalizada no final do ensaio é inferior a 1.05. Na fase final do ensaio a tensão normalizada no ensaio 1/A tende para níveis idênticos aos dos ensaios com tensões de consolidação mais elevadas.

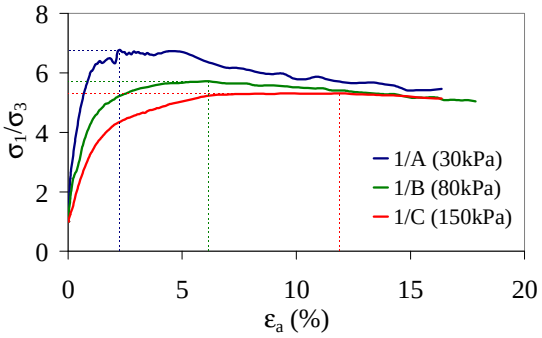


Figura 4.67: Evolução da tensão normalizada com a extensão axial dos ensaios triaxiais da série 1.

A envolvente de rotura no espaço das tensões de corte *versus* tensão normal é representada pelo critério de Mohr-Coulomb (na Figura 4.66-a), que permite traduzir a dependência da tensão normal verificada na cedência através da equação (4.23) considerando-se a coesão c' e o ângulo de atrito ϕ', respectivamente, 13.1 kPa e 41.6º. Neste caso, dada a natureza granular do material, a parcela coesiva é devida ao imbricamento entre as partículas. A envolvente de Mohr-Coulomb residual é definida pela equação (4.24), sendo a coesão c' nula e o ângulo de atrito ϕ' = 41.7º.

$$\tau = 13.1 + \sigma' \tan 41.6^o \tag{4.23}$$

$$\tau_r = \sigma' \tan 41.7^o \tag{4.24}$$

Em relação à variação volumétrica (ver Figura 4.65-a), durante o ensaio verifica-se uma diminuição inicial de volume em todos os ensaios, registando-se uma tendência para um comportamento expansivo quando é atingida a resistência máxima e no final do ensaio (fase residual) todos os provetes exibem volume superior ao inicial.

Atendendo à evolução do ângulo de dilatância durante o ensaio, determinado através da equação (4.21) e que se apresenta na Figura 4.68, verifica-se que para o ensaio com a tensão de consolidação mais baixa (ensaio 1/A) os valores diminuem de níveis característicos dos materiais densos $(\psi \cong \phi')$ para níveis mais baixos característicos de materiais soltos ou normalmente consolidados $(\psi \cong 0)$, sendo o valor máximo no ensaio 1/A de 41.8º e no final do ensaio de 8º. No caso dos ensaios 1/B e 1/C, com tensões de consolidação mais altas, o ângulo de dilatância não ultrapassa os 9.3º e 6.3º, respectivamente. Na fase final dos três ensaios o ângulo de dilatância estabiliza para um valor médio próximo de 6º.

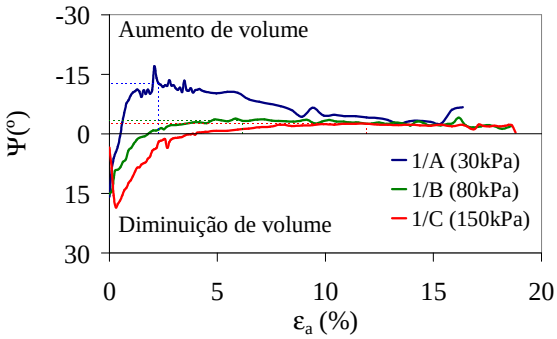


Figura 4.68: Evolução do ângulo de dilatância ao longo dos ensaios triaxiais da série 1.

Em resumo pode afirmar-se que, as amostras de *tout-venant* exibem um comportamento característico de solos granulares de granulometria extensa ligeiramente compactos. Neste caso, para os valores mais baixos da tensão de consolidação, a resposta exibe uma fase de pico (ainda que muito ténue) acompanhada de aumento de volume, que ocorre devido a fenómenos de imbricamento decorrente do galgamento de partículas no plano de corte. À medida que se aumenta a tensão de consolidação a fase de pico perde expressão sendo a resposta determinada essencialmente pelo deslizamento e rolamento entre partículas no plano de corte.

Quando é adicionada uma percentagem de cimento (ver Figura 4.64-b para a percentagem de 7% e Figura 4.64-c para a percentagem de 10%) o material exibe inicialmente um ramo de endurecimento até se atingir um valor máximo da resistência de pico que depende muito pouco da tensão de consolidação.

Após ser alcançado o pico de resistência segue-se um ramo de amaciamento até um patamar residual; neste caso os decréscimos dos valores da tensão de desvio no final dos ensaios, em relação aos valores máximos atingidos, são na ordem dos 85%. Todavia, na fase residual verifica-se existir dependência da resistência ao corte em relação à tensão de consolidação o que evidencia que nesta fase o comportamento do material solo-cimento depende essencialmente das características do *tout-venant*.

Assim, o critério de Mohr-Coulomb determinado a partir dos resultados registados nos ensaios triaxiais na fase de pico é definido pela expressão (4.25), verificando-se um valor da coesão, $c' = 1054.7 kPa$, substancialmente superior ao registado nos ensaios em amostras de *tout-venant* sem cimento.

$$\tau = 1054.7 + \sigma \tan 32.9^{o} \tag{4.25}$$

A título de curiosidade apresenta-se na Figura 4.69 a evolução da tensão de desvio com a deformação entre os ensaios 1/B e 3/B, correspondentes respectivamente a amostra de *tout-venant*

sem cimento e *tout-venant* com 7% de cimento usando a mesma tensão de consolidação de 80 kPa ensaiada aos 28 dias, onde se pode observar a influência da percentagem de cimento no comportamento registado durante os ensaios tiaxiais; na Figura 4.69-b inclui-se a comparação entre idênticos resultados da amostra 2/C e 3/B, amostras de tout-venant com 10% e 7% de cimento ensaiadas aos 28 dias para a tensão de consolidação de 50 kPa.

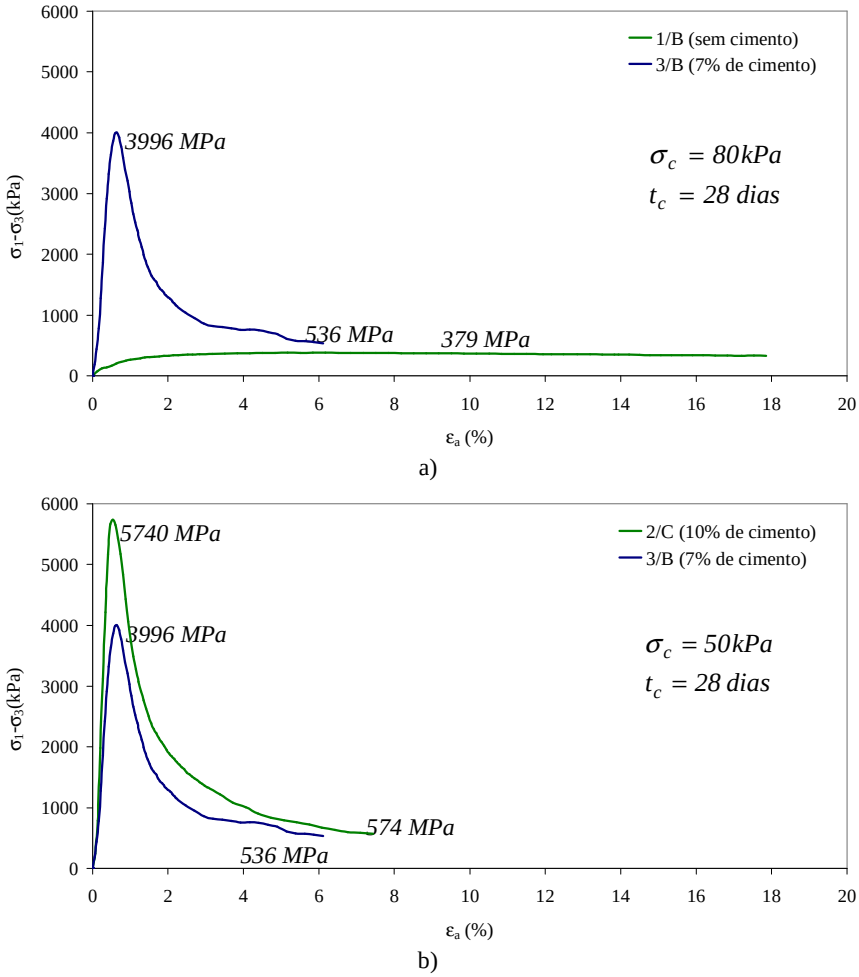


Figura 4.69: Influência da percentagem de cimento na evolução das tensões de desvio obtidas nos ensaios triaxiais das amostras 1/B e 3/B (a) e das amostras 2/C e 3/B (b).

O gráfico da Figura 4.69-a mostra que a adição de 7% de cimento conduz a um acréscimo de 954% da tensão de desvio máxima registada nos ensaios triaxiais, verificando-se que após serem destruídas as ligações cimentícias a tensão de desvio decresce para níveis semelhantes aos da amostra sem cimento. Como referido anteriormente, nesta fase o comportamento é influenciado pelas condições de atrito entre as partículas. Na Figura 4.69-b verifica-se que um aumento de 3% de cimento em relação ao volume total conduz a um acréscimo de 44% da tensão de desvio máxima, verificando-se no final do ensaio que a tensão residual em ambos os ensaios é idêntica.

4.5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados e discutidos os resultados de ensaios realizados para caracterizar os parâmetros de resistência e deformabilidade da alvenaria e enchimentos utilizados na construção da ponte de Vila Fria com o objectivo de serem usados, posteriormente, nos modelos numéricos estruturais com recurso a uma modelação refinada (micro-modelação) baseada no método dos elementos finitos.

A caracterização dos blocos de pedra baseou-se na realização de ensaios laboratoriais de caracterização física e mecânica a partir de amostras idênticas às utilizadas na construção. Para caracterização da argamassa também foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização mecânica, nomeadamente, para determinar a resistência à compressão, o módulo de deformabilidade e a resistência à tracção.

Para caracterização das juntas foram realizados ensaios de corte e de compressão usando amostras de material idêntico ao aplicado na ponte constituídas por dois blocos sobrepostos, com e sem argamassa interposta entre eles de modo a constituir, respectivamente, juntas de alvenaria argamassada, juntas de alvenaria seca, tendo ainda sido realizados ensaios para caracterização das juntas entre alvenaria e enchimento.

Os ensaios de corte permitiram avaliar os modos de rotura, a evolução da resistência ao corte com o deslocamento horizontal para diferentes patamares da tensão normal, a rigidez elástica de corte, a envolvente de Mohr-Coulomb e a evolução do deslocamento normal com o deslocamento horizontal.

O comportamento de juntas na direcção normal foi efectuado com base nos resultados dos ensaios cíclicos de compressão, através dos quais foi possível registar a evolução da resistência à compressão com o deslocamento vertical e avaliar a degradação de rigidez normal e resistência à compressão da junta motivada por ciclos sucessivos de carga-descarga.

A parametrização e ajuste (teórico) da resposta observada nestes ensaios permitiu caracterizar o modelo de comportamento das juntas JOINT_SOFT_CY_T utilizado neste trabalho e que será apresentado no Capítulo 5.

As curvas teóricas de comportamento em corte e compressão definidas com base nos ensaios apresentados neste capítulo serão usadas posteriormente como parâmetros de entrada do modelo

JOINT_SOFT_CY_T para simular numericamente os ensaios de compressão e assim calibrar os parâmetros da modelação das juntas e validar o modelo constitutivo usado nas análises numéricas de pontes apresentadas no Capítulo 6.

Em relação aos resultados dos ensaios de corte constatou-se o seguinte:

- Os parâmetros de resistência que definem a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb das ***juntas argamassadas*** caracterizam-se por valores do ângulo de atrito e da coesão de 41º e 210 MPa, respectivamente. As ***juntas secas*** e as ***juntas pedra/enchimento*** apresentam coesão nula e o ângulo de atrito de 30º e 27º, respectivamente.
- As curvas de comportamento em termos de tensão de corte *vs* deslocamento horizontal determinadas para diferentes níveis da tensão normal apresentaram, no caso das ***juntas argamassadas***, um comportamento caracterizado por uma fase linear elástica, seguida de uma fase de amaciamento e uma fase residual; nos casos das ***juntas secas*** e das ***juntas pedra/enchimento***, após a fase linear elástica, sucedeu-se uma fase de endurecimento e uma fase residual.
- Nos ensaios de corte das juntas argamassadas e das juntas secas as curvas tensão de corte *vs* deslocamento horizontal exibiram uma fase inicial com rigidez relativamente reduzida, anterior à fase elástica referida no parágrafo anterior que no contexto da aproximação teórica definida neste trabalho se considerou correspondente ao ajuste entre a amostra e máquina.
- A rigidez elástica, a tensão de pico e a tensão residual aumentaram, em geral, com a tensão normal instalada. Os valores de rigidez apresentados pelas ***juntas argamassadas*** variaram entre 117 e 760 kPa/mm, nas ***juntas secas*** variaram entre 45 e 975 kPa/mm e nas ***juntas pedra/enchimento*** entre 90 e 396 kPa/mm.
- Na direcção normal ao plano de corte da junta, o comportamento deformacional exibe dilatância na fase pré-pico e contracção após se ter iniciado o ramo de amolecimento.

Em relação aos resultados dos ensaios de compressão da ***juntas argamassadas*** observou-se que:

- O comportamento das amostras exibiu dependência em relação à velocidade de condução usada no ensaio, cujo valor médio em cada um dos três ensaios realizados na série 1 variou entre 1.2 e 2.2 MPa/min e nos três ensaios da série 2 foi de 0.5 MPa/min. Consequentemente, foram considerados dois cenários para aproximar o comportamento (teórico), num dos casos considerando dois ensaios da série 1 e um ensaio da série 2 e no outro apenas os resultados da série 2.

- Nos ensaios da série 1, o comportamento apresentou um ramo inicial de maior rigidez, com a quebra de rigidez a ocorrer para níveis de tensão próximo de 0.4 MPa, seguido de uma fase não linear caracterizada por dois ramos de menor rigidez. O intervalo de variação da rigidez (elástica), correspondente ao primeiro ramo de carga, variou entre 506 e 2086 MPa/mm.
- Os ensaios da série 2 apresentam na fase de carga rigidez, aproximadamente, constante variando entre 48 e 116 MPa/mm.
- Os ciclos de descarga/recarga apresentaram sempre curvatura positiva excepto nos ramos de recarga dos ensaios em que a velocidade de condução do ensaio foi mais elevada. Verificou-se em geral recuperação da rigidez de carga e não foi exibida perda de resistência.

Para a caracterização física e mecânica do ***material de enchimento*** foram realizados, no âmbito da presente tese, alguns ensaios de laboratório sobre amostras reconstituídas a partir de material extraído da ponte em várias secções das camadas inferior e superior do enchimento, nomeadamente, ensaios de determinação do peso volúmico e do teor em água natural e ensaios de compressão triaxial.

Em relação aos parâmetros resistentes, verificou-se que o ***material sem adição de cimento*** apresenta, um ângulo de atrito de 42º e uma coesão aparente de 13 kPa, sendo esta última uma consequência do imbricamento entre as partículas. A curva de comportamento tensão de desvio *vs* deformação axial apresenta uma fase inicial linear elástica seguida de endurecimento e um patamar residual para o nível de tensão de consolidação mais elevado; para os níveis de tensão de consolidação mais baixos é exibida uma fase de amaciamento suave que denota um ligeiro pico de resistência devido a fenómenos de dilatância.

Nas amostras de ***material de enchimento com adição de cimento (7%)*** a relação entre a tensão de desvio e a deformação axial observada nos ensaios triaxiais apresenta resistência de pico. A curva de comportamento tensão de desvio *vs* deformação axial exibe uma fase inicial linear elástica seguida de algum endurecimento para níveis de tensão muito próximos dos valores de pico após o qual se regista uma fase de amolecimento que termina num patamar residual. A envolvente de rotura caracteriza-se por um ângulo de atrito de 33º e coesão efectiva de 1055 kPa, neste caso devida a ligações cimentícias.

CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

5.1 – INTRODUÇÃO

A resposta de qualquer estrutura ao conjunto de forças, acelerações e deformações impostas, que constituem as solicitações, pode ser traduzida em termos de deslocamentos, esforços, deformações ou tensões, sendo influenciada pela forma e ligações da estrutura entre os seus elementos e com o exterior e pelas características dos materiais de construção que definem os parâmetros de rigidez e resistência do sistema estrutural.

A idealização do funcionamento estrutural, comportamento dos materiais e efeitos das acções usando modelos numéricos mediante hipóteses apropriadas constitui uma ferramenta adequada para avaliar a segurança das estruturas.

No caso de estruturas existentes os modelos que descrevem a estrutura original, quando adequadamente calibrados, permitem a comparação dos danos teóricos produzidos pelos diferentes tipos de acções com os danos efectivamente observados (ICOMOS, 2004). Porém, as incertezas que podem afectar a representação das características dos materiais, a representação imperfeita do comportamento estrutural, juntamente com as simplificações adoptadas, podem conduzir a resultados que nem sempre são fiáveis e que podem inclusivamente ser muito diferentes da situação real. A essência do problema consiste então na identificação de modelos significativos que descrevam adequadamente a estrutura e os fenómenos associados, tornando possível a aplicação das teorias disponíveis (ICOMOS, 2004).

Actualmente, é muito frequente o recurso a simulações numéricas, quer se trate de avaliação da segurança de construções existentes ou de novas construções. De entre as ferramentas disponíveis mais robustas, destacam-se os métodos numéricos baseados no método dos elementos finitos (MEF) e no método dos elementos discretos (MED) com recurso aos quais é possível traduzir com grande detalhe alguns aspectos da resposta estrutural.

Estas metodologias apresentam grande versatilidade na medida que permitem ter em conta discretizações mais ou menos detalhadas da geometria da estrutura, condições fronteira, comportamento dos materiais e acções.

Neste contexto importa salientar algumas questões iniciais relativas à minuciosidade dos parâmetros de modelação referidos (geometria, condições fronteira, materiais e acções) a incluir nas simulações numéricas.

a) Geometria

No que se refere à discretização da geometria o que parece mais adequado é seleccionar os elementos estruturais principais e detalha-los com rigor aliviando a complexidade da geometria do modelo em relação aos elementos secundários.

É então fundamental que se identifique adequadamente os elementos estruturais principais da construção e o seu funcionamento no sistema estrutural de modo que as hipóteses consideradas sejam bem estabelecidas e traduzam adequadamente a rigidez e massa do conjunto.

Neste sentido, a caracterização geométrica, surge naturalmente como uma das primeiras tarefas a realizar no contexto da análise numérica das estruturas existentes. Enquanto que nas estruturas novas a geometria é essencialmente determinada pelo projecto de execução e está documentada nas peças desenhadas que constituem o projecto, no caso das estruturas existentes, quando não se possui suficiente informação a respeito da geometria, é necessário proceder ao levantamento das características geométricas da estrutura recorrendo a técnicas apropriadas.

Entre as metodologias disponíveis para caracterizar a geometria de estruturas existentes as mais usuais baseiam-se em métodos directos convencionais de levantamento manual, topográfico ou por GPS (Global Positioning System), em levantamentos com recurso a fotografias, designados correntemente por fotogrametria e em métodos indirectos usando a técnicas de varrimento laser tridimensional.

A técnica de fotogrametria permite reconstruir, computacionalmente, modelos bidimensionais ou tridimensionais a partir de fotografias dos elementos em estudo e assim substituir a medição

com processos convencionais. Este procedimento foi utilizado por exemplo na Ponte da Lagoncinha (Costa, 2002).

Em relação à constituição do interior das estruturas existentes, quando não existem dados sobre a geometria interna das secções poderá recorrer-se a técnicas de prospecção a partir da superfície através de aparelhos de geo-radar (também designado por GPR-Ground Penetrating Radar), tomografia sónica ou ainda recorrer à inspecção interior através de furos com câmara de vídeo ou boroscópio.

b) Condições fronteira

As condições fronteira determinantes nos resultados obtidos na simulação do comportamento estrutura. A adopção de restrições rígidas para simular a ligação da estrutura ao terreno e a outros elementos externos constitui uma opção, em certos casos, simplista e pouco realista. A definição de restrições flexíveis ou a modelação do terreno de fundação em conjunto com a estrutura permitem simular a interacção entre os elementos de apoio e a estrutura; porém nestes casos o número de parâmetros de modelação a aferir aumenta e as exigências em termos capacidade de cálculo automático, também é mais exigente no caso de se incluir o terreno de fundação. Em todo o caso, a definição das condições fronteira deverá ser apoiada no conhecimento das características do terreno de fundação por via de uma caracterização geotécnica do local. A identificação das restrições impostas à estrutura pelos elementos (exteriores) em contacto com a estrutura pode ser aferida mediante ensaios *in situ*; a informação registada em ensaios de vibração ambiental, como será referido no Capítulo 6, pode contribuir para esclarecer alguns aspectos relacionados com as restrições impostas no contacto entre a estrutura e o exterior.

c) Materiais

As leis constitutivas de comportamento dos materiais e correspondentes parâmetros de modelação devem ser definidos com base em resultados obtidos por meio de ensaios *in situ* e em laboratório, complementados com base em informações observadas no local, através de inspecções visuais, e em pesquisas sobre a história da construção.

Na secção 5.3 será apresentada uma descrição sobre os principais tipos de modelos constitutivos disponíveis para as estruturas de alvenaria apresentando-se na secção 5.4 os detalhes do modelo de juntas usado no contexto deste trabalho, onde se inclui uma calibração dos parâmetros constitutivos aferidos nos ensaios laboratoriais (ensaios de corte e ensaios de compressão) apresentados no Capítulo 4. Na secção 5.5 é apresentada uma descrição dos modelos constitutivos usados no contexto deste trabalho para o caso do material de enchimento das pontes, incluindo-se também a

simulação numérica dos ensaios laboratoriais (ensaios triaxiais) realizados com amostras de material aplicado na construção da ponte de Vila Fria e que foram apresentados no Capítulo 4.

d) Mecanismos de transmissão de esforços e tensões

Para que os modelos numéricos de análise do comportamento das estruturas existentes traduza as condições verificadas no local em termos dos efeitos das acções que solicitam o sistema estrutural, é decisivo que o modelo matemático usado para descrever o esquema estrutural seja adequado. Neste contexto a escolha entre modelos planos (2D) e modelos tridimensionais (3D) tem implicações diversas. No caso das pontes em arco de alvenaria de pedra o recurso a modelos 2D permitem apenas simulação do comportamento longitudinal pois não são representados os efeitos tridimensionais que advêm do comportamento na direcção transversal da ponte, nomeadamente:

- o colapso dos tímpanos para fora do seu plano, em resultado dos efeitos do enchimento sobre estes elementos;
- a descompressão do enchimento em consequência dos deslocamentos transversais dos tímpanos;
- os fenómenos de tracção e corte nas juntas longitudinais do arco, em resultado da interacção entre o arco e os tímpanos;
- os efeitos de flexão e corte transversais no arco como resultado da interacção entre o enchimento e o arco.

Assim, em geral, os modelos 2D são muito restritivos. Ao ser desprezado o efeito das condições fronteira impostas pelos tímpanos, a representação numérica do enchimento apenas é adequada se os deslocamentos para fora do plano nos tímpanos forem inexistentes ou quando o enchimento puder ser considerado infinitamente espesso na direcção transversal como pode acontecer em pontes muito largas (mas pouco comuns).

A análise baseada apenas na modelação do arco com apoios rígidos nas extremidades apenas possibilita a simulação dos mecanismos de rotura longitudinal de rótulas no arco. Este modelo não permite traduzir os modos de rotura que envolvam a interacção com a restante estrutura em particular os que envolvem deslocamentos dos apoios, rotura do enchimento ou das paredes de tímpano.

e) Acções

Finalmente, do conjunto de acções com relevância para a resposta estrutural deste tipo de pontes fazem parte, o peso próprio, as acções do tráfego rodoviário, as acções sísmicas, os assentamentos da fundação, a acção dos impulsos de terras, impulsos hidrostáticos e as pressões hidrodinâmicas.

Neste trabalho, são apresentadas metodologias para análise do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria sob a acção do peso e do tráfego rodoviário. Relativamente à acção do tráfego rodoviário é apresentada na secção 5.6 uma metodologia baseada na modelação de cargas rolantes em que são considerados os efeitos da interacção entre o veículo e a ponte e os efeitos das irregularidades do pavimento.

Como nota final geral, importa salientar que, com o objectivo de validar o modelo constitutivo e calibrar os parâmetros usados, foram numericamente simulados os ensaios realizados nesta campanha, e também os ensaios efectuados em paredes de alvenaria construídas em laboratório (Vasconcelos, 2005), usando metodologias de modelação numérica iguais às usadas na simulação de pontes, de modo a comparar os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos nas simulações numéricas.

5.2 – MÉTODOS NUMÉRICOS DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE ESTRUTURAL

Desde do início em que se começaram a construir pontes em arco de alvenaria de pedra que os engenheiros recorrem a ferramentas numéricas (mais ou menos empíricas) para estimar a capacidade estrutural destas construções.

A construção das primeiras pontes em arco de alvenaria baseava-se no conhecimento empírico assente em relações geométricas envolvendo parâmetros (geométricos) dos arcos e dos pilares e interpretações intuitivas das observações experimentais. Tal conhecimento era transmitido de boca em boca pelos mestres construtores ou postulado em tratados de arquitectura, como são exemplos os tratados de Vítrúvio (101-44 a.C.), Plínio (23-70 D.C.) e de Vegécio (385-400 D.C.), o livro de apontamentos de Villard de Honnecourt datado de 1235, o tratado de arquitectura de Alberti apresentado em 1452 e o tratado de arquitectura de Andrea Pietro Palladio publicado em Veneza em 1570.

A primeira abordagem científica, do ponto de vista da mecânica estrutural, do estudo de arcos e abóbadas foi aplicada por Philippe de la Hire em 1712 usando os conceitos da estática associados às observações experimentais dos mecanismos de colapso. Pioneiros foram também os estudos de Leonardo da Vinci (1452-1519) e de Robert Hooke (1675) por envolverem, respectivamente, os conceitos associados aos mecanismos de colapso e às linhas de pressões; no entanto nestes trabalhos não foram apresentadas quaisquer justificações matemáticas para aqueles conceitos.

Desde então, e até ao início do séc. XX, o estudo de estruturas de alvenaria baseou-se essencialmente na utilização de técnicas da estática gráfica e na análise cinemática de mecanismos, evoluindo a par com os avanços no conhecimento da resistência dos materiais e da teoria da elasticidade.

No início do séc. XX os avanços no conhecimento sobre a teoria da hiperstaticidade e a teoria da análise plástica limite permitiram o desenvolvimento de métodos analíticos, entre os quais se destacam os trabalhos de Pippard (1948) e de Heyman (1969).

Pippard, em 1948, desenvolve uma metodologia de análise elástica baseada no teorema de Castigliano para o estudo de arcos de alvenaria parabólicos rotulados nos apoios, determinando para estes a carga necessária para provocar a formação de um mecanismo, portanto de duas rótulas

adicionais. A partir deste trabalho elaborou tabelas, em que a carga, espessura das aduelas, vão, diferença de cota entre o pavimento e o extradorso da aduela de fecho constituem os parâmetros (variáveis) de entrada do método.

A par com os trabalhos realizados por Pippard, é implementado no Reino Unido o método de MEXE - The Military Engineering Experimental Establishment, (MEXE, 1963), um método semi-empírico de avaliação da capacidade de carga de pontes de alvenaria, também baseado na análise elástica e modificado em função de observações registadas em ensaios *in situ* e em laboratório com o intuito de calibrar os resultados teóricos.

Actualmente, é reconhecido que o método MEXE tem um campo de aplicação limitado e que nos casos de pontes cujos parâmetros caiam fora dos limites de aplicação do método se deve proceder a análises mais detalhadas recorrendo a métodos mais sofisticados. Por exemplo, para o caso da ponte Bridgemill, que foi ensaiada até á rotura, nos resultados da aplicação do método MEXE (original) a carga encontrada é muito menor que a carga de colapso do ensaio *in situ* (Page, 1993).

Nos estudos publicados por Heyman, em 1969, o autor assume que se formam rótulas quando a linha de pressão é tangente ao arco no intradorso ou no extradorso e aplica os conceitos da teoria da análise limite ao estudo dos arcos para definir um factor geométrico de segurança associado a uma dada carga, factor esse obtido por comparação entre a espessura do arco real e a menor espessura do arco de que suportará as mesmas cargas.

Uma exposição cronológica dos principais autores que se dedicaram ao estudo das estruturas de alvenaria em geral, e aos arcos de alvenaria, em particular, pode ser consultada noutras publicações (Gago, 2004; Costa, 2007).

Actualmente o desafio que se coloca na avaliação da segurança das pontes em arco de alvenaria refere-se essencialmente às estruturas existentes, pois a construção nova deste tipo de estruturas não é frequente; no entanto, como se referiu anteriormente no Capítulo 2, a ponte de Vila Fria é um dos poucos casos actuais conhecidos de construção em arcos de alvenaria de pedra.

No contexto actual do estudo de estruturas em que o recurso a meios computacionais é generalizado, as metodologias mais usadas para análise do comportamento de pontes em arco de alvenaria baseiam-se, como referido anteriormente, do método dos elementos finitos (MEF) ou do método dos elementos discretos (MED). Os métodos computacionais com recurso à idealização da alvenaria através de blocos rígidos com base em metodologias de análise limite também são frequentes.

Recorrendo ao método dos blocos rígidos Bridle e Hughes (1990) implementaram num programa de cálculo automático um processo iterativo para análise de arcos de alvenaria baseado no

teorema de Castigliano em que a área da secção sujeita a tracção vai sendo sucessivamente removida.

Gilbert e Melbourne (1994) também utilizaram um método recorrendo à discretização do arco por blocos rígidos para determinar a carga de colapso de pontes em arco de alvenaria. O método é baseado na análise plástica limite por via do teorema cinemático (ou do limite superior) em conjunto com critérios geométricos de compatibilidade e métodos de programação linear para a obtenção de soluções em problemas 2D.

Este tipo de metodologias não permite obter informação sobre o estado de tensão e de deformação do arco, nem avaliar o comportamento do arco para diferentes níveis de carga. Para além disso, estão estabelecidos para problemas bidimensionais não sendo considerados os efeitos 3D.

Os modelos baseados no método dos elementos finitos e no método dos elementos discretos permitem considerar a interacção entre os vários elementos da estrutura (arcos, tímpanos, enchimento, pilares e fundações) através de discretizações refinadas da estrutura e adequados modelos constitutivos dos materiais, no entanto a caracterização dos paramentos é difícil e exige meios de calibração adequados.

Com o método dos elementos discretos a estrutura de alvenaria é discretizada através de um conjunto de blocos rígidos ou deformáveis interagindo uns com os outros através de leis de contacto. Trata-se de uma metodologia muito usada para simular o comportamento de estruturas de alvenaria, em geral, (Azevedo *et al.*, 2000; Pina-Henriques e Lourenço, 2004), incluindo, em particular, pontes de alvenaria de pedra (Bićanić *et al.*, 2003; Chetouane *et al.*, 2005).

A discretização da alvenaria com elementos finitos pode basear-se em micro-modelos, nos quais os blocos são individualizados por elementos de junta, ou em modelos contínuos homogéneos (ver Figura 5.1). Na bibliografia podem ser encontrados vários trabalhos relativos à análise de pontes em arco de alvenaria com base no método dos elementos finitos, (Crisfield, 1985; Choo *et al.*, 1990; Loo e Yang, 1991).

Fanning *et al.* (2000) usaram um modelo 3D baseado no método dos elementos finitos em que discretizaram a alvenaria, o enchimento e o pavimento com elementos sólidos contínuos usando o programa de cálculo automático ANSYS. A alvenaria foi modelada como material homogéneo isotrópico de fendas distribuídas, sendo a superfície de rotura definida a partir da resistência à tracção e compressão uniaxiais. Quando ocorre rotura por tracção é adicionado um plano de fraqueza normal à face da fenda e reduzida a resistência ao corte ao longo do plano da fenda. O esmagamento da alvenaria foi modelado reduzindo a rigidez do ponto de Gauss em todas as direcções. O enchimento foi modelado com um critério de Drucker-Prager definido a partir da coesão, ângulo de atri-

to e ângulo de dilatância. Cada zona considerada foi individualizada com elementos de interface 1D que ligam os nós da alvenaria ao enchimento e permitem que seja considerada a interacção entre as duas zonas através de forças no caso de escorregamento ou fecho da interface e que não sejam mobilizadas tracções quando ocorre abertura.

Na sequência do trabalho anterior, foram publicados outros trabalhos (Fanning e Boothby, 2001; Fanning *et al.*, 2003; Flanning *et al.*, 2004) em que foram estudadas outras pontes de alvenaria de pedra considerando o mesmo tipo de elementos sólidos para a alvenaria e o enchimento e usando para as interfaces elementos de contacto 2D.

Gago *et al.*(2003) usaram um modelo 2D no qual o arco é discretizado com blocos de material elástico linear individualizados com elementos de interface obedecendo ao critério de rotura de Rankine para tracção sendo a resistência ao corte caracterizada por um modelo de Mohr-Coulomb, admitindo-se resistência nula à tracção e ao corte após abertura das juntas. As juntas entre o arco e o enchimento foram modeladas com critério de Mohr-Coulomb com coesão muito reduzida e um modelo de plasticidade associada. O enchimento foi modelado como um material de baixa coesão de acordo com o critério de Mohr-Coulomb e admitindo uma lei de plasticidade associada.

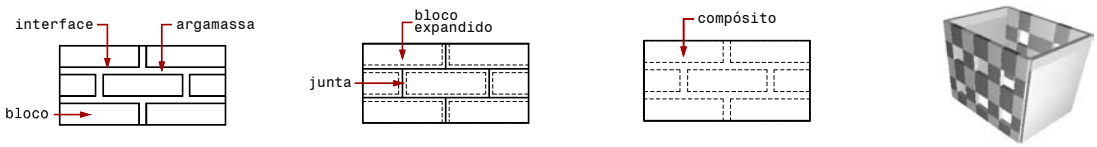
No contexto da avaliação do efeito do reforço de pontes de alvenaria, Mullett e Rance (2003) apresentaram um modelo de análise 2D baseado no método dos elementos finitos e método dos elementos discretos usando o programa de cálculo ELFEN. O arco foi modelado com elementos discretos individualizando os blocos entre si através das descontinuidades existentes entre eles. O comportamento das interfaces foi definido através dos parâmetros de Mohr-Coulomb. Os blocos foram discretizados com elementos finitos contínuos sendo constituídos por material deformável com comportamento plástico em compressão limitado pela tensão de esmagamento. O enchimento foi discretizado com elementos contínuos usando um modelo plástico de Rankine. Os encontros da ponte foram simulados com elementos contínuos e comportamento elástico.

Cavicchi e Gambarotta (2005) procederam à análise de pontes de alvenaria usando um modelo de elementos finitos 2D que permite considerar a interacção entre o arco e o enchimento. Os arcos e pilares foram discretizados com elementos 1D definidos por um material elasto-plástico perfeito sem resistência à tracção e com comportamento dúctil em compressão. O enchimento foi simulado com elementos triangulares 2D, ligados entre si com elementos de interface, com o critério de Mohr-Coulomb modificado por um critério "*cut-off*" em tracção. Utilizando a discretização em elementos finitos e técnicas de programação linear a metodologia de análise permite a identificação do mecanismo de colapso associado à aplicação do teorema de limite inferior.

Kamiński (2007) usou um modelo de análise 3D de alvenaria arco pontes. A solução proposta é baseada numa estratégia de micro-modelação da alvenaria do arco, em que os blocos são considerados com comportamento linear elástico e as juntas modeladas com comportamento não linear com um material do tipo betão, com amaciamento em tracção e compressão e plasticidade não associada com dilatância, disponível no programa ABAQUS. O enchimento foi simulado com um modelo contínuo com o objectivo de representar um material granular através de um modelo de Drucker-Prager com dilatância e plasticidade não associada.

5.3 – MODELOS CONSTITUTIVOS DISPONÍVEIS PARA A ALVENARIA

Os modelos constitutivos disponíveis para as estruturas de alvenaria baseados no método dos elementos finitos podem ser agrupados em quatro tipos: micro-modelos detalhados, micro-modelos simplificados, modelos decorrentes de técnicas homogeneização (também designados por modelos contínuos homogéneos) e macro-modelos (ver Figura 5.1).



a) b) c) d)

Figura 5.1: Tipos de modelação: Micro-modelos detalhados (a). Micro-modelos simplificados (b). Modelos contínuos homogéneos (c). Macro-modelos (Penna, 2002) (d).

Nos primeiros dois tipos de modelos os blocos e as juntas são considerados separadamente como sub-regiões homogéneas. No caso dos primeiros (Figura 5.1-a) os blocos e as juntas são discretizados usando elementos convencionais e o contacto entre os dois materiais pode ser simulado por elementos de interface. Nos segundos (Figura 5.1-b) os blocos são modelados usando elementos convencionais e a junta de argamassa usando elementos de interface, constituindo assim micro-modelos simplificados. A caracterização do comportamento da alvenaria usando estes modelos é possível a partir do conhecimento das propriedades dos seus componentes (blocos e argamassa no caso de alvenaria de junta argamassadas ou simplesmente blocos no caso de alvenaria das juntas secas) e das interfaces entre os seus elementos.

Para malhas de elementos finitos muito refinadas estes modelos permitem análises detalhadas com interesse particular nas zonas onde o campo de tensões é fortemente heterogéneo.

As juntas representam um plano potencial de fendilhação (abertura da junta) e de escorregamento. Os parâmetros necessários para caracterizar o modelo são obtidos em testes laboratoriais a pequena escala (ver Capítulo 4).

No caso dos micro-modelos simplificados de espessura nula a geometria dos blocos é expandida para incluir a espessura das juntas. Neste caso os parâmetros elásticos das juntas são calculados tendo em conta as propriedades dos dois constituintes (bloco e argamassa) e das interfaces.

Quanto aos modelos contínuos homogéneos é definido um modelo contínuo fictício equivalente com características que permitem a descrição do comportamento global da alvenaria como um compósito isotrópico (Figura 5.1-c). Neste caso as leis constitutivas são estabelecidas em termos das tensões e das deformações médias. Para este tipo de modelos existem muitas maneiras diferentes de formular o problema, tendo como exemplos os modelos plásticos, os modelos de dano e os modelos de fendas (fixas ou distribuídas).

Os macro-modelos representam partes inteiras da estrutura como vigas ou paredes (Figura 5.1-d). Nestes modelos a lei constitutiva é estabelecida em termos de forças e de deformações generalizadas (por exemplo momento-curvatura para vigas ou corte-deslizamento para paredes).

Estes dois últimos tipos de modelos são essencialmente fenomenológicos, sendo que os parâmetros desconhecidos têm que ser determinados mediante ensaios elaborados em provetes com tamanho suficiente sob estados de tensão homogéneos. Para malhas de elementos finitos mais grosseiras, estes tipos de modelações são particularmente indicados permitindo análises globais de toda (ou uma parte) da estrutura; porém os efeitos locais não podem ser considerados.

5.3.1 – Macro-modelação da alvenaria

5.3.1.1 – Macro-modelos baseados na teoria da plasticidade

Na teoria da plasticidade as leis constitutivas são implementadas recorrendo a uma abordagem fenomenológica em que os mecanismos observados experimentalmente são representados de tal forma que as correspondentes simulações numéricas fornecem resultados suficientemente próximos dos resultados observados (Lourenço, 1999).

Genericamente, são consideradas condições de cedência e de resistência máxima, ao nível do ponto de Gauss, que traduzem o comportamento do material observado experimentalmente e se expressam em função das componentes de tensão (ou dos seus invariantes) e de parâmetros do material. A formulação clássica está amplamente divulgada e pode ser consultada em várias publicações (Crisfield, 1991; Crisfield, 1997).

A teoria da plasticidade foi desenvolvida inicialmente para estudar materiais dúcteis, como o aço, e está actualmente bem estabelecida para elementos finitos contínuos homogéneos e isotópicos.

Para se obter uma aproximação realista do comportamento em tracção dos materiais frágeis, como a alvenaria (ou o betão) este tipo de modelação deve ser complementada com um modelo de fendilhação adequado.

Os modelos contínuos de fendilhação usados nestas aplicações, baseiam-se em modelos de fenda distribuída, consistindo, essencialmente, em dispersar ou distribuir as fendas no interior dos elementos finitos usados na discretização do contínuo; no caso das estruturas de alvenaria correspondem às descontinuidades representadas pelas interfaces entre blocos.

A assimetria entre o comportamento em tracção e compressão é facilmente manipulável usando adequadas leis de endurecimento/amaciamento e a degradação do material devido ao comportamento cíclico também pode ser facilmente introduzida nos actuais modelos de plasticidade (Pegon e Pinto, 1996).

O comportamento anisotrópico do material pode ser aproximado mediante a adopção de leis constitutivas distintas em cada direcção (Lourenço, 2004). No caso das alvenarias regulares a anisotropia pode ainda ser representada através de técnicas de homogeneização.

A representação gráfica do critério de cedência, no espaço das tensões é designada por superfície de cedência. A evolução da cedência, geralmente, é caracterizada por um diagrama (σ, ε), isto é, tensão *versus* deformação, que traduz o comportamento uniaxial observado em termos daquelas grandezas.

Enquanto o estado de tensão permanecer elástico a relação entre as tensões e as deformações é:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D}\boldsymbol{\varepsilon}_e \tag{5.1}$$

onde $\boldsymbol{D}$ é a matriz elasticidade, $\boldsymbol{\sigma}$ representa o vector das tensões e $\boldsymbol{\varepsilon}_e$ o vector das deformações elásticas.

No domínio plástico a deformação total corresponde à soma das partes elástica, $\boldsymbol{\varepsilon}_e$, e plástica, $\boldsymbol{\varepsilon}_p$,

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_e + \boldsymbol{\varepsilon}_p \tag{5.2}$$

pelo que considerando a equação (5.2) a relação (5.1) pode reescreve-se através da equação (5.3).

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D}\left(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_p\right) \tag{5.3}$$

As deformações plásticas só ocorrerão se o ponto representativo do estado de tensão se situar sobre a superfície de cedência durante um incremento infinitesimal. Tais condições são expressas pelas condições (5.4) e (5.5):

$$f(\boldsymbol{\sigma},\bar{\sigma}(k))=0 \tag{5.4}$$

$$\dot{f}(\boldsymbol{\sigma},\bar{\sigma}(k))=0 \tag{5.5}$$

sendo o domínio elástico definido por:

$$f(\boldsymbol{\sigma},\bar{\sigma}(k))<0 \tag{5.6}$$

A equação (5.4) é identificada como o critério de cedência, onde a função $\bar{\sigma}(k)$ é designada habitualmente por lei de endurecimento e representa os valores da tensão de cedência e *k* é um escalar designado de parâmetro de endurecimento, correspondendo a uma medida do endurecimento ou amolecimento observado.

A equação (5.5) denomina-se equação de consistência de Prager e pode ser rescrita do seguinte modo:

$$\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}^{T}\dot{\sigma}+\frac{\partial f}{\partial k}\dot{k}=0 \tag{5.7}$$

onde $\partial f / \partial \boldsymbol{\sigma}$ é o vector gradiente da função de cedência, perpendicular à superfície de cedência no ponto representativo do estado de tensão. Considerando

$$\boldsymbol{n}=\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \tag{5.8}$$

a equação (5.7) pode reescrever-se através da equação (5.9).

$$\boldsymbol{n}^{T}\dot{\sigma}+\frac{\partial f}{\partial k}\dot{k}=0 \tag{5.9}$$

Considerando a relação incremental entre tensões e deformações elásticas,

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{D}\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{e} \tag{5.10}$$

e a variação da deformação decomposta numa parte elástica noutra plástica de acordo com:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}=\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{e}+\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{p} \tag{5.11}$$

com a variação da deformação plástica definida pela relação:

$$\dot{\varepsilon}_{p}=\dot{\lambda}\boldsymbol{m} \tag{5.12}$$

onde $\dot{\lambda}$ é o multiplicador plástico que determina a magnitude do escoamento plástico e é determinado impondo $\dot{f} = 0$ de modo que o estado de tensão permaneça na superfície de cedência; $\boldsymbol{m}$ descreve a direcção do escoamento plástico,

$$\boldsymbol{m} = \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \tag{5.13}$$

onde a função g é designada por potencial plástico.

Quando a função de potencial plástico for identificada com a função de cedência

$$g(\boldsymbol{\sigma}, \bar{\sigma}(k)) = f(\boldsymbol{\sigma}, \bar{\sigma}(k)) \tag{5.14}$$

diz-se que a lei de escoamento é associada. Neste caso,

$$\dot{\varepsilon}_p = \dot{\lambda}\boldsymbol{m} = \dot{\lambda}\boldsymbol{n} \tag{5.15}$$

sendo a direcção do vector gradiente $\partial f / \partial \boldsymbol{\sigma}$ da função de cedência igual à direcção do escoamento plástico $\partial g / \partial \boldsymbol{\sigma}$, i.e. $\boldsymbol{m}$ e $\boldsymbol{n}$ são coincidentes.

Caso contrário, isto é, quando

$$g(\boldsymbol{\sigma}, \bar{\sigma}(k)) \neq f(\boldsymbol{\sigma}, \bar{\sigma}(k)) \tag{5.16}$$

a lei de escoamento é não-associada e o escoamento não é normal à superfície de cedência, sendo neste caso $\boldsymbol{m}$ e $\boldsymbol{n}$ não coincidentes.

Definindo o módulo de endurecimento,

$$h = -\frac{1}{\dot{\lambda}} \frac{\partial f}{\partial k} \dot{k} \tag{5.17}$$

obtém-se da equação (5.9):

$$\dot{\lambda} = \frac{\boldsymbol{n}^T \dot{\sigma}}{h} \tag{5.18}$$

que em conjunto com as equações (5.10) a (5.13) permitem escrever:

$$\dot{\varepsilon} = \boldsymbol{D}^{-1} \dot{\sigma} + \frac{\boldsymbol{m}\boldsymbol{n}^T}{h} \dot{\sigma} \tag{5.19}$$

e

$$\dot{\sigma} = \left[\boldsymbol{D} - \frac{\boldsymbol{D}\boldsymbol{m}\boldsymbol{n}^T \boldsymbol{D}}{h + \boldsymbol{n}^T \boldsymbol{D}\boldsymbol{m}} \right] \dot{\varepsilon} \tag{5.20}$$

onde

$$\boldsymbol{D}_p = \left[\boldsymbol{D} - \frac{\boldsymbol{D}\boldsymbol{m}\boldsymbol{n}^T\boldsymbol{D}}{h + \boldsymbol{n}^T\boldsymbol{D}\boldsymbol{m}} \right] \tag{5.21}$$

representa a matriz rigidez tangente elasto-plástica.

Definindo, na equação (5.20), o preditor elástico como sendo

$$\dot{\sigma}_{pred} = \boldsymbol{D}\dot{\varepsilon} \tag{5.22}$$

e o corrector plástico,

$$\dot{\lambda}_{corr} = \frac{\boldsymbol{n}^T\boldsymbol{D}}{h + \boldsymbol{n}^T\boldsymbol{D}\boldsymbol{m}}\dot{\varepsilon} \tag{5.23}$$

pode reescrever-se

$$\dot{\sigma} = \dot{\sigma}_{pred} - \lambda_{corr}\boldsymbol{D}\boldsymbol{m} \tag{5.24}$$

que possibilita o cálculo do estado tensão tendo em conta as deformações plásticas.

Na literatura existem vários autores que usaram modelos contínuos de alvenaria baseados na teoria da plasticidade. Entre eles, o modelo usado por Lourenço (Lourenço, 1996) é bem representativo das potencialidades da teoria da plasticidade. Este autor usou um modelo contínuo e anisotrópico, em que a alvenaria é considerada como um material homogéneo, que inclui uma superfície de cedência similar à de Rankine para tracção e uma superfície de cedência similar à de Hill para compressão, cuja superfície anisotrópica é estabelecida em termos do vector das tensões, σ_x, σ_y e τ_{xy} para estados planos de tensão e σ_x, σ_y, τ_{xy}, τ_{yz}, e ,τ_{xy} para lajes e cascas. A elasticidade anisotrópica é combinada com a plasticidade anisotrópica de tal forma que podem ser obtidos comportamentos independentes ao longo dos eixos do material definidos pela direcção das juntas horizontais (direcção *x*) e pela direcção das juntas verticais (direcção *y*).

No referido modelo consideram-se dois critérios de cedência individuais para tracção e compressão, de acordo com dois mecanismos de rotura diferentes. O primeiro critério está associado com um mecanismo de fractura localizado (fendilhação do material) e o segundo com um processo de fractura mais distribuído (esmagamento do material). Para tracção, a superfície de cedência do tipo Rankine depende dum parâmetro que estabelece a contribuição das tensões de corte para a rotura em função dos valores das resistências uniaxiais à tracção nas direcções *x*, *y* e da resistência ao corte. Admite-se que o amaciamento do material é exponencial, sendo definidas energias de fractura diferentes para as duas direcções. A lei de escoamento é não-associada, com o potencial plástico dado pela superfície de cedência de Rankine.

No caso de rotura por compressão a superfície é um elipsóide rodado no espaço definido pelas componentes do vector das tensões, que depende: *i)* dos valores de cedência nas duas direcções de tensão ao longo do eixo *x* e *y*; *ii)* dum parâmetro que controla a relação entre os valores das componentes normais da tensão e *iii)* dum parâmetro que estabelece a contribuição das tensões de corte para a rotura. A lei de comportamento adoptada admite endurecimento parabólico, seguido de amaciamento parabólico/exponencial e recorre a valores diferentes de energia de fractura em duas direcções. A fim de obter dissipação energética independente da malha, o diagrama tensão-extensão tem de ser ajustado de acordo com uma largura equivalente dependente da dimensão do elemento finito. A lei de escoamento plástico adoptada é associada.

Pietruszczak e Ushaksaraei (2003), recorreram a técnicas (simplificadas) de homogeneização de meios periódicos para avaliar as características da alvenaria e usaram um modelo não linear baseado na plasticidade associado a um modelo de fendas fixas. Neste modelo a superfície de cedência é definida por dois critérios de cedência: *i)* o critério de Mohr-Coulomb no regime corte/compressão e *ii)* um critério linear para o regime de corte/tracção dependente da coesão e da resistência à tracção e associado a uma lei de amaciamento. Outros autores, (Lopez *et al.*, 1999; Mistler *et al.*, 2004), também recorreram a técnicas de homogeneização para descrever o comportamento da alvenaria com base na teoria da plasticidade.

5.3.1.2 – Macro-modelos baseados nos modelos de dano

Nos modelos de dano contínuo considera-se o tensor das tensões efectivas $\overline{\boldsymbol{\sigma}}$ como entidade básica que, para muitas aplicações práticas, pode ser considerado coincidente com o tensor das tensões elástico $\overline{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D}_0 \boldsymbol{\varepsilon}$, em que $\boldsymbol{\varepsilon}$ denota o tensor das deformações e $\boldsymbol{D}_0$ corresponde à usual matriz constitutiva elástica. Adicionalmente, são introduzidas variáveis escalares de dano, d, que têm em conta a degradação do material induzida pelas componentes de tensão $\overline{\boldsymbol{\sigma}}$ e conduzem à lei constitutiva expressa por $\boldsymbol{\sigma} = (1-d)\overline{\boldsymbol{\sigma}}$, sendo o domínio de variação de d dado por $0 \le d \le 1$, em que o valor *0* corresponde à ausência de dano e o valor *1* se associa ao material completamente danificado.

Para modelar o comportamento dos materiais frágeis é adequado separar o tensor das tensões efectivas $\overline{\boldsymbol{\sigma}}$ nos tensores $\overline{\boldsymbol{\sigma}}^+$ (tracção) e $\overline{\boldsymbol{\sigma}}^-$ (compressão), como acontece no modelo de dano contínuo em tracção e compressão com plasticidade desenvolvido por Faria (Faria, 1994), que foi implementado, no contexto deste trabalho, no programa CAST3M (Costa *et al.*, 2005). Esta decomposição é feita no espaço das direcções principais, tendo em conta o sinal das tensões principais. Adicionalmente, são introduzidas duas variáveis escalares de dano, uma para a tracção d^+ e a

outra para a compressão d^-, que têm em conta a degradação do material induzida pelas componentes de tensão $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+$ ou $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^-$ (Faria, 1994), conduzindo assim à lei constitutiva expressa por:

$$\boldsymbol{\sigma} = \left(1 - d^+\right)\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ + \left(1 - d^-\right)\bar{\boldsymbol{\sigma}}^- \tag{5.25}$$

As duas variáveis escalares de dano d^+ e d^- têm evoluções independentes, obedecem às condições termodinâmicas (Faria, 1994) e podem ser intuitivamente associados à degradação produzida no material sob condições de tracção ou de compressão, respectivamente. O domínio de variação dessas variáveis é dado por

$$0 \le \left(d^+, d^-\right) \le 1 \tag{5.26}$$

O algoritmo inerente à integração do modelo constitutivo do betão torna-se computacionalmente muito eficiente, como reproduz esquematicamente o seguinte fluxograma, aspecto que é ainda mais realçado com a ajuda da Figura 5.2, que ilustra os aspectos básicos do modelo constitutivo 1D sob condições de tensão e compressão:

$$\boldsymbol{\varepsilon} \Rightarrow \bar{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D}_0\boldsymbol{\varepsilon} \Rightarrow \left\{\begin{matrix} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ \Rightarrow \bar{\tau}^+ \ldots \Rightarrow d^+ \\ \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- \Rightarrow \bar{\tau}^- \ldots \Rightarrow d^- \end{matrix}\right\} \Rightarrow \boldsymbol{\sigma} = \left(1 - d^+\right)\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ + \left(1 - d^-\right)\bar{\boldsymbol{\sigma}}^- \tag{5.27}$$

onde $\bar{\tau}^+$ e $\bar{\tau}^-$ são normas escalares, função de $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+$ e $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^-$ que permitem estimar os valores de d^+ e d^- através de apropriadas leis de evolução do dano.

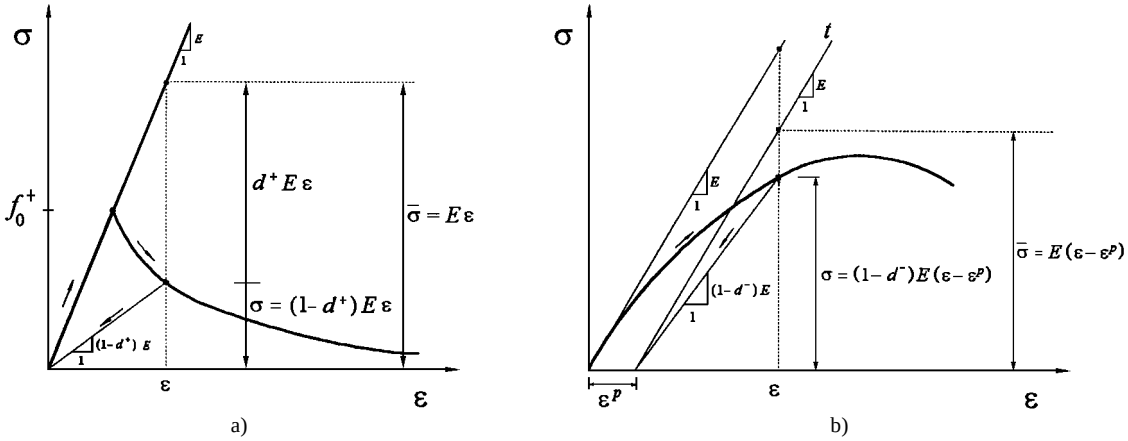


Figura 5.2: Comportamento do betão em tracção (a) e compressão (b), (Faria, 1994).

A abordagem macroscópica das alvenarias com base em modelos de dano contínuo é adequada para representar a degradação da rigidez produzida por micro fendas que, à medida que o carregamento progride, se tornam em macro-fendas e no limite conduzem à rotura. Este processo de fendilhação, preponderante no regime de tracção pura, altera progressivamente as características elásticas do material. Esta característica dos modelos de dano não é bem representada nos modelos

clássicos de plasticidade tendo sobretudo influência nos ciclos de carga-descarga, uma vez que nestes últimos se consideram as propriedades elásticas na descarga. Nos modelos de dano a descarga é efectuada para a origem, característica que se adequa bem ao comportamento da alvenaria no regime de tracção; contudo fica mal adaptada para o comportamento no regime de compressão e, por este motivo, alguns autores usaram modelos de dano associados a plasticidade, como o caso do modelo referido nos parágrafos anteriores.

Na literatura da especialidade pode-se encontrar vários autores que apresentam modelos contínuos de alvenaria baseados nos modelos de dano. A formulação referida nos parágrafos anteriores, que recorre a duas variáveis de dano, foi utilizada por (Faria, 1994) para modelar o comportamento de betão mas os primeiros modelos de dano desenvolvidos para betão e alvenaria consideravam apenas uma variável de dano escalar.

Lotfi e Shing (1991) usaram um modelo de plasticidade associada (considerando o critério de Von Mises em compressão e o critério de Rankine em tracção) e dano frágil em tracção transformando o material isotrópico em anisotrópico.

Oñate *et al* (1997) adaptou o modelo de dano escalar para betão ao caso particular do comportamento da alvenaria no sentido de incluir as características preconizadas no modelo de plasticidade proposto por Lourenço (1996). Neste modelo o dano é representado por uma variável de dano à qual se juntou uma segunda variável para ter em conta os efeitos físicos, químicos e biológicos na degradação das características mecânicas. O modelo permite considerar assimetria em tracção e compressão através uma variável escalar.

Papa (1996) usou um modelo de dano unilateral recorrendo a três variáveis de dano (compressão, corte e tracção) adaptado para descrever o comportamento frágil da alvenaria sob cargas cíclicas de tracção-compressão, associado a um modelo de plasticidade (recorrendo aos critérios de Von Mises em compressão e de Rankine em tracção). As propriedades mecânicas da alvenaria foram determinadas considerando a alvenaria como um material compósito (constituído por blocos e argamassa) recorrendo a técnicas de homogeneização.

Outros trabalhos que descrevem a utilização de modelos contínuos de dano podem ser encontrados nas referências, nomeadamente em: *i)* Gambarotta e Lagomarsino (1997b) que adopta um modelo de dano para descrever a resposta de paredes de alvenaria admitida como material homogéneo sob acções sísmicas, modelo este decorrente de um outro descrito em Gambarotta e Lagomarsino (1997a) e referido mais adiante no contexto de micro-modelação com elementos de junta; *ii)* Berto *et al.* (2002) que refere um modelo de dano anisotrópico recorrendo a quatro parâmetros de dano interno, em compressão e tracção para cada uma das direcções (naturais) da alvenaria;

iii) Luciano e Sacco (1997) e Zucchini e Lourenço (2004) que apresentam modelos envolvendo técnicas de homogeneização e dano para descrever o comportamento de alvenarias antigas.

5.3.1.3 – Modelos contínuos de alvenaria baseados em macro modelos

Os macro-modelos existentes para a modelação de alvenaria têm sofrido uma evolução constante e mais pronunciada nos últimos tempos, especialmente devido à rapidez de cálculo e facilidade de modelação de estruturas. Este tipo de modelos assume uma particular relevância no estudo do comportamento de estruturas sujeitas a acções sísmicas, pois o comportamento não linear e duração da acção levam a que uma análise recorrendo a outro tipo de modelação seja um processo bastante moroso (Costa *et al.*, 2008).

A simulação do comportamento de painéis de alvenaria baseia-se em macro-elementos que permitem traduzir os três tipos de rotura no plano observados em estruturas de alvenaria pós-sismo e em ensaios experimentais no plano, nomeadamente, por flexão, corte-deslizamento e corte diagonal. Existem diversos macro-elementos desenvolvidos especialmente para engenharia sísmica, como os de Magenes e Fontana (1998), Braga e Liberatore (1990) ou Gambarotta e Lagomarsino (1996), este último alvo de melhoramentos em Galasco *et al*. (2002) e Penna (2002).

5.3.2 – Micro-modelação

A estratégia subjacente à micro-modelação consiste em concentrar todo o dano nas juntas e em potenciais fendas nos blocos, em que as juntas representam um plano provável de fendilhação e de escorregamento.

Assim, a alvenaria é descrita com elementos contínuos homogéneos e isotrópicos separados por planos de fraqueza modelados com elementos de junta. A malha de elementos finitos final vem então constituída por vários elementos discretos ligados com elementos de junta e ainda (eventualmente) elementos de volume dando suporte a um modelo contínuo representativo de um possível enchimento (se este existir, como por exemplo no caso de pontes de alvenaria de pedra, ou no caso de paredes de duas ou mais folhas). Por ser a estratégia adoptada para a simulação numérica dos casos práticos apresentados no Capítulos 6, merece aqui um realce particular.

5.3.2.1 – Formulação dos elementos finitos de junta

A primeira utilização de elementos finitos de junta foi realizada por Ngo e Scordelis (1967) na modelação de uma viga de betão armado com elementos de três nós e elementos finitos de interface de ligação nodal destinados a representar a ligação entre o betão e o aço.

Goodman *et al*. (1968) utilizaram posteriormente pela primeira vez elementos finitos de interface para a modelação de juntas em rochas. A formulação deste elemento de interface foi deduzida considerando um elemento contínuo com espessura nula e no qual se obtiveram as deformações através dos deslocamentos relativos entre nós de faces opostas.

Posteriormente, Beer (1985) apresentou uma formulação isoparamétrica dos elementos de junta amplamente divulgada e disponível em grande número de aplicações informáticas de análise estrutural, nomeadamente no programa CAST3M (CEA, 2003) usado no presente trabalho.

Segundo esta formulação cuja descrição detalhada pode também ser consultada no Anexo 5.1, o elemento de junta resulta da degeneração dum elemento sólido no qual se considera a espessura nula. Deste modo os elementos de junta possuem o mesmo número de nós que os usuais elementos finitos contínuos, permitindo assim a associar dos elementos volumétricos e dos elementos de junta.

O contacto entre dois elementos tridimensionais é definido à custa dos três graus de liberdade de cada ponto das superfícies de contacto superior e inferior (constituídos, respectivamente pelo deslocamento na direcção normal e pelos deslocamentos nas duas direcções ortogonais tangentes à superfície da junta).

Enquanto que, nos elementos finitos volumétricos, o resultado da integração nos pontos de Gauss é obtido em termos dos elementos do tensor das tensões expresso pelo vector $\boldsymbol{\sigma}$, nos elementos de junta a entidade obtida nos pontos de Gauss é o vector de tensões actuante na interface. Este vector é constituído pela componente normal σ_n e pelas componentes tangenciais τ_{s_1} e τ_{s_2}, respectivamente orientadas segundo o versor da normal à interface e segundo os versores ortogonais tangentes à mesma interface.

A relação entre as tensões actuantes na interface e os respectivos deslocamentos relativos para o caso dum elemento de junta com comportamento linear elástico pode ser expresso por

$$\begin{cases} \tau_{s_1} = k_{s_1}\gamma_{s_1} \\ \tau_{s_2} = k_{s_2}\gamma_{s_2} \\ \sigma_n = k_n\delta_n \end{cases} \tag{5.28}$$

onde k_{s1}, k_{s2} e k_n são os termos da diagonal principal da matriz de elasticidade (diagonal) da junta e γ_{s1}, γ_{s2} e δ_n representam, respectivamente, os deslocamentos relativos tangenciais e normais associados às referidas componentes de tensão.

Considerando $\tau_s = \sqrt{\tau_{s_1}^2 + \tau_{s_2}^2}$, e admitindo a mesma rigidez tangencial k_s nas duas direcções, pode-se reescrever de forma mais simplificada a expressão (5.28)

$$\begin{cases} \tau_s = k_s\ \gamma \\ \tau_n = k_n\ \delta \end{cases} \tag{5.29}$$

em que $\gamma = \sqrt{\gamma_{s_1}^2 + \gamma_{s_2}^2}$.

Em geral, quando são usados elementos de junta de espessura nula os efeitos de Poisson na junta de argamassa não são incluídos. Pegon (2002) apresentou um elemento de junta capaz de incluir estes efeitos usando um elemento finito de junta de espessura finita (ver secção 5.3.2.2).

No caso da utilização de elementos de junta de espessura nula devido à dimensão expandida dos blocos, e considerando que a altura dos blocos e a rigidez do bloco são muito elevadas comparativamente à das juntas, as rigidezes normal e tangencial na juntas podem ser determinadas de acordo com as equações (5.30) e (5.31) (Colli, 2004).

$$k_n = \frac{E_j\left(1 - v_j\right)}{e_j\left(1 - v_j - 2v_j^2\right)} \tag{5.30}$$

$$k_s = \frac{E_j}{2\left(1 + v_j\right)e_j} \tag{5.31}$$

onde E_j, v_j e e_j representam o módulo de deformabilidade, o coeficiente de Poisson e a espessura da junta.

Se, pelo contrário, a rigidez da junta é muito elevada comparativamente com a do bloco, então as rigidezes normal e tangencial na juntas são determinadas através das expressões (5.32) e (5.33):

$$k_n = \frac{E_j}{e_j} \tag{5.32}$$

$$k_s = \frac{E_j}{2\left(1 + v_j\right)e_j} \tag{5.33}$$

Este tipo de abordagem que envolve a utilização de elementos de junta é bastante consistente, mas é bastante sensível às propriedades da junta e gera apreciável ruído numérico. Diversos auto-

res, (Faria, 1994; Kaliakin e Li, 1995; Díez e Pegon, 2002), referem diversos problemas associados aos elementos finitos de interface, nomeadamente:

- Oscilações nas tensões devido a esquemas de integração numérica desapropriadas, nomeadamente a integração de Gauss que é a mais habitual; esquemas de integração diferentes, tal como o de Lobatto, não eliminam completamente as oscilações nas tensões normais de tracção mas conseguem provocar uma redução significativa da perturbação.
- Falta de precisão devido aos parâmetros de rigidez serem demasiado elevados provocando mau condicionamento do sistema de equações de equilíbrio.
- Falta de precisão no cálculo das tensões da interface quando a malha não é refinada localmente.
- Ruído numérico quando se consideram acções dinâmicas em resultado da ocorrência de bruscas variações de rigidez.

5.3.2.2 – Elemento finitos de junta implementados em CAST3M

Actualmente na aplicação informática CAST3M (CEA, 2003) estão disponíveis dois tipos de elementos de interface: os elementos de juntas de espessura nula que seguem a formulação referida anteriormente e os elementos de junta de espessura finita, implementados de acordo com Pegon (2002).

Os elementos de espessura nula implementados em CAST3M para formulações bidimensionais possuem quatro nós e designam-se JOI2 e para modelações tridimensionais os elementos possuem seis ou oito nós designando-se respectivamente JOI3 e JOI4.

No caso da utilização destes elementos em estratégias de micro-modelação simplificada e devido à espessura nula dos elementos de interface a geometria dos blocos é expandida para incluir a espessura das juntas. Nesta abordagem os parâmetros elásticos das juntas são calculados tendo em conta as propriedades dos dois constituintes pelo que têm de ser adaptados; devido a este aspecto, é perdido algum rigor e além disso não são incluídos os efeitos de Poisson da argamassa. A modelação recorrendo aos micro-modelos detalhados que usam elementos contínuos para simular a argamassa é a mais exacta mas seu uso é muito oneroso em termos da geração da malha e do tempo de cálculo.

Com o objectivo de ultrapassar as dificuldades referidas no parágrafo anterior relativas à utilização de elementos finitos de espessura nula em estratégias de micro-medelação, quer simplificada quer detalhada, foi implementado em CAST3M (Pegon, 2002) um novo elemento de junta de espessura finita.

Este elemento finito classificado de junta espessa, para problemas 2D, é designado JGI2 e corresponde a um elemento de quatro nós; para modelações 3D estão disponíveis os elementos de junta de seis nós e oito nós designados, respectivamente, JGI3 e JGI4 (ver Figura 5.3).

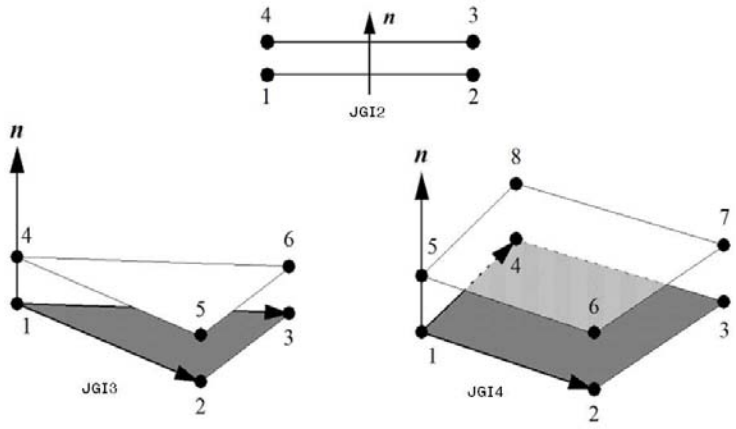


Figura 5.3: Elementos de junta de espessura finita (Pegon, 2002).

Assim, este o novo elemento de junta permite simular as juntas entre blocos através de elementos de junta com espessura finita sem necessidade do uso de uma geometria fictícia (isto é, a espessura das juntas e a dimensão dos blocos são consideradas as reais) beneficiando-se assim da simplicidade de geração da malha e o reduzido tempo de computação, que se verifica nos micro-modelos simplificados. Além disso, permite a consideração dos mesmos componentes da tensão que são considerados nos micro-modelos detalhados (ver Figura 5.4). Neste caso todas as componentes da tensão são consideradas, nomeadamente, seis no caso tridimensional (N, $e\sigma_{ss}$, S_s, $e\sigma_{tt}$, $e\sigma_{st}$, S_t); no espaço bidimensional, são incluídas três componentes (N, S_s, $e\sigma_{ss}$), para os estados planos de tensão (EPT) e de deformação (EPD), e quatro (N, $e\sigma_{ss}$, $e\sigma_{tt}$, S_s) para o estado de deformação plana generalizada (DPG)[1]. Assim, no campo elástico a resposta para modelos de junta com espessura finita coincide com a resposta obtida com micro-modelos detalhados (Pegon, 2002). No campo plástico são adoptadas as mesmas leis consideradas no caso dos elementos de junta de espessura nula, isto é, os critérios de cedência são verificados apenas para as direcções de N, S_s, S_t, no espaço tridimensional, e para as de N, S_s no espaço bidimensional.

[1] Nos modelos de juntas com espessura nula os componentes da tensão para o caso tridimensional são três (N, S_t, S_s) e no espaço bi-dimensional são dois (N, S_t) para qualquer um dos casos: EPT, EPD e DPG.

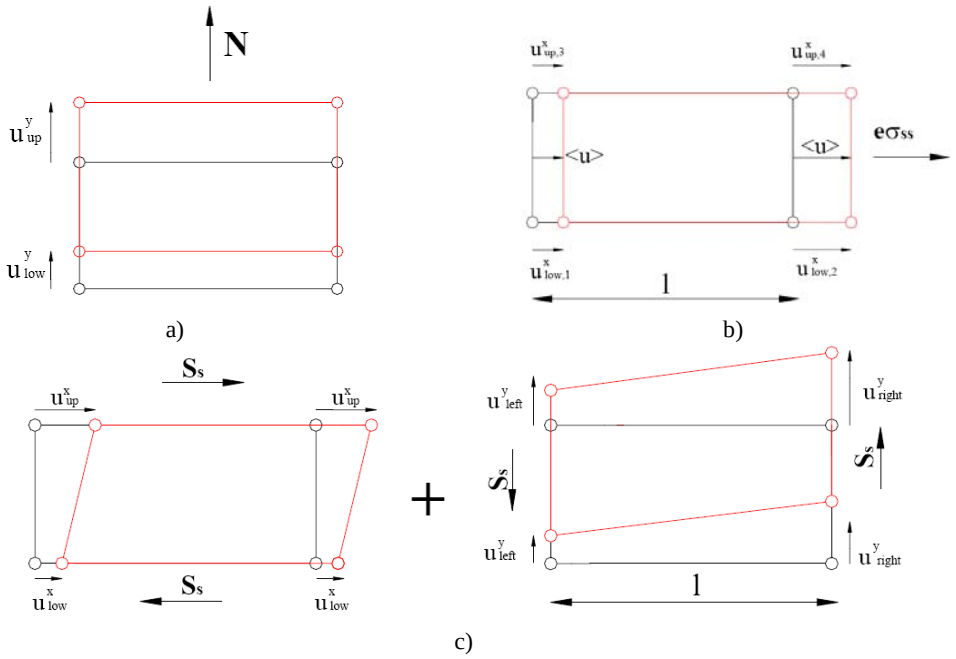


Figura 5.4: Esquema do elemento de junta espessa. Componentes do deslocamento vertical (a), horizontal (b) e escorregamento no plano *N*- S_s (análogo no plano *N*- S_t) (c), adaptado de (Colli, 2004).

No contexto da utilização deste elemento de junta espessa enquadrado no programa CAST3M, a atribuição de espessura finita a uma junta existente entre dois blocos envolve o seguinte procedimento: inicialmente os dois blocos estão em contanto e as juntas sem espessura são geradas usando o operador *genj*; posteriormente os dois blocos são trazidos para sua posição original obtendo-se como consequência juntas com espessura final e blocos com dimensões reais.

Para estruturas de grandes dimensões, a utilização do elemento de junta de espessura finita requer o uso de um procedimento automático para gerar as juntas entre blocos. Assim, com este objectivo foi implementado um algoritmo que permite obter a real geometria dos blocos e das juntas a partir da geometria inicial constituída por blocos de geometria expandida e juntas finas procedendo para tal ao encolhimento dos blocos (Costa e Pegon, 2005).

5.3.2.3 – Modelos plásticos associados a fractura

Como referido, anteriormente, na secção 5.3.1.1, a teoria da plasticidade não é adequada para representar a perda de rigidez associada à fendilhação; assim, para se obter uma representação realista do comportamento da alvenaria no domínio de tracção a modelação pode ser complementada com a utilização de um modelo de fenda discreta (modelo de fractura). Assim, os modelos deste tipo ficam mais adaptados para traduzir a degradação da rigidez elástica da alvenaria sob tracção que os modelos de plasticidade contínuos apresentados na secção 5.3.1.

Dentro desta família de modelos existe uma variedade significativa de diferentes propostas na literatura. Page (1978) adoptou pela primeira vez um modelo plástico associado a fractura por intermédio de um modelo de fenda fixa.

Por sua vez, Lotfi e Shing (1994) propuseram um modelo de comportamento elasto-plástico com amaciamento para juntas com dilatância em conjunto com um modelo de fendas distribuídas para os blocos, também este com comportamento elasto-plástico envolvendo amaciamento e endurecimento.

Nesta proposta, a superfície de cedência nas juntas é definida através de uma função hiperbólica que permite uma transição suave entre o critério do tipo Mohr-Coulomb e o limite em tracção, sendo a sua evolução controlada em termos do ângulo de atrito, da coesão e da resistência à tracção definidos através de três leis de endurecimento. No domínio tracção/corte considera-se que apenas a resistência à tracção diminui, permanecendo inalterada a resistência ao corte; no domínio em compressão/corte admite-se que ocorre diminuição da resistência à tracção e da resistência ao corte. É adoptada uma lei de escoamento plástico não associado com dilatância, também definida através de uma função hiperbólica e controlada de modo a que no estado residual a dilatância seja nula. O comportamento dos blocos é elasto-plástico e descrito por um critério composto de Von Mises em compressão e de Rankine em tracção, sendo a plasticidade do tipo associado e adoptando leis de amaciamento em tracção e de endurecimento/amaciamento em compressão.

Lourenço e Rots (1997) propuseram um modelo de juntas elasto-plástico para a alvenaria sendo os blocos considerados com comportamento elástico. O modelo é composto por três funções de cedência que definem a superfície de cedência representada pelos critérios de cedência em tracção ("*cut-off*"), em corte correspondente ao usual critério de Mohr-Coulomb e um critério de cedência em compressão ("*cap*"). A evolução da superfície de cedência em tracção e compressão envolve leis de escoamento associado e em corte adopta uma lei de escoamento não associado sendo consideradas leis de amaciamento exponenciais para tracção e corte e de endurecimento/amaciamento em compressão.

O modelo proposto por Stucliffe *et al.* (Sutcliffe *et al.*, 2001) baseia-se no teorema do limite inferior da teoria da plasticidade e foi desenvolvido para estado plano de deformação. Considera-se que o material exibe comportamento perfeitamente plástico e obedece a uma lei de fluxo associado sem endurecimento ou amaciamento e que as deformações correspondentes à carga limite se enquadram no domínio das pequenas deformações. O critério de cedência é definido por uma superfície de cedência composta que inclui três funções de cedência para as juntas no sentido de incluir os quatro mecanismos de junta identificados por Lourenço (Lourenço, 1996) e uma função

de cedência para os blocos para ter em conta o mecanismo de rotura por tracção directa no bloco. A função de cedência em tracção é uma recta inclinada e corresponde a um critério de cedência do tipo "*cut-off*". Deste modo quando ocorre cedência em tracção a junta pode exibir resistência ao corte (Sutcliffe *et al.*, 2001).

No modelo proposto por Carol *et al.* (2001), originalmente para o estudo da fendilhação dos materiais quasi-frágeis, a superfície de cedência inicial tem a forma hiperbólica e tende assimptoticamente para a envolvente de Mohr-Coulomb. Os parâmetros do modelo que determinam a evolução da superfície de cedência são a coesão, a resistência à tracção e o ângulo de atrito que podem exibir amaciamento. No domínio de compressão só pode ocorrer cedência por corte pelo que o escoamento ocorre sem dilatância, sendo a superfície de cedência correspondente ao critério de Mohr-Coulomb. No domínio de tracção é considerado escoamento plástico associado.

Giambanco *et al.* (2001) propuseram um modelo elasto-plástico, cuja superfície de cedência é composta pelo habitual critério de Mohr-Coulomb e um "*cut-off*" em tracção. A cedência em corte segue uma lei de escoamento não-associado com dilatância, com um formalismo idêntico ao da lei de Mohr-Coulomb, neste caso com inclinação dada pela tangente do ângulo de dilatância e um parâmetro arbitrário para satisfazer o critério de cedência na junta. No decorrer do fluxo plástico o ângulo de dilatância é controlado em termos de um ângulo dilatância inicial, da coesão inicial e da coesão actual. Em tracção a cedência segue uma lei associada. As leis de amaciamento são tratadas de modo a simular a perda de coesão que ocorre na argamassa devido aos esforços de corte e tracção, sendo considerado que este processo conduz à formação de uma superfície de rotura rugosa caracterizada pelo ângulo de dilatância geométrico das rugosidades. A evolução do perfil das irregularidades ao longo do contacto no decorrer do processo de enfraquecimento é descrita por uma lei hiperbólica que depende do ângulo final das irregularidades e de um parâmetro que mede o desgaste das mesmas em função do trabalho específico de atrito das tensões tangenciais de contacto.

No sentido de melhorar a simulação do comportamento cíclico das juntas Oliveira e Lourenço (2003) usaram o modelo inicialmente proposto por Lourenço e Rots (1997) modificando-o de modo a incluir duas funções de cedência de descarga em tracção e compressão. Assim, nesta nova versão do modelo a descarga para tracção pode ocorrer de qualquer estado de tensão admissível fora da superfície monotónica de tracção. Por sua vez, a descarga para compressão pode ocorrer de qualquer estado de tensão admissível fora da superfície monotónica de compressão. O movimento das novas superfícies de descarga é controlado por regras de endurecimento misto.

5.3.2.4 – Modelos de dano

Relativamente aos modelos de dano utilizados para modelação do comportamento de juntas, destaca-se o modelo de Gambarrota e Lagomarsino (1997a) que tem sido adoptado por vários autores como por exemplo Morbiducci (2003). Nestes trabalhos é usado um modelo para as juntas de argamassa baseado na mecânica de dano para representar a degradação de rigidez na argamassa (dano) e a dissipação por histerese exibida pela alvenaria, motivada pela perda de coesão na ligação bloco-argamassa, que acontece quando ocorre abertura e escorregamento das juntas.

O modelo da junta de argamassa exibe resposta frágil sob tensões de tracção e é caracterizado por dissipação por atrito juntamente com degradação da rigidez da argamassa, sob tensões de compressão. Os blocos são modelados como sólidos com comportamento elasto-plástico com interfaces frágeis localizadas em correspondência com as juntas verticais contíguas.

As equações constitutivas são postuladas em termos de duas variáveis internas que representam o escorregamento por atrito e o dano na junta de argamassa. As evoluções destas variáveis são definidas por um valor limite do atrito e uma condição de dano. As componentes da deformação plástica, ou seja, a extensão e o deslizamento da interface, são assumidos linearmente dependentes da tensão média e da variável de dano. Além disso, o deslizamento é reduzido pela presença do atrito na interface bloco-argamassa.

Quando a junta está no domínio de tracção é avaliada a variável de dano. A evolução do dano é definida tendo em conta a curva que representa a rigidez da junta de argamassa. Assim, quando é alcançada a condição limite a taxa de dano na junta é positiva. Se a junta está submetida à compressão é então avaliado o dano bem como a taxa de escorregamento. Se a condição de limite de atrito for alcançada, são possíveis duas evoluções diferentes. Quando o deslizamento total é menor do que o máximo alcançado durante o processo de dano, responsável pelos danos actuais, apenas pode ocorrer deslizamento sem progressão de dano, podendo esta entidade ser avaliada como a solução de um problema linear. Assim que a condição de limite é alcançada, ocorre deslizamento e aumento de dano.

5.3.3 – Modelos constitutivos disponíveis para elementos de junta no CAST3M

Para atender ao comportamento das juntas estão, actualmente, disponíveis no programa CAST3M alguns micro modelos simplificados. O modelo JOINT_SOFT, que foi usado extensamente em alguns trabalhos precedentes (Pegon e Pinto, 1996; Almeida, 2000; Costa, 2002) para simular as juntas existentes em estruturas de alvenaria de pedra usando os elementos de junta de

espessura nula, e o modelo de JOIN_DILATANT que foi usado em aplicações idênticas às referidas anteriormente (Pegon *et al.*, 2001) e também em alvenarias do tijolo usando elementos de junta de espessura finita (Colli, 2004).

Modelo JOIN_DILATANT:

O modelo JOIN_DILATANT é constituído por um usual critério de Mohr-Coulomb de tal modo que a superfície de cedência (ver Figura 5.5-a) é definida por dois parâmetros: a coesão (c_0) e o ângulo de atrito (ϕ). Na direcção de corte é definido um comportamento elástico perfeitamente plástico, sendo a fase elástica definida pela rigidez de corte, k_s, e a fase plástica determinada pelo critério de Mohr-Coulomb. Na Figura 5.5-b ilustra-se a lei de comportamento na direcção de corte para $\sigma_n = 0$ (corte puro).

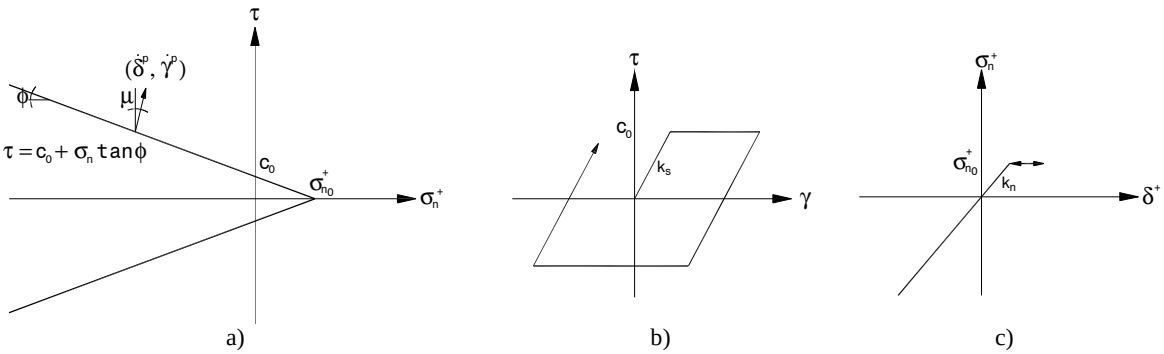


Figura 5.5: Modelo de junta dilatante JOIN_DILATANT. Superfície de cedência (a), lei de comportamento em corte puro (b) e lei de comportamento na direcção normal da junta (c), (Pegon *et al.*, 1995).

Uma vez alcançada a cedência (i.e. quando o vector das tensões se encontra na fronteira do domínio) pode ser adoptada uma lei de escoamento não-associado definida através de um ângulo de dilatância μ. Também pode ser adoptada uma lei de escoamento associado se for considerado o ângulo de dilatância igual ao ângulo de atrito ($\mu = \phi$). No entanto esta hipótese não é muito verosímil para representar o comportamento das juntas na medida em que tal valor da dilatância conduz a um aumento de volume muito elevado. A resistência à tracção pode ser limitada a um valor compreendido entre $\sigma_{n_0}^+$ e zero (ver Figura 5.5-c) e é assumido um comportamento perfeitamente plástico (Pegon *et al.*, 1995). Este modelo segue a formulação proposta por Snyman *et al.* (1991).

Modelo JOINT_SOFT (original):

O modelo de JOINT_SOFT (aqui adicionalmente referido de "original") é definido pelo critério de Mohr-Coulomb e por duas leis de endurecimento/amolecimento que definem a evolução da superfície de cedência quando ocorre escoamento plástico.

Quando o vector das tensões se encontra no vértice do domínio (cedência por tracção) é adoptada uma lei de escoamento plástico associado (puramente dilatante) pelo que não é considerada evolução plástica da tensão de corte ($\dot{\gamma}_p = 0$) sendo assumido amolecimento cinemático ($\dot{\delta}_p \neq 0$) (Figura 5.6-a). A tensão normal de tracção decresce do seu valor inicial ($\sigma_{n_0}^+$) para um valor residual ($\sigma_{n_r}^+$), determinada pela lei de amolecimento definida (Figura 5.6-c), permanecendo o ângulo de atrito (ϕ_0) constante. Na descarga/recarga no domínio de tracção é adoptada a rigidez secante que varia desde k_{n_0} até k_{n_r} (Pegon e Pinto, 1996).

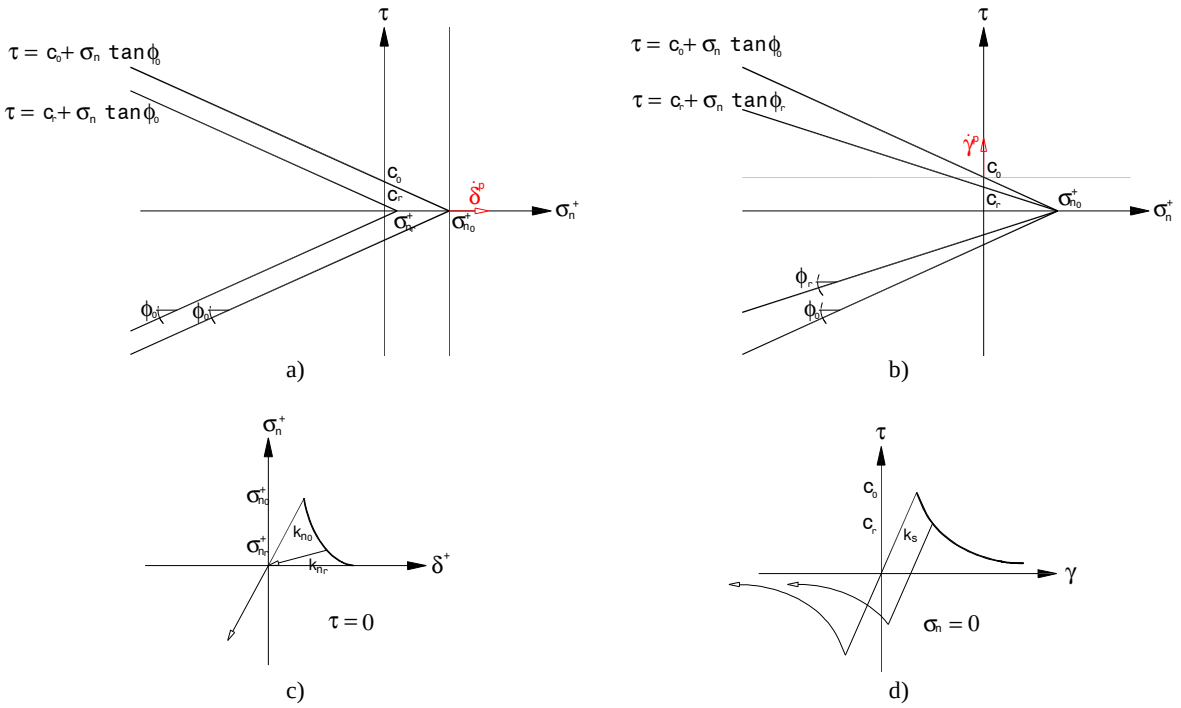


Figura 5.6: Modelo JOINT_SOFT (original) de junta não dilatante com amaciamento (Pegon e Pinto, 1996). Evolução da superfície em tracção (a) e corte (b) Leis de amaciamento em tracção (c) e corte (d).

Quando o vector das tensões se encontra nos lados da superfície de cedência (cedência por corte) é adoptada uma lei de escoamento plástico não-associado sem dilatância com amolecimento isotrópico ($\dot{\delta}_p = 0$ e $\dot{\gamma}_p \neq 0$) (Figura 5.6-b). Neste caso o ângulo de atrito e a coesão decrescem dos seus valores iniciais (ϕ_0 e c_0) para valores residuais (ϕ_r e c_r) e a resistência à tracção ($\sigma_{n_0}^+$) permanece constante (Figura 5.6-d).

Neste modelo o comportamento em tracção e corte estão acoplados através da resistência à tracção que influencia a resposta quer em tracção quer em corte.

Para $\sigma_n < \sigma_{n_0}^+$ a curva de corte segue uma lei homotética baseada no quociente entre a tensão normal actual e a tensão normal de referência relativa à curva de comportamento inicial, (τ, γ) que é indicada como parâmetro do modelo.

Modelo JOINT_SOFT:

Este modelo está actualmente implementado no programa CAST3M e foi desenvolvido a partir do anterior modelo também designado JOINT_SOFT (original), com o objectivo de melhorar os aspectos relacionados com: o esmagamento da alvenaria; a evolução das leis de corte na fronteira da superfície de cedência nos domínios de tracção (vértice) e de compressão ("*cap*"); possíveis danos que afectem o comportamento na descarga/recarga e efeitos acoplados entre dano na direcção normal e tangencial (Le Pape *et al.*, 2001).

As leis constitutivas foram implementadas sob o ponto de vista fenomenológico da teoria da plasticidade ao qual foi associado a modelação de danos para traduzir a (possível) degradação da rigidez elástica sob tracção e permitir o acoplamento de danos na direcção normal e tangencial.

O modelo JOINT_SOFT é constituído por um critério de cedência por atrito e uma lei de fluxo plástico com dilatação livre dependente da tensão normal aplicada à junta.

No domínio de tracção a descarga segue a rigidez danificada. Em corte pode ser activada a rigidez danificada ou a rigidez elástica ou um valor entre ambas através de uma interpolação linear entre a rigidez elástica e a rigidez danificada controlada através uma variável adicional.

A superfície de cedência nas juntas (Figura 5.7) é definida por um domínio composto constituído por três funções de cedência:

- a função de cedência de tracção que define um valor limite da tracção como uma simples interrupção "*cut-off*";
- a função de cedência de corte que corresponde ao usual critério de atrito de Morh-Coulomb;
- a função de cedência de compressão que define um valor limite da compressão ("*cap*") suposto como uma simples interrupção "*cut-off*".

As leis de endurecimento correspondem aos valores de cedência observados nas leis de comportamento e definem as alterações na superfície de cedência bem como as alterações das propriedades de endurecimento ou amolecimento do material no decorrer do fluxo plástico. São definidas a partir das evoluções uniaxiais que caracterizam respectivamente os comportamentos observados (ou supostos) em corte puro, em tracção pura e em compressão pura apresentadas da Figura 5.8-a à Figura 5.8-c.

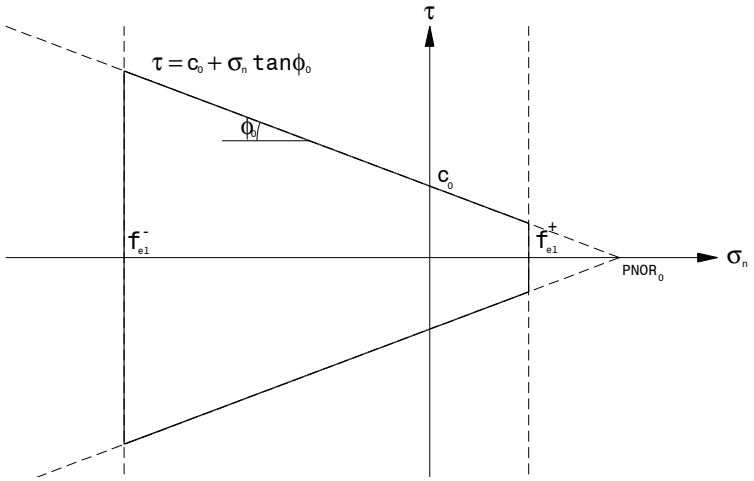
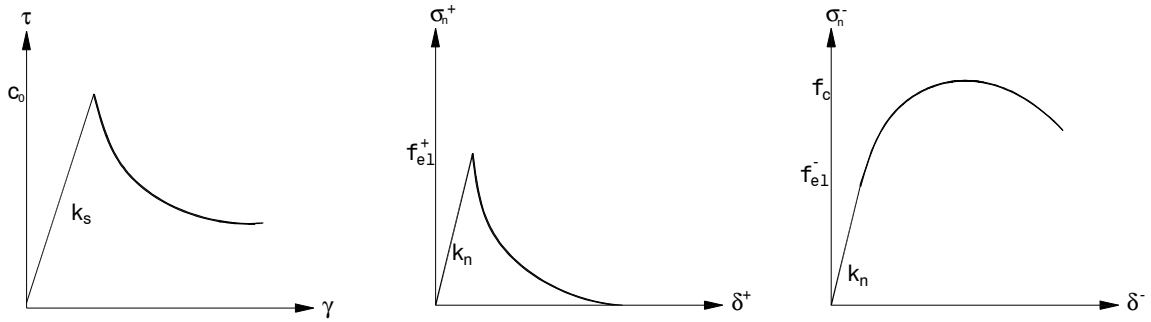


Figura 5.7: Superfície de cedência inicial do modelo JOINT_SOFT.



a) b) c)

Figura 5.8: Leis de comportamento uniaxial para corte puro (a), tracção pura (b) e compressão pura (c).

No decorrer do fluxo plástico a tensão de corte é definida com base na lei de comportamento em corte puro, que como se pode observar na Figura 5.8-a pode exibir amolecimento, e num coeficiente de transformação correspondente a uma lei homotética que relaciona a localização da posição actual do vértice do cone de fricção (*PNOR$_0$*) e a tensão normal actual (σ_n).

Considera-se que o comportamento em tracção é elásto-plástico e que o valor de pico caracteriza o fim do regime elástico (Figura 5.8-b). O valor limite da tracção "*cut-off*" (f_{el}^{+}) tem de ser diferente de zero e deverá ser inferior ao que define a posição inicial do vértice do cone de atrito.

A lei de comportamento em compressão (σ_n, δ) é definida por um valor limite elástico (f_{el}^{-}) seguido de um ramo que pode ser de endurecimento, amolecimento ou ambos (Figura 5.8-c) ou apenas linear.

No modelo JOINT_SOFT é considerada uma lei de escoamento associado para tracção. Em corte adopta-se uma lei de escoamento não-associado sem dilatância (ângulo de dilatância nulo). Para compressão considera-se uma lei de escoamento associado.

A Figura 5.9 ilustra a resposta típica de uma junta solicitada por deslocamentos prescritos aplicados em duas etapas. Na primeira foi imposto apenas um acréscimo de deslocamento normal (indicado com "*1*" na Figura 5.9). Uma vez que a resistência à tracção residual foi alcançada o comportamento em tracção segue o ramo de amolecimento. Neste caso o critério de tracção "*cut-off*" move-se em função da resistência à tracção residual ($\sigma^{+}_{nr,1}$). O acoplamento do critério de tracção "*cut-off*" com o critério de corte de Mohr-Coulomb implica que a coesão actual se mova também do seu valor inicial para um valor residual ($c_{nr,1}$); o acoplamento de danos entre tracção e corte conduz a que a rigidez de corte seja actualizada para um valor de rigidez danificada (k_s^d).

Na segunda etapa é prescrito apenas um acréscimo de deslocamento tangencial (indicado com "*2*" na Figura 5.9). Devido à degradação em tracção precedente, a rigidez de corte diminui. Uma vez que o regime de amolecimento em corte é alcançado, o acoplamento dos danos de corte/tracção produzem um novo relaxamento em tracção.

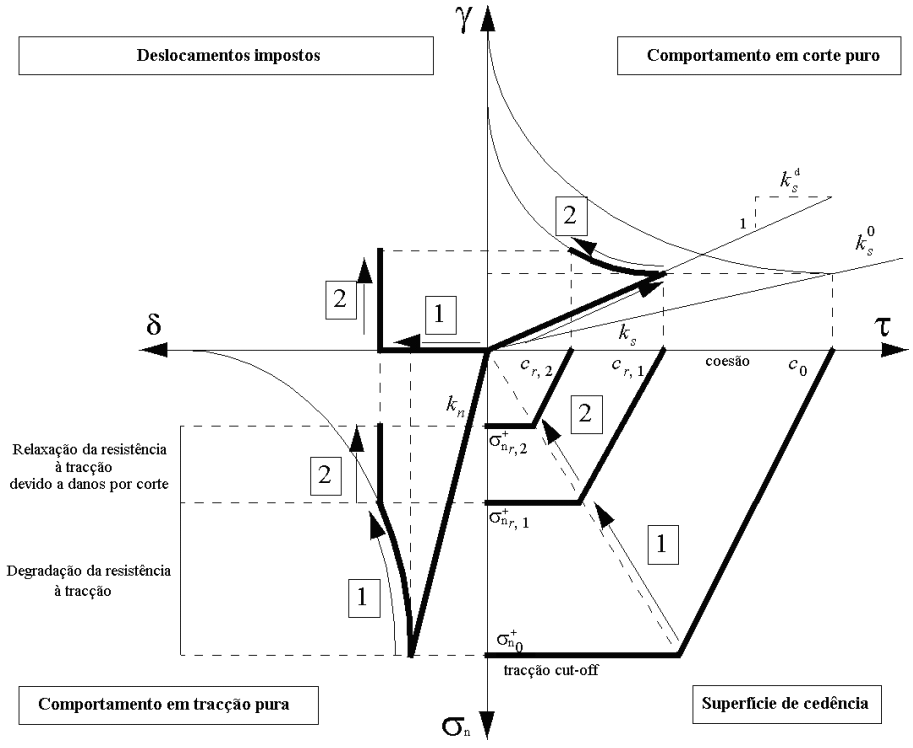


Figura 5.9: Resposta da junta sob deslocamentos prescritos usando a lei constitutiva JOINT_SOFT, (Le Pape *et al.*, 2001).

5.4 – MODELO JOINT_SOFT_CY_T

No contexto deste trabalho foi utilizado um modelo constitutivo para simular o comportamento das interfaces existentes entre elementos contínuos constituídos pelos blocos da alvenaria assente na estratégia que consiste em concentrar todos os danos em elementos de junta também denominada por micro-modelação simplificada da alvenaria.

Este modelo foi estabelecido a partir dos modelos JOINT_SOFT anteriormente disponíveis no programa CAST3M, tirando partido de algumas valências amplamente testadas desses modelos, tendo sido adicionadas outras funcionalidades, nomeadamente, alguns aspectos relacionados com as leis de descarga e recarga cíclicas em compressão, e outros adaptados, tal como aconteceu em relação ao mecanismo de destruição da parcela de coesão conferida pela argamassa.

As leis constitutivas foram implementadas sob o ponto de vista fenomenológico da teoria da plasticidade. Considerando-se ainda a evolução plástica na direcção de corte em função da deformação plástica e a evolução plástica na direcção normal em função das deformações totais.

Nos parágrafos seguintes descrevem-se os principais detalhes do modelo de comportamento das juntas usado neste trabalho.

5.4.1 – Critério de cedência. Superfície de cedência inicial

A superfície de cedência é definida no modelo de comportamento nas juntas por um domínio composto constituído por três funções de cedência:

- uma função de cedência de tracção que define um valor limite da tracção como uma simples interrupção "*cut-off*" e dada por

$$f_t(\sigma_n, \bar{\sigma}_n(k_t)) = \sigma_n - \bar{\sigma}_n^+(k_t) \tag{5.34}$$

- uma função de cedência de corte que corresponde ao usual critério de atrito de Mohr-Coulomb expressa por

$$f_s(\tau, \bar{\tau}(k_s)) = |\tau| + \sigma_n \tan\phi - \bar{\tau}(k_s) \tag{5.35}$$

- uma função de cedência de compressão que define um valor limite da compressão suposto como uma simples interrupção "*cut-off*" traduzida pela expressão:

$$f_c(\sigma_n, \bar{\sigma}_n(k_c)) = \sigma_n - \bar{\sigma}_n^-(k_c) \tag{5.36}$$

As funções de cedência expressas nas equações (5.34), (5.35) e (5.36) permitem simular, respectivamente, os mecanismos de fendilhação, de deslizamento e de esmagamento nas juntas, onde $\overline{\sigma}_n^+(k_t)$, $\overline{\tau}(k_s)$ e $\overline{\sigma}_n^-(k_c)$ representam os valores da tensão de cedência correspondentes às leis de endurecimento e k_t, k_s e k_c são escalares designados de parâmetros de endurecimento e corresponde a uma medida do endurecimento ou amolecimento em tracção, corte e compressão, respectivamente.

Tal como no modelo JOINT_SOFT precedente, a superfície de cedência inicial que define o nível de tensões para o qual as deformações plásticas se iniciam é constituída por três rectas que limitam o domínio linear elástico, definidas pelas funções de cedência nas equações (5.34), (5.35) e (5.36). Neste caso, a representação esquemática da superfície de cedência, é idêntica à apresentada esquematicamente na Figura 5.7, adoptando a nomenclatura referente às implementações já existentes em CAST3M (ϕ_0, c_0, f_{el}^+ e f_{el}^- que se referem, respectivamente, à coesão e ângulo de atrito iniciais e às tensões normais de cedência iniciais para tracção e compressão). Na mesma figura evidencia-se a posição inicial do vértice $PNOR_0$.

A cedência só poderá ocorrer se as tensões normais (σ_n) e de corte (τ) satisfizerem o critério de cedência que define a superfície composta pelas três condições seguintes:

$$f_t\left(\sigma_n, \overline{\sigma}_n^+(k_t)\right) = 0 \text{ para tracção} \tag{5.37}$$

$$f_s\left(\tau, \overline{\tau}(k_s)\right) = 0 \text{ para corte} \tag{5.38}$$

$$f_c\left(\sigma_n, \overline{\sigma}_n^-(k_c)\right) = 0 \text{ para compressão} \tag{5.39}$$

Deste modo o domínio elástico, apresentado na Figura 5.7, é definido por:

$$f_t\left(\sigma_n, \overline{\sigma}_n^+(k_t)\right) < 0 \tag{5.40}$$

$$f_s\left(\tau, \overline{\tau}(k_s)\right) < 0 \tag{5.41}$$

$$f_c\left(\sigma_n, \overline{\sigma}_n^-(k_c)\right) < 0 \tag{5.42}$$

5.4.2 – Leis de endurecimento/amolecimento e leis de descarga e recarga

As leis de endurecimento/amolecimento correspondem aos valores de cedência observados nas leis de comportamento e definem as alterações na superfície de cedência bem como as alterações das propriedades de endurecimento ou amolecimento do material no decorrer do fluxo plástico. São definidas a partir das evoluções uniaxiais que caracterizam, respectivamente, os comportamentos observados (ou supostos) em corte, em tracção pura e em compressão pura, esquematica-

mente apresentadas da Figura 5.10-a à Figura 5.10-c e cuja descrição se apresenta nos parágrafos seguintes.

As leis de descarga e recarga pretendem simular o comportamento cíclico observado, traduzindo a (eventual) degradação da rigidez e resistência e a existência de (possíveis) deslocamentos residuais relativos para níveis de tensão nula. Neste contexto, no domínio de corte a descarga e recarga é traduzida convenientemente através da rigidez elástica, enquanto que no domínio de tracção e compressão a descarga/recarga não é descrita de forma apropriada usando leis de comportamento elásticas, nomeadamente no que diz respeito à degradação da rigidez e ao fecho/abertura de fendas (Oliveira, 2003). Assim, para atender a este detalhe foram incluídas leis de descarga e recarga no domínio de compressão que se descrevem na secção 5.4.2.3.

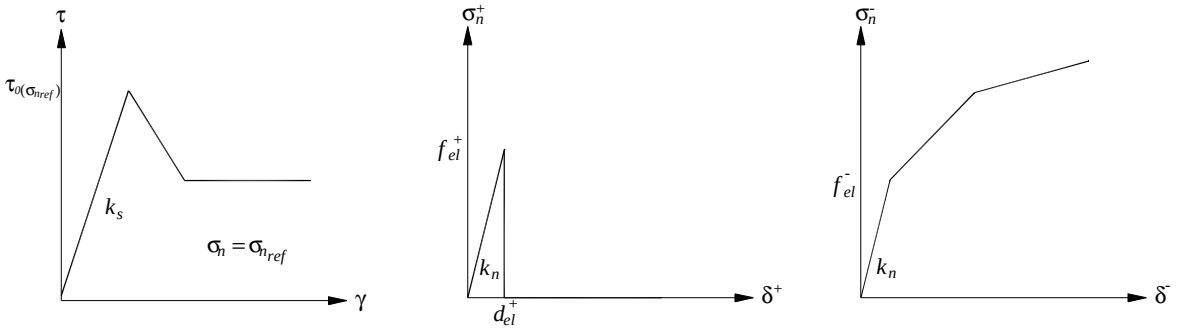


Figura 5.10: Leis de comportamento uniaxial para corte (a), tracção pura (b) e compressão pura (c).

5.4.2.1 – Lei de comportamento em tracção

Considera-se que o comportamento em tracção é do tipo elasto-plástico e que o valor de pico, f_{el}^+, caracteriza o fim do regime elástico (Figura 5.8-b). Assim, enquanto a resistência à tracção máxima não tiver sido alcançada, a descarga segue a rigidez elástica. Após se atingir a tensão máxima de tracção a resistência cai subitamente para zero como consequência da destruição das ligações de adesão conferidas pela argamassa pelo que não mais se mobilizará resistência à tracção.

Deste modo o ramo de amolecimento considerado segue um andamento vertical conforme ilustrado na Figura 5.8-b.

A deformação d_{el}^+ representada na parcela não recuperável de fecho da junta após pico, está fisicamente relacionada com a deformação plástica da argamassa e a impossibilidade de restabelecer (algum) imbricamento existente entre as faces da junta depois de esta ter sido completamente aberta.

Por fim, para que a resistência máxima à tracção e o valor de pico da resistência ao corte representem adequadamente a adesão existente na interface entre blocos conferida pela argamassa, o valor limite da tracção "*cut-off*" (f_{el}^{+}), não nulo, deverá ser inferior ao valor que define a posição inicial do vértice do cone de atrito ($PNOR_0$).

5.4.2.2 – Lei de comportamento em corte

As leis de comportamento ao corte são aferidas a partir de um conjunto de resultados de ensaios de corte directo realizados sob diferentes valores de tensão normal (ver Capítulo 4) que pode exibir amolecimento, como se observa na Figura 5.10-a, ou endurecimento.

Deste modo, no decorrer do fluxo plástico a tensão de corte é definida com base na lei de comportamento em corte definida para um valor de referência da tensão normal ($\sigma_n = \sigma_{n_{ref}}$) e num coeficiente de transformação (c_{hom}) que traduz a dependência da resistência ao corte com a tensão normal instalada em correspondência com uma lei homotética que relaciona a localização da posição actual do vértice do cone de atrito ($PNOR_i$) e a tensão normal actual (σ_n) dado por:

$$c_{hom} = \frac{PNOR_i - \sigma_n}{PNOR_i - \sigma_{n_{ref}}} \tag{5.43}$$

Assim, a lei de comportamento ao corte definida para a tensão normal de referência $\sigma_n = \sigma_{n_{ref}}$ representada a traço grosso na Figura 5.11-a é transformada homoteticamente para a lei a traço fino da Figura 5.11-a quando $\sigma_n < \sigma_{n_{ref}}$, e para a lei de comportamento (a traço fino) da Figura 5.11-b quando $\sigma_n > \sigma_{n_{ref}}$.

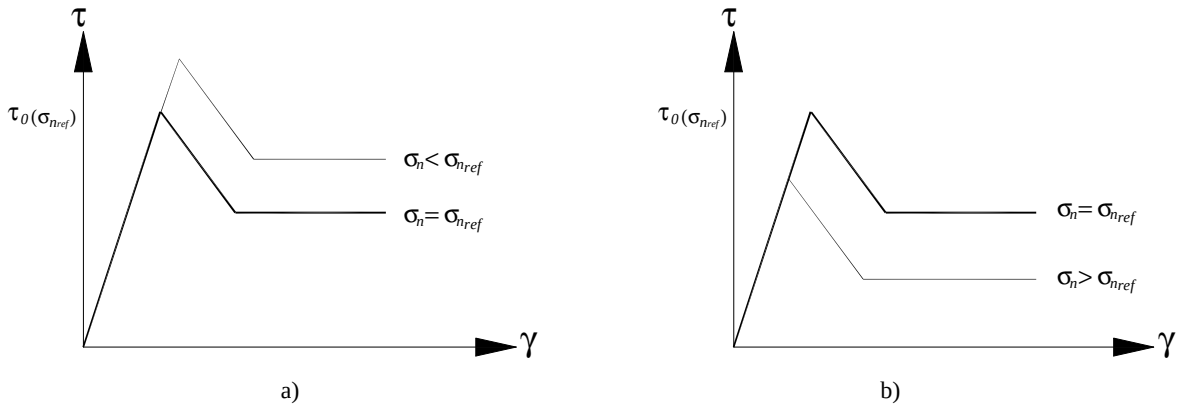


Figura 5.11: Lei de comportamento de corte puro, no domínio de compressão e tracção.

Enquanto a resistência à tracção máxima ($f^{+}_{máx}$) não tiver sido alcançada, a resistência ao corte segue uma evolução caracterizada por um valor de pico correspondente à soma das parcelas de atrito e adesão. Após se atingir a tensão máxima de tracção, e como consequência da destruição das ligações de adesão conferidas pela argamassa, a parcela coesiva da resistência ao corte e a resistência à tracção deixam de ser mobilizadas ($f^{+}_{máx} = 0$). Neste caso, é activada uma nova curva de comportamento caracterizada unicamente pela resistência conferida pelo atrito entre as faces da junta (ver Figura 5.12) definida em regime de corte para o mesmo nível de tensão normal de referência ($\sigma_n = \sigma_{n_{ref}}$) e um valor residual da rigidez de corte (k_{s_r}), que pode opcionalmente ser definido igual ao valor da rigidez inicial (k_{s_0}). Neste caso, a equação (5.43) é ainda válida para transformar as leis de corte nos domínios de compressão e tracção.

Em qualquer dos casos, tal como já referido, a rigidez de corte de descarga é assumida igual à elástica.

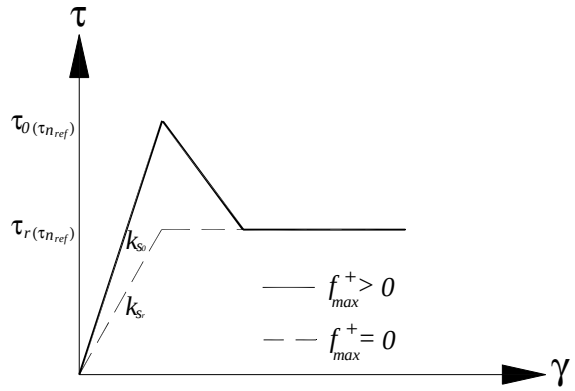


Figura 5.12: Lei de comportamento de corte residual.

A tensão normal de tracção correspondente à posição inicial do vértice do cone que define a superfície de cedência de Mohr-Coulomb, $PNOR_0$, é definida pela equação (5.44),

$$PNOR_0 = \frac{\tau_{0(\sigma_{nref})}}{tan\,\phi} - \sigma_{n_{ref}} \tag{5.44}$$

onde $\tau_{0(\sigma_{n\,ref})}$ representa a tensão de cedência inicial de corte definida para a tensão de referência considerada, $\sigma_{n_{ref}}$. Enquanto a superfície de cedência não for alcançada, a posição do vértice permanece inalterada $PNOR_i = PNOR_0$. Quando ocorre escoamento plástico em corte ou tracção a posição do vértice é actualizada em função da tensão de corte residual alcançada (conforme se detalha na secção 5.4.4).

Não obstante a descrição apresentada nos parágrafos anteriores considerar o comportamento típico das juntas argamassadas, o modelo também está adaptado para simular o comportamento de juntas secas (sem coesão nem resistência à tracção). Para este tipo de juntas é adequado definir as duas leis de corte (inicial e residual) sem resistência de pico e a resistência à tracção nula. Assim, neste caso, estas duas curvas de corte são definidas como parâmetros de entrada do modelo através de uma única lei de comportamento.

5.4.2.3 – Lei de comportamento em compressão

A lei de carga em compressão é definida por uma lei trilinear, através da qual é possível definir um valor limite elástico (f_{el}^{-}) seguido de dois ramos de endurecimento ou amolecimento ou ambos (Figura 5.8-c). As descarga e recarga seguem leis bilineares que dependem do patamar de tensão e deslocamento alcançados e do ramo de primeira carga já experimentado.

As leis de comportamento em compressão foram definidas com base em ensaios de compressão cíclicos realizados no contexto deste trabalho em amostras constituídas por dois blocos de pedra com interposição de argamassa entre eles cujos resultados se apresentaram no Capítulo 4.

Assim, os ramos de carga são definidos por três ramos lineares. A cada ramo corresponde um valor da rigidez e dois pares de valores (d_i, σ_i) e (d_{i+1}, σ_{i+1}), representando respectivamente o deslocamento e a tensão no início e no fim do ramo de carga de rigidez constante k_n^c. (d_3, σ_3) representa um ponto arbitrário de forma a traduzir o endurecimento registado nos ensaios de compressão.

De acordo com as observações registadas nos ensaios descritos no Capítulo 4, os ciclos de descarga/recarga foram agrupados em três tipos consoante tenham origem no primeiro, segundo ou no terceiro ramo de carga. Assim, é permitido activar descargas plásticas a partir do primeiro ramo de carga usando leis de descarga e recarga do tipo bilinear.

Os ciclos de descarga-recarga são caracterizados por quatro pares de valores (d_i, σ_i) com o objectivo de definir ciclos completos de descarga ou de recarga com dois ramos em que: *i)* a descarga tem origem num ramo de primeira carga e termina num ponto caracterizado por tensão normal nula; *ii)* a recarga tem origem no ponto onde termina a descarga e finaliza num ponto do ramo de carga como se ilustra na Figura 5.13.

A representação de uma fase inicial linear elástica (cíclica) na lei teórica em compressão é, naturalmente, possível definindo o ciclo de descarga/recarga com origem no primeiro ramo de carga de modo a que os ramos de descarga e recarga coincidam com o ramo de carga.

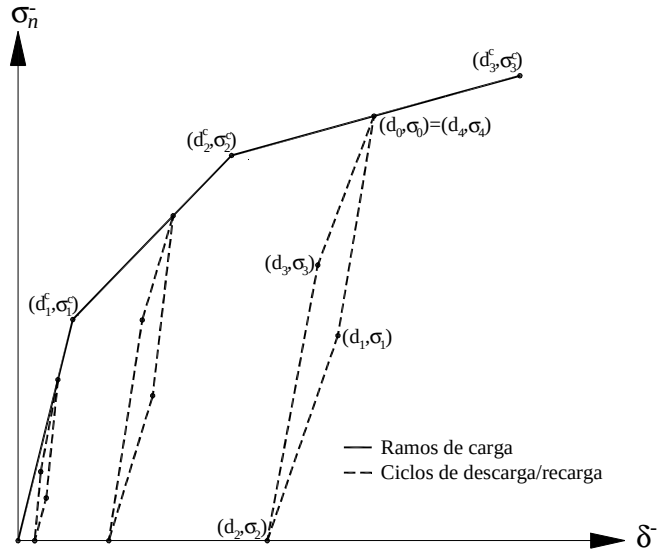


Figura 5.13: Curvas de comportamento do modelo teórico.

A partir dos pares de valores do deslocamento e tensão (d_i, σ_i) que caracterizam os ramos padrão descarga e de recarga ilustrados Figura 5.13, que funcionam como parâmetros de entrada do modelo, são definidos coeficientes de deslocamento c_{0di} e de tensão $c_{0\sigma i}$ através das equações (5.45) e (5.46), que relacionam os pares de pontos (d_i, σ_i) com os valores (d_0, σ_0) que caracterizam o início do ciclo (padrão) de descarga, e coeficientes de deslocamento c_{2di} e de tensão $c_{2\sigma i}$ através das equações (5.47) e (5.48), que relacionam os pares de pontos (d_i, σ_i) com os valores (d_{02}, σ_{02}) que caracterizam um ponto no ramo de carga de deslocamento $d_{02} = d_2$ (Figura 5.14-a).

$$c_{0di} = 1 - \frac{d_i}{d_0} \tag{5.45}$$

$$c_{0\sigma i} = 1 - \frac{\sigma_i}{\sigma_0} \tag{5.46}$$

$$c_{2di} = 1 - \frac{d_i}{d_2} \tag{5.47}$$

$$c_{2\sigma i} = 1 - \frac{\sigma_i}{\sigma_{02}} \tag{5.48}$$

Deste modo os sucessivos ciclos completos de descarga-recarga que definem a evolução no modelo são estabelecidos com base nos coeficientes de deslocamento c_{0di} e de tensão $c_{0\sigma i}$ definidos nas equações (5.45) e (5.46), e nos sucessivos valores que caracterizam o início de cada ciclo de descarga actual (d_0, σ_0) através das equações (5.49) e (5.50) (ver Figura 5.14-a).

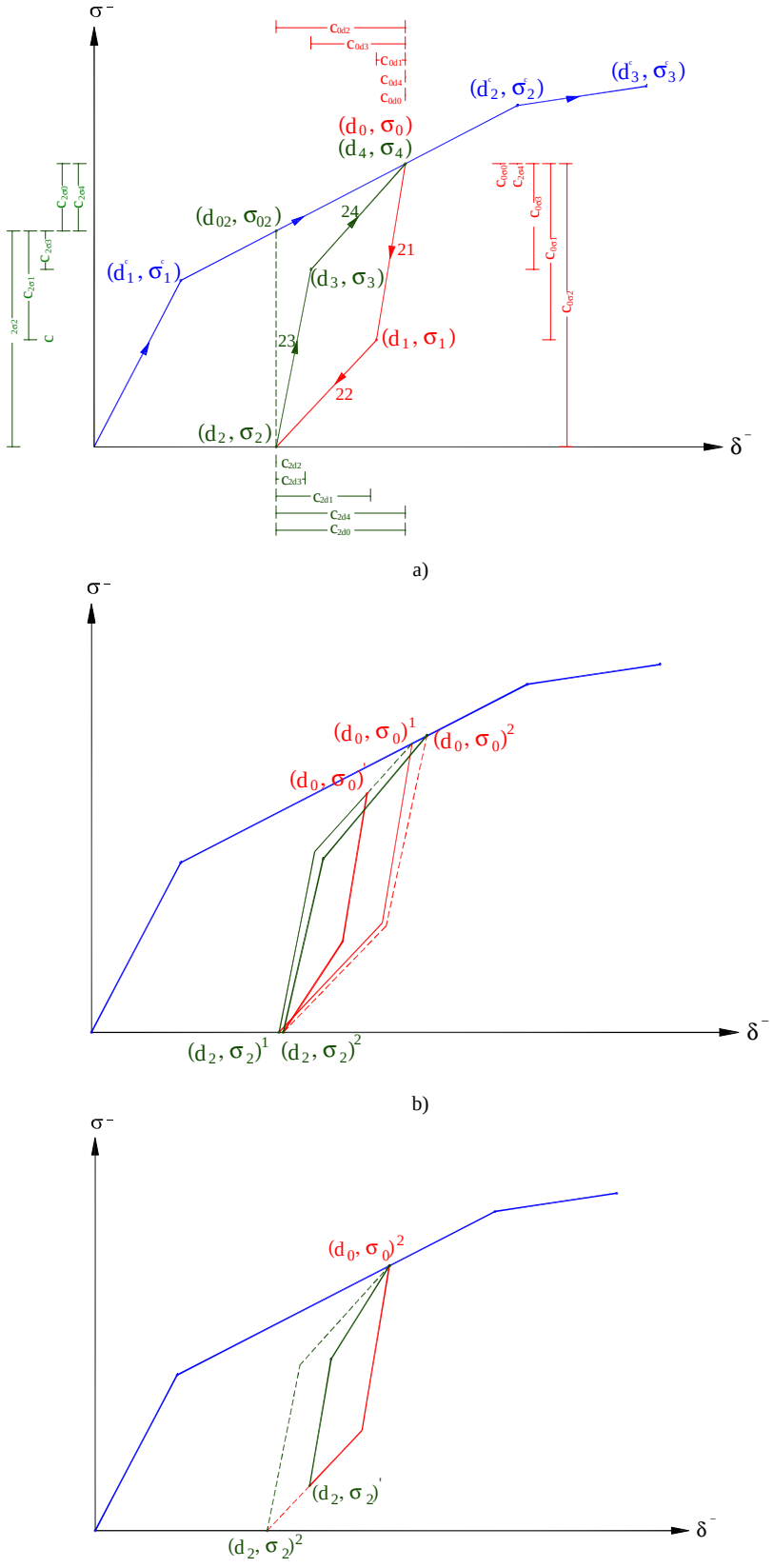


Figura 5.14: Parâmetros do modelo teórico. Grandes ciclos (a), pequenos ciclos iniciando em descarga (b) e em recarga (c).

$$d_i = (1 - c_{0di})\, d_0 \tag{5.49}$$

$$\sigma_i = (1 - c_{0\sigma i})\, \sigma_0 \tag{5.50}$$

Quando ocorrem descargas a partir de um ramo de recarga (pequenos ciclos) os pares de valores que determinam a evolução da descarga e recarga (d_i, σ_i) são determinados em função do ponto de início da descarga $(d_0, \sigma_0)'$ (situado no ramo de recarga) e de um coeficiente de deslocamentos adicional de acordo com a equação (5.51) e (5.52). Para além disso, usando os coeficientes de recarga de deslocamento c_{2di} e de tensão $c_{2\sigma i}$ e a posição actual do ponto (d_{02}, σ_{02}), as equações (5.53) e (5.54) permitem determinar a posição do ponto $(d_0, \sigma_0)^2$ situado no ramo de primeira carga, que teria dado origem a um ciclo de descarga/recarga que passasse no ponto $(d_2, \sigma_2)^2$ de acordo com a Figura 5.14-b.

$$d_i = \left(1 - c_{0di}\left(\frac{d_0' - d_2}{d_0 - d_2}\right)\right) d_0' \tag{5.51}$$

$$\sigma_i = (1 - c_{0\sigma i})\, \sigma_0' \tag{5.52}$$

$$d_0 = (1 - c_{2di})\, d_2 \tag{5.53}$$

$$\sigma_0 = (1 - c_{2\sigma i})\, \sigma_{02} \tag{5.54}$$

Quando ocorrem recargas a partir de um ponto $(d_2, \sigma_2)'$ situado num ramo de descarga (pequenos ciclos) os pares de valores que determinam a evolução da recarga são definidos a partir do ponto (d_0, σ_0) actual e dos coeficientes de deslocamento c_{0di} e de tensão $c_{0\sigma i}$, sendo estes actualizados em função do ponto de início da recarga $(d_2, \sigma_2)'$, como se expressa nas equações (5.55) e (5.56). Neste caso os pontos (d_0, σ_0) e (d_4, σ_4) do ciclo de carga completo e do pequeno ciclo são coincidentes (ver Figura 5.14-c).

$$d_i = \left(1 - c_{0di}\left(\frac{d_0 - d_2'}{d_0 - d_2}\right)\right) d_0 \tag{5.55}$$

$$\sigma_i = \left(1 - c_{0\sigma i}\left(\frac{\sigma_0 - \sigma_2'}{\sigma_0}\right)\right) \sigma_0 \tag{5.56}$$

As leis de descarga e recarga que determinam a evolução cíclica do comportamento em regime de compressão associado a ciclos completos e pequenos ciclos ilustradas na Figura 5.14, correspondem a um ciclo médio definido no segundo ramo de primeira carga cujos ramos de descarga

e recarga são definidos usando cinco pontos, sendo neste caso coincidentes os pontos que definem o inicio do ciclo de descarga e o fim do ciclo de recarga.

5.4.3 – Leis de escoamento plástico. Potenciais plásticos.

As leis de escoamento plástico, g , consideradas no modelo JOINT_SOFT_CY_T foram definidas de modo que a evolução plástica seja unidireccional. Assim, é considerada uma lei de escoamento plástico associado na cedência por tracção e compressão (puramente dilatante ou contratante, respectivamente) e na cedência por corte admite-se escoamento plástico não-associado. Estas hipóteses são então expressas pelas equações (5.57), (5.58) e (5.59), respectivamente:

$$g_t\left(\sigma_n,\bar{\sigma}_n^+\left(k_t\right)\right)=\sigma_n-\bar{\sigma}_{n\,max}^+ \tag{5.57}$$

$$g_c\left(\sigma_n,\bar{\sigma}_n^-\left(k_c\right)\right)=\sigma_n-\bar{\sigma}_n^-\left(k_c\right) \tag{5.58}$$

$$g_s\left(\tau,\bar{\tau}\left(k_s\right)\right)=\left|\tau\right|+\sigma_n\,tan\psi-\bar{\tau}\left(k_s\right) \tag{5.59}$$

onde a imposição do ψ nulo na equação (5.59) permite eliminar a dilatância.

Ao impor uma lei não associativa $f\neq g$ na cedência por corte ($\dot{\gamma}_p\neq 0$) considerando $\psi=0$ (Figura 5.15-a) evita-se que ocorra dilatância plástica ($\dot{\delta}_p=0$). Na verdade, os ângulos de atrito elevados, que em geral são mobilizados no comportamento em corte de uma junta, geram (num comportamento com lei associativa) dilatâncias do volume plástico exageradas, sendo então indispensável o uso de funções f e g distintas. Para além disso, ao impor $\dot{\gamma}_p\neq 0$ e $\dot{\delta}_p=0$ não existe o risco de contracção plástica da junta evitando que δ_p origine interpenetração entre blocos, o que pode suceder nos modelos em que se considera $f=g$ onde $\dot{\gamma}_p\neq 0$ e $\dot{\delta}_p\neq 0$ (Figura 5.15-b).

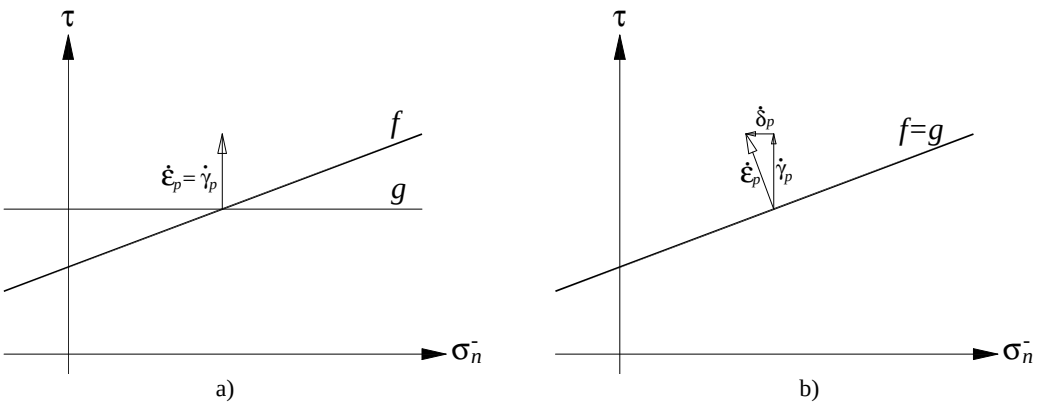


Figura 5.15: Lei não-associativa (a) e Lei associativa (b) (Campos e Matos, 1986).

5.4.4 – Acoplamento de danos corte/tracção

O acoplamento entre o amolecimento em tracção e corte está relacionado com a aderência ou adesão entre o bloco e a argamassa (Lourenço, 1996). No modelo JOINT_SOFT_CY_T quando a tensão de tracção máxima for alcançada ($\sigma_n = f_{max}^+$) admite-se que há uma degradação da resistência total correspondente à destruição das ligações de aderência entre o bloco e a argamassa. Assim, a tensão de tracção cai subitamente para zero (ver Figura 5.16) sendo activada uma nova curva de corte caracterizada unicamente pela resistência conferida pelo atrito entre as faces da junta (ver também a Figura 5.12).

Neste caso a fronteira da superfície de cedência também é actualizada para o seu valor residual ($PNOR_r$). Deste modo é definida uma (nova) superfície de Mohr-Coulomb (residual) relacionada com os valores residuais c_r e ϕ_r de acordo com o esquema ilustrado na Figura 5.16 (amolecimento misto).

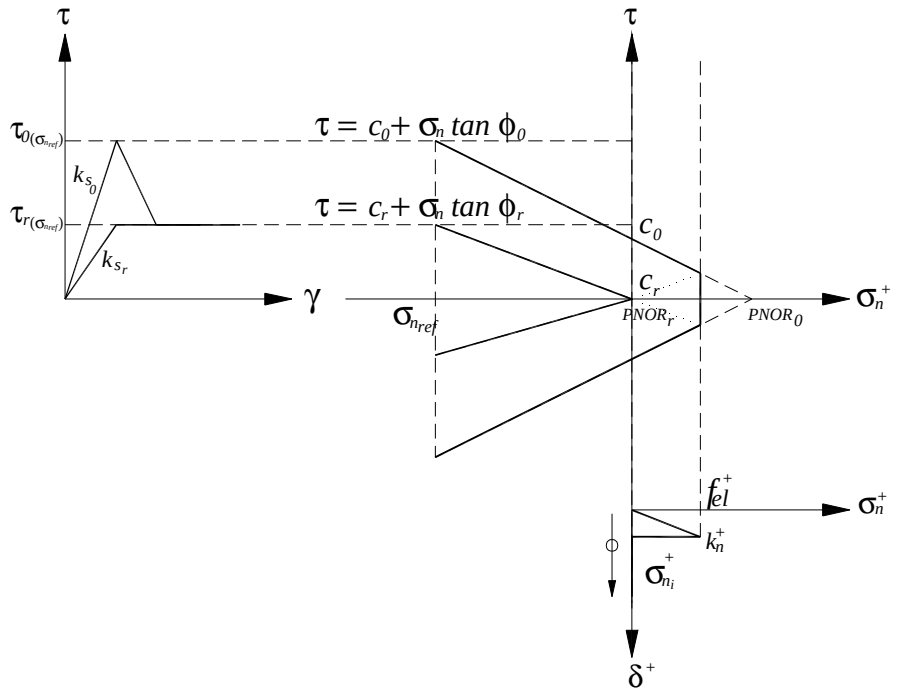


Figura 5.16: Evolução da lei de corte e da superfície de cedência no domínio $\sigma_n = f_{max}^+$.

O acoplamento da tensão *"cut-off"* com o critério de corte de Mohr-Coulomb implica que a tensão máxima de corte e a rigidez de corte diminuam dos seus valores iniciais (respectivamente, $\sigma_{0(\sigma_{nref})}$ e k_{s_0} e correspondentes à curva inicial dada) para os valores residuais ($\sigma_{r(\sigma_{nref})}$ e k_{s_r}, correspondentes à curva residual também fornecida) sem que ocorra evolução plástica da deforma-

ção de corte, i.e. a deformação por corte não é modificada. Naturalmente, no caso de ser definida uma curva de corte residual, bilinear e com k_{s_r} coincidente com k_{s_0}, a activação da nova curva de corte também verifica a condição de não ser alterada a deformação por corte. Quando a junta está inteiramente aberta devido a fendas de tracção ($\sigma_{n_i}^{+} = 0$), não é mobilizada qualquer tensão de corte.

Quando é atingido um estado de tensão caracterizado por uma evolução no deslocamento de corte no ramo de amolecimento, $\tau_r < \tau_{r,i} \leq \tau_0$, no domínio de compressão, o ponto representativo do estado de tensão encontra-se sobre a recta de Mohr-Coulomb e neste caso apenas pode ocorrer cedência por corte (plasticidade não-associada). Na Figura 5.17 representa-se esquematicamente a evolução da superfície de cedência no domínio de corte e compressão considerando, genericamente, um nível de tensão normal coincidente com a tensão normal de referência ($\sigma_n = \sigma_{n_{ref}}$).

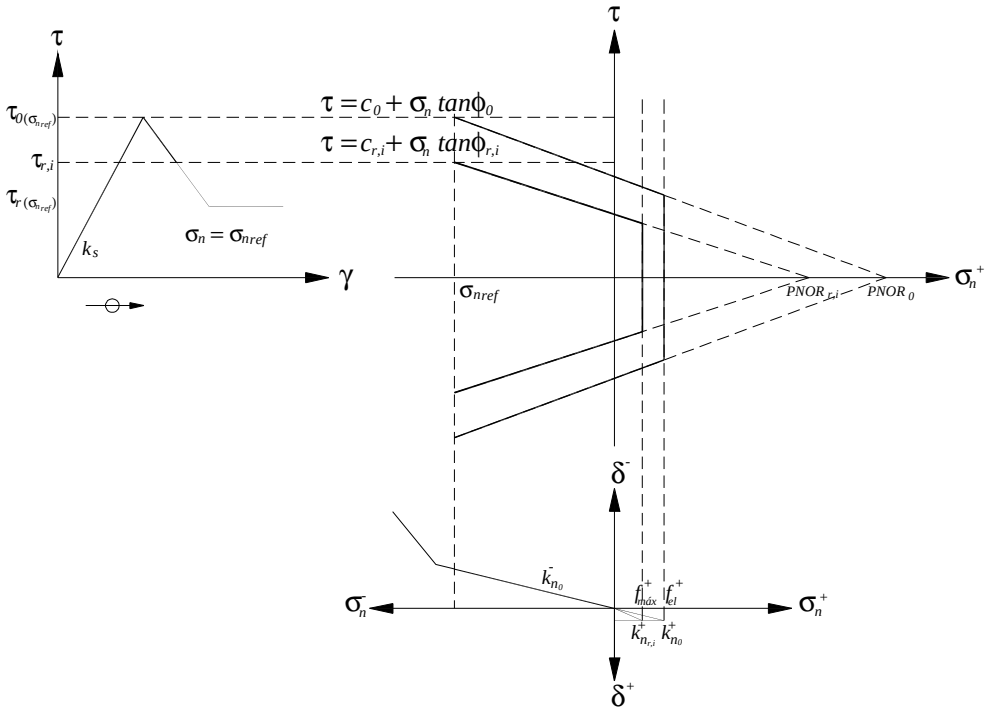


Figura 5.17: Evolução da superfície de cedência no domínio de corte e compressão.

O acoplamento dos danos de corte/tracção conduzem a uma actualização da resistência máxima à tracção que é activado em função da relação entre $\tau_{0(\sigma_{nref})}$ e $\tau_{r(\sigma_{nref})}$ e a tensão de corte actual $\tau_{r,i}$ de acordo com a equação (5.60).

$$f_{max}^{+} = \left(1 - \frac{\tau_{0(\sigma_{nref})} - \tau_{r,i}}{\tau_{0(\sigma_{nref})} - \tau_{r(\sigma_{nref})}}\right) f_{el}^{+} \tag{5.60}$$

A actualização do valor da resistência máxima à tracção ($f^{+}_{máx}$) do critério de cedência em tracção ("*cut-off*") conduz à definição de um novo valor rigidez normal no domínio de tracção ($k^{+}_{n_{r,i}}$) permitindo que não ocorra evolução plástica da deformação normal na junta.

Neste caso a posição do vértice do cone de cedência também é actualizada para a sua nova posição definida pela expressão (5.61). Consequentemente a superfície de cedência de Mohr-Coulomb inicial $\tau = c_0 + \sigma_n \, tan\phi_0$ é actualizada para a nova condição $\tau = c_{r,i} + \sigma_n \, tan\phi_{r,i}$, onde $c_{r,i}$ e $\phi_{r,i}$ representam, respectivamente, valores da coesão e ângulo de atrito residuais, ($c_r < c_{r,i} \leq c_0$ e $\phi_r < \phi_{r,i} \leq \phi_0$), enquanto a tensão normal é mantida constante.

$$PNOR_i = \left(1 - \frac{\tau_{0(\sigma_{n\,ref})} - \tau_{r,i}}{\tau_{0(\sigma_{n\,ref})} - \tau_{r(\sigma_{n\,ref})}} \right) PNOR_0 \tag{5.61}$$

Quando o ponto representativo do estado de tensão se encontra sobre a recta de Mohr-Coulomb no domínio de tracção, a tensão limite em tracção e a posição do vértice do cone de cedência, como acontece no regime de compressão, são actualizadas de acordo com as expressões (5.60) e (5.61), respectivamente.

A actualização do valor da resistência máxima à tracção ($f^{+}_{máx}$) e da rigidez normal no domínio de tracção ($k^{+}_{n_{r,i}}$) (Figura 5.18) permitem que não ocorra evolução plástica da deformação normal na junta originando, neste caso, um relaxamento na tensão normal (σ^{+}_{n}). Consequentemente, a superfície de cedência de Morh-Coulomb inicial $\tau = c_0 + \sigma_n \, tan\phi_0$ é actualizada para a nova condição $\tau = c_{r,i} + \sigma_n \, tan\phi_{r,i}$.

5.4.5 – Escoamento plástico em compressão

Quando o tensor das tensões evolui no domínio de compressão ($\sigma_n < 0$) a lei de corte é transformada com base na lei homotética indicada na equação (5.43), sendo a localização da posição do vértice do cone de fricção, o ângulo de atrito e o critério limitador da resistência à tracção mantidos constantes (Figura 5.19). O comportamento descrito anteriormente é ainda válido no domínio $0 < \sigma_n < f^{+}_{max}$.

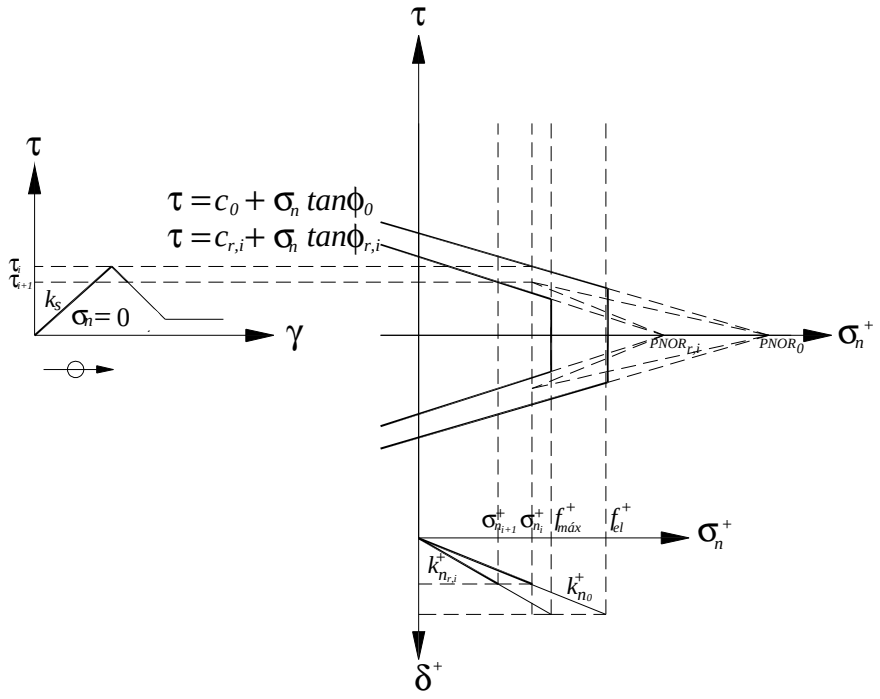


Figura 5.18: Evolução da lei de corte e da superfície de cedência no domínio de tracção.

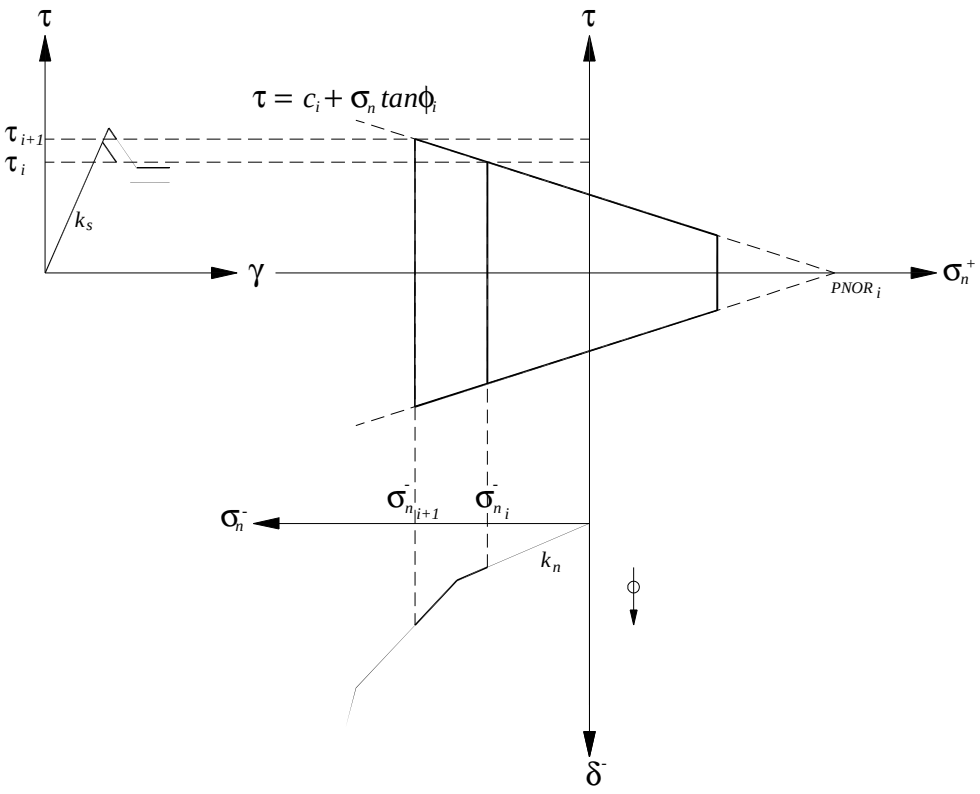


Figura 5.19: Evolução da superfície de cedência no domínio de corte $\sigma_n < f^+_{max}$.

5.4.6 – Testes de validação do modelo constitutivo JOINT_SOFT_CY_T

5.4.6.1 – Simulação numérica dos ensaios de corte e de deslizamento de juntas argamassadas

No sentido de avaliar o desempenho do modelo de comportamento das juntas JOINT_SOFT_CY_T na direcção de corte foram realizados exemplos de testes considerando dois blocos sobrepostos, discretizados por elementos finitos volumétricos com comportamento linear elástico, interpondo entre os dois blocos elementos de junta plana com comportamento não linear descrito através do modelo JOINT_SOFT_CY_T.

No que se refere à solicitação, foram aplicados deslocamentos com o objectivo de obter a resposta nos seguintes domínios:

- Corte no domínio de compressão.
- Corte no domínio de tracção.
- Comportamento em corte residual

Para o efeito foram usados os parâmetros de modelação determinados com base nos resultados dos ensaios de corte apresentados no Capítulo 4 onde se definiram as lei de comportamento em corte (parâmetro do modelo designado de *tras1*) para a tensão normal de referência de 520 kPa, considerando na aproximação da fase pós-pico três troços rectos ou uma aproximação exponencial conforme ilustram nos gráficos da Figura 4.21 e cujos parâmetros constam na Tabela 4.10.

A lei de comportamento que corresponde à fase residual de corte (designada de *tras2*), foi definida com base nos valores de rigidez (k_{els} e k_{end}) e de tensão tangencial (τ_{els} e τ_{res}), que constam na Tabela 4.12, estimados também para a tensão normal de referência de 520 kPa cujo gráfico se inclui na Figura 4.23.

Na direcção normal as leis de comportamento em compressão (*trac1*, *ec1*, *ec2* e *ec3*) foram definidas com base nos resultados registados nos ensaios de compressão, também apresentados no Capítulo 4, e a resistência à tracção f_{el}^{+} considerada foi de $50kPa$. A posição do vértice do cone de atrito, definida com base na expressão (5.44), corresponde a 238 kPa.

a) Corte no domínio de compressão

Nos gráficos da Figura 5.20 ilustra-se a resposta, em termos da evolução da resistência ao corte com o deslocamento horizontal na junta considerando as duas opções para a curva de comportamento ao corte (amaciamento com três ramos lineares, Figura 5.20-a, e amaciamento exponencial, Figura 5.20-b) sendo ambos comparados com as correspondentes curvas médias relativas aos

ensaios de corte (a tracejado nos gráficos da Figura 5.20). Na Tabela 5.1 resumem-se os correspondentes parâmetros da resposta em termos dos valores das tensões e deslocamentos de corte de acordo com a notação usada no Capítulo 4, nas Tabelas 4.10 e 4.11. Nos gráficos da Figura 5.21 ilustram-se as correspondentes envolventes de Mohr-Coulomb.

Os resultados mostram uma razoável concordância entre a resposta experimental registada nos ensaios laboratoriais e a resposta obtida na simulação numérica, verificando-se que entre os resultados da aproximação linear e exponencial não existem diferenças significativas.

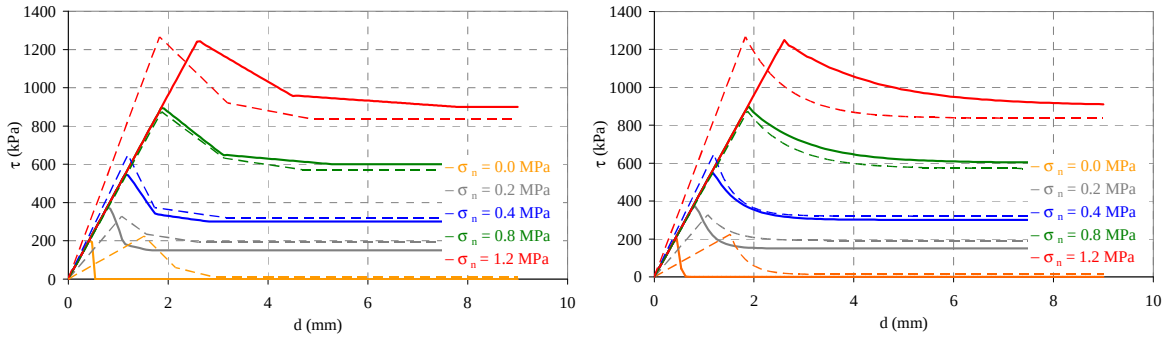


Figura 5.20: Tensão de corte *versus* deslocamento tangencial. Curvas experimentais médias (a tracejado) e resultados numéricos (a cheio) considerando o ramo de amaciamento trilinear (a) e exponencial (b).

Tabela 5.1: Resultados numéricos do modelo de comportamento ao corte das juntas da fase elástica (a) e da fase de pós-pico, considerando o amaciamento trilinear (b) e exponencial (c).

	σ_n	(kPa)	0	200	400	800	1200
a)	$\tau_{máx}$	(kPa)	202	375	549	897	1246
	γ_{els}	(mm)	0.4	0.8	1.2	1.9	2.6
b)	τ_{soft1}	(kPa)	0	182	337	647	956
	γ_{soft1}	(mm)	0.5	1.1	1.8	3.1	4.5
	τ_{res}	(kPa)	0	150	300	602	900
	γ_{soft2}	(mm)	0.6	1.7	2.8	5.2	7.8
	k_{soft1}	(kPa/mm)	1683	537	320	196	154
	k_{soft2}	(kPa/mm)	0	59	36	21	17
c)	τ_{res}	(kPa)	0	151	301	603	911
	γ_{soft2}	(mm)	0.7	2.3	4.7	7.9	8.9
	G_{II}	(kPa·mm)	8	100	295	982	2028

A comparação entre as curvas experimentais médias e as curvas numéricas, apresentadas na Figura 5.20, permitem evidenciar, como expectável, que as maiores dificuldades na aproximação dos resultados, resultam do facto de os resultados ensaios mostrarem que a rigidez de corte (elásti-

ca) aumenta com a tensão normal mobilizada no ensaio e no modelo constitutivo ser considerado um valor da rigidez elástica independente da tensão normal (como é usual noutros modelos decorrentes da teoria da plasticidade). Por esse motivo, na simulação dos cinco ensaios (realizados sob diferentes níveis de tensão normal) foi considerado um único valor (médio) da rigidez elástica, determinado de acordo com os critérios apresentados no Capítulo 4. Consequentemente obtém-se uma melhor aproximação teórica nos ensaios cuja gama de valores da rigidez de corte elástica se ajusta melhor ao valor da rigidez usado como parâmetro de entrada do modelo.

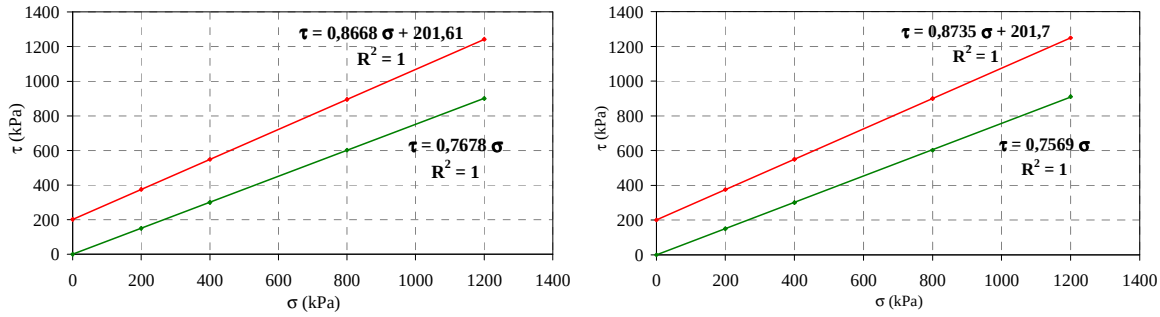


Figura 5.21: Envolvente de Mohr-Coulomb. Resultados numéricos considerando o ramo de amaciamento trilinear (a) e exponencial (b).

Atendendo aos parâmetros da envolvente de Mohr-Coulomb incluídos na Figura 5.21, comparando-os com os valores experimentais (ver Figuras 4.17 e 4.18), verifica-se que a máxima diferença entre eles corresponde a 7% (de decréscimo) e refere-se ao parâmetro da coesão.

b) Corte no domínio de tracção

Para avaliação da resposta do modelo JOINT_SOFT_CY_T no caso de comportamento das juntas em corte no domínio de tracção, foram considerados cinco casos de carga em que na primeira fase se aplicaram deslocamentos na direcção normal no sentido de abertura da junta e na fase seguinte foram aplicados deslocamentos na direcção tangencial, mantendo o deslocamento vertical constante. Para o efeito consideraram-se os níveis de deslocamento na direcção normal e de corte indicados na Tabela 5.2, onde f_{el}^{+} representa a resistência à tracção da junta e k_n a rigidez na direcção normal da junta.

Na Figura 5.22 ilustram-se as correspondentes evoluções das tensões de normais e de corte obtidas nos exemplos de avaliação de corte no domínio de tracção incluindo-se na legenda os correspondentes níveis do deslocamento normal considerado. Nos gráficos da Figura 5.23-a e –b ilustram-se, respectivamente, as curvas de comportamento na direcção de corte (τ,γ) e as curvas de comportamento na direcção normal (σ_n,δ) obtidas no domínio de tracção para os distintos valores

da tensão normal considerados usando-se para a representação das curvas a mesma cor indicada na legenda da Figura 5.22.

Tabela 5.2: Níveis de deslocamento na direcção normal e de corte considerados nos exemplos de avaliação da resposta em corte no domínio de tracção.

Caso	Fase 1		Fase 2	
	Deslocamento na direcção normal	Deslocamento na direcção de corte	Deslocamento na direcção normal	Deslocamento na direcção de corte
1	$0\ mm$	$0\ mm$	$0\ mm$	$6\ mm$
2	$0.5\, f_{el}^{+}/k_n$	$0\ mm$	$0.5\, f_{el}^{+}/k_n$	$6\ mm$
3	$0.9\, f_{el}^{+}/k_n$	$0\ mm$	$0.9\, f_{el}^{+}/k_n$	$6\ mm$
4	$1.0\, f_{el}^{+}/k_n$	$0\ mm$	$1.0\, f_{el}^{+}/k_n$	$6\ mm$
5	$1.5\, f_{el}^{+}/k_n$	$0\ mm$	$1.5\, f_{el}^{+}/k_n$	$6\ mm$

Quando a resistência à tracção máxima ("*cut-off*") é alcançada na primeira fase, como acontece no caso 5 (ver curvas a vermelho) a resistência de corte não é mobilizada. Para valores da tensão normal de tracção inferiores à resistência à tracção máxima, a resistência ao corte é actualizada em função do nível de tensão normal.

Quando se atinge a fase de amaciamento em corte (fase 2 do caso de carga) o acoplamento entre a resistência ao corte e resistência à tracção, traduzido em termos da posição do vértice da superfície de cedência, conduz a que se verifique um relaxamento da tensão de tracção, mantendo-se o deslocamento normal constante.

Na Figura 5.24 mostra-se a correspondente envolvente de Mohr-Coulomb indicando a vermelho os pares de pontos (σ_n^+, τ) considerados.

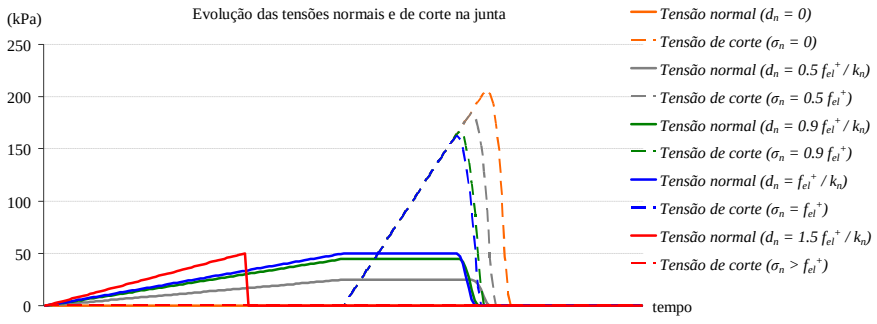
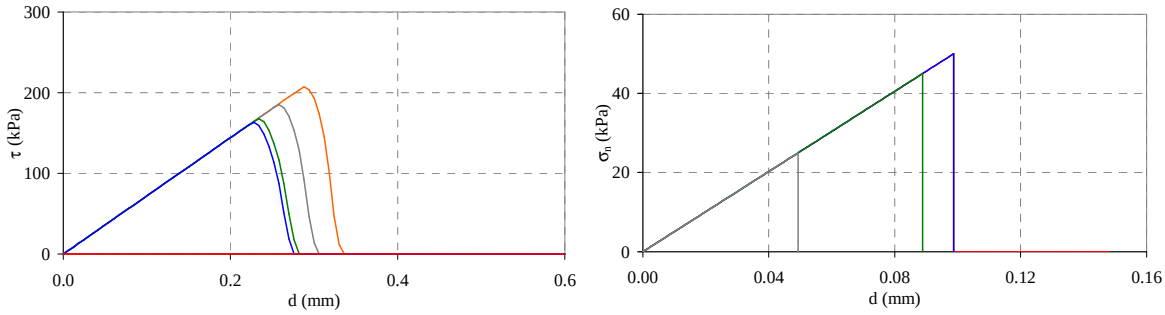


Figura 5.22: Evoluções das tensões de normais (a traço cheio) e de corte (a tracejado) no exemplo de avaliação em corte no domínio de tracção.



a) b)

Figura 5.23: Resultados numéricos no domínio de tracção: variação da tensão de corte (a) e variação da tensão normal (b).

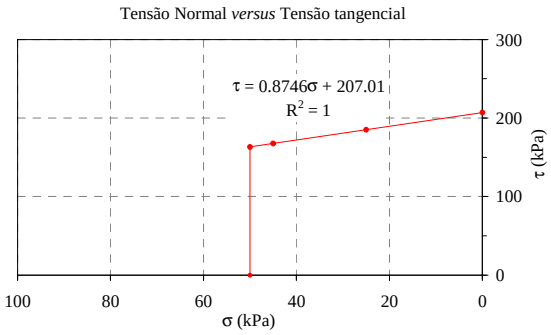


Figura 5.24: Envolvente de Mohr-Coulomb no domínio de tracção.

c) Comportamento em corte residual. Simulação de ensaios de deslizamento e de ensaios cíclicos de carga/descarga em corte.

Após as ligações de adesão conferidas pela argamassa terem sido destruídas, o que acontece quando é alcançado o limite da resistência à tracção ou quando na direcção de corte se atinge o patamar residual, o comportamento em corte passa a não exibir a fase de pico nem o correspondente ramo de amaciamento.

No caso em que a resistência à tracção é alcançada, é activada a lei de corte residual *tras2*, substituindo a anterior lei de comportamento *tras1*. Após ter sido alcançado o patamar residual, nos ciclos sucessivos de descarga/recarga em corte o comportamento passa a ser definido por um ramo inicial controlado pela rigidez elástica definida pela curva de corte residual *tras2* e um segundo ramo que corresponde ao patamar residual.

Para simular estes detalhes do modelo JOINT_SOFT_CY_T realizaram-se os exemplos que se apresentam nos parágrafos seguintes.

No caso em que as ligações de adesão são destruídas por ter sido excedido o limite elástico na direcção normal a história de carga inicia-se com abertura da junta em correspondência com uma

tensão de tracção superior ao limite máximo, seguida de fecho até se atingir a tensão normal de compressão desejada que se mantém constante ao longo da história de deslizamento a aplicar na junta (ver Tabela 5.3). Para o efeito foram considerados os casos preconizados nos ensaios de deslizamento apresentados no Capítulo 4 considerando as leis de corte *tras1* e *tras2* já apresentadas.

Tabela 5.3: Níveis de deslocamento na direcção normal e de corte considerados nos exemplos de avaliação de corte residual (deslizamento).

Tensão normal (MPa)	Fase 1		Fase 2		Fase 3	
	Deslocamento na direcção normal	Deslocamento na direcção de corte	Deslocamento na direcção normal	Deslocamento na direcção de corte	Deslocamento na direcção normal	Deslocamento na direcção de corte
0.2	$1.5\, f_{el}^{+}/k_n$	*0 mm*	σ_{n1}/k_n	*0 mm*	σ_{n1}/k_n	*9 mm*
0.4	$1.5\, f_{el}^{+}/k_n$	*0 mm*	σ_{n2}/k_n	*0 mm*	σ_{n2}/k_n	*9 mm*
0.8	$1.5\, f_{el}^{+}/k_n$	*0 mm*	σ_{n3}/k_n	*0 mm*	σ_{n3}/k_n	*9 mm*
1.2	$1.5\, f_{el}^{+}/k_n$	*0 mm*	σ_{n4}/k_n	*0 mm*	σ_{n4}/k_n	*9 mm*

Na Figura 5.25 ilustra-se a resposta em corte residual para os diferentes valores da tensão normal de compressão, incluindo-se na mesma figura (a tracejado) os gráficos correspondentes ao comportamento na fase elástica e de amaciamento definido pela lei de comportamento *tras1*.

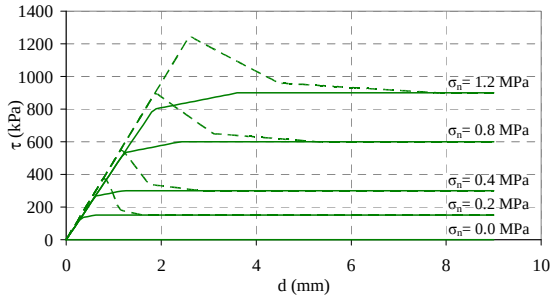
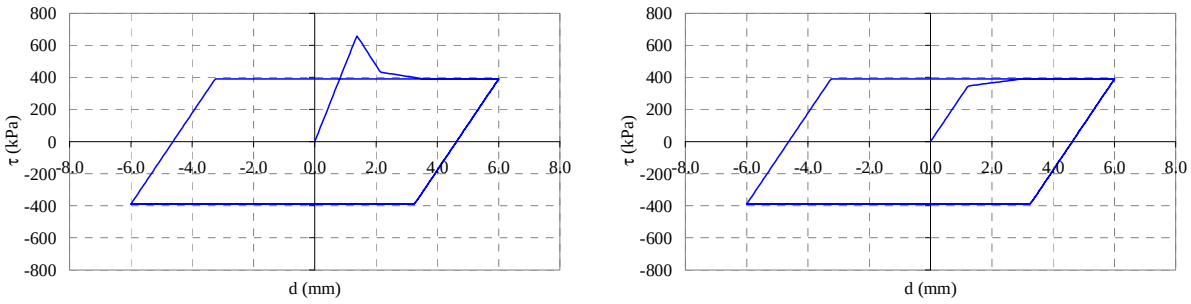


Figura 5.25: Variação da tensão de corte residual (a traço cheio) e curvas de corte (a tracejado).

Nos gráficos Figura 5.26 ilustram-se, respectivamente, o comportamento exibido num ensaio numérico em que foi aplicada uma história de deslocamentos tangenciais cíclicos considerando no caso da Figura 5.26-a uma junta com resistência de pico e amaciamento em corte e no caso da Figura 5.26-b uma junta com endurecimento em corte e sem resistência de pico.

Nos dois dos casos verifica-se que após ter sido alcançado o patamar residual o comportamento da junta nos ciclos sucessivos de descarga/recarga é controlado pelo ramo elástico e patamar residual da lei de corte *tras2*.



a) b)

Figura 5.26: Variação da tensão de corte para deslocamentos reversíveis em juntas com (a) e sem (b) resistência pico.

5.4.6.2 – Simulação numérica dos ensaios de compressão de juntas argamassadas

A validação do comportamento em compressão foi realizada por via da simulação numérica dos ensaios de compressão efectuados para caracterizar o material utilizado na ponte de Vila Fria, comparando os resultados experimentais obtidos nos ensaios e na respectiva simulação numérica.

A curva de carga em compressão (designada de *trac1*) e os ciclos de descarga/recarga padrão *ec1*, *ec2* e *ec3* foram definidas com o objectivo de traduzir o comportamento exibido nos ensaios, tendo por base os aspectos que caracterizam os resultados obtidos nos ensaios de compressão, conforme se descreveu no Capítulo 4.

Para o efeito realizaram-se dois conjuntos de simulações: num dos casos, consideraram-se como parâmetros do modelo as curvas de carga e ciclos padrão de descarga/recarga definidos a partir do ajuste teórico de cada ensaio apresentado no Capítulo 4. No segundo caso, os parâmetros teóricos foram ajustados em termos médios para os dois tipos de curvas de comportamento, designados no contexto deste trabalho por material tipo 1 e material do tipo 2, apresentados também no Capítulo 4.

Nos gráficos da Figura 5.27 apresentam-se (a azul) os resultados obtidos na simulação numérica dos seis ensaios de compressão. Em cada caso foram definidas curvas teóricas específicas (*trac1*, *ec1*, *ec2* e *ec3*) com base nos dados dos Anexos 4.11 e 4.12 e considerada a correspondente história de deslocamentos, cuja evolução com a tensão do ensaio se ilustra também (a verde) nos gráficos da Figura 5.27. Nos gráficos da Figura 5.28 apresentam-se as evoluções da energia de deformação acumulada registada no ensaio e obtida através do modelo numérico. Note-se que, a envolvente superior de cada uma destas curvas corresponde à energia de deformação no ensaio.

Conforme se pode observar nos gráficos da Figura 5.27 e da Figura 5.28 existe muito boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais.

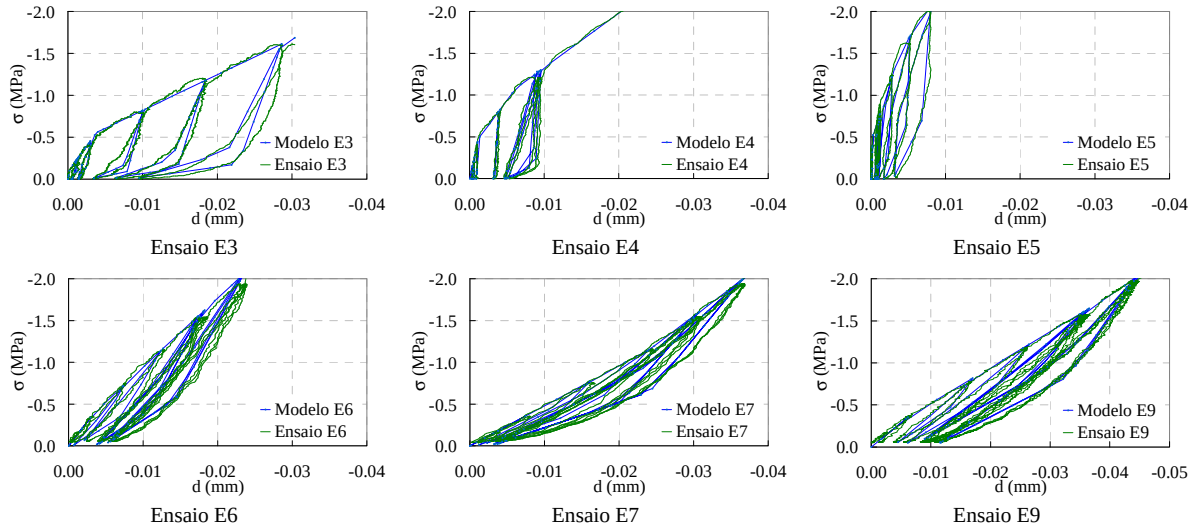


Figura 5.27: Variação da tensão normal nos ensaios de compressão. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde).

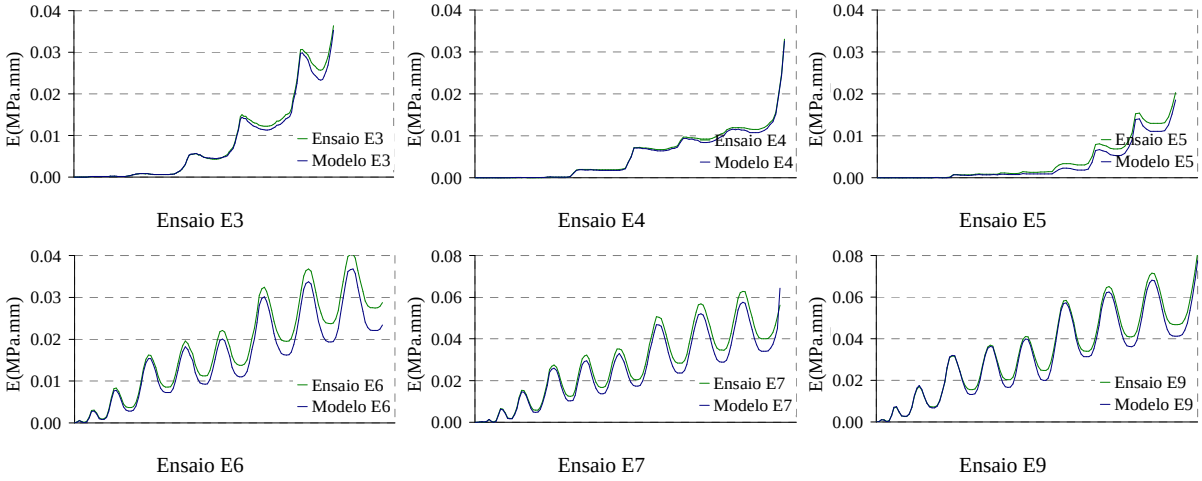


Figura 5.28: Energia de deformação. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde).

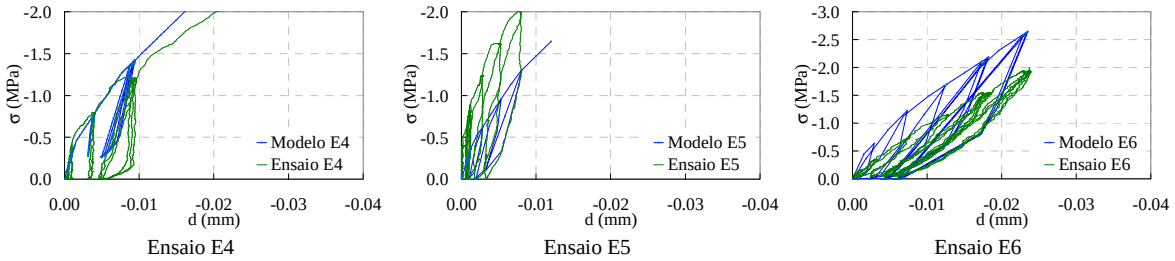
Numa fase seguinte, simularam-se os mesmos seis ensaios mas considerando os dois tipos de comportamento definidos no Capítulo 4 com a designação de material tipo 1 e material do tipo 2.

No material tipo 1 pretendeu-se representar o comportamento exibido nos ensaios E4, E5 e E6 no sentido de o associar a uma velocidade média de carregamento de 1.2 MPa/min, já com o material tipo 2 pretende-se simular o comportamento exibido nos ensaios da Série 2 que se realizaram com velocidade média de 0.5 MPa/min.

As leis teóricas definidas para o material tipo 1 e tipo 2 foram apresentadas no Capítulo 4 nas Figuras 3.39 e 3.41, respectivamente.

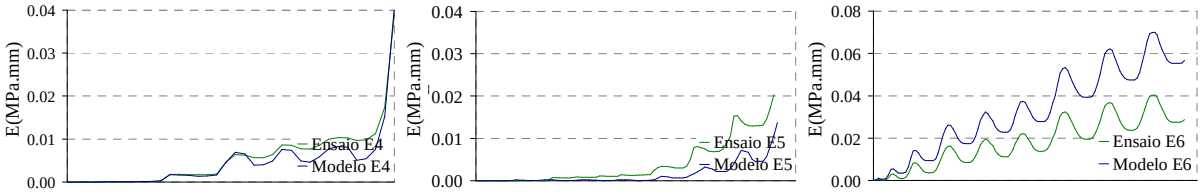
Nos gráficos da Figura 5.29 apresentam-se os resultados da simulação numérica dos ensaios

de corte para o material tipo 1 em termos da evolução da tensão normal mobilizada com o deslocamento vertical e nos gráficos da Figura 5.30 a energia de deformação que permitem a comparação entre os resultados numéricos (a azul) e os resultados experimentais (a verde). Nos gráficos das Figuras 3.44 e 3.45 ilustram-se os mesmos parâmetros para o material do tipo 2.



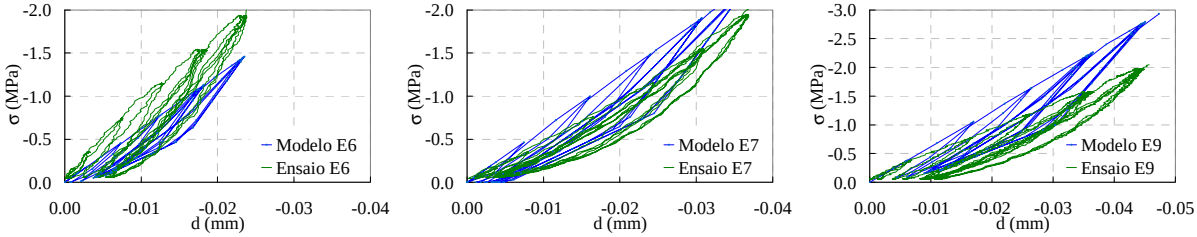
Ensaio E4 Ensaio E5 Ensaio E6

Figura 5.29: Material tipo 1. Variação da tensão normal nos ensaios de compressão. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde).



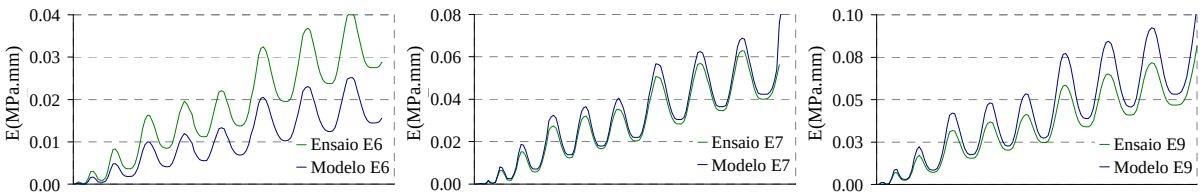
Ensaio E4 Ensaio E5 Ensaio E6

Figura 5.30: Material tipo 1. Energia de deformação nos ensaios. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde).



Ensaio E6 Ensaio E7 Ensaio E9

Figura 5.31: Material tipo 2. Variação da tensão normal nos ensaios de compressão. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde).



Ensaio E6 Ensaio E7 Ensaio E9

Figura 5.32: Material tipo 2. Energia de deformação nos ensaios. Resultados numéricos (a azul) e experimentais (a verde).

Nestes dois casos, verifica-se menos boa aproximação entre os resultados teóricos e os resultados experimentais, porém este aspecto não tem a ver com o modelo, propriamente dito, mas com a medianização dos resultados registados nos ensaios, subjacente à definição dos parâmetros de entrada do modelo.

5.4.6.3 – Simulação numérica dos ensaios de corte das juntas secas

Nesta secção são apresentados os exemplos de validação do modelo JOINT_SOFT_CY_T tendo como base os resultados dos ensaios de corte em juntas secas apresentados na Tabela 5.16 e a partir dos quais são determinados os correspondentes parâmetros de corte do modelo teórico.

Para o efeito, dado que no modelo JOINT_SOFT_CY_T a rigidez de corte na fase elástica é independente da tensão normal, obtém-se uma melhor aproximação numérica aos resultados experimentais registados nesta fase se para cada nível de tensão normal for definida a correspondente curva teórica de referência. Por esta via foram identificados para cada patamar da tensão normal os parâmetros de corte do modelo que se apresentam nas primeiras três linhas Tabela 5.4, tendo-se assim obtido os resultados incluídos nos gráficos (a preto) da Figura 5.33.

No entanto por esta via não é possível avaliar o desempenho do modelo teórico na fase plástica de corte em face da dependência da tensão normal instalada, pelo que foi avaliada a resposta ao corte usando uma mesma curva de corte para os três níveis de tensão normal. Neste caso para a tensão normal de referência optou-se por considerar o valor médio da tensão normal de 1255 kPa obtendo-se os parâmetros que se incluem na última coluna da Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Parâmetros médios das curvas de corte das juntas por patamar de tensão normal (a) parâmetros adicionais da curva com endurecimento elasto-plástico (b) e exponencial (c).

a)			b)	c)			
σ_n (kPa)	τ_{res} (kPa)	k (kPa/mm)	d_{els} (mm)	τ_{esl} (kPa)	d_{els} (mm)	d_{res} (mm)	α
200	114	81	1.41	87	1.07	6.01	2.00
1223	696	513	1.36	532	1.04	6.82	2.00
2343	1333	987	1.35	1019	1.03	7.71	2.00
1255	714	528	1.35	546	1.03	6.85	2.00

Nos gráficos da Figura 5.34 apresentam-se as curvas teóricas de referência considerando endurecimento elasto-plástico (Figura 5.34-a) e endurecimento exponencial (Figura 5.34-b) para a tensão normal de referência de 1255 kPa e na Figura 5.35 os resultados da simulação numérica dos ensaios de deslizamento (a preto) considerando os valores da tensão normal de 0.2, 1.4 e 2.3 MPa, estando também incluídos os gráficos correspondentes às aproximações teóricas para cada curva

experimental obtida nos ensaios de deslizamento.

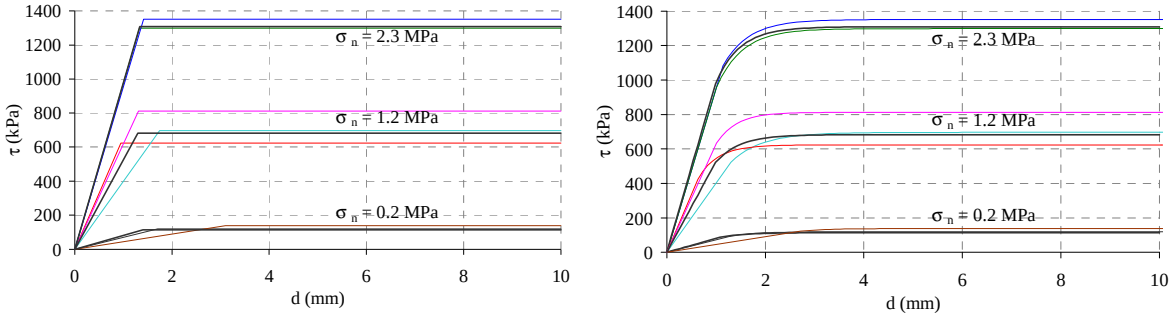


Figura 5.33: Variação da tensão tangencial nos ensaios de corte. Resultados numéricos (a preto) usando uma curva de referência por patamar de tensão normal. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b).

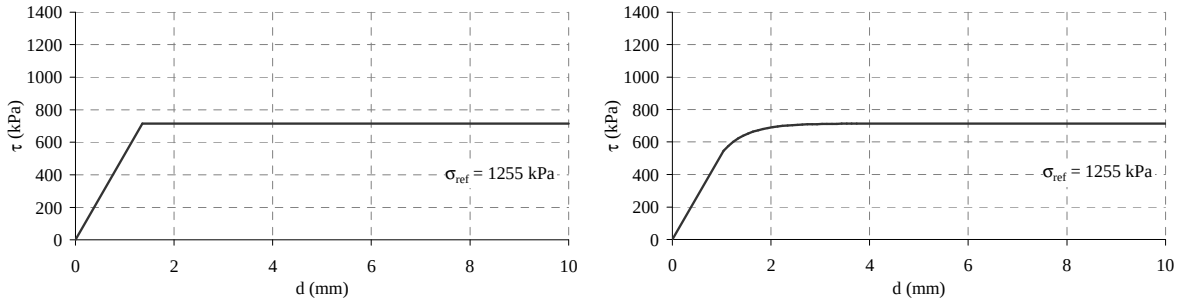


Figura 5.34: Curvas de corte teóricas de referência dos ensaios de deslizamento em juntas secas. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b). Tensão normal de referência: 1255 kPa.

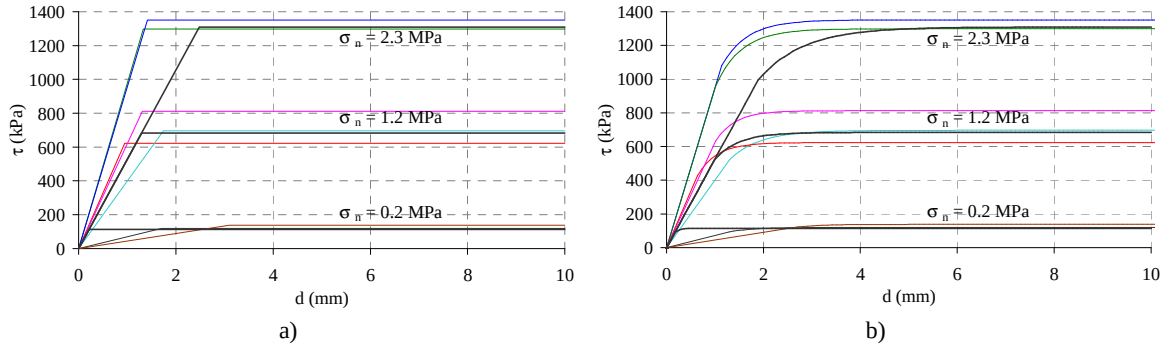


Figura 5.35: Variação da tensão tangencial nos ensaios de corte. Resultados numéricos (a preto) usando curvas de referência para a tensão normal de 1255 kPa. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b).

Nos dois casos apresentados na Figura 5.35 confirma-se que a rigidez de corte elástica e também a tensão normal resistente são iguais quer se adopte uma aproximação elasto-plástica quer se opte por considerar o ramo de endurecimento exponencial. Assim a envolvente de Mohr-Coulomb para um e para o outro caso é idêntica conforme ilustrado na Figura 5.36.

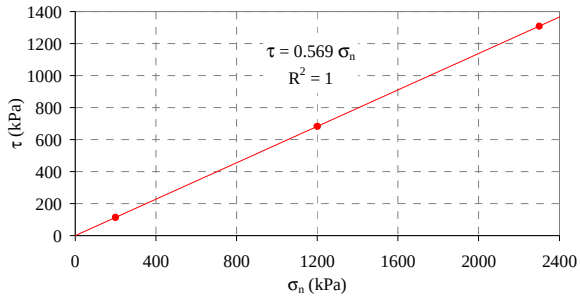


Figura 5.36: Envolvente de Mohr-Coulomb correspondente aos resultados numéricos.

5.4.6.4 – Simulação numérica dos ensaios de corte e compressão das juntas enchimento/bloco

No âmbito das simulações numéricas de pontes de alvenaria de pedra estudadas neste trabalho, o modelo de junta é utilizado quer para as interfaces bloco-bloco quer para as juntas entre os blocos e o material de enchimento. Importa portanto proceder também à avaliação da resposta do modelo no caso das interfaces deste último tipo.

Ensaios de corte

Nos gráficos da Figura 5.37 incluem-se os resultados relativos à simulação dos ensaios de corte realizados em juntas de pedra/*tout-venant* apresentados no Capítulo 4 considerando os níveis de tensão normal 0.3, 0.5, 0.8 e 1.7 MPa como se indica nas figuras. Usando a mesma escala de cores incluem-se também as curvas experimentais correspondentes aos ensaios realizados sob idênticos valores da tensão normal, nomeadamente os ensaios E2, E3, E4, E5 e E9 considerados para a definição das leis de corte de referência incluindo-se também a título ilustrativo a curva experimental correspondente ao ensaio E7 (curvas a preto na Figura 5.37) que não foi considerado para a definição daquelas leis de corte.

As leis de corte (*tras1* e *tras2*) usadas nos cálculos foram definidas para a tensão normal de referência de 520 kPa considerando a aproximação elasto-plástica e a aproximação com um ramo de endurecimento exponencial que foram apresentadas no Capítulo 4, respectivamente, nas Figuras 3.27-a e 3.27-b.

Como se referiu anteriormente na secção 4.3.1 a envolvente de rotura determinada pelos resultados experimentais segue uma evolução não linear; no entanto dado que no modelo JOINT_SOFT_CY_T se considera para este parâmetro uma evolução linear optou-se por não usar os resultados dos ensaios realizados com a tensão normal de 1.5 e 1.7 MPa no sentido de obter uma melhor aproximação dos resultados numéricos para a gama de tensões normais abaixo daquele patamar. Assim, como mostram os resultados da Figura 5.37, no que se refere à fase correspondente ao patamar resistente, verifica-se que para os três níveis inferiores da tensão normal (0.3, 0.5 e

0.8 MPa) existe boa concordância entre os resultados numéricos e os experimentais; no entanto, como era expectável, para a tensão normal de 1.7 MPa os valores numéricos são consideravelmente superiores aos experimentais.

De referir também que a opção de não considerar os resultados experimentais dos ensaios E7 e E8 permitiram obter melhor concordância entre os resultados experimentais e numéricos nas gamas mais baixas da tensão normal, não apenas na fase resistente mas também na fase elástica do ensaio, onde de acordo com os critérios do modelo JOINT_SOFT_CY_T a rigidez é independente da tensão normal.

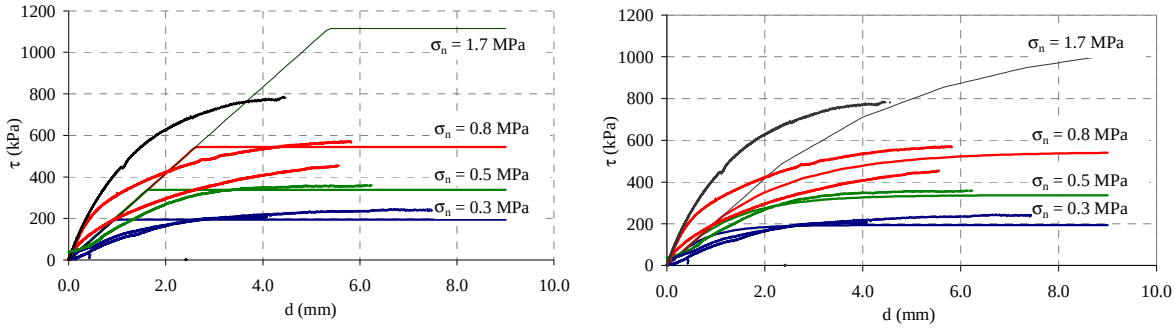


Figura 5.37: Resultados da simulação numérica dos ensaios de corte das juntas entre pedra e enchimento. Aproximação elasto-plástica (a). Endurecimento exponencial (b).

Ensaios de compressão

Considerando as leis de comportamento definidas a partir dos resultados do ensaio de compressão apresentadas na Figura 4.53 e a história de deslocamentos registada no decorrer do ensaio simulou-se a resposta numérica cujo resultado em termos da tensão normal *versus* deslocamento vertical se apresenta na Figura 5.38-a. Na Figura 5.38-b inclui-se também a evolução da energia de deformação acumulada registada no ensaio experimental e na simulação numérica. Conforme se observa há uma razoável concordância entre os resultados experimentais e numéricos.

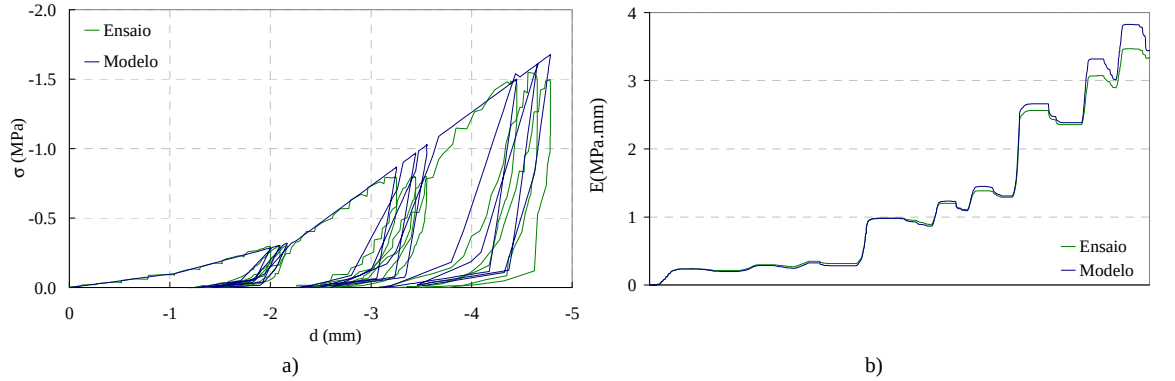


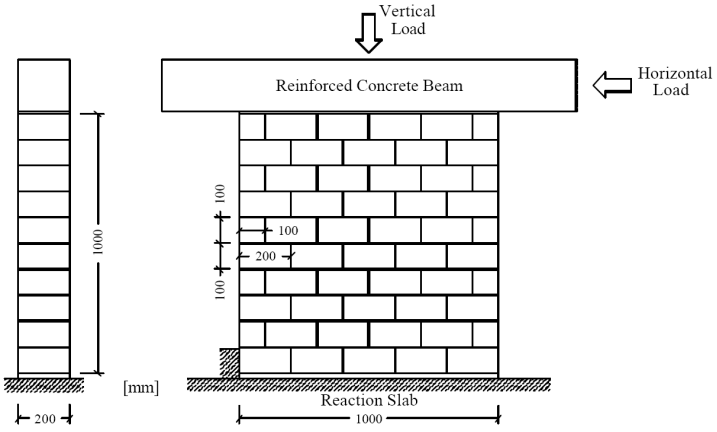
Figura 5.38: Curvas de comportamento em compressão (a) e energia de deformação (b) do modelo de ensaio.

5.4.6.5 – Simulação numérica de ensaios de corte em paredes de alvenaria de pedra

Nos parágrafos seguintes apresentam-se os resultados da simulação numérica de ensaios de corte em paredes de alvenaria de pedra anteriormente publicados (Oliveira, 2003) e (Vasconcelos, 2005), (subsecções 5.4.6.5-a e 5.4.6.5-b, respectivamente) incluindo também os parâmetros de modelação. Numa secção final (5.4.6.5-c), são enquadrados os valores dos parâmetros usados na simulação em confrontação com outros e discutidas as opções de base para a sua definição.

5.4.6.5 – a) Ensaios de Oliveira (Oliveira, 2003)

Para o efeito consideraram-se os ensaios em paredes de alvenaria de granito de pedra serrada e junta seca apresentados por Oliveira (Oliveira, 2003) cujo *set-up* se ilustra na Figura 5.39-a. Nesta campanha de ensaios foram realizados oito testes considerando quatro patamares de força vertical de 30, 100, 200 e 250 kN e atribuídas as referências indicadas na Figura 5.39-b, onde o primeiro número refere-se à força vertical e o segundo ao número do ensaio para cada patamar de força vertical considerado.



a)

F_v=30kN	F_v=100kN	F_v=200kN	F_v=250kN
SW.30.1	SW.100.1	SW.200.1	SW.250.1
SW.30.2	SW.100.2	SW.200.2	SW.250.2

b)

Figura 5.39: *Set-up* do ensaio de corte (a) e identificação dos ensaios (b) (Oliveira, 2003).

A estratégia de modelação considerada no contexto deste trabalho baseou-se na utilização de elementos finitos bi-dimensionais para representar os blocos e elementos de junta para simular as interfaces com comportamento definido pelo modelo JOINT_SOFT_CY_T. Para o comportamento dos blocos, considerou-se, numa das hipóteses, a utilização de um modelo linear elástico e noutra um modelo de dano em tracção e compressão (Faria, 1994).

As propriedades dos materiais foram definidas de acordo com os dados apresentados por Oliveira (Oliveira, 2003) no contexto da simulação numérica dos mesmos ensaios e que para os blocos se resumem na Tabela 5.5, onde h_{blocos} se refere à altura dos blocos; E_b, σ_c, σ_t e G_I correspon-

dem, respectivamente, ao módulo de deformabilidade, tensão resistente em compressão e tracção e energia de fractura dos blocos de pedra; γ e ν, referem-se ao peso volúmico e coeficiente de Poisson.

Tabela 5.5: Propriedades dos blocos (Oliveira, 2003).

h_{blocos} (m)	E_b (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	G_I (MPa.mm)	γ (kN/m^3)	ν
0.10	15500	57	3.7	0.11	26	0.2

Quanto às propriedades elásticas das juntas, os valores da rigidez normal e de corte, foram definidos com base no módulo de elasticidade global E_w, exibido experimentalmente pelas paredes, e módulo de elasticidade do blocos E_b através da equação (5.62) que traduz a rigidez de uma série de três molas constituídas por uma junta e metade de cada um dos dois blocos adjacentes de altura h_b. A equação (5.63) traduz a relação entre a rigidez de corte k_s e rigidez normal k_n das juntas com base na teoria da elasticidade (Oliveira, 2003).

$$k_n = \frac{1}{h_b\left(\frac{1}{E_w} - \frac{1}{E_b}\right)} \tag{5.62}$$

$$k_s = \frac{k_n}{2\left(1+\nu\right)} \tag{5.63}$$

Na Tabela 5.6 incluem-se os valores da rigidez normal k_n e rigidez de corte k_s das juntas horizontais calculados de acordo com os critérios acima referidos. Para as juntas verticais definiram-se valores de k_n e k_s menores, afectando os valores de E_w de um coeficiente de 0.1, para ter em conta o nível de tensão normal nestas juntas, nível de tensão esse que foi previamente avaliado considerando para as juntas verticais os mesmos valores de k_n e k_s definidos para as juntas horizontais.

Na direcção de corte considerou-se uma lei constitutiva bi-linear (elasto-plástica), sendo a tensão máxima de corte determinada pela envolvente de Mohr-Coulomb definida com coesão nula e ângulo de atrito de 32º (Oliveira, 2003).

Na direcção normal, a resistência à tracção foi considerada nula e a curva de comportamento em compressão na fase de carga foi definida pela rigidez k_n; os ciclos de descarga/recarga foram traduzidos através os coeficientes apresentados na Tabela 5.6, de acordo com as definições apresentadas na secção 5.4.2.3.

Tabela 5.6: Propriedades das juntas secas. Módulo de deformabilidade global, rigidez normal e rigidez de corte (Oliveira, 2003) (a). Coeficientes de descarga e recarga relativos ao comportamento em compressão (b).

a)					b)			
F_v (kN)	σ_v (MPa)	E_w (MPa)	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)	Coeficientes de deslocamentos		Coeficientes de tensões	
30	0.15	566	5.87	2.45	$(c_{0d0} = c_{0d4})$	1.00	$(c_{0\sigma0} = c_{0\sigma4})$	1.00
100	0.50	768	8.08	3.37	(c_{0d1})	0.84	$(c_{0\sigma1})$	0.54
200	1.00	985	11.4	4.73	(c_{0d2})	0.42	$(c_{0\sigma2})$	0.00
250	1.25	1202	13.0	5.43	(c_{0d3})	0.76	$(c_{0\sigma3})$	0.53

Nos gráficos da Figura 5.40 ilustram-se as evoluções da força horizontal com o deslocamento imposto obtidas no contexto deste trabalho considerando os blocos com comportamento linear, sendo estas evoluções apresentadas sobre as figuras publicadas no trabalho de referência (Oliveira, 2003) para melhor confrontação dos resultados.

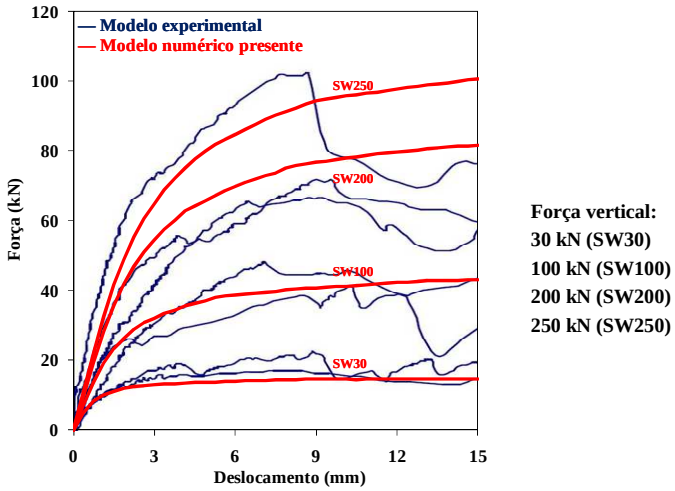


Figura 5.40: Força horizontal *versus* deslocamento para os níveis de força vertical indicados. Resultados experimentais a azul (Oliveira, 2003) e numéricos obtidos no presente trabalho a vermelho.

Como se pode constatar da comparação entre os resultados numéricos (a vermelho na Figura 5.40) e os resultados experimentais (Oliveira, 2003), a azul na Figura 5.40, verifica-se haver razoável concordância, em particular para os níveis de tensão normal mais baixos.

As distribuições das tensões principais máximas e mínimas, nos blocos da parede, correspondentes ao deslocamento horizontal de 15 mm mostram-se, respectivamente, na Figura 5.41 e na Figura 5.42, usando as correspondentes configurações deformadas.

Em relação à deformada verifica-se que o modelo representa bem os efeitos de tracção, escorregamento e *rocking* associados ao comportamento não linear das juntas exibidos nos ensaios.

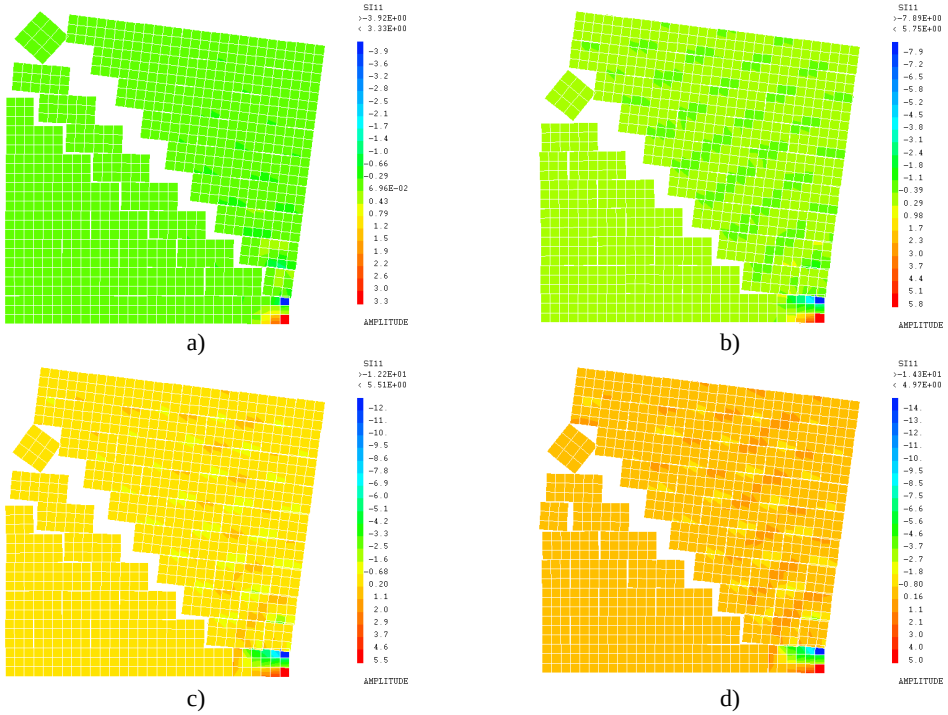


Figura 5.41: Tensões principais máximas (MPa) e deformada da parede para o deslocamento horizontal de 15 mm e níveis de força vertical 30 kN (a) 100 kN (b) 200 kN (c) 250 kN (d).

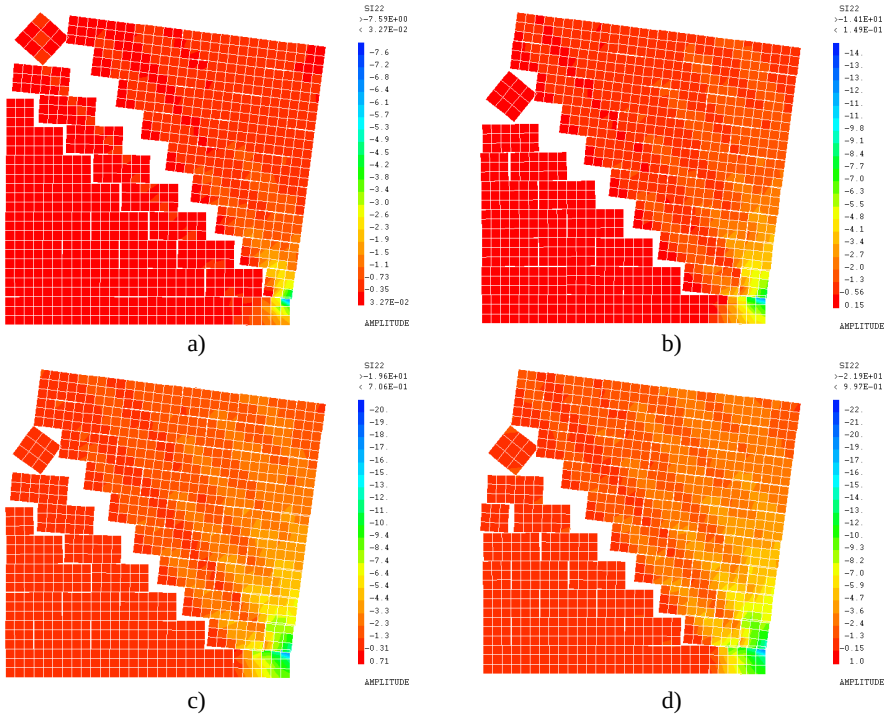


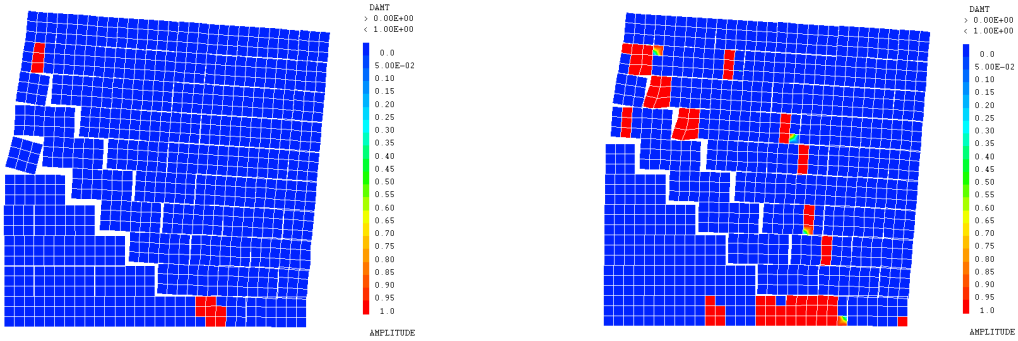
Figura 5.42: Tensões principais mínimas (MPa) e deformada da parede para o deslocamento horizontal de 15 mm e níveis de força vertical 30 kN (a) 100 kN (b) 200 kN (c) 250 kN (d).

No entanto, considerando os blocos com comportamento linear elástico os efeitos de rotura por tracção nos blocos (observados nos ensaios) não são traduzidos, pelo que, para incluir este efei-

to no comportamento da parede, apresentam-se nas Figuras 5.43 a 5.47 os resultados da análise considerando os blocos com comportamento não linear descrito através de um modelo de dano em tracção e compressão com plasticidade (Faria, 1994).

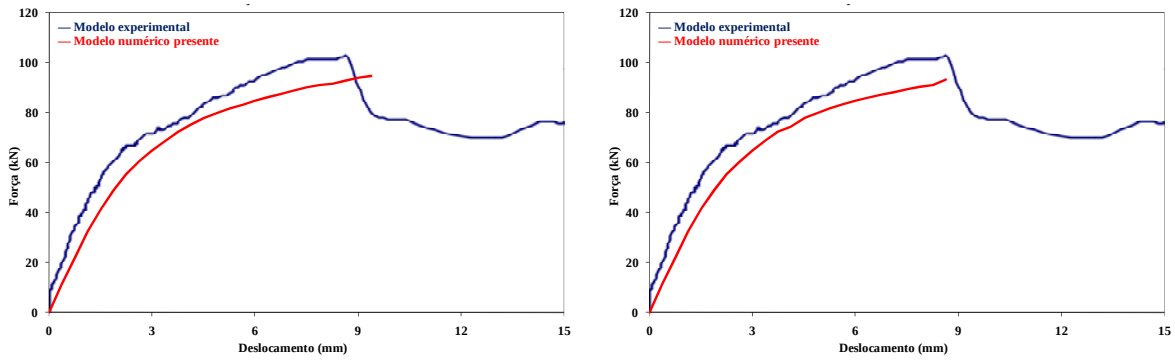
Neste contexto, foram considerados os parâmetros não lineares dos blocos referidos por Oliveira (Oliveira, 2003), incluídos na Tabela 5.5; no entanto para o valor da resistência à tracção de 3.7 MPa a simulação numérica mostrou danos em tracção concentrados apenas nos blocos da fiada da base e num dos blocos da penúltima fiada (ver Figura 5.43-a), não consentâneo com os resultados registados nos ensaios, que apresentam rotura por tracção em várias fiadas de blocos. Assim, foi efectuada uma nova simulação considerando um valor máximo para a resistência à tracção de 1.5 MPa, cuja distribuição da variável de dano em tracção se apresenta na Figura 5.43-b.

Na Figura 5.44 incluem-se os respectivos gráficos de força horizontal *versus* deslocamento horizontal para o nível de força vertical de 250 kN, obtendo-se nos dois casos um deslocamento máximo correspondente a cerca de 9 mm.



a) b)

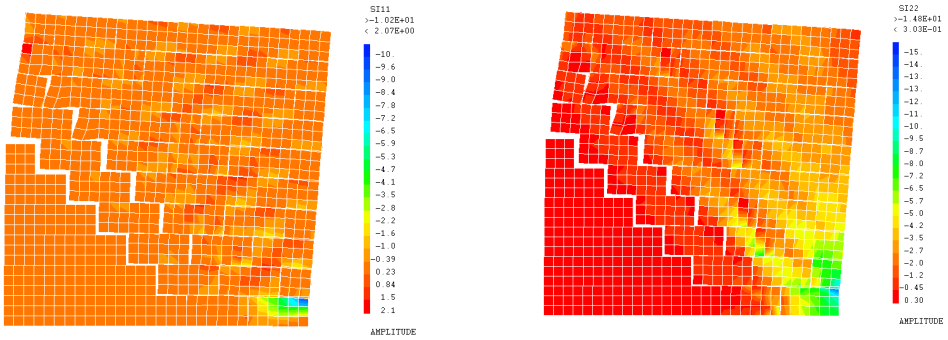
Figura 5.43: Distribuição do dano em tracção na simulação numérica da parede para os níveis de força vertical de 250 kN considerando a resistência à tracção 3.7 MPa (a) e 1.5 MPa (b).



a) b)

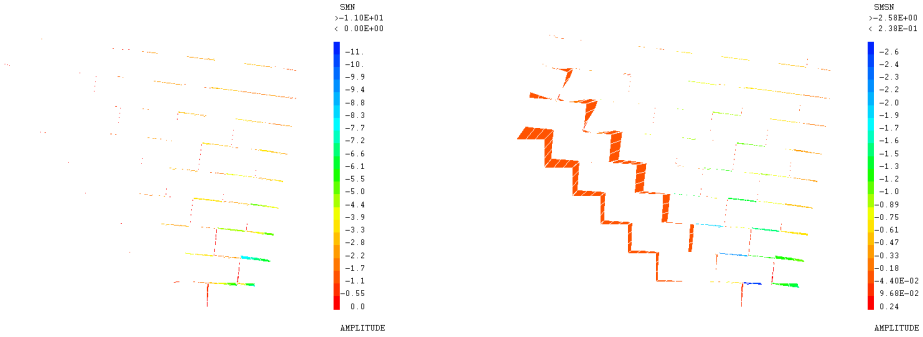
Figura 5.44: Evolução da força horizontal com o deslocamento para o nível de força vertical 250 kN e blocos com comportamento não linear com resistência à tracção de 3.7 MPa (a) e 1.5 MPa (b).

Nas Figuras 5.45, 5.46 e 5.47 apresentam-se, respectivamente, as distribuições das tensões principais nos blocos com resistência a tracção de 1.5 Mpa, e as distribuições das tensões e deformações nas juntas na parede considerando o nível de força vertical de 250 kN.



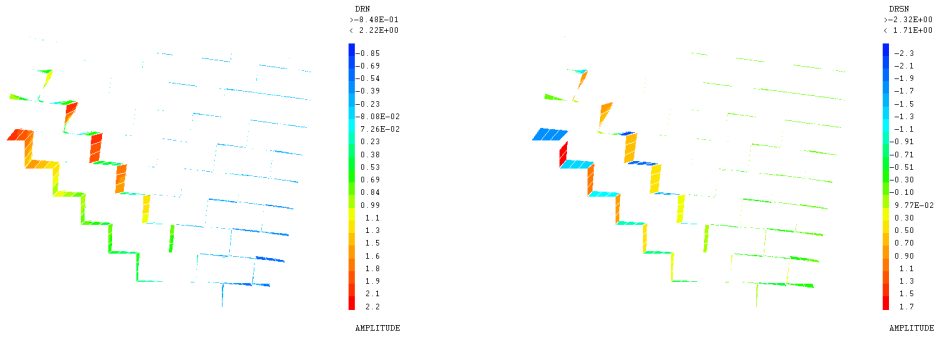
a) b)

Figura 5.45: Distribuição das tensões principais nos blocos (MPa) e deformada da parede para o nível de força vertical de 250 kN. Tensões máximas (a) e mínimas (b).



a) b)

Figura 5.46: Distribuição das tensões nas juntas (MPa) e deformada da parede para o deslocamento horizontal de 9 mm e nível de força vertical de 250 kN. Tensões normais (a) e tangenciais (b).

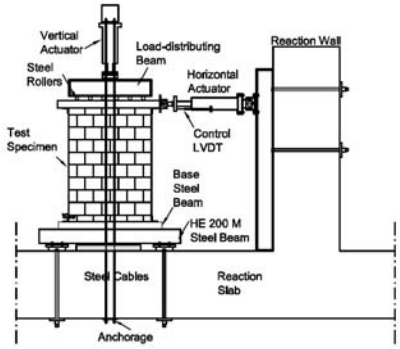


a) b)

Figura 5.47: Distribuição das deformações (mm) nas juntas e deformada da parede para o deslocamento horizontal de 9 mm e nível de força vertical de 250 kN. Deformações normais (a) e tangenciais (b).

5.4.6.5 – b) Ensaios de Vasconcelos (Vasconcelos, 2005)

Com idêntico objectivo foram também simulados numericamente os ensaios em paredes de alvenaria de granito com juntas secas (PA1) e juntas argamassadas (PA2) apresentados por Vasconcelos (Vasconcelos, 2005). Na Figura 5.48-a apresenta-se uma vista geral do *set-up* dos ensaios e na Figura 5.48-b a identificação das paredes e correspondentes níveis de força vertical.



a)

Paredes de alvenaria de granito com juntas secas

F_v=40kN	F_v=100kN	F_v=175kN	F_v=250kN
WS.40	WS.100	WS.175	WS.250

Paredes de alvenaria de granito com juntas argamassadas

F_v=100kN	F_v=175kN	F_v=250kN
WI.100	WI.175	WI.250

b)

Figura 5.48: *Set-up* do ensaio de corte (a) e correspondentes níveis de força vertical (b), (Vasconcelos, 2005).

Os parâmetros dos materiais (blocos e juntas) foram definidos com base nos resultados da campanha de ensaios de caracterização mecânica dos materiais usados na construção das paredes publicados na mesma referência (Vasconcelos, 2005) e ajustados através de um processo de tentativas de modo que a resposta numérica em termos de força *versus* deslocamento horizontal imposto nas paredes se aproximasse da resposta experimental. Este ajuste de parâmetros é mais adiante discutido e enquadrado numa selecção de valores encontrados na bibliografia (secção 5.4.6.5-c)

Na Tabela 5.7 apresentam-se os valores dos parâmetros elásticos para os blocos e das interfaces em termos do módulo de elasticidade, peso volúmico e coeficiente de Poisson do granito (Tabela 5.7-a) e da rigidez normal e tangencial das juntas secas (Tabela 5.7-b) consideradas para os vários níveis de força vertical nas paredes; na Tabela 5.7 inclui-se também o peso volúmico das paredes e os valores das forças e tensões verticais considerados em cada ensaio. Na Tabela 5.8 são apresentados os parâmetros para o caso das paredes de juntas argamassadas incluindo-se dois conjuntos de valores, para o módulo de elasticidade dos blocos, rigidez normal e de corte nas juntas, considerados no contexto deste trabalho (Tabela 5.8-a1,b1 e Tabela 5.8-a2,b2).

No que se refere aos parâmetros não lineares considerou-se, no caso das paredes de juntas secas, uma lei de corte elasto-plástica controlada pela envolvente de Mohr-Coulomb com ângulo de atrito de 27º e coesão nula e uma lei de carga em compressão linear com ramos de descarga e recar-

ga definidos através dos coeficientes também usados na simulação apresentada na secção 5.4.6.5-a e incluídos na Tabela 5.6.

Tabela 5.7: Parâmetros elásticos dos blocos (a) e das juntas secas (b).

a)

E_b (MPa)	γ (kN/m^3)	ν
15500	26	0.2

b)

F_v (kN)	σ_n (MPa)	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)
40	0.20	4.08	1.68
100	0.50	5.32	2.21
175	0.875	6.90	2.88
250	1.25	8.52	3.55

Tabela 5.8: Parâmetros elásticos dos blocos (a1 e a2) e das juntas argamassadas (b1 e b2).

a1)

E_b (MPa)	γ (kN/m^3)	ν
15500	26	0.2

b1)

F_v (kN)	σ_n (MPa)	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)
100	0.50	34.04	0.50
175	0.875	34.31	0.65
250	1.25	34.89	0.80

a2)

E_b (MPa)	γ (kN/m^3)	ν
20200	26	0.2

b2)

F_v (kN)	σ_n (MPa)	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)
100	0.50	5.4	2.3
175	0.875	5.4	2.3
250	1.25	5.4	2.3

Para as juntas argamassadas, a lei de corte exibe resistência de pico seguida de um ramo de amolecimento linear até ser atingido o patamar residual; os valores da resistência de pico e residual dependem da tensão normal e são obtidos com recurso à recta de Mohr-Coulomb de pico e residual, definidas, respectivamente, através de um valor de coesão de 0.320 MPa e ângulo de atrito de 32º (valores de pico) e coesão nula e ângulo de atrito de 38º (valores residuais). Para a rigidez do ramo de amolecimento considerou-se um décimo da rigidez elástica. Neste caso a junta apresenta uma resistência à tracção de 0.05 MPa e a lei de compressão segue um ramo linear até ser atingido o valor máximo da resistência à compressão que se considerou ser 5.5 MPa de acordo com os resultados dos ensaios em provetes de argamassa (Vasconcelos, 2005). Os ramos de descarga e recarga seguem os coeficientes incluídos na Tabela 5.9 e foram estimados a partir dos ensaios cíclicos em compressão realizados com prismas constituídos por três blocos com interposição de argamassa entre eles.

Na Figura 5.49 apresentam-se os resultados da simulação numérica das paredes PA1 em termos da evolução da força horizontal com o deslocamento horizontal monotonicamente crescente para os diferentes níveis de força vertical considerados na campanha experimental, sendo também incluídas na mesma figura as correspondentes evoluções experimentais (Vasconcelos, 2005).

Tabela 5.9: Parâmetros mecânicos do comportamento não linear das juntas argamassadas.

f_t	0.05 MPa	Ramos de descarga/recarga em compressão			
σ_c	5.5 MPa	Coeficiente de deslocamento		Coeficiente de tensão	
c_0	0.320 MPa	$(c_{0d0} = c_{0d4})$	1.00	$(c_{0\sigma 0} = c_{0\sigma 4})$	1.00
ϕ_0 ; $tan\phi_0$	32; 0.63	(c_{0d1})	0.84	$(c_{0\sigma 1})$	0.54
c_r	0	(c_{0d2})	0.42	$(c_{0\sigma 2})$	0.00
ϕ_r ; $tan\phi_r$	38; 0.78	(c_{0d3})	0.71	$(c_{0\sigma 3})$	0.50

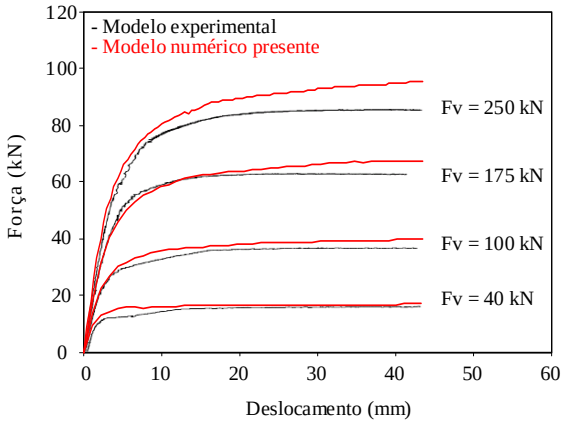


Figura 5.49: PA1 - Paredes de junta seca. Evolução da força horizontal com o deslocamento horizontal.

Nas Figuras 5.50 e 5.51 apresentam-se, respectivamente, as distribuições das tensões principais mínimas e máximas nas configurações deformadas da parede para os quatro níveis de força vertical dos ensaios, e para deslocamentos laterais de 10 mm e 45 mm.

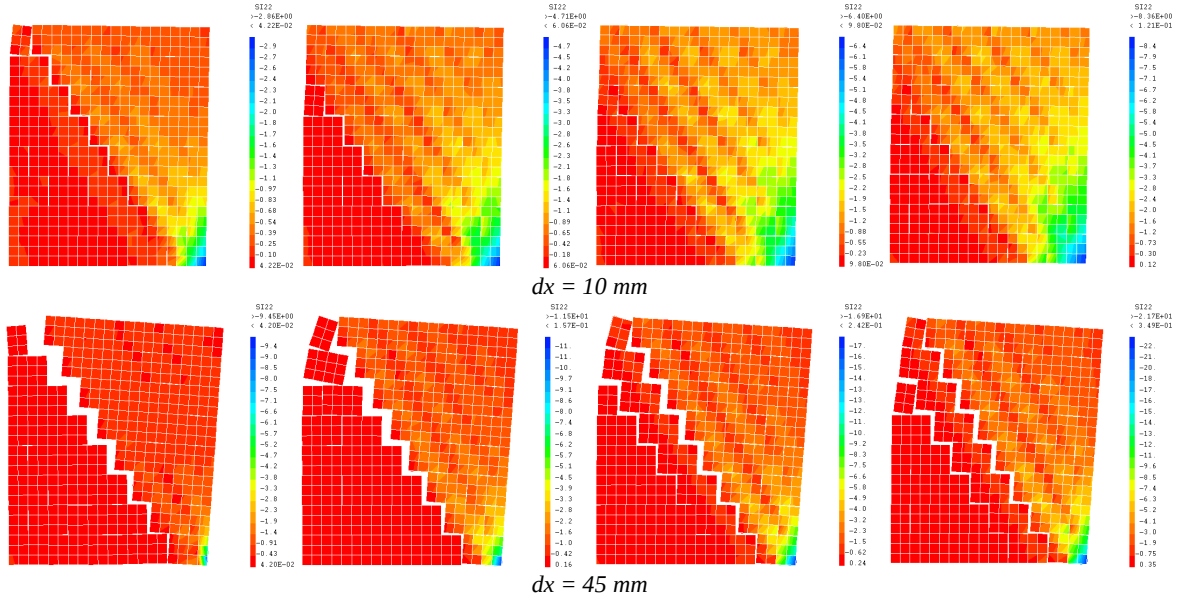


Figura 5.50: PA1 - Paredes de junta seca. Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) nos blocos e configuração deformada do modelo numérico para deslocamentos horizontais de 10 e 45 mm e os níveis de força vertical de 40 kN (a) 100 kN (b) 175 kN (c) 250 kN (d).

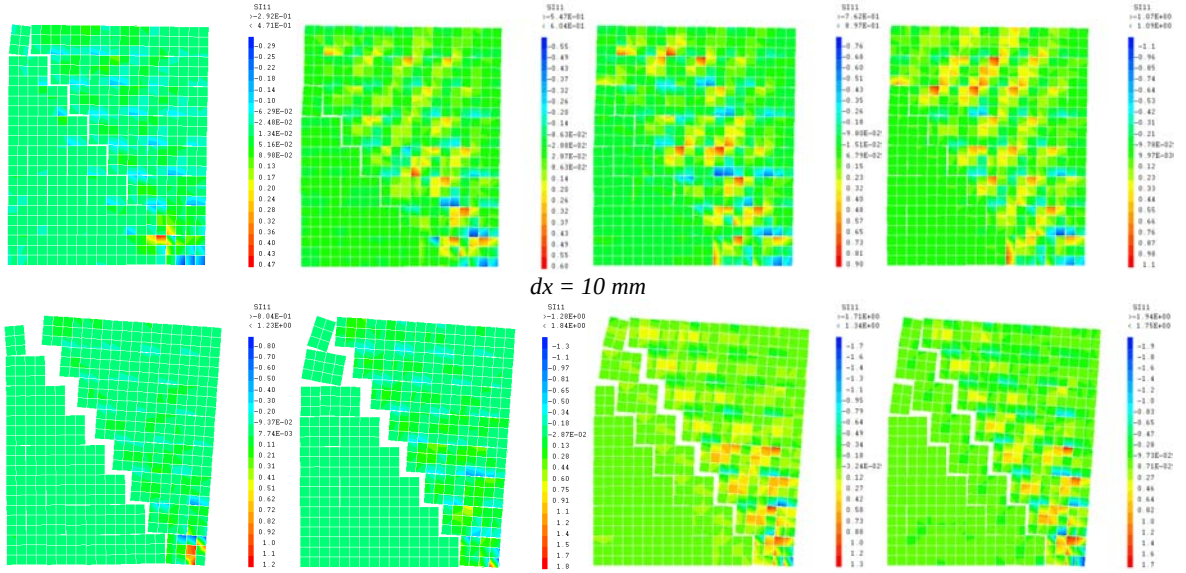


Figura 5.51: PA1 - Paredes de junta seca. Distribuição das tensões principais máximas (MPa) nos blocos e configuração deformada do modelo numérico para os deslocamentos horizontais de 10 e 45 mm e os níveis de força vertical de 40 kN (a) 100 kN (b) 175 kN (c) 250 kN (d).

No que se refere à resposta cíclica das paredes PA1 (junta seca), apresentam-se na Figura 5.52 as curvas força horizontal *versus* deslocamento horizontal obtidas numericamente para os diferentes níveis de força vertical, onde se pode observar razoável concordância com os resultados experimentais. No entanto para os ciclos correspondentes a deslocamentos horizontais mais elevados o modelo numérico não consegue reproduzir a resposta experimental tendo o processo iterativo sido interrompido por não se verificarem os critérios de convergência (em algumas das simulações).

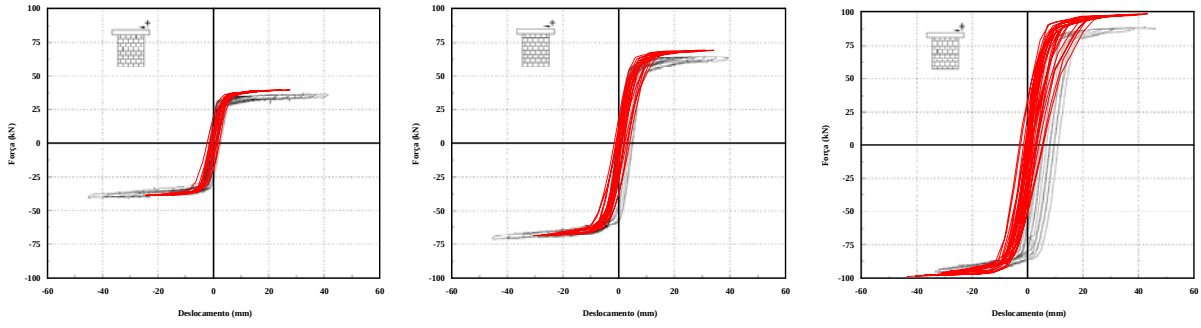


Figura 5.52: Paredes de junta seca. Diagramas força-deslocamento horizontal para os níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Resultados experimentais a preto (Vasconcelos, 2005) e numéricos a vermelho.

Na Figura 5.53 apresentam-se as deformadas referentes à resposta cíclica para os valores do deslocamento horizontal apresentados na primeira coluna da figura correspondentes aos ensaios das paredes sob as cargas verticais de 100, 175 e 250 kN.

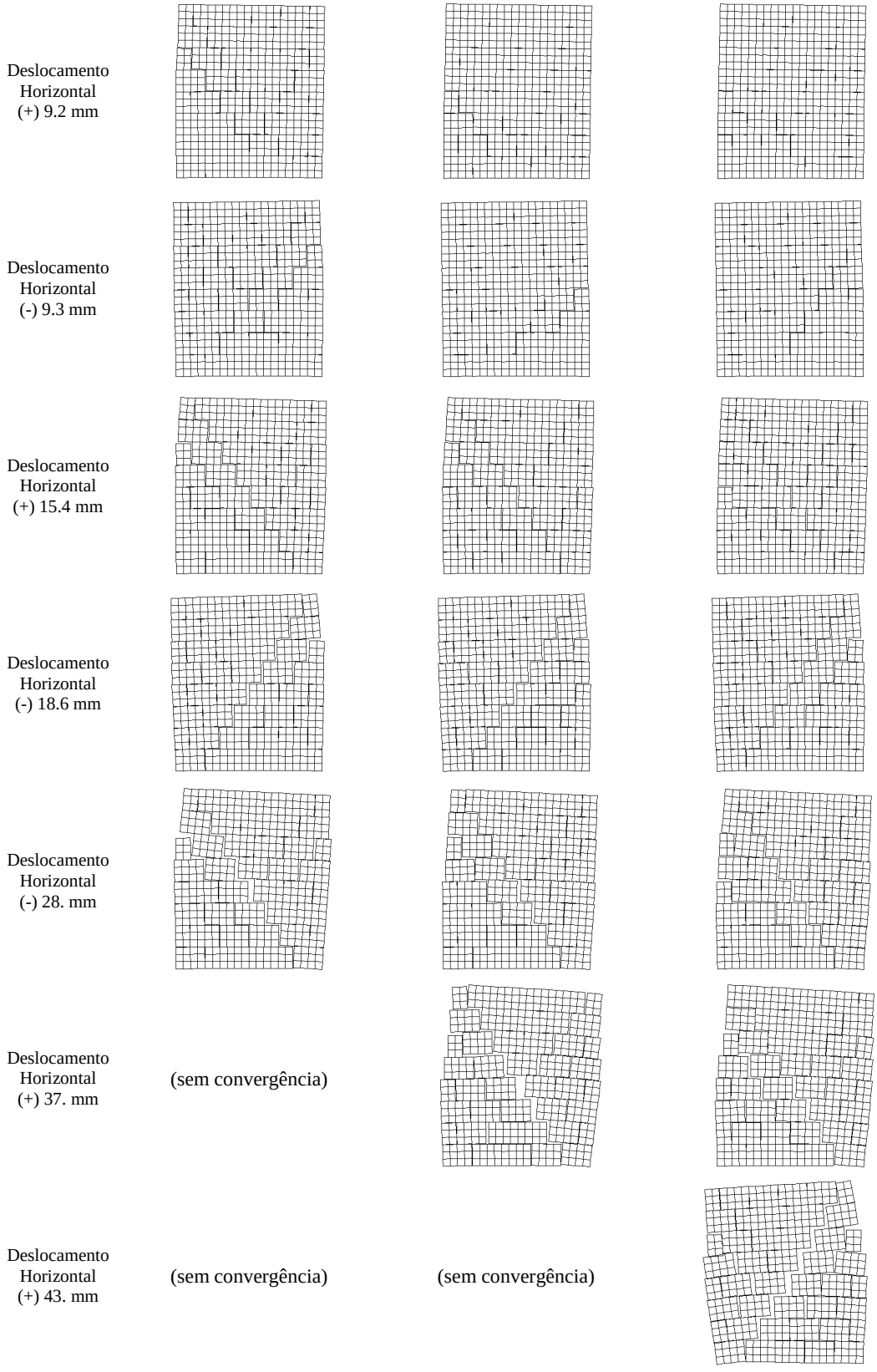
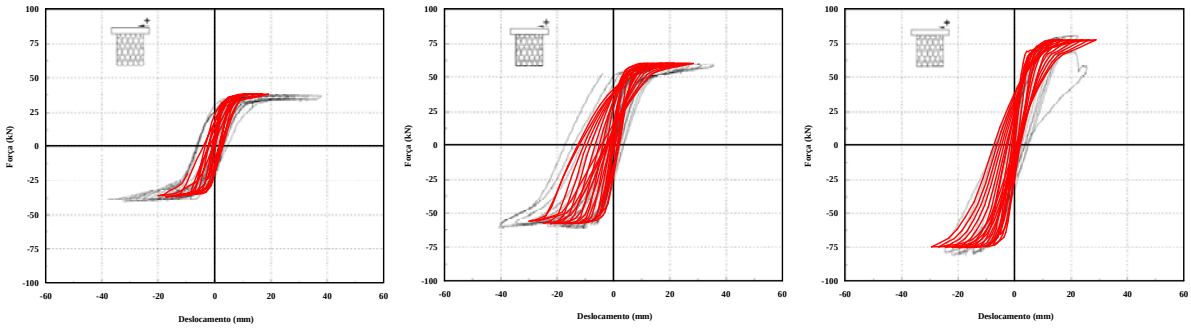


Figura 5.53: PA1 - Paredes de junta seca. Deformada numérica para os níveis de deslocamento horizontal indicados e níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c).

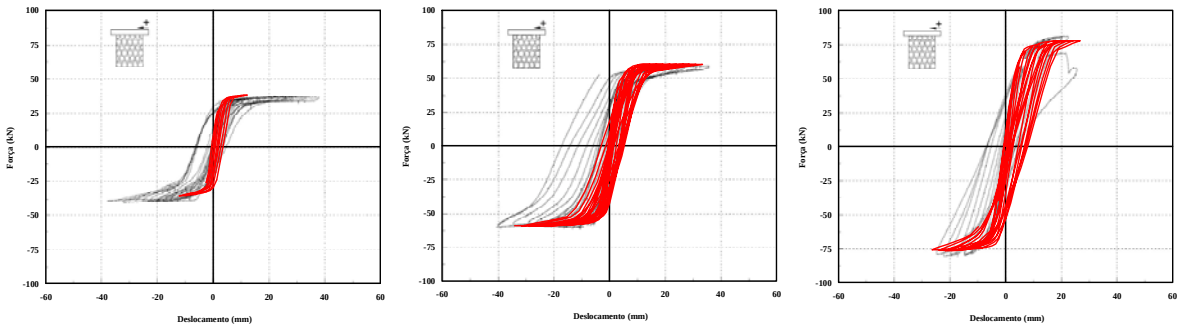
Em termos da deformada das paredes PA1 verifica existir boa concordância entre a resposta numérica e a resposta experimental. O comportamento das paredes é controlado por efeitos de flexão, sendo registadas fendas diagonais nas paredes desde os primeiros ciclos de deslocamentos.

As paredes PA2 (de juntas argamassadas) foram também numericamente analisadas mas apenas no que respeita à resposta cíclica. Os correspondentes resultados em termos de diagramas de força-deslocamento no topo da parede são apresentados nas Figuras 5.54 e 5.55, igualmente para os três níveis de força considerados, mas adoptando separadamente as duas séries de parâmetros da Tabela 5.8-a1,b1 e da Tabela 5.8-a2,b2.



a) b) c)

Figura 5.54: PA2 - Paredes de junta argamassada (Vasconcelos, 2005). Diagramas força-deslocamento horizontal, experimentais (a preto) e numéricos (a vermelho), para os níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Parâmetros da Tabela 5.8-a1,b1.



a) b) c)

Figura 5.55: PA2 - Paredes de junta argamassada (Vasconcelos, 2005). Diagramas força-deslocamento horizontal, experimentais (a preto) e numéricos (a vermelho), para os níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Parâmetros da Tabela 5.8-a2,b2.

Nas Figuras 5.56 e 5.57 apresentam-se as correspondentes deformadas das paredes para os valores do deslocamento horizontal indicados na primeira coluna da figura.

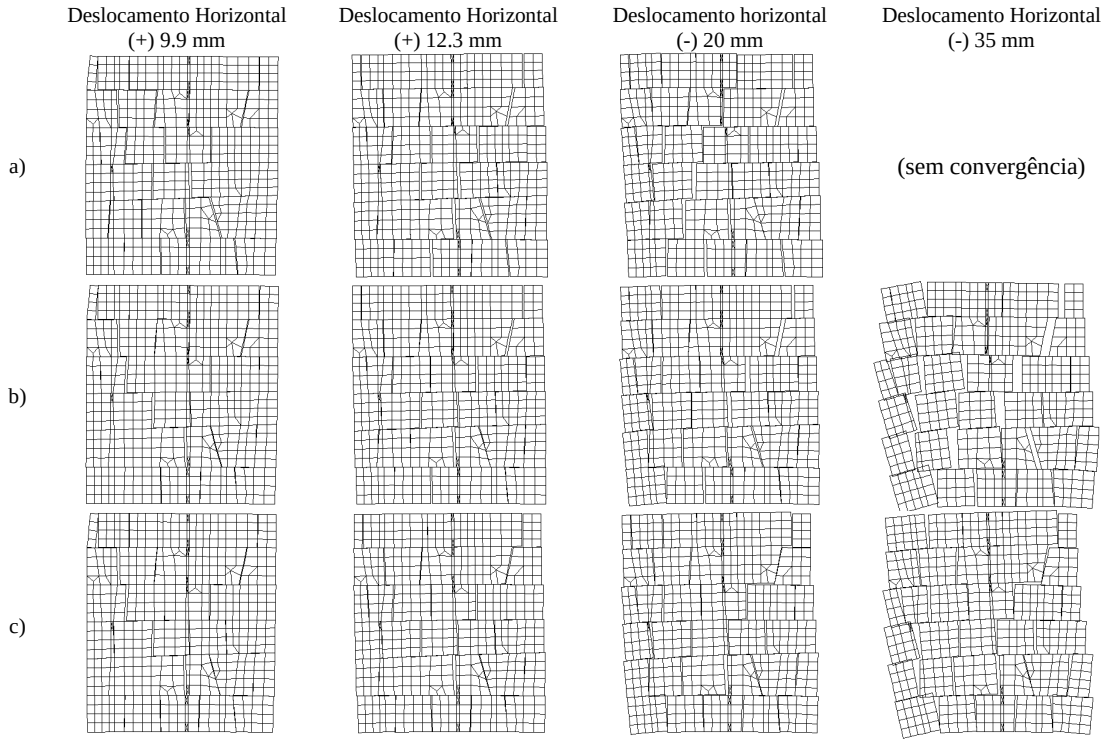


Figura 5.56: PA2 - Paredes de juntas argamassadas. Deformada numérica para os níveis de deslocamento horizontal indicados e níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Parâmetros da Tabela 5.8-a1,b1.

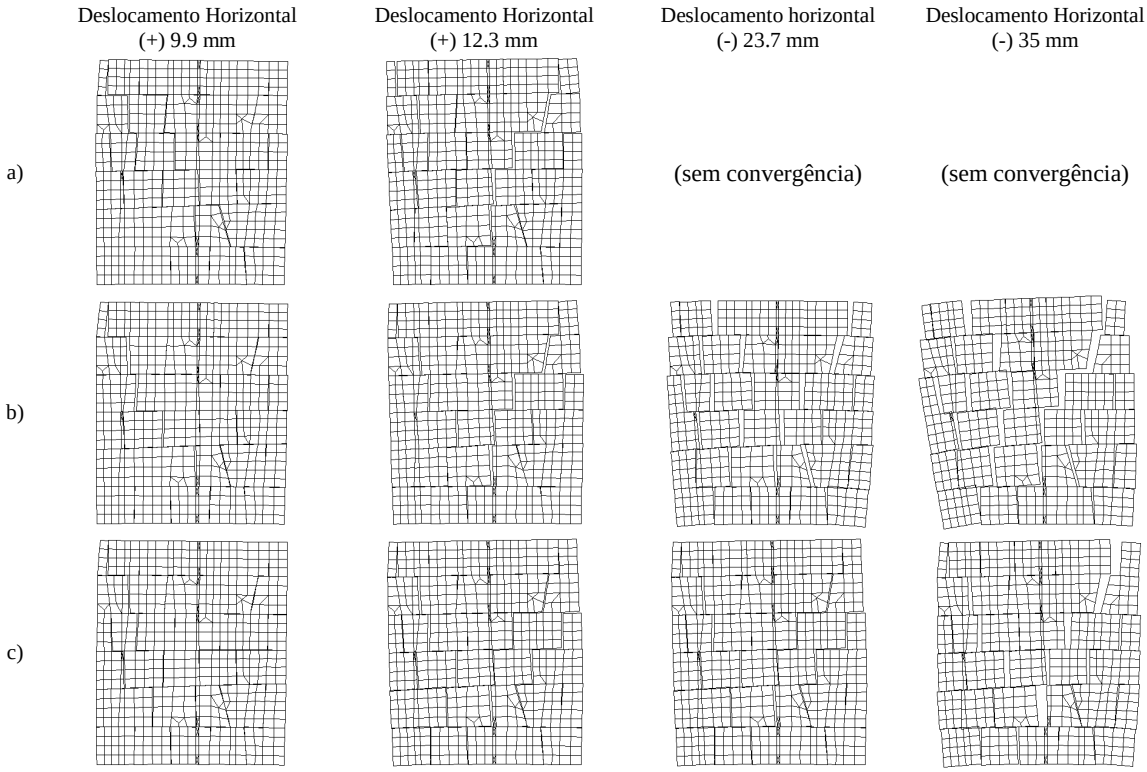


Figura 5.57: PA2 - Paredes de juntas argamassadas. Deformada numérica para os níveis de deslocamento horizontal indicados e níveis de força vertical de 100 kN (a), 175 kN (b) e 250 kN (c). Parâmetros da Tabela 5.8-a2,b2.

A resposta obtida na simulação numérica das paredes PA2 em termos de resistência parece bem captada pelos dois conjuntos de parâmetros considerados na Tabela 5.8. De acordo com as curvas força horizontal *versus* deslocamento horizontal, apresentadas nas Figuras 5.54 e 5.55, o conjunto a1/b1 parece ajustar melhor aos ciclos de descarga/recarga. Em relação ao padrão da deformada, em comparação com o experimental, as duas simulações mostram a existência de fendas diagonais de corte ao longo da parede, como se registou também na resposta experimental. Para os níveis de deslocamento horizontal mais elevados, a reposta das paredes correspondente ao conjunto de parâmetros a1/b1 exibe escorregamento nas fiadas de juntas horizontais mais pronunciado do que a resposta das paredes simuladas com o conjunto de parâmetros a2/b2.

5.4.6.5 – c) Síntese comparativa de parâmetros mecânicos de juntas disponíveis na bibliografia.

Não obstante os recentes avanços na modelação das estruturas de alvenaria permitirem descrever com detalhe os fenómenos que caracterizam a resposta observada deste tipo de estruturas, os critérios para definir os parâmetros mecânicos de entrada dos modelos constitutivos a partir de resultados de ensaios laboratoriais constitui, naturalmente, uma etapa determinante para os resultados que se obtêm na modelação. A calibração desses parâmetros por via da confrontação entre a resposta numérica e a resposta experimental constitui portanto uma tarefa decisiva para a validação dos modelos de análise.

Neste contexto, os parâmetros usados nas presentes simulações foram confrontados com os valores aferidos nas campanhas de ensaios para caracterização mecânica dos materiais usados na construção destas paredes (Oliveira, 2003 e Vasconcelos, 2005) tendo também sido comparados com resultados de outras campanhas experimentais que, juntamente com os referidos anteriormente, se incluem nas Tabelas 5.10 a 5.14. Nestas tabelas, a primeira coluna inclui a referência que identifica a campanha experimental de acordo com a seguinte notação:

- GV refere-se aos ensaios publicados em (Vasconcelos, 2005);
- DO os resultados publicados em (Oliveira, 2003);
- LR corresponde aos resultados dos ensaios de corte realizados em prismas de juntas secas publicados em (Ramos, 2002);
- PVF os resultados da caracterização mecânica dos materiais usados na construção da nova ponte de Vila Fria e apresentados no Capítulo 4;
- SP os resultados da caracterização dos materiais extraídos em carotes de sondagem da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar (Almeida, 2000; LNEC, 2000);
- PL os resultados da caracterização da pedra extraída da Ponte da Lagoncinha (Costa, 2002).

Para o efeito são apresentados os parâmetros mecânicos disponíveis para a caracterização dos materiais constituintes da alvenaria (pedra e argamassa) aferidos de ensaios realizados em amostras simples de materiais. Relativamente aos parâmetros de comportamento das juntas, são apresentados os resultados directos de k_n e k_s, obtidos, respectivamente, com base nos ensaios de compressão e de corte em prismas ou paredes. Em relação a k_s são ainda apresentados os resultados (indirectos) aferidos com base nos ensaios de compressão.

Assim, a rigidez de corte das juntas (secas e argamassadas), k_s, obtida directamente de ensaios de corte em prismas ou paredes foi estimada através da equação (5.64), em que n_j, n_b e h_b se referem, respectivamente, ao número de juntas horizontais, ao número de blocos e à altura dos blocos (assumida constante). Os parâmetros ν e E_b correspondem respectivamente ao coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade dos blocos de granito; k_{sw} corresponde à rigidez de corte elástica registada nos ensaios de corte da parede ou prisma, cujos *setups* (para o caso das paredes) foram apresentados nas Figura 5.39 e Figura 5.48, sendo $k_{sw} = G_w / h_w$, onde h_w é a altura da parede ou prisma e G_w o correspondente módulo de distorção.

$$k_s = \frac{n_j}{\left(\frac{1}{k_{sw}} - 2(1+\nu)\frac{n_b\, h_b}{E_b} \right)} \tag{5.64}$$

A equação (5.64) deriva da modelação da parede como uma associação em série de molas, com valores de rigidez correspondentes à juntas e aos blocos existentes ao longo da altura da parede, donde resulta o valor da rigidez global igual à média harmónica da rigidez das diversas molas.

Usando os resultados de ensaios de compressão em paredes e prismas, os valores de k_n são determinados através da equação (5.65), onde os termos n_j, n_b, h_w, h_b E_w e E_b têm o significado referido anteriormente.

$$k_n = \frac{n_j}{\left(\frac{h_w}{E_w} - \frac{h_b\, n_b}{E_b} \right)} \tag{5.65}$$

Note-se que, no caso das paredes de juntas argamassadas, $h_w = n_j\, h_m + n_b\, h_b$, onde h_m é espessura das juntas argamassadas; no caso das paredes de juntas secas, dado que a espessura das juntas é muito reduzida pode-se considerar que $h_w = n_b\, h_b$, pelo que, a equação (5.65) pode ser reescrita, para este tipo de juntas, através da equação (5.66)

$$k_n = \frac{n_j}{h_w\left(\frac{1}{E_w} - \frac{1}{E_b}\right)} \tag{5.66}$$

Note-se também que, nas alvenarias de juntas argamassadas, quando são usados elementos finitos de junta de espessura nula e se pretende respeitar a geometria global da estrutura, é necessário expandir a geometria dos blocos de modo a respeitar a geometria real da parede. Neste caso, para reflectir a geometria expandida dos blocos, é pertinente o uso da equação (5.67), que traduz a relação entre a rigidez normal da junta fictícia k_n^* de espessura nula e a rigidez normal da junta com espessura finita, k_n, onde, considerando $\nu_m = 0.2$, se obtêm valores de k_n^* cerca de 11% superiores aos obtidos com a equação (5.65) (Colli, 2004).

$$k_n^* = k_n \frac{(1-\nu_m)}{(1-\nu_m - 2\nu_m^2)} \tag{5.67}$$

É oportuno referir que, a definição das propriedades das juntas argamassadas recorrendo a elementos de interface de espessura nula encontra dificuldades acrescidas pelo facto do comportamento exibido nas juntas depender do estado de tensão tridimensional mobilizado na argamassa e das condições de contacto entre os dois materiais (bloco e argamassa), estado de tensão esse que não é traduzido no caso da modelação com elementos de espessura nula.

Por último, em correspondência com os resultados de k_n aferidos nos ensaios de compressão, são também determinados os resultados (indirectos) de k_s resultantes da relação elástica entre os dois valores da rigidez, $k_s = k_n / [(1+2\nu)]$, já apresentada na equação (5.63).

Por outro lado, e a título comparativo, é determinado o módulo de elasticidade da argamassa com base no valor de k_n correspondente aos valores da rigidez normal das juntas argamassadas, recorrendo à equação (5.68), onde h_m corresponde à espessura das juntas argamassadas do prisma ou da parede. Estes resultados são então confrontados com os resultados do módulo de elasticidade da argamassa determinados directamente nos ensaios de compressão em prismas de argamassa.

$$E_m = k_n \times h_m \tag{5.68}$$

Com base no exposto, apresenta-se seguidamente a sistematização da informação recolhida e tratada, relativamente à pedra, às juntas e à argamassa, bom como a discussão e enquadramento dos valores encontrados e os adoptados.

i) Parâmetros mecânicos da pedra

Na Tabela 5.10 incluem-se as propriedades dos blocos de granito em termos de módulo de elasticidade, tensão de rotura à compressão e à tracção, energia de fractura, peso volúmico e coeficiente de Poisson, verificando-se uma razoável concordância das gamas de valores obtidos, o que se justifica dado o material usado em todos os ensaios ser granito, apesar de diferentes qualidades e grau de alteração.

Tabela 5.10: Parâmetros mecânicos dos blocos de pedra de granito.

Referência	E_b (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	G_I (MPamm)	γ (kN/m^3)	ν
GV	20200	69	2.8	0.186	26	0.2
DO	15500	57	3.7	0.11	25	0.2
PVF	17600 - 35200	53.8 - 73.2	3.0 - 4.0	-	26	0.2
SP	16000 - 27000	95	3.5	-	26	0.14
PL	22500 - 58200	38.8 - 68.8	3.4 - 7.0	-	26	0.17 - 0.27

ii) Parâmetros mecânicos das juntas secas

Na Tabela 5.11 apresentam-se os parâmetros das juntas secas obtidos a partir de ensaios de corte em prismas e paredes de alvenaria. No caso de ensaios de corte em provetes constituídos por dois blocos, os valores de k_s referem-se à rigidez de corte aferida directamente de ensaios de corte. No caso de ensaios em prismas e paredes, a rigidez k_s foi estimada através da equação (5.64), apresentada anteriormente.

O número de juntas horizontais referido na Tabela 5.11, para os casos das paredes com as referências DO e GV-*ii*, refere-se ao número de fiadas de juntas horizontais do tipo bloco/bloco mobilizadas no ensaio. Para o caso das paredes ensaiadas na campanha DO, e de acordo com a Figura 5.39, consideraram-se as nove fiadas de juntas horizontais existentes entre as dez fiadas de blocos da parede. Note-se que nesta campanha, a parede foi assente sobre uma camada de argamassa e, no topo, a regularização da superfície foi estabelecida também por meio de uma camada de argamassa; por este motivo as fiadas de juntas da base e do topo não foram contabilizadas para o número de juntas indicado na Tabela 5.11.

No caso das paredes ensaiadas na campanha GV-*ii*, e de acordo com a Figura 5.48, o contacto entre as fiadas na base e no topo e a estrutura do equipamento de ensaio é materializado por interfaces do mesmo tipo (bloco/bloco). Assim, para além das sete fiadas de juntas horizontais, entre as oito fiadas de blocos da parede, foram também consideradas as fiadas na base e no topo da parede, totalizando nove fiadas de juntas horizontais.

Tabela 5.11: Parâmetros das juntas secas aferidos de ensaios de corte em prismas e paredes.

Referência	Superfície das juntas	Número de blocos ou fiadas [dimensões dos blocos em mm]	Número de juntas horizontais	k_s (MPa/mm)	k_{sw} (MPa/mm)	σ_n (MPa)	$tan\phi$
PVF	Rugosa	2 blocos [200x200x75]	1 junta	0.06 0.56 0.97	- - -	0.20 1.20 2.35	0.57
SP	Rugosa	2 blocos [74.4 a 84.2 mm^2] (1)	1 junta	0.10 0.34 0.48 0.88	- - - -	0.00 0.20 0.40 0.80	0.72
LR-*i*	Serrada	2 blocos [80x50x40]	1 junta	0.06 0.09 0.10	- - -	0.50 1.00 1.50	0.63
LR-*ii*	Rugosa	2 blocos [80x50x40]	1 junta	0.03 0.03 0.08	- - -	0.50 1.00 1.50	0.46 (i) 0.74 (f)
GV-*i*	Serrada	2 blocos [80x50x40]	1 junta	21.00 32.00	- -	0.50 0.75	0.64
DO	Serrada	10 fiadas de blocos [200x200x100]	9 fiadas de juntas	0.45 (2) 0.59 (2) 0.87 (2)	0.050 0.065 0.135	0.50 1.00 1.25	
GV-*ii*	Serrada	8 fiadas de blocos [200x200x150]	9 fiadas de juntas	0.57 (2) 0.81 (2) 0.87 (2)	0.063 0.089 0.095	0.50 0.875 1.25	

(1) Superfície de contacto na interface da amostra obtida de carotes de sondagem extraídos da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar.
(2) Valor calculado com base na equação (5.64).

No que se refere aos valores apresentados na Tabela 5.11 verifica-se existir dependência entre a rigidez de corte k_s e a tensão normal na junta sendo que, entre si, os valores de k_s determinados nas campanhas PVF, SP, GV-*ii* e DO apresentam uma razoável concordância da gama de valores; no entanto nos ensaios LR-*i*, LR-*ii* e GV-*i* registam-se valores que diferem dos anteriores de cerca de duas ordens de grandeza. Note-se que, em relação aos resultados dos ensaios GV-*i* e GV-*ii*, realizados com o mesmo tipo de materiais, verifica-se uma diferença entre os resultados de k_s obtidos nos ensaios de corte em prismas e nos ensaios realizados em paredes de cerca de -97%.

De igual modo, na Tabela 5.12 apresentam-se os valores de k_n registados nos ensaios de compressão em prismas de dois e três blocos e paredes de alvenaria de juntas secas. No caso dos valores relativos aos ensaios em paredes e prismas de três blocos, os valores de k_n são determinados a partir da equação (5.66). Para o caso de prismas de dois blocos o valor de k_n corresponde ao valor aferido directamente do ensaio de compressão. Na Tabela 5.12 incluem-se também os valores de k_s em correspondência com os de k_n, resultantes da aplicação da equação (5.63).

Em relação aos valores na Tabela 5.12 verifica-se haver grande dispersão entre a rigidez normal k_n das juntas secas avaliada em cada campanha de ensaios. Relativamente aos resultados da campanha PVF verifica-se que se obtiveram valores de k_n reduzidos, quando comparado com os

restantes. Porém, como referido no Capítulo 4, tais resultados foram avaliados com base numa campanha de ensaios muito reduzida, pelo que os seus resultados devem ser encarados com algumas reservas.

Tabela 5.12: Parâmetros das juntas secas aferidos de ensaios de compressão em prismas e paredes.

Referência	Superfície das juntas	N.º de blocos ou fiadas [dimensões dos blocos em mm]	N.º de juntas horizontais	E_w (MPa)	k_n (MPa/mm)	k_s [3] (MPa/mm)
PVF	Rugosa	2 blocos [200x200x75]	1 junta	-	1.7	0.7
SP	Rugosa	2 blocos [74.4 a 84.2 mm^2] [1]	1 junta	-	6.2	2.6
GV-*iii*	Lisa	3 blocos [150x150x150]	2 juntas	14722	241.0 [2]	101.0
GV-*iv*	Rugosa	3 blocos [150x150x150]	2 juntas	7934	58.1 [2]	24.2
DO	Serrada	10 fiadas de blocos [200x200x100]	9 fiadas de juntas	768	7.2 [2]	3.0
				985	9.5 [2]	3.9
				1202	11.7 [2]	4.9
GV-*ii*	Serrada	8 fiadas de blocos [200x200x150]	9 fiadas de juntas	3294	29.5 [2]	12.3
				4102	38.6 [2]	16.1
				4766	46.8 [2]	19.5

[1] Superfície de contacto na interface da amostra obtida de carotes de sondagem extraídos da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar.
[2] e [3] Valor calculado com base nas equações (5.66) e (5.63), respectivamente.

Verifica-se que os valores da rigidez k_n obtidos nos ensaios SP e DO são idênticos ainda que se refiram a materiais e metodologias de ensaio distintas; na campanha SP foram realizados ensaios de compressão em amostras preparadas a partir dos tarolos de sondagem extraídos de uma construção existente e na campanha DO realizaram-se ensaios de compressão em paredes construídas em laboratório.

Relativamente aos ensaios GV-*iii* e GV-*iv*, realizados em prismas de dois blocos de juntas lisas e rugosas, obtiveram-se valores da rigidez k_n mais elevados; comparando-os com os obtidos nas campanhas referidas anteriormente, verifica-se serem superiores em cerca de duas e uma ordem de grandeza, respectivamente.

Comparando os valores de k_n das campanhas GV-*iii* e GV-*iv*, entre si, verifica-se como expectável, que se obtêm valores da rigidez k_n inferiores no caso de serem consideradas juntas rugosas. Atendendo também aos resultados dos ensaios GV-*ii*, realizados em paredes construídas com material idêntico e juntas serradas, verifica-se que os valores de k_n têm a mesma ordem de grandeza dos ensaios realizados na campanha GV-*iv*.

Por outro lado, comparando os valores de k_s incluídos na linha com a referência GV-*ii* da Tabela 5.11 (resultados directos dos ensaios de corte) com idênticos parâmetros na Tabela 5.12 (resultados indirectos dos ensaios de compressão), verifica-se que, os valores dos primeiros correspondem a cerca de 5% dos valores dos segundos. Em relação às paredes com a referência DO, a

mesma comparação entre parâmetros mostra que os valores de k_s, aferidos com base nos ensaios de corte (Tabela 5.11), correspondem a cerca de 16% dos valores de k_s determinados em função dos resultados aferidos nos ensaios de compressão (Tabela 5.12).

iii) Parâmetros mecânicos das juntas argamassadas

Tal como para as juntas secas, nas Tabelas 5.13 e 5.14 incluem-se os valores de k_n e k_s de juntas argamassadas. Para o efeito, o valor de k_s, incluído na Tabela 5.13, foi determinado usando a equação (5.64) tendo por base resultados de ensaios de corte. Usando os resultados de ensaios de compressão, na Tabela 5.14 incluem-se os valores de k_n das juntas definidos através da equação (5.65) e os correspondentes valores de k_s determinados com base na equação (5.63).

Tabela 5.13: Parâmetros das juntas argamassadas aferidos de ensaios de corte em prismas e paredes.

Referência	Superfície das juntas	N.º de blocos ou fiadas [dimensões dos blocos em mm]	N.º de juntas horizontais	k_s (MPa/mm)	k_w (MPa/mm)	σ_n (MPa)	$tan\phi$
PVF	Rugosa	2 blocos [200x200x75]	1 junta	0.31 0.56 0.47 0.69	- - - -	0.2 0.4 0.8 1.2	0.86 0.74
SP	Rugosa	2 blocos [61.9 a 127.9 mm^2] (1)	1 junta	0.17 a 3.36	-	0.0 a 0.8	1.02 0.86
GV-*v*	Serrada	2 blocos [80x50x40]	1 junta	≈26	-	0.5 a 1.25	0.63 0.78
GV-*vi*	Irregular	6 fiadas de blocos [200x200x188]	7 fiadas de juntas	0.46 (2) 0.56 (2) 0.73 (2)	0.065 0.079 0.103	0.5 0.875 1.25	

(1) Superfície de contacto na interface da amostra obtida de tarolos de sondagem extraídos da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar.
(2) Valor calculado com base na equação (5.64).

Tabela 5.14: Parâmetros das juntas argamassadas aferidos de ensaios de compressão em prismas e paredes.

Referência	Superfície das juntas	N.º de blocos ou fiadas [dimensões dos blocos em mm]	N.º de juntas horizontais	E_w (MPa)	k_n (MPa/mm)	k_s (3) (MPa/mm)
PVF	Rugosa	2 blocos [200x200x75]	1 junta	-	62.0	25.8
SP	Rugosa	2 blocos [61.9 a 127.9 mm^2] (1)	1 junta	-	5.3	2.2
GV-*vii*	Lisa	3 blocos [150x150x150]	2 juntas	4629	25.2 (2)	10.5
GV-*viii*	Rugosa	3 blocos [150x150x150]	4 juntas	1248	10.8 (2)	4.5
GV-*vi*	Irregular	6 fiadas de blocos [200x188x20]	7 fiadas de juntas	3840.8 3863.9 3911.9	27.3 (2) 27.5 (2) 27.9 (2)	11.4 11.4 11.6

(1) Superfície de contacto na interface da amostra obtida de tarolos de sondagem extraídos da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar.
(2) e (3) Valores calculados com base nas equações (5.65) e (5.63), respectivamente.

Relativamente aos resultados de k_s aferidos directamente nos ensaios de corte verifica-se existir boa concordância entre os resultados das campanhas PVF, SP e GV-*vi*; nos ensaios da campanha GV-*v* registaram-se valores mais elevados cerca de duas ordens de grandeza.

Note-se porém que, os ensaios SP referem-se a amostras extraídas de uma construção antiga existente enquanto os ensaios PVF e GV referem-se a ensaios em provetes construídos em laboratório.

De referir também que, nas campanhas PVF e GV se verifica existir dependência entre k_s e a tensão normal, σ_n, enquanto na campanha SP, e de acordo com o relatório publicado sobre os ensaios SP (LNEC, 2000), não se detectou dependência entre k_s e σ_n.

Relativamente aos resultados directos de k_n aferidos dos ensaios de compressão verifica-se existir boa concordância nas campanhas PVF e GV; nos ensaios da campanha SP, em juntas de material extraído de uma construção existente, registaram-se valores mais reduzidos.

Para as paredes GV de juntas irregulares, a análise dos valores das Tabelas 5.13 e 5.14 permite verificar que os resultados da rigidez de corte, k_s, determinados directamente com base nos ensaios de corte (Tabela 5.13) usando a equação (5.64), correspondem a cerca de 5% dos resultados indirectos de k_s avaliados com base nos ensaios de compressão (Tabela 5.14) através da equação (5.63); constata-se ainda que esta relação, entre os resultados directos e indirectos de k_s, é idêntica à encontrada para as paredes de juntas secas.

iv) Parâmetros mecânicos da argamassa

Finalmente, na Tabela 5.15 apresentam-se as propriedades da argamassa usada na construção da Ponte de Vila Fria e nas paredes ensaiadas por (Vasconcelos, 2005), em termos de resistência à flexão, compressão e módulo de elasticidade aferidos em ensaios sobre provetes constituídos unicamente por argamassa; os valores relativos à Ponte de Vila Fria foram já apresentados e discutidos anteriormente no Capítulo 4. Na Tabela 5.16 incluem-se as propriedades das argamassas aferidas de ensaios de compressão em prismas de alvenaria. Para o efeito foi determinado o valor do módulo de elasticidade da argamassa recorrendo à equação (5.68), em que k_n corresponde aos valores da rigidez normal das juntas argamassadas de espessura h_m relativos aos prismas ou paredes apresentados anteriormente na Tabela 5.14.

Tabela 5.15: Resultados dos ensaios de flexão e compressão da argamassa.

Provete	Resistência à flexão (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (30%-60%) (MPa)	Módulo de Elasticidade (10%-30%) (MPa)
PVF	1.7/0.92	6.86/6.06	941/992	412/408
GV	-	5.48	-	-

Tabela 5.16: Propriedades das argamassas aferidas de ensaios de compressão em prismas de alvenaria.

Referência	Superfície das juntas	Número de blocos ou fiadas [dimensões dos blocos em mm]	Número de juntas horizontais [espessura em mm]	k_n (MPa/mm)	E_m (MPa)
PVF	Rugosa	2 blocos [200x200x75]	1 junta [7]	64	448
GV-*i*	Lisa	3 blocos [50x150x150]	2 juntas [10]	25.2 (1)	252
GV-*ii*	Rugosa	3 blocos [150x150x150]	4 juntas [10]	10.8 (1)	108
GV-*iii*	Irregular	6 fiadas de blocos [200x188x20]	7 fiadas de juntas [10]	27.3 (1) 27.5 (1) 27.9 (1)	273 275 279

(1) Valor calculado com base na equação (5.68)

Considerando que as argamassas usadas nas duas campanhas experimentais poderão ter um comportamento potencialmente semelhante, dado serem ambas argamassas prontas actualmente disponíveis no mercado, no caso da PVF, como se referiu no Capítulo 4, comercializada pela SECIL (2005) e no caso das paredes GV comercializada pela BETTOR (2007), e atendendo aos valores de E_m apresentados na Tabela 5.16, verifica-se que são similares aos valores de E_m estimados para o intervalo entre 10% e 30 % da resistência à compressão apresentados na Tabela 5.15. No entanto através da análise das curvas de compressão em prismas de alvenaria verifica-se que os ramos de carga dos primas GV-*i* e GV-*ii*, exibem comportamento linear até muito próximo do pico.

De acordo com a equação (5.68) e para a estratégia de modelação das paredes GV baseada nos valores da Tabela 5.8-b o módulo de elasticidade da argamassa E_m vale cerca de 300 MPa; já no caso em que se usam os valores da Tabela 5.8-c vale 52 MPa, portanto muito abaixo dos valores apresentados na Tabela 5.16. Note-se ainda que, para o conjunto de valores da Tabela 5.8-b, a relação entre k_n e k_s não verifica a relação elástica traduzida na equação (5.63).

v) Enquadramento dos parâmetros usados na simulação das paredes DO

Relativamente à simulação das paredes DO foram usados os resultados de k_n e k_s (ver Tabela 5.6) aferidos dos ensaios de compressão tendo-se obtido uma razoável concordância entre a resposta numérica e a resposta experimental.

Refira-se que, os valores de k_n e k_s foram determinadas usando as equações (5.62) e (5.63). Nestas equações, k_n é definida considerando a parede como uma associação em série de molas, considerando as características de uma célula de alvenaria constituída por uma junta e um bloco, enquanto que, no cálculo dos valores de k_n, incluídos na Tabela 5.12, se considera a parede como uma associação em série de molas constituídas pelas diversas fiadas de blocos e juntas e consideradas as condições fronteira para contabilizar o número de juntas da associação. Na verdade, considerando na equação (5.66) dez fiadas de juntas horizontais em vez das nove contabilizadas, obtêm-se os mesmos resultados da equação (5.62).

Porém, as diferenças entre os dois conjuntos de resultados são reduzidas, sendo os valores de k_n determinados com base na equação (5.62) cerca de 11% superiores os determinados com a equação (5.66).

vi) Enquadramento dos parâmetros usados na simulação das paredes PA1

No que se refere à, simulação numérica das paredes PA1 usando os valores do parâmetros das juntas da Tabela 5.12, verificaram-se níveis de resistência e rigidez mais elevados que os aferidos nos ensaios. Por esse motivo, foram modificados os valores dos parâmetros num processo de tentativas com o objectivo de aproximar numericamente os resultados experimentais. Os valores adoptados para os parâmetros k_n e k_s (Tabela 5.7-b) correspondem a 18% dos valores da Tabela 5.12, que, saliente-se, têm a mesma ordem de grandeza dos parâmetros usados na simulação das paredes DO.

vii) Enquadramento dos parâmetros usados na simulação das paredes PA2

Reportando agora alguns resultados de várias tentativas de simulação numérica das paredes PA2 (junta argamassada), refira-se que, usando os valores de k_n e k_s apresentados na Tabela 5.14, a resposta numérica exibiu um comportamento global mais rígido e controlado essencialmente por mecanismos de *rocking*.

Considerando, posteriormente, os dois conjuntos de valores apresentados nas Tabelas 5.8-a1,b1 e 5.8-a2,b2 obtiveram-se os resultados numéricos apresentados na secção 5.4.6.5, que mostraram boa concordância com experimentais. Relativamente ao primeiro conjunto de parâmetros (Tabela 5.8-a1,b1), pretendeu-se respeitar os valores de k_n e k_s determinados com base na resposta global da parede de juntas preenchidas com argamassa correspondentes, respectivamente, aos ensaios de compressão e de corte com a referência GV-*iv* nas Tabelas 5.14 e 5.13; valores esses que tiveram de ser ligeiramente ajustados de modo a reproduzir a resposta global da parede.

No segundo caso (Tabela 5.8-a2,b2) os valores de k_n e k_s usados na simulação das paredes PA2 correspondem a 20% dos valores apresentados na Tabela 5.14, percentagem essa que resulta ser semelhante à usada nos parâmetros k_n e k_s correspondentes à simulação das paredes PA1 (18%) incluindo, posteriormente, de acordo com a equação (5.67), um agravamento de 11% para ter em conta a geometria expandida dos blocos considerada no modelo das paredes PA2.

5.5 – MODELOS CONSTITUTIVOS DOS ENCHIMENTOS

O comportamento dos materiais do tipo granular, usados no enchimento, é caracterizado por exibir reduzida resistência à tracção e cedência por corte devida ao deslizamento e rolamento entre partículas e, como referido no Capítulo 2, pode ser traduzido por um critério de atrito do tipo Mohr-Coulomb.

Neste tipo de materiais é ainda frequente observar-se alguma reserva de resistência associada aos fenómenos de galgamento entre as partículas e, no caso de se tratarem de materiais estruturados, à desestruturação das ligações interpartículas, diminuindo estes fenómenos à medida que se aumenta a tensão de consolidação (Fonseca, 1996). Este aspecto do comportamento pode ser equacionado através do ajuste aos pontos de pico de uma envolvente de rotura curvilínea com o ângulo de atrito variável, associado a um ângulo de dilatância.

Porém, na programação dos algoritmos usados para traduzir a evolução das leis de comportamento dos materiais, a utilização de uma lei não linear acarreta especificidades mais complexas pelo que é usual adoptar-se a envolvente de rotura linear de Morh-Coulomb e os efeitos decorrentes do imbricamento serem traduzidos através da adopção de um parâmetro de coesão não nulo e de adequadas leis de escoamento plástico definidas através do ângulo de dilatância.

Assim, a utilização de uma parcela não nula para a coesão na envolvente de Mohr-Coulomb, no caso de solos granulares, corresponde a uma coesão aparente, constituindo no entanto uma via mais simples em termos da programação dos algoritmos associados à descrição dos modelos constitutivos para incluir a reserva de resistência observada na gama das tensões normais baixas.

A utilização de uma função de escoamento plástico adequada (não associado) permite incluir a contribuição da dilatância na resistência e aproximar de forma correcta a variação de volume durante o processo de deformação (Sousa, 1998). No caso do ângulo de dilatância ser zero o escoamento tem a direcção do escorregamento e a deformação na direcção perpendicular não é alterada pelo que não há variação de volume. Quando o ângulo de dilatância é diferente de zero o escorregamento é acompanhado de deformação na direcção perpendicular, havendo variação de volume. Assim, um valor adequado do ângulo de dilatância conduz a um aumento da resistência na direcção perpendicular ao escorregamento.

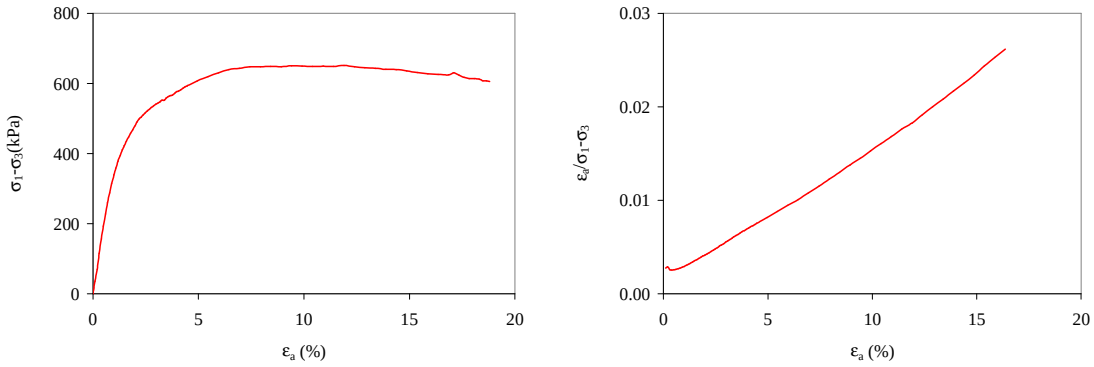
No contexto da teoria da plasticidade estabelecida pelo endurecimento/amolecimento da superfície de cedência, e a fim de aproximar o comportamento observado, a evolução da fase plástica pode ser determinada por modelos elasto-plásticos perfeitos, com endurecimento ou amolecimento linear ou através de leis de endurecimento/amolecimento (ver secção 5.3.1.1). A utilização de modelos elasto-plásticos perfeitos ou com endurecimento ou amolecimento linear constitui todavia uma via simples para representar o comportamento do material, uma vez que a evolução da superfície de cedência é determinada por um único parâmetro em vez de ser utilizada uma lei constitutiva na direcção do escoamento. Neste contexto insere-se o modelo de Drucker-Prager, que foi usado no âmbito deste trabalho conforme será descrito no ponto seguinte.

No contexto da mecânica dos solos existem outros modelos elasto-plásticos, mais detalhados, com plasticidade e endurecimento como o modelo de Cam-Clay que, baseado na teoria dos estados críticos, permite incluir as não linearidades exibidas pelo material decorrentes da alteração do índice de vazios, ou o modelo de Lade que utiliza duas superfícies de plastificação e que considera a fase plástica das deformações dividida em duas componentes, uma de contracção, que procura traduzir o efeito de carregamentos isotrópicos, e outra, chamada de expansão, que pretende representar o efeito da tensão de desvio e que controla a rotura e o comportamento dilatante do material (Sousa, 1998).

O modelo hiperbólico, outro tipo de modelo, mais simples, adequado para solos, consiste num modelo elástico não linear que resulta da linearização da curva tensão *versus* deformação obtida em ensaios de compressão triaxial convencionais através da expressão (5.69):

$$\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\varepsilon_a \tag{5.69}$$

onde σ_1 e σ_3 representam as maior e menor tensões principais, ε_a é a deformação axial do provete e as constantes *a* e *b* são, respectivamente, a ordenada na origem e a inclinação da recta que melhor se ajusta aos pares de valores $(\varepsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon_a)$ obtidos de um dado ensaio; a constante *a* é identificada como o inverso do módulo de deformabilidade tangente inicial (Sousa, 1998). Na Figura 5.58 apresenta-se a título de exemplo a representação hiperbólica da curva de comportamento obtida no ensaio triaxial do provete 1/C constituído por *tout-venant* (ver secção 4.4.2.2), quer num gráfico directo $(\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_a)$ (Figura 5.58-a) quer num gráfico de escala modificada $(\varepsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon_a)$ (Figura 5.58-b).



a) b)

Figura 5.58: Representação hiperbólica da curva tensões-extensões. Curva real (a) e transformada (b) do provete 1/C.

Nos parágrafos seguintes descrevem-se os aspectos principais relativos ao modelo de Drucker-Prager que foi usado, no contexto deste trabalho, para simular o comportamento do material de enchimento (tipo *tout-venant*) exibido nos ensaios triaxiais e posteriormente na simulação estrutural das pontes em arco de alvenaria de pedra.

Neste contexto é ainda considerado o caso do comportamento de materiais de enchimento do tipo coesivo, como o que foi usado na camada superior da ponte de Vila Fria, em que foi adicionado ao *tout-venant*, usado no enchimento, 7% de cimento. Como será referido mais adiante, neste caso o modelo de Drucker-Prager é ainda adequado para representar o comportamento do material, que dadas as ligações de adesão estabelecidas pelo cimento adicionado, exibiu resistência de pico seguida de amolecimento. O modelo de dano apresentado na secção 5.3.1.2 é também usado para representar o comportamento exibido nos ensaios triaxiais deste tipo de material.

5.5.1 – Modelo de DRUCKER_PRAGER

O modelo de Drucker-Prager implementado no CAST3M é um modelo clássico elasto-plástico com endurecimento ou amaciamento linear em que a evolução plástica pode ser associada ou não associada sendo a função de cedência definida pela condição (5.70),

$$f(\sigma) = \alpha I_1 + \sqrt{3J_2} - k \tag{5.70}$$

onde I_1 e J_2 são, respectivamente, o primeiro invariante das tensões e o segundo invariante das tensões de desvio.

Os parâmetros α e k são parâmetros do material e obtêm-se facilmente a partir dos parâmetros ϕ e c da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb considerando as relações expressas nas equações (5.71) e (5.72), respectivamente.

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{(3-\sin\phi)} \tag{5.71}$$

$$k = \frac{6c\cos\phi}{(3-\sin\phi)} \tag{5.72}$$

Alternativamente podem ser também obtidos a partir dos valores da resistência à compressão f_c e tracção f_t (em módulo) considerando as equações (5.73) e (5.74) onde r expressa a relação entre f_c e f_t.

$$\alpha = \frac{(r-1)}{(r+1)} \tag{5.73}$$

$$k = \frac{2f_c}{(r+1)} \tag{5.74}$$

$$\text{com } r = \frac{f_c}{f_t} \text{ e } f_c > f_f \tag{5.75a} \qquad (5.75b)$$

Considerando as equações (5.71) a (5.75) é possível escrever as relações (5.76) e (5.77) entre os valores das resistências f_t e f_c e os parâmetros α e k:

$$f_t = \frac{k}{\alpha+1} \tag{5.76}$$

$$f_c = \frac{k}{1-\alpha} \tag{5.77}$$

Neste modelo a função de potencial plástico é definida na equação (5.78),

$$g(\sigma) = \gamma I_1 + \sqrt{3J_2} \tag{5.78}$$

onde

$$\gamma = \frac{2\sin\psi}{(3-\sin\psi)} \tag{5.79}$$

e permite que seja usado um ângulo de dilatância ψ diferente do ângulo de atrito ϕ (plasticidade não associada) de modo a controlar a variação volumétrica associada ao escoamento plástico.

O parâmetro de endurecimento H, presente em valor algébrico na equação (5.80), determina a evolução da superfície de cedência.

$$\dot{k} = H\,\dot{\varepsilon}_p \tag{5.80}$$

5.5.2 – Simulação numérica dos ensaios triaxiais

O modelo de Drucker-Prager foi usado para a simulação do comportamento observado nos ensaios triaxiais dos materiais de enchimento constituídos por *tout-venant* e *tout-venant* com cimento, idêntico ao usado, respectivamente nas camadas inferior e superior da ponte de Vila Fria. O modelo encontra-se implementado no programa CAST3M com a designação DRUCKER_PRAGER, sendo usado correntemente para simular o comportamento de solos granulares. No caso do material constituído por *tout-venant* com cimento utilizou-se também o modelo de dano contínuo inicialmente desenvolvido por Faria (Faria, 1994) para simular o comportamento de estruturas de betão que está também implementado no programa CAST3M sob a designação de DAMAGE_TC.

Os valores dos parâmetros do modelo foram identificados a partir dos resultados experimentais apresentados no Capítulo 4 e a respectiva calibração foi obtida comparando os resultados da simulação numérica e os resultados experimentais, conforme se apresenta nos parágrafos seguintes.

i) Calibração dos parâmetros dos ensaios em amostras de tout-venat

Para o caso do material constituído unicamente por *tout-venant* (Figura 4.62-a) consideraram-se quatro situações para descrever a fase plástica por via da utilização do modelo DRUCKER PRAGER. Em dois dos casos optou-se por definir um comportamento elasto-plástico perfeito; noutro caso definiu-se um ramo de endurecimento linear e por último considerou-se um ramo de amaciamento.

Na Tabela 5.17 incluem-se os correspondentes parâmetros de modelação, onde o módulo de deformabilidade, considerado idêntico para os casos em estudo, corresponde ao valor médio dos valores determinados nos três ensaios triaxiais conforme apresentado no Capítulo 4 na Tabela 5.32.

Para o caso em que é definido um comportamento elasto-plástico perfeito, o comportamento do material, em termos das relações tensão-deformação, é caracterizado por um patamar residual após a fase inicial linear elástica.

Num dos casos (Tabela 5.17-a) o ângulo de atrito e a coesão correspondem aos valores de pico determinados através da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (expressão (4.23)) e no outro (Tabela 5.17-b) foram considerados os valores residuais (expressão (4.24)).

No caso em que se considerou endurecimento linear os parâmetros da envolvente de Mohr-Coulomb (ver Tabela 5.17-c) foram determinados com base nos pares de pontos (σ,τ) correspondentes ao início da fase plástica registados nas curvas de comportamento tensão-deformação de

cada ensaio triaxial, definido para a gama de tensões de desvio correspondentes a 60% dos respectivos valores de pico. O parâmetro de endurecimento foi definido de modo que a evolução na fase plástica descreva, em termos de evolução tensão de desvio *versus* deformação axial, um ramo ajustado às curvas experimentais definido por módulo de deformabilidade de 5.6 MPa.

Finalmente, no caso em que se considerou um ramo de amaciamento, a transição entre a fase elástica e a fase plástica é determinada através da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb também definida para o primeiro caso (expressão (4.23)). Na fase plástica a relação tensão-deformação é determinada por um parâmetro de amaciamento linear (ver Tabela 5.17-d) a que corresponde um módulo de deformabilidade de 0.3 MPa. Nos quatro casos considerou-se escoamento plástico não associado com o ângulo de dilatância definido por $\psi = 6^{o}$.

Na Figura 5.59 apresentam-se os correspondentes resultados das quatro simulações numéricas referidas nos parágrafos anteriores, para as três amostras 1/A, 1/B e 1/C de *tout-venant*, em termos das tensões de desvio *versus* deformação axial. Na Figura 5.60 incluem-se os correspondentes gráficos relativos à deformação volumétrica *versus* deformação axial para os mesmos quatro casos de modelação, onde as curvas referentes às simulações estão legendadas com a referência DP.

Tabela 5.17: Parâmetros constitutivos do modelo Drucker Prager para o *tout-venant*. a) Modelo elasto-plástico perfeito com parâmetros de resistência de pico, b) idem com parâmetros de resistência residual, c) elásto-plástico com endurecimento linear e d) com amaciamento linear.

		a)	b)	c)	d)	
Módulo de deformabilidade	E	30.2	30.2	30.2	30.2	(MPa)
Coeficiente de Poisson	ν	0.33	0.33	0.33	0.33	
Ângulo de atrito	ϕ	41.6	41.7	35.5	41.6	(^{o})
Coesão	c	13.1	0.0	9.4	13.1	(kPa)
Dilatância	ψ	6.0	6.0	6.0	6.0	(^{o})
Módulo de endurecimento	H	0.0	0.0	3.0	-1.2.0	(MPa)

Como resultado da análise da resposta determinada na simulação numérica, nas estratégias correspondentes aos gráficos a), b) e d) da Figura 5.59 verifica-se que a fase não linear que antecede o pico da resposta, exibida nos ensaios triaxiais, não é bem traduzida no modelo. Quando é activado endurecimento linear (Figura 5.59-c), obtém-se uma melhor aproximação nesta fase (não linear) do comportamento mas o modelo é apenas válido para deformações inferiores a 1.2, 2.5 e 3.6 %, respectivamente para os ensaios 1/A, 1/B e 1/C, dado que para além daqueles limites de deformação o comportamento exibido nos ensaios (caracterizado por um patamar residual com algum amolecimento) não é traduzido na modelação. Por essa razão, a referida modelação apenas deverá ser usada para simular o comportamento de estruturas nos casos em que os níveis de deformação estejam abaixo daqueles limites.

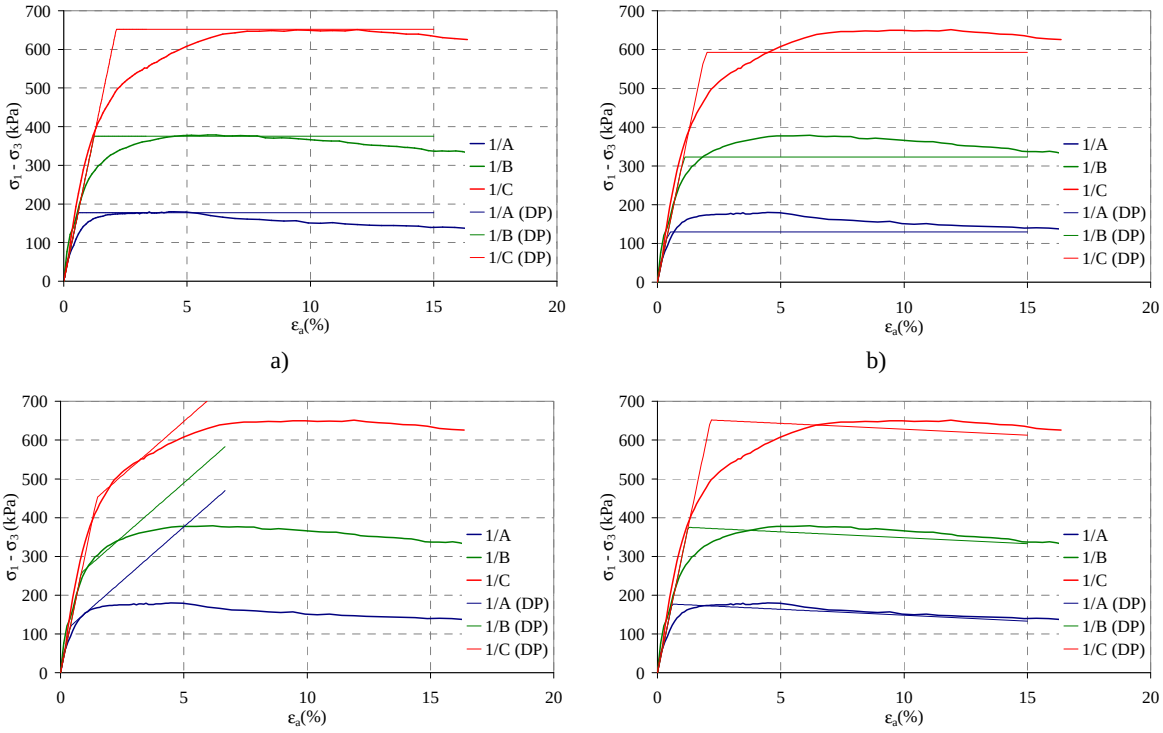


Figura 5.59: Tensões de desvio *versus* deformação axial. Simulação numérica dos ensaios triaxiais em provetes de tout-venant, usando o modelo de Drucker Prager com comportamento elasto-plástico em resistência de pico (a), em resistência residual (b), elásto-plástico com endurecimento (c) e com amaciamento linear (d).

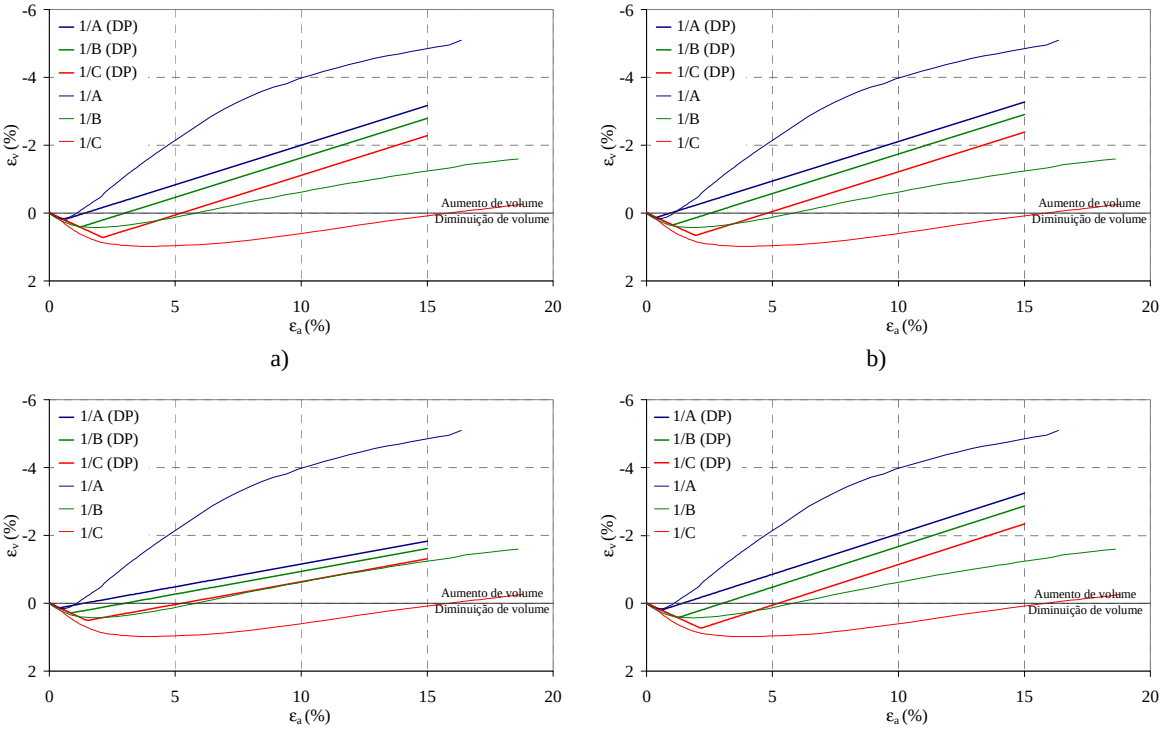


Figura 5.60: Deformação volumétrica *versus* deformação axial.
(Resultados correspondentes às quatro simulações apresentadas na Figura 5.59).

A variação volumétrica parece acompanhar razoavelmente a tendência esperada até níveis de deformação baixos, tal como atrás mencionado. Para os níveis de deformação mais elevados o modelo tem naturalmente a limitação de considerar uma dilatância constante, que na realidade não acontece.

De entre as estratégias apresentadas, a escolha dos parâmetros de modelação a usar no contexto da simulação do comportamento do enchimento de pontes de alvenaria basear-se-á no nível de tensões e deformações esperado na estrutura.

No sentido de avaliar o desempenho do modelo considerando os quatro casos de modelação considerados na Tabela 5.17, sob um carregamento cíclico em compressão e tracção, apresentam-se nos gráficos da Figura 5.61 os resultados obtidos considerando uma história de deslocamentos verticais reversíveis, prescritos na face superior do provete. Inicialmente foram aplicados deslocamentos no sentido de encurtamento da amostra, desde 0 mm até 5 mm, seguindo-se uma fase em que se reverteu o sentido do deslocamento vertical até se alcançar -3 mm e finalmente voltou-se a aplicar deslocamentos no sentido do encurtamento da amostra até se atingir 8 mm.

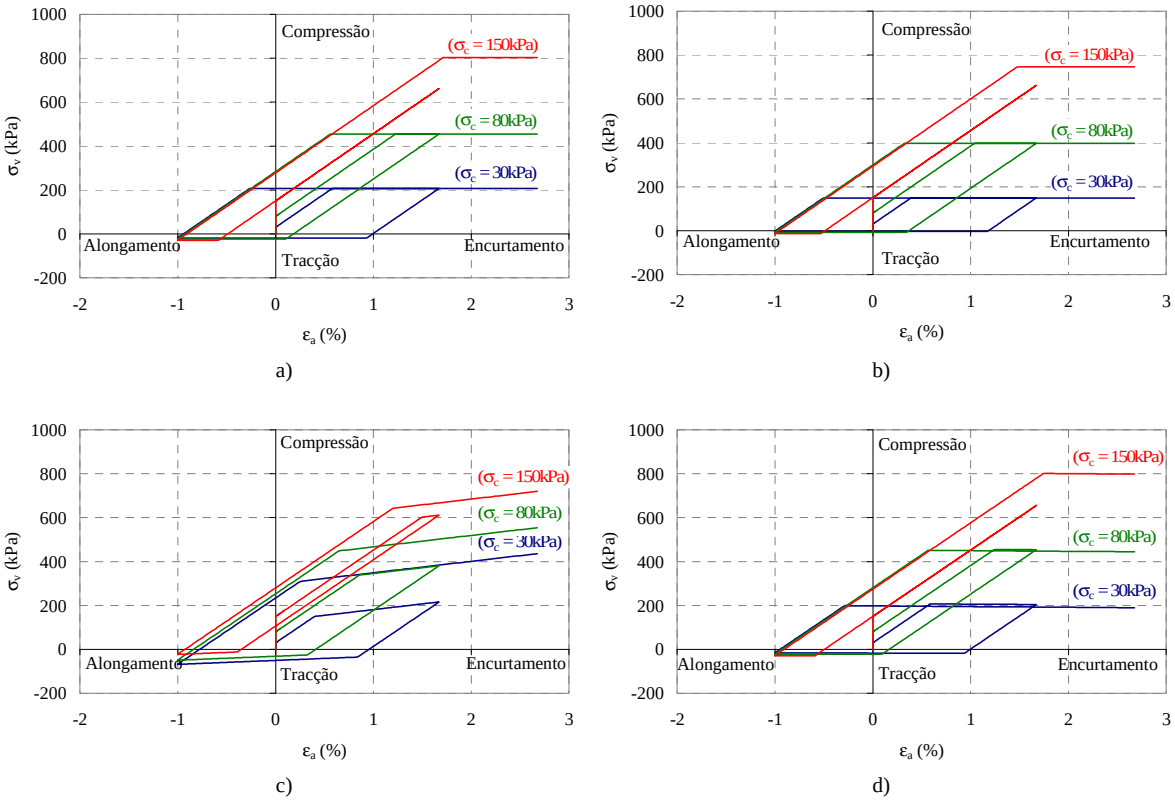


Figura 5.61: Tensão vertical *versus* deformação axial. Resposta a uma história de deslocamentos verticais reversíveis usando o modelo de Drucker-Prager com comportamento elasto-plástico em resistência de pico (a), em resistência residual (b), elásto-plástico com endurecimento (c) e com amaciamento linear (d).

A resposta ilustrada nos gráficos da Figura 5.61 permite evidenciar que em tracção e compressão é usado o mesmo critério de endurecimento/amaciamento através do parâmetro de endurecimento linear (endurecimento cinemático). Verificando-se também que as descargas em tracção e compressão seguem a rigidez elástica. Comparando a resposta ilustrada nos gráficos das Figuras 4.64-a e 4.64-d verifica-se reduzida influência do parâmetro de amaciamento definido no caso da Figura 5.61-d.

ii) Calibração dos parâmetros dos ensaios em amostras de* tout-venant *e cimento

O comportamento exibido nos ensaios triaxiais pelas amostras de *tout-venant* com adição de cimento (Figura 4.62-c) foi simulado numericamente recorrendo ao modelo de Drucker Prager, apresentado na secção 5.5.1, considerando os parâmetros de modelação incluídos na Tabela 5.18.

O valor do módulo de deformabilidade foi definido com base na média dos valores observados nos ensaios triaxiais (ver Tabela 4.32).

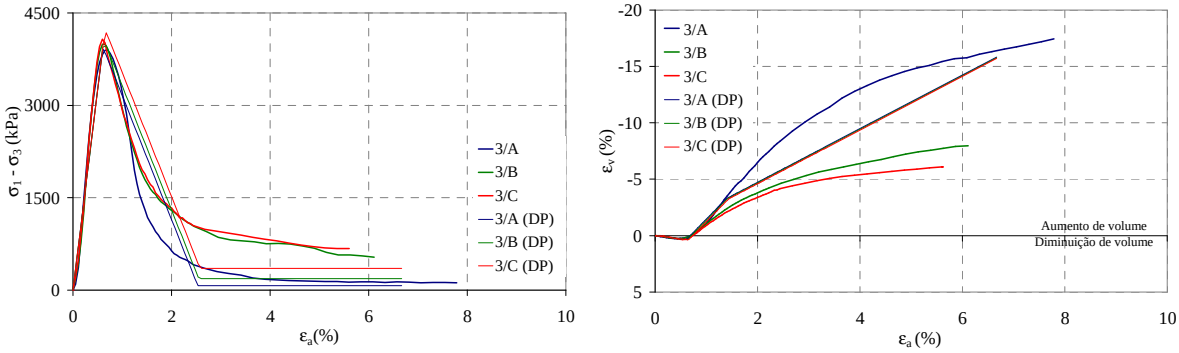
O ângulo de atrito e a coesão correspondem aos parâmetros da envolvente de Mohr-Coulomb determinada na expressão (4.25). O módulo de endurecimento foi definido com base nos resultados dos ensaios triaxiais de forma a reproduzir o comportamento traduzido em termos das relações tensão de desvio *versus* deformação axial como mostra a Figura 5.62. O coeficiente de Poisson e ângulo de dilatância definidos no modelo (Tabela 5.18) pretendem traduzir o comportamento deformacional exibido nos ensaios triaxiais (Figura 5.62). Neste contexto o coeficiente de Poisson traduz a relação entre as deformações radial e axial exibidas na fase elástica e o ângulo de dilatância traduz a relação entre as deformações axial e volumétrica (expressão (4.21)) na fase plástica.

Tabela 5.18: Parâmetros constitutivos do modelo de Drucker Prager para o *tout-venant* com 7% de cimento.

Módulo de elasticidade	E	673	(MPa)
Ângulo de atrito	ϕ	32.9	(º)
Coesão	c	1.05	(MPa)
Coeficiente de Poisson	ν	0.2	
--Ângulo de dilatância	ψ	32.9	(º)
Módulo de endurecimento	H	-74.0	(MPa)

Na Figura 5.62 apresenta-se resposta em termos da relação entre as tensões de desvio *versus* deformações axiais correspondentes à simulação numérica dos ensaios triaxiais em provetes de *tout-venant* com adição de 7% de cimento usando o modelo de Drucker Prager.

Na Figura 5.63 mostra-se a resposta em termos da evolução da tensão vertical com a deformação axial considerando a história de deslocamentos verticais prescritos cíclicos usada nos casos anteriormente apresentados.



a) b)

Figura 5.62: Tensões de desvio *versus* deformações axiais (a). Deformação volumétrica *versus* deformação axial (b). Simulação numérica dos ensaios triaxiais em provetes de *tout-venant* com adição de 7% de cimento usando o modelo de Drucker Prager.

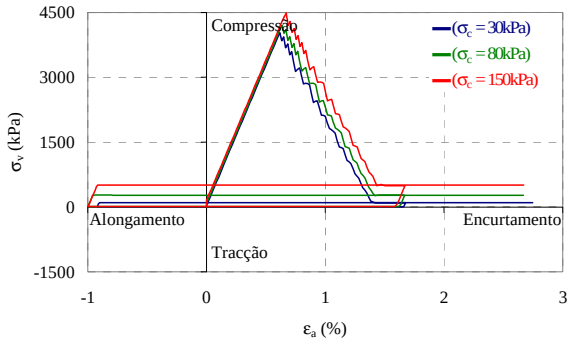


Figura 5.63: Tensão vertical *versus* deformação axial.

No sentido de avaliar as potencialidades do modelo de dano em tracção e compressão com plasticidade (Faria, 1994), apresentado na secção 5.3.1.2 e implementado no programa de cálculo CAST3M usado no contexto deste trabalho, a simulação dos ensaios triaxiais e do comportamento para a história de deslocamentos verticais cíclicos anteriormente considerada foi também realizada usando este modelo com os parâmetros constitutivos incluídos na Tabela 5.19.

Os valores da resistência à tracção e compressão foram definidos com base nas expressões (5.77) e (5.78) tendo por base os parâmetros da envolvente de Mohr-Coulomb determinada na expressão (4.25). As leis de endurecimento em tracção e compressão foram calibradas com base nos resultados dos ensaios triaxiais de forma a reproduzir o comportamento traduzido em termos das relações tensão de desvio *versus* deformação axial como mostra a Figura 5.62.

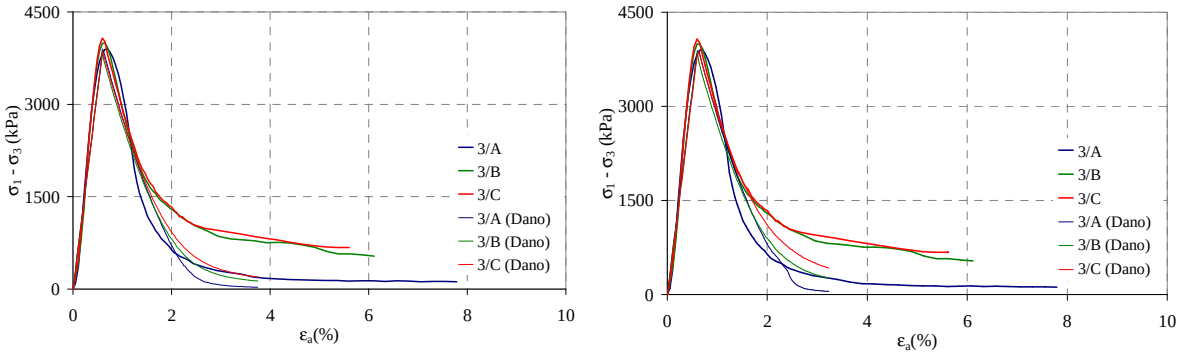
Para definição do parâmetro de deformação plástica, β, optou-se por definir dois cenários dado não se dispor informação experimental sobre das leis de descarga/recarga do material em estudo. Num dos cenários não foi activada plasticidade (Tabela 5.19-a) e no outro foi activada plasticidade considerando para β um valor de 0.76.

Tabela 5.19: Parâmetros constitutivos do modelo de dano para o *tout-venant* com 7% de cimento com (a) e sem (b) plasticidade.

		a)	b)	
Módulo de elasticidade	E	650	650	(MPa)
Coeficiente de Poisson	ν	0.2	0.2	
Resistência última em compressão	f_c^-	3.8	3.8	(MPa)
Tensão limite elástica em compressão	f_0^-	3.8	3.8	(MPa)
Resistência à tracção	f_t^+	1.5	1.5	(MPa)
Parâmetro de deformação plástica	β	0.0	0.76	

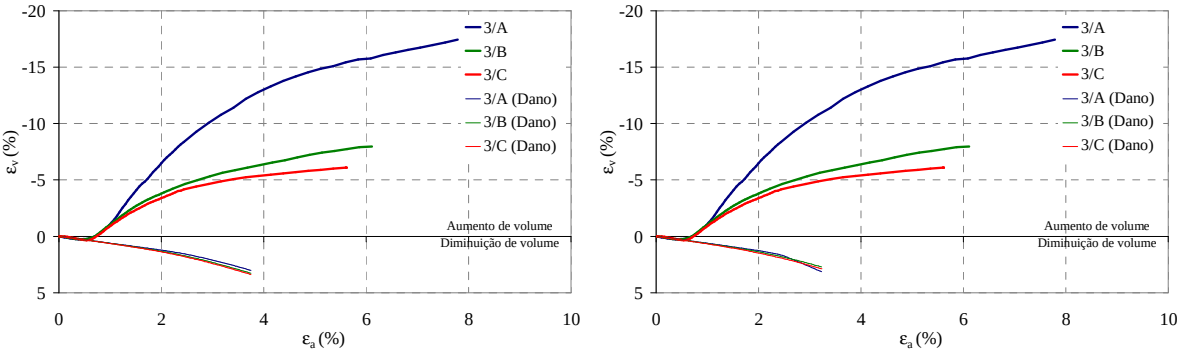
Na Figura 5.64 mostra-se a resposta em termos das tensões de desvio *versus* deformações axiais obtida na simulação numérica dos ensaios triaxiais em amostras de tout-venant com 7% de cimento, usando o modelo de dano em tracção e compressão sem activar plasticidade (Figura 5.64-a) e activando plasticidade (Figura 5.64-b). Nos gráficos da Figura 5.65 apresentam-se os correspondentes resultados em termos da deformação volumétrica *versus* deformação axial.

Atendendo à variação volumétrica registada nas simulações numéricas (ver Figura 5.65) verifica-se que o comportamento dilatante (aumento de volume) exibido nos ensaios triaxiais após o pico de resistência não está bem aproximado no modelo numérico, onde a evolução da deformação volumétrica exibe sempre tendência para diminuição de volume (contracção). Nos modelos de dano a plasticidade é formulada com base na teoria da plasticidade generalizada (Zienkiewic e Taylor, 1989), onde a variação das deformações plásticas é proporcional à variação das deformações totais e dependente da matriz elasticidade, $\boldsymbol{D}_0$, das tensões efectivas, $\overline{\boldsymbol{\sigma}}$, e do parâmetro de plasticidade, β. Esta formulação está bem adaptada para simular o comportamento de estruturas de betão, que exibem reduzida variação volumétrica. No entanto, para o material de enchimento das pontes de alvenaria de pedra, um material que exibe dilatância e cujo estado de deformação influencia o seu comportamento, esta limitação do modelo tem implicações na representação do mecanismo de transmissão de cargas do enchimento para os tímpanos que depende do comportamento deformacional do material de enchimento.



a) b)

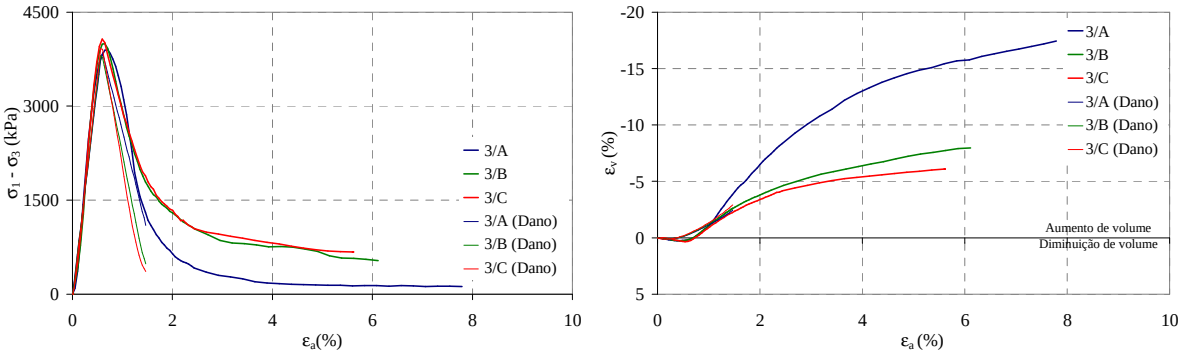
Figura 5.64: Tensões de desvio *versus* deformações axiais. Simulação numérica dos ensaios triaxiais usando o modelo de dano com (a) e sem (b) plasticidade.



a) b)

Figura 5.65: Deformação volumétrica *versus* deformação axial. Simulação numérica dos ensaios triaxiais usando o modelo de dano com (a) e sem (b) plasticidade.

No sentido aproximar os resultados da deformação volumétrica calculados e os exibidos nos ensaios triaxiais, procedeu-se a uma adaptação do modelo implementado em CAST3M que consistiu em baixar o valor do coeficiente de Poisson para 0.075 e determinar as deformações plásticas em função de uma nova matriz, adaptada para o caso em estudo, em vez de usar a matriz elasticidade, $\boldsymbol{D}_0$, como acontece no algoritmo original. Trata-se de uma matriz diagonal (6x6) cujos temos no primeiro quadrante (3x3) se relacionam com o módulo de elasticidade e os termos do quarto quadrante (3x3) se referem ao módulo de distorção. Os resultados obtidos por esta via apresentam-se Figura 5.66 em termos da tensão vertical *versus* deformação axial e da deformação volumétrica *versus* deformação axial, verificando-se que a alteração no algoritmo e no parâmetro de entrada do coeficiente de Poisson permitiram simular o comportamento dilatante do material. Na simulação deste ensaio verificaram-se dificuldades na verificação dos critérios de convergência, tendo o processo sido interrompido por falta de convergência para um valor da deformação inferior ao obtido nas simulações anteriores.

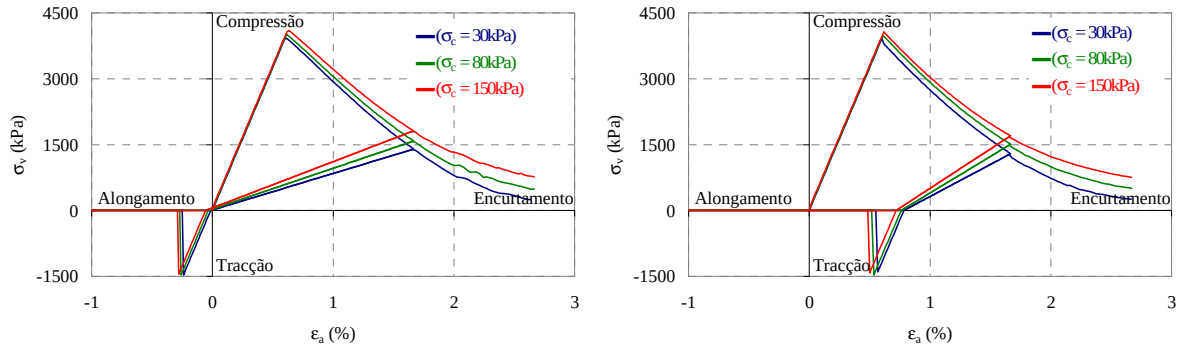


a) b)

Figura 5.66: Tensão vertical *versus* deformação axial (a) e Deformação volumétrica *versus* deformação axial (b).

Em relação à alteração referida nos parágrafos anteriores saliente-se que não foram efectuadas verificações adicionais relativas aos critérios do modelo por sair fora do âmbito deste trabalho pelo que se optou por não usar o modelo de dano na simulação do enchimento da ponte de Vila Fria.

Na Figura 5.67 mostra-se a evolução da tensão vertical *versus* deformação axial registada para uma história de deslocamentos verticais cíclicos em compressão e tracção, idêntica à considerada nos resultados da Figura 5.61. No caso das análises correspondentes aos resultados da Figura 5.67-a, o parâmetro de deformação plástica (que permite activar plasticidade em compressão) foi considerado zero e, no caso da Figura 5.67-b, usou-se um valor de $\beta = 0.76$.



a) b)

Figura 5.67: Tensões de desvio *versus* deformações axiais. Resposta a uma história de deslocamentos verticais cíclicos com (a) e (b) sem plasticidade.

A existência de dois critérios de dano, um em tracção e o outro em compressão, permite considerar leis de endurecimento distintas em tracção e compressão, verificando-se assim, de acordo com a Figura 5.67, que o modelo permite traduzir adequadamente a relação entre a tensão de corte e a tensão normal e a limitação da resistência no domínio de tracção.

No domínio de compressão desactivando a plasticidade, $\beta = 0$, os ramos de descargas apontam para a origem e não ocorrem deformações plásticas como mostra a Figura 5.67-a. Activando plasticidade, Figura 5.67-b, a rigidez (danificada) dos ramos de descarga dependem do índice de dano e do parâmetro β.

No domínio de tracção não é possível activar deformações plásticas (os ramos de descarga apontam para a origem). Na passagem do regime de tracção para compressão, as tensões de compressão são mobilizadas após ser alcançada a deformação residual plástica de compressão (fecho da fenda).

5.6 – ACÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO

As acções transmitidas pelos veículos a uma ponte são constituídas por cargas verticais rolantes correspondentes a cada um dos eixos dos veículos. Estas acções devem ser consideradas com carácter dinâmico, uma vez que, por um lado a passagem de um veículo com uma determinada velocidade sobre o tabuleiro da ponte introduz efeitos potencialmente superiores aos devidos a uma carga de igual intensidade aplicada estaticamente (amplificação dinâmica) e, por outro lado, as irregularidades da via originam impactos sobre o tabuleiro que agravam os efeitos dinâmicos da passagem dos veículos.

Os problemas que podem decorrer das vibrações induzidas pela passagem de veículos sobre a ponte, envolvem, para além dos aspectos relacionados com os fenómenos de amplificação dinâmica das cargas referentes ao veículo, problemas de fadiga e consequente deterioração material, resultantes das variações de tensão provocadas por cargas cíclicas e problemas relacionados com as vibrações exageradas que podem originar efeitos fisiológicos negativos de fadiga e de desconforto humano sobre os utentes dos veículos (Calçada, 2001).

O agravamento dos efeitos de uma acção pode traduzir-se por meio de um coeficiente de amplificação que, neste caso, exprime a influência da velocidade do veículo e do perfil de irregularidades do pavimento.

Estudos anteriores no domínio das vibrações em pontes (Pinto, 1993), (Cruz, 1994), (Calçada, 1995) e (Calçada, 2001), têm mostrado que o coeficiente de amplificação dinâmica pode ser afectado por vários parâmetros. Para além dos aspectos já referidos, relativos à velocidade do veículo e à rugosidade do pavimento, a composição, o volume e a frequência do tráfego, bem como as características dinâmicas dos veículos em termos da rigidez, massa e amortecimento, influenciam a resposta dinâmica do veículo, a sua interacção com a estrutura e consequentemente a resposta da estrutura. Para além disso, as características dinâmicas do sistema estrutural em termos de rigidez, massa e amortecimento e a geometria e o sistema estrutural da ponte (nomeadamente os materiais constituintes, os apoios, a interacção solo-estrutura e a influência dos elementos secundários) são factores determinantes da amplificação dinâmica.

5.6.1.1 – Cargas Rolantes

Uma das estratégias para a modelação da acção dos veículos no estudo do comportamento dinâmico de pontes, consiste na aplicação de uma sucessão de forças concentradas verticais. Neste caso a massa dos veículos não intervém no modelo numérico. Esta simplificação ao modelo das acções é válida para o caso da massa dos veículos ser muito inferior à massa total da ponte e a velocidade não ser muito elevada, o que se verifica em geral no caso das pontes de alvenaria de pedra. Nos casos em que tal não se verifique o modelo das acções dos veículos pode ser traduzido com uma sucessão de massas concentradas, implicando este procedimento a actualização da massa global do sistema em cada instante.

Na formulação da passagem das cargas rolantes na análise da Ponte da Lagoncinha (Costa, 2002) admitiu-se ser constante a velocidade dos veículos. As cargas concentradas, do tipo $F(t)=f_c$, foram aplicadas de modo a definir a distribuição proposta pelo RSA para pontes de classe II, considerando a passagem de vários veículos num sentido com velocidade constante. O percurso foi definido à custa de um conjunto de nós utilizados na discretização da estrutura através do método dos elementos finitos, que possibilitaram, por um lado, considerar um percurso constituído por troços lineares entre aqueles nós e, por outro, converter as cargas rolantes em forças nodais. Para tal, a malha do pavimento foi discretizada com elementos tridimensionais em que, na superfície de passagem dos veículos, se considerou uma série de pontos com espaçamento uniforme e destinados à aplicação das cargas concentradas.

Neste caso, tendo por base a referida série de pontos, começou-se por definir a posição inicial de cada uma das cargas rolantes e a velocidade do veículo. Seguidamente, em qualquer instante t, a posição $x(t)$ de cada uma das cargas obtém-se somando à posição inicial $x(o)$ o espaço percorrido pelo veículo à velocidade constante v, recorrendo à expressão:

$$x(t)=x(o)+v\,t \tag{5.81}$$

Definida assim a posição da carga, a sua localização sobre um determinado elemento k do percurso permite converter essa carga em forças nodais nos nós $i-1$ e i desse elemento, admitindo para o efeito funções de repartição lineares tal como ilustrado na Figura 5.68. Neste contexto, a força nodal no nó i atingirá o seu máximo quando a carga rolante $F(t)$ se encontra sobre esse nó e será nula quando se encontrar sob os nós adjacentes.

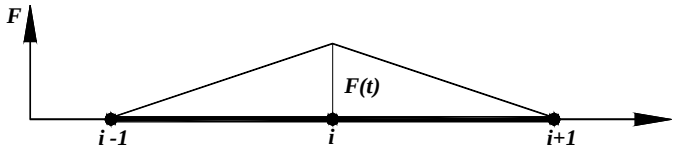


Figura 5.68: Variação da força nodal no nó *i* devida à passagem da carga rolante *F(t).*

Deste modo, a carga $F(t)$, que num dado instante se encontra no elemento genérico k, distanciada de a em relação à extremidade esquerda e de b em relação à sua extremidade direita, decompõe-se numa força F_1 no nó $i-1$ e noutra força F_2 no nó i dadas por:

$$F_1 = \frac{f_c b}{L} \tag{5.82}$$

$$F_2 = \frac{f_c a}{L} \tag{5.83}$$

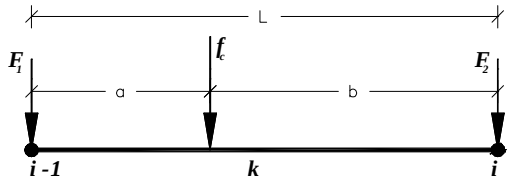


Figura 5.69: Contribuição da carga rolante f_c para as forças nodais.

Estas forças nodais são então adicionadas ao vector solicitação actuante na estrutura nesse instante, prosseguindo-se com a resolução do sistema de equações e com o cálculo de resultados para o instante considerado. No caso de várias cargas rolantes o processo é idêntico, calculando-se as contribuições para as forças nodais e acrescentando-se ao vector solicitação a influência daquelas cargas.

O estudo da influência da velocidade no comportamento da ponte pode ser conseguido à custa do número de passos, *n*, usados no cálculo dinâmico através da equação (5.84).

$$\Delta t = \frac{L_{tot}}{v \cdot n} \tag{5.84}$$

em que Δt é o intervalo de tempo de cada passo e L_{tot} é o comprimento total a percorrer.

A estratégia de modelação das cargas rolantes sobre o pavimento da ponte descrita nos parágrafos anteriores foi também usada no contexto deste trabalho tendo-se neste caso incluído também o efeito da interacção entre a roda e o pavimento resultante da presença das irregularidades do pavimento e do comportamento dinâmico do veículo.

5.6.1.2 – Interacção entre a roda e o pavimento.

O comportamento dos veículos e a interacção entre a roda e o pavimento podem ter efeitos sensíveis em face da rugosidade real do pavimento da ponte.

Neste contexto a medição *in situ* do perfil de irregularidades do pavimento da ponte através de perfilómetros laser permite obter o registo da amplitude das irregularidades verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte em intervalos adequadamente definidos.

A simulação numérica do comportamento dinâmico dos veículos enquanto estrutura isolada, mediante adequados parâmetros do comportamento dinâmico (massa, rigidez e amortecimento), em conjunto com a acção de assentamentos nos rodados permite obter uma aproximação da resposta dinâmica do veículo que actua sobre a ponte.

5.6.1.2.1 – Modelo do veículo

Como se referiu anteriormente as cargas induzidas pelos eixos dos veículos no tabuleiro da ponte influenciam quer a parcela relativa aos efeitos estáticos quer a parcela devida aos efeitos dinâmicos. Esta última, para além de depender da composição, peso, volume e frequência do tráfego, depende também das características dinâmicas do veículo (rigidez, massa e amortecimento). Neste sentido o modelo dinâmico dos veículos deve incluir adequadamente estas características.

Os modelos de veículos mais simples correspondem ao modelo de força móvel e ao modelo de massa móvel. No primeiro (Figura 5.70-a) considera-se uma força concentrada correspondente ao peso do veículo desprezando-se os efeitos dinâmicos associados à sua vibração. No segundo caso (Figura 5.70-b) os veículos são substituídos por massas móveis permitindo que a interacção entre a ponte e o veículo seja tida em conta através de forças de inércia associadas aos movimentos do veículo.

Nos modelos de massas suspensas consideram-se as características de rigidez e amortecimento da suspensão do veículo (em que o caso mais simples corresponde a um modelo de 1GL, ver Figura 5.70-c) e, no caso do modelo de 2GL (Figura 5.70-d), também as características de rigidez e amortecimento do contacto entre os pneus e o pavimento. Neste caso os efeitos associados à distribuição espacial dos eixos e os movimentos associados à translação vertical e rotação da caixa do veículo não são tidos em conta, pelo que, no sentido de incluir também estes efeitos, os modelos de camião (simples, Figura 5.70-e, ou articulado, Figura 5.70-f) correspondem a modelos mais elaborados que têm sido usados nas análises dinâmicas para avaliar o comportamento dinâmico de pontes ao tráfego rodoviário (Calçada, 2001).

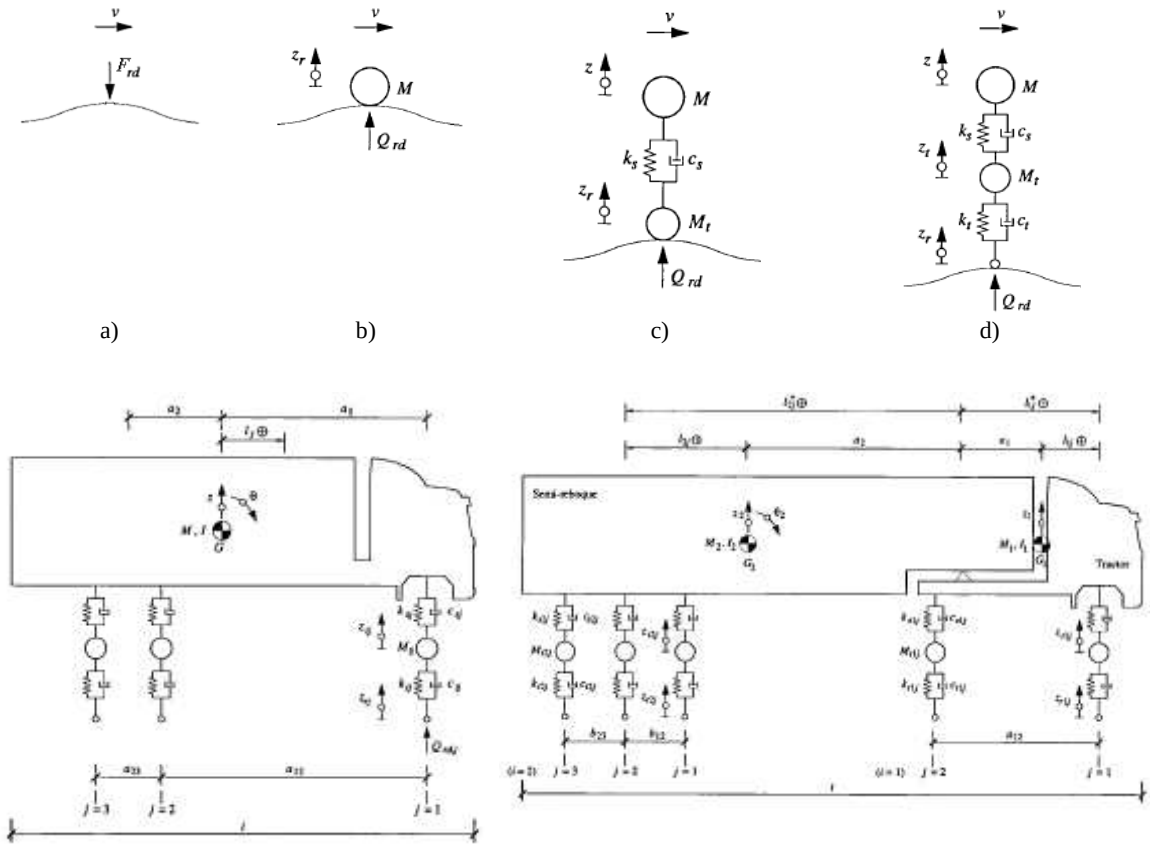


Figura 5.70: Modelos do veículo. Força móvel (a), massa móvel (b), massa suspensa 1GL (c), massas suspensa 2GL (d), camião simples (e) e articulado (f), (Calçada, 2001).

No contexto deste trabalho foi considerado um camião com dois eixos frontais e dois eixos traseiros em que a geometria, esquematicamente representada na Figura 5.71, é caracterizada pelas distâncias entre os eixos do camião (a_{12} , a_{23} e a_{34}), o comprimento total entre eixos (l_l), a largura entre eixos do veículo (l_t) apresentadas na Tabela 5.20. Os parâmetros de massa, rigidez e amortecimento e pesos máximos por eixo encontram-se descritos na Tabela 5.21.

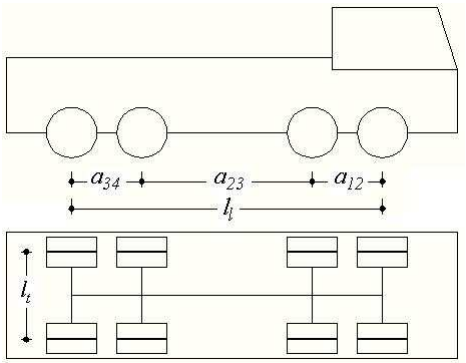


Figura 5.71: Representação esquemática do veículo de quatro eixos.

Tabela 5.20: Parâmetros da geometria do veículo de quatro eixos.

	(m)
Distancia entre eixos traseiros, a_{34}	1.35
Distancia entre eixos, a_{23}	3.40
Distancia entre eixos dianteiros, a_{12}	1.70
Comprimento total, l_l	6.45
Largura total do veículo, l_t	2.5

Os valores da rigidez e amortecimento dos eixos foram determinados de acordo com critérios apresentados na bibliografia (Calçada, 2001). Para a caixa foi definido um valor de rigidez suficientemente elevado e um parâmetro de amortecimento distribuído suficientemente baixo de modo que este elemento não tenha influência nos modos de vibração que dependem dos eixos.

Tabela 5.21: Parâmetros de massa, rigidez, amortecimento e pesos máximos por eixo do veículo de quatro eixos.

	Massa (kg)		Rigidez (kN/m)	Amortecimento (kNs/m); (%)	Peso (kN)	
	(1)(3)	(2)(4)			(1)(3)	(2)(4)
Eixos dianteiros (por eixo)	826	826	2	15 kNs/m	103.79	86.34
Eixo traseiro (por eixo)	1337	1337	4	15 kNs/m	113.85	81.90
Caixa	35008		∞	2 %		

(1)(2) - eixos dianteiros
(3)(4) - eixos traseiros

Na Figura 5.72 mostra-se o modelo do camião usado na análise dos casos práticos que serão apresentados no Capítulo 6 e na Figura 5.73 os respectivos modos de vibração.

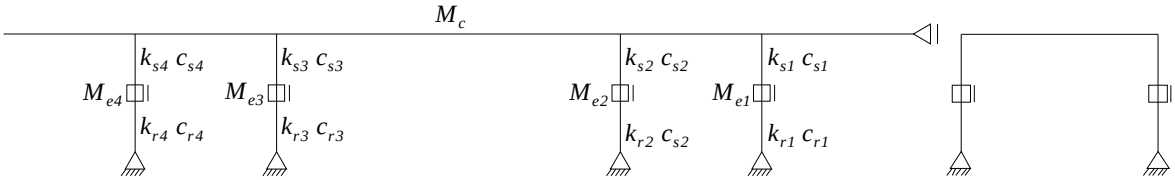


Figura 5.72: Modelo do camião simples de quatro eixos (alçados longitudinal e frontal).

A modelação do veículo foi efectuada utilizando o programa de cálculo automático CAST3M mediante o recurso a elementos de barra 3D para os eixos do veículo (pneus e suspensão), tendo as massas correspondentes ($M_{e1}, M_{e2}, M_{e3}, M_{e4}$) sido concentradas nos respectivos nós. Deste modo, as molas correspondentes às suspensões do veículo e ao contacto entre as rodas e o pavimento foram substituídas por vigas de massa nula, rigidez axial ($k_{s1}, k_{s2}, k_{s3}, k_{s4}$ e $k_{r1}, k_{r2}, k_{r3}, k_{r4}$) e amortecimento ($c_{s1}, c_{s2}, c_{s3}, c_{s4}$ e $c_{r1}, c_{r2}, c_{r3}, c_{r4}$) em conformidade com as características destes elementos, considerando ainda uma rigidez à flexão desprezável. O corpo

rígido constituído pelo tractor e reboque foi simulado através de elementos planos horizontais com massa (M_c) e inércia distribuídas e rigidez à flexão elevada. O ponto de ligação entre os dois corpos foi simulado por intermédio de uma barra vertical de rigidez à flexão desprezável e rigidez axial elevada.

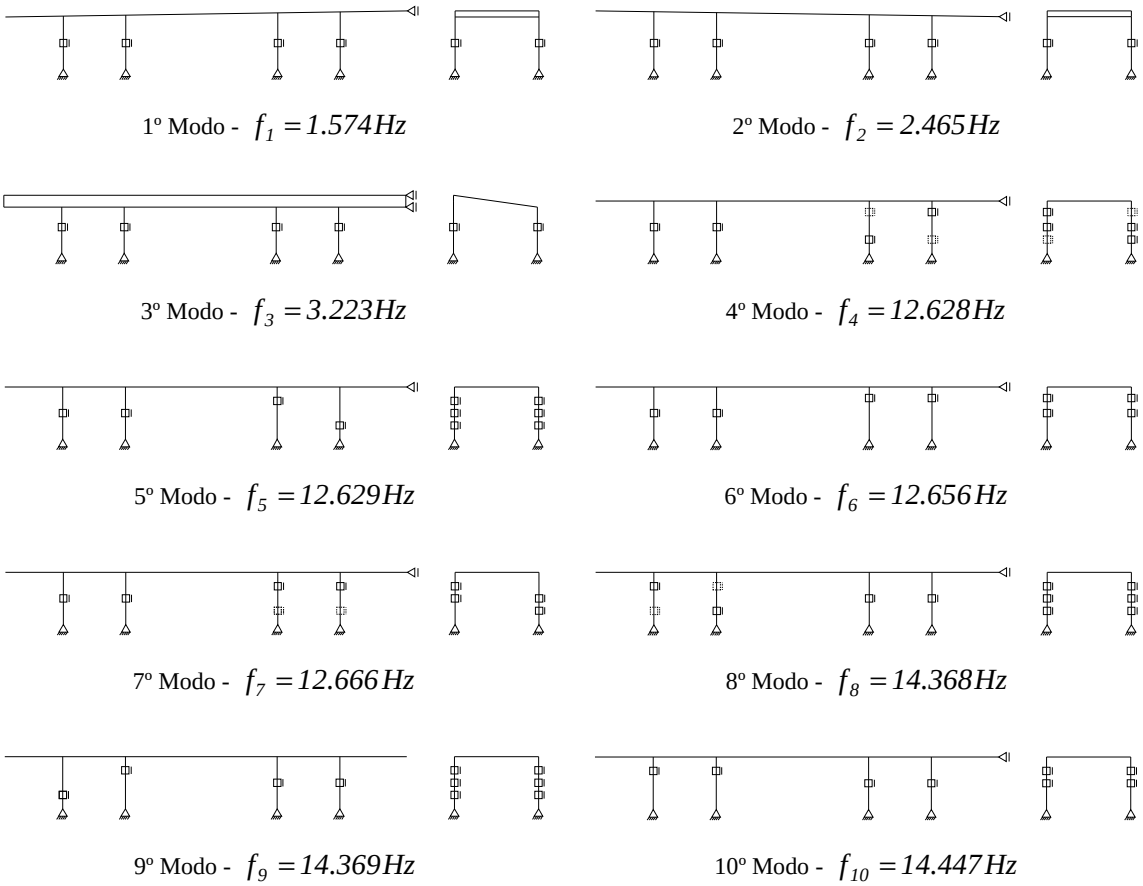


Figura 5.73: Modos e frequências de vibração do camião de quatro eixos (alçados longitudinal e frontal).

De acordo com a Figura 5.73 verifica-se que os três primeiros modos se tratam de modos globais sendo o primeiro e segundo modos longitudinais e o terceiro modo transversal; os restantes modos referem-se a modos locais envolvendo os eixos do veículo.

Os modos aqui obtidos serão mais adiante considerados no sentido de avaliar os efeitos de amplificação dinâmica resultantes da coincidência entre as frequências do veículo e das pontes e da distribuição das irregularidades do pavimento.

5.6.1.2.2 – Modelação do perfil de irregularidades.

Como referido anteriormente, a medição *in situ* do perfil de irregularidades fornece indicação da amplitude das irregularidades do pavimento. Assim, identificando em cada secção do percurso a amplitude da irregularidade, em termos do algoritmo de análise dinâmica do sistema ponte-veículos, em cada instante, apenas há que adicionar, ao deslocamento sob a carga rolante (calculado a partir da deformação da ponte) a irregularidade no ponto do percurso em que se localiza a carga.

No contexto deste trabalho, a interacção entre a roda e o pavimento foi tratada através de um processo iterativo começando por avaliar o assentamento dos nós do pavimento no modelo numérico da ponte simulando a acção do veículo através de cargas concentradas usando procedimentos idênticos aos indicados no parágrafo 5.6.1.1 (fase 1). Na fase seguinte (fase 2) a análise dinâmica do veículo tem como objectivo determinar a influência do perfil de irregularidades do pavimento e dos assentamentos do pavimento (devidos à passagem dos veículos) no comportamento dinâmico dos veículos e determinar os novos valores das cargas rolantes que correspondem às forças (reacções) no contacto pneu-pavimento e que serão usados na fase posterior de análise da ponte (fase 3). Assim, na fase 3 procede-se a um novo cálculo da ponte considerando os valores das cargas rolantes amplificados devido à resposta dinâmica do veículo envolvendo assim a interacção veículo-ponte e efeito das irregularidades do pavimento.

O processo referido anteriormente pode ser melhorado repetindo as fases 2 e 3 até que, em duas iterações sucessivas, sejam obtidos iguais valores dos deslocamentos dos nós do pavimento nos quais as cargas rolantes são aplicadas na fase 3. No entanto, no caso das pontes em arco de alvenaria verifica-se que a parcela relativa ao assentamento do tabuleiro é muito pequena quando comparada com a amplitude do perfil de irregularidades pelo que não se justifica proceder a iterações e o procedimento pode até ser simplificado, como se justificará mais adiante, considerando unicamente as fases 2 e 3 e adoptando na fase 2 assentamentos correspondentes unicamente à amplitude do perfil de irregularidades.

Na Figura 5.74 apresenta-se uma esquematização das três fases referidas no parágrafo anterior, indicando-se para cada uma delas os parâmetros correspondentes à acção e resposta em termos de forças concentradas no pavimento (F_1, F_2 e F_3) e dos assentamentos correspondentes (d_1, d_2 e d_3).

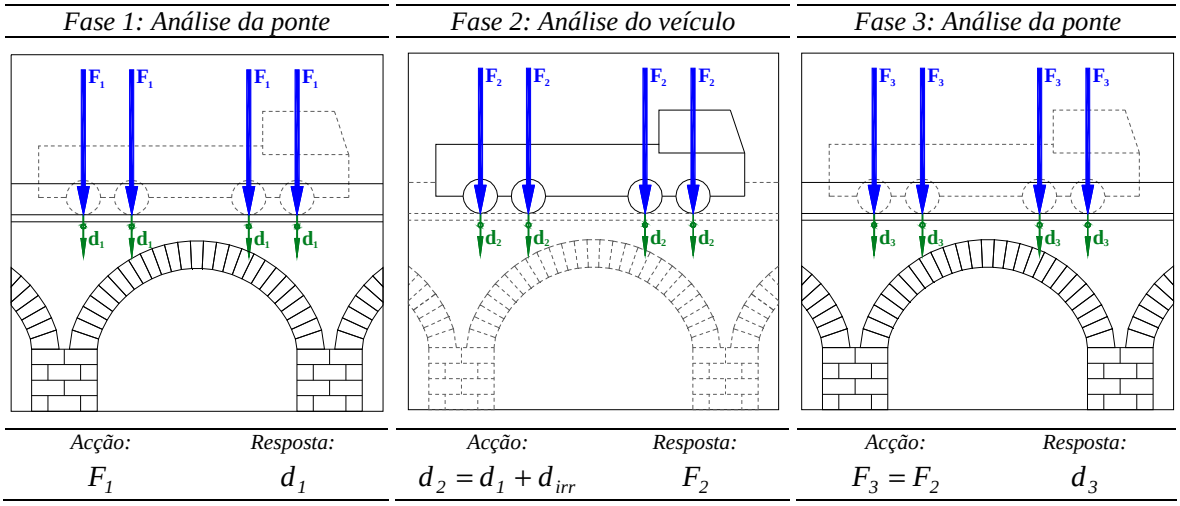


Figura 5.74: Interacção entre a roda e o pavimento.

5.6.1.3 – Caracterização das irregularidades e efeitos dinâmicos no veículo

A irregularidade do pavimento é considerada um dos factores com maior influência na resposta do sistema ponte-veículos (Calçada, 2001). No caso das pontes de alvenaria, as irregularidades do pavimento com maior interesse resultam do próprio processo construtivo, na maior parte dos casos constituído por lajedo irregular, e associadas à degradação ao longo do tempo do próprio pavimento e do sistema estrutural como resultado de assentamentos das fundações e do enchimento que contribuem para o agravamento das irregularidades com o tempo.

Neste contexto, precedeu-se ao registo dos perfis de irregularidades dos pavimentos da ponte da Lagoncinha, da ponte de S. Lazaro e da ponte de Vila Fria, registados ao longo de dois eixos paralelos no sentido longitudinal do tabuleiro efectuando um varrimento com intervalo de amostragem de 0.025 m com um perfilómetro laser instalado num veículo comercial como ilustra a Figura 5.75.

As leituras foram efectuadas com a passagem do veículo centrado no eixo da via, a uma velocidade aproximadamente constante de 20 km/h. Durante a aquisição foi aplicado um filtro do tipo passa-baixo com uma frequência de corte correspondente a um comprimento de onda de 100 m.

Os sinais registados foram corrigidos usando procedimentos usuais para este tipo de aplicações (Pimentel, 2008) no sentido de: *i)* corrigir a tendência e *ii)* atenuar as componentes de baixa frequência através da aplicação de um filtro passa-alto de Butterworth de ordem dez e frequência de corte correspondente a um comprimento de onda de 8.98 m. Para o efeito foram usados, respectivamente, os operadores *detrend* e *butter* implementados na aplicação informáti-

ca Mathlab (Mathworks, 2006) considerando-se os comprimentos de amostragem constituídos por 1024 pontos. Da Figura 5.78 à Figura 5.78 apresentam-se os correspondentes perfis (após tratamento do sinal) que foram usados posteriormente no estudo da interacção veículo-ponte.



Figura 5.75: Equipamento de medição do perfil de irregularidades.

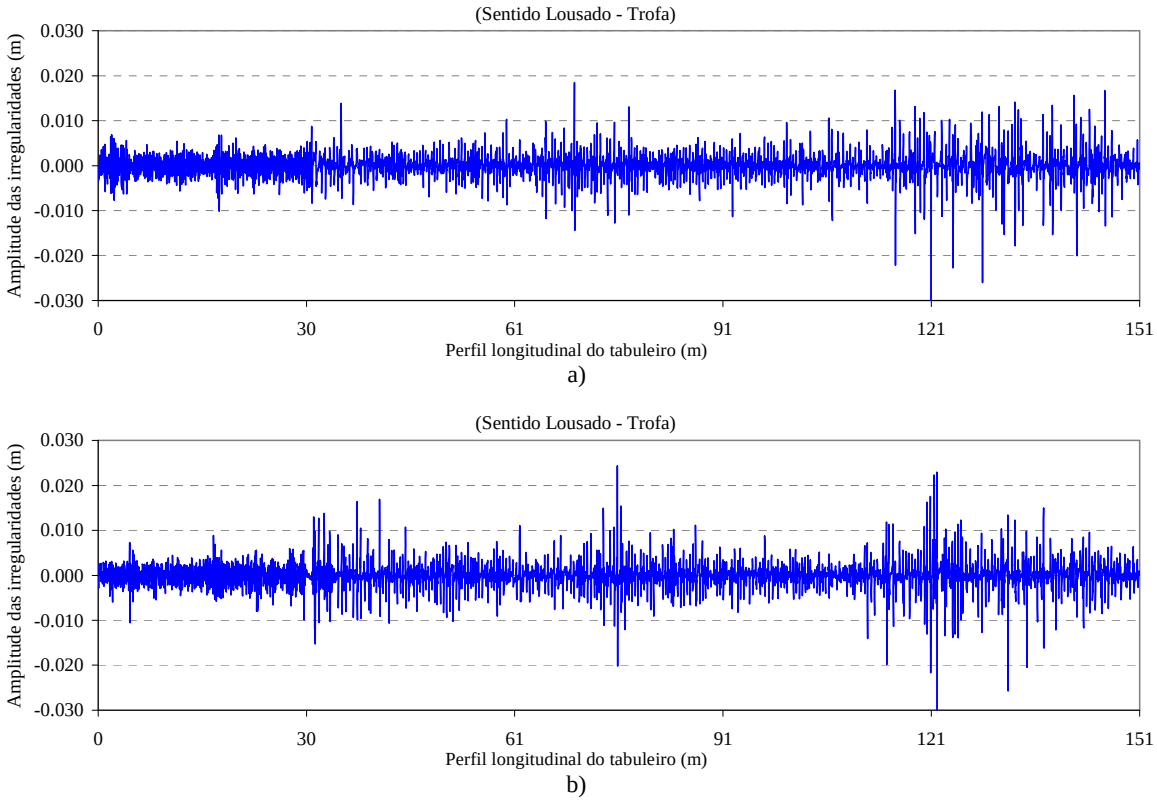


Figura 5.76: Perfis de irregularidades da ponte da Lagoncinha. Rodado de montante (a) e rodado de jusante (b).

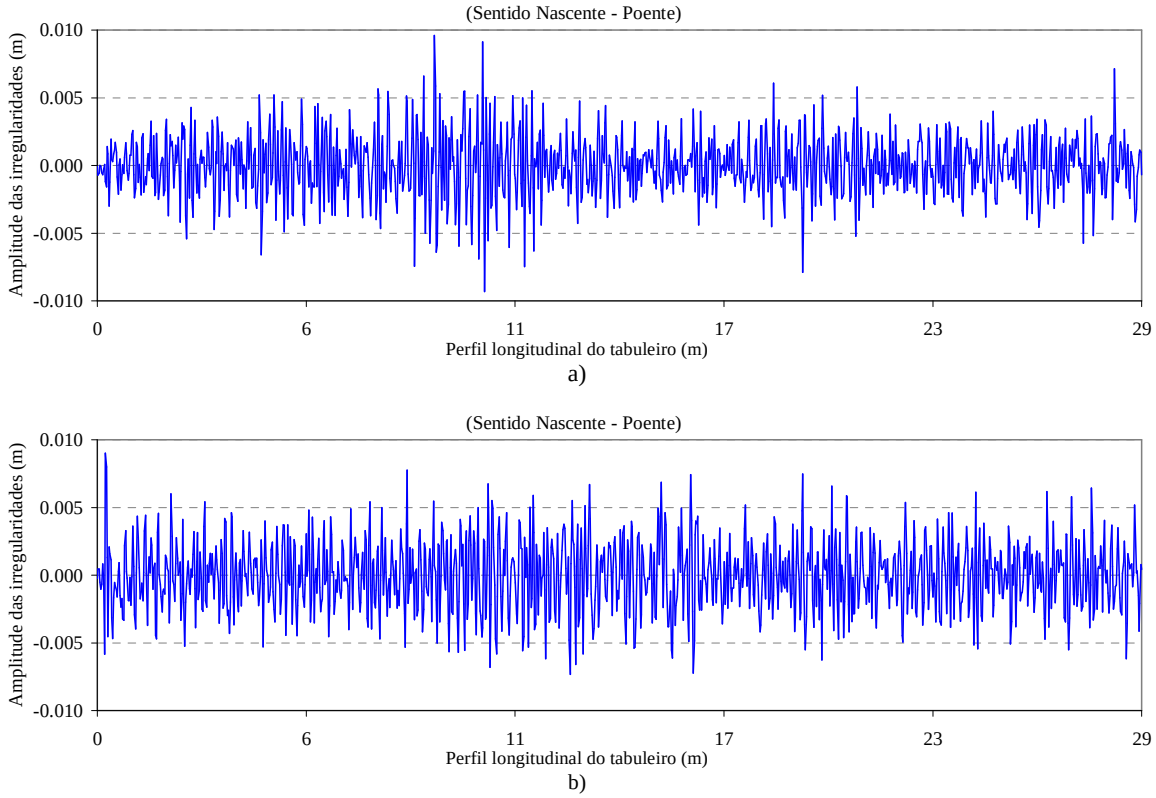


Figura 5.77: Perfis de irregularidades da ponte de S. Lazaro. Rodado de montante (a) e rodado de jusante (b).

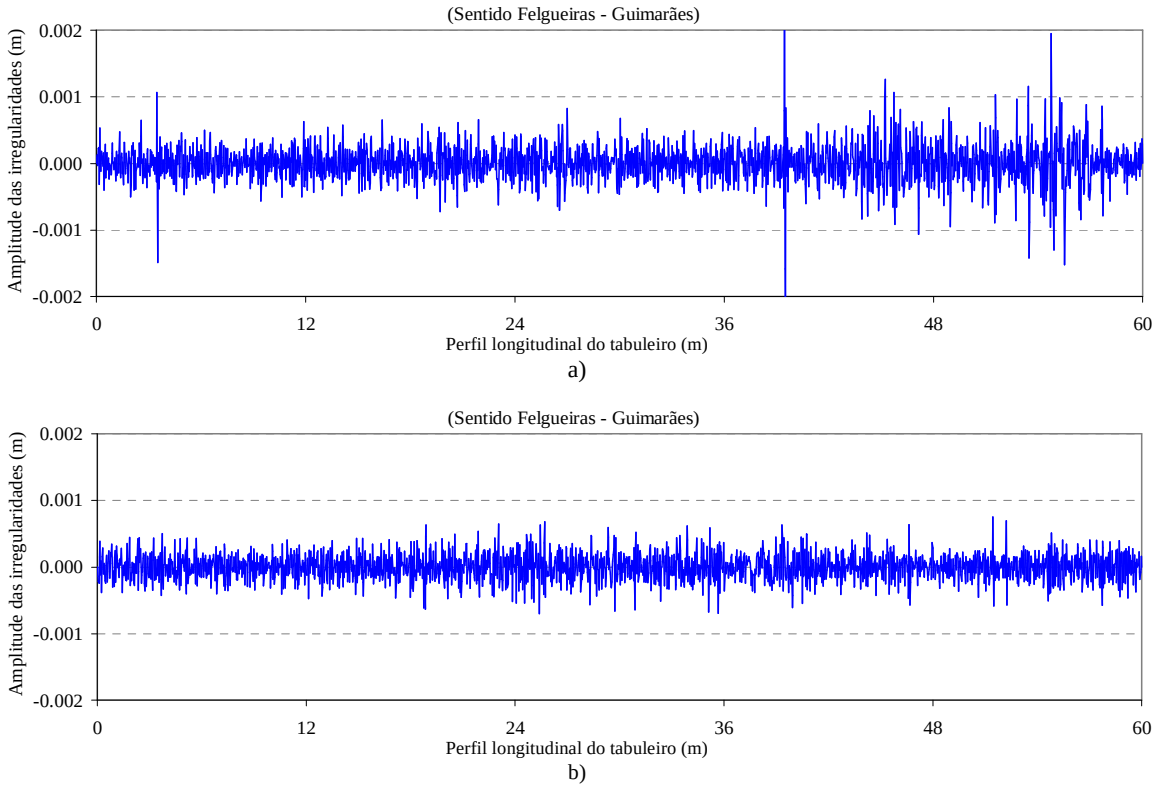


Figura 5.78: Perfis de irregularidades da ponte de Vila Fria. Rodado de montante (a) e rodado de jusante (b).

Com base na caracterização da amplitude do perfil de irregularidades do pavimento ao longo do tabuleiro das três pontes verifica-se, no caso das duas pontes mais antigas (a ponte da Lagoncinha e a ponte de S.Lazaro), a presença amplitudes maiores de acordo com o tipo de pavimento. De facto, nestes casos o pavimento é constituído por lajedo irregular (ver Figura 5.79), com cerca de 0.015 m de amplitude máxima e no caso da ponte de Vila Fria com pavimento em lajedo regular, recentemente construído onde a amplitude máxima da irregularidade (absoluta) é cerca de 15 vezes menor.



a) b) c)

Figura 5.79: Aspecto da superfície do pavimento da ponte da Lagoncinha (a), da ponte de S. Lazaro (b) e da ponte de Vila Fria (c).

Determinando para cada perfil a transformada rápida de Fourier (ver na Figura 5.80), é possível avaliar a frequência espacial da irregularidade (e o correspondente comprimento de onda, ver expressão (5.85) [2]) e associa-lo à amplitude (ordenadas da FFT) do perfil de irregularidades. Verifica-se que as maiores amplitudes do espectro FFT ocorrem nos casos da ponte da Langoncinha e da ponte de S. Lazaro associadas aos comprimentos de onda de aproximadamente 0.15 m e no caso da ponte de Vila Fria de cerca de 0.10 m.

$$\lambda = \frac{1}{n} \tag{5.85}$$

[2] Tal como $f = 1/T$ representa no domínio do tempo o número de ciclos num segundo, $n = 1/\lambda$ representa no domínio do espaço o número de ondas de comprimento λ num metro.

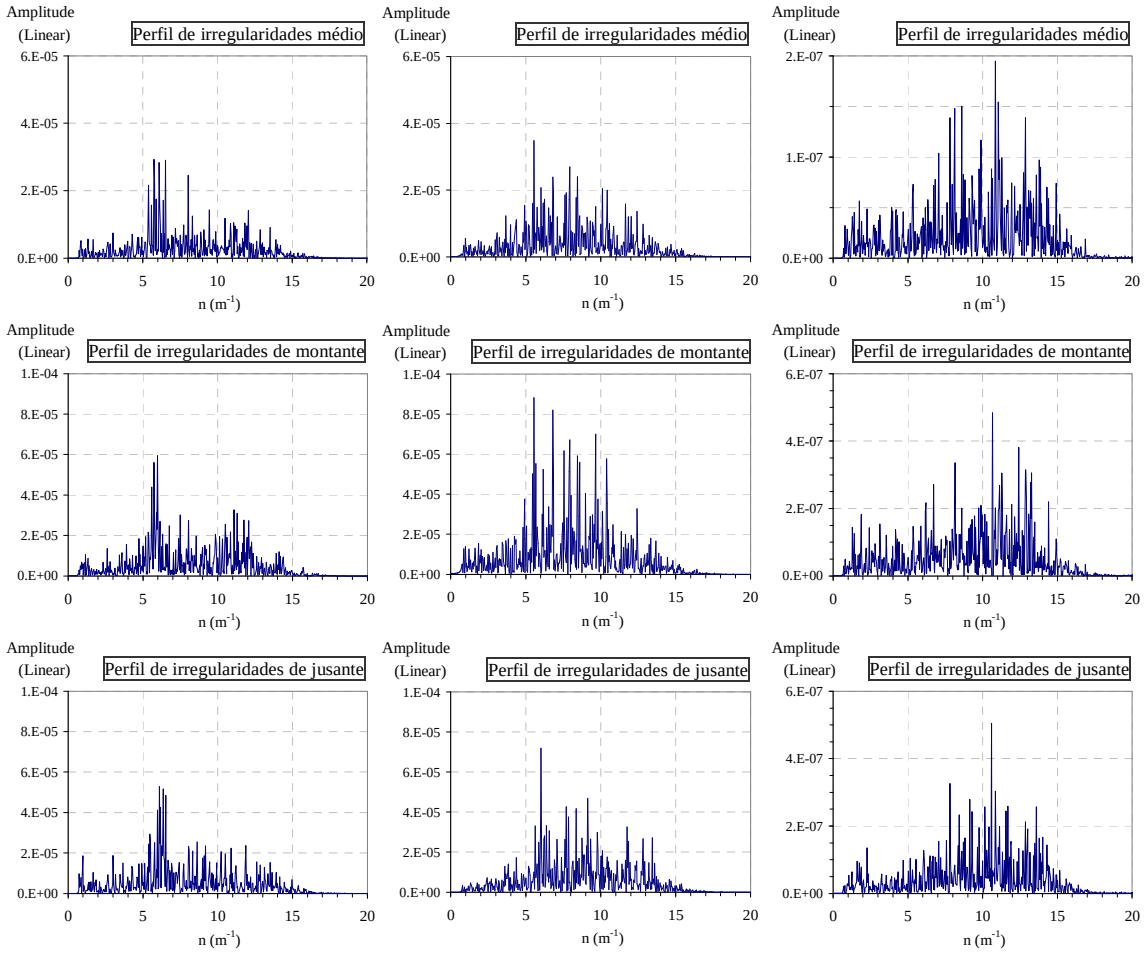


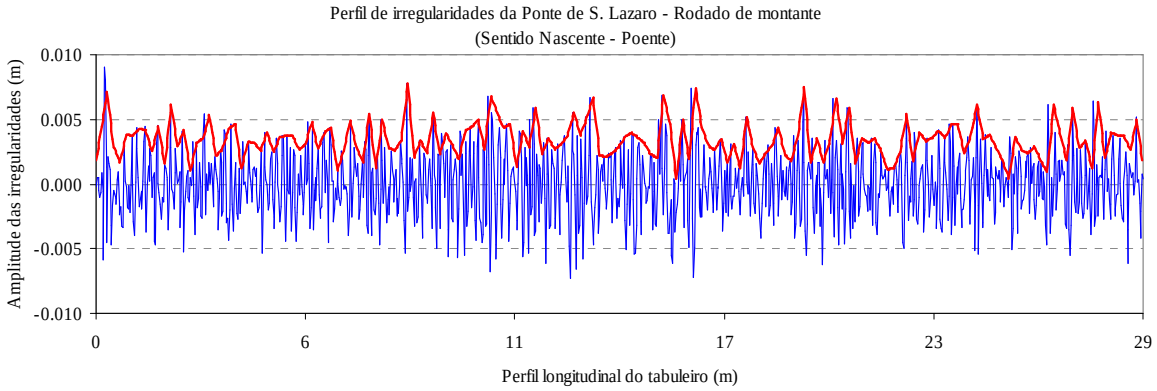
Figura 5.80: FFT, no domínio do espaço, após filtro *offset* e passa-alto do perfis de irregularidades da ponte da Lagoncinha (a), da ponte de S. Lazaro (b) e da ponte de Vila Fria (c).

Perfil usado no cálculo

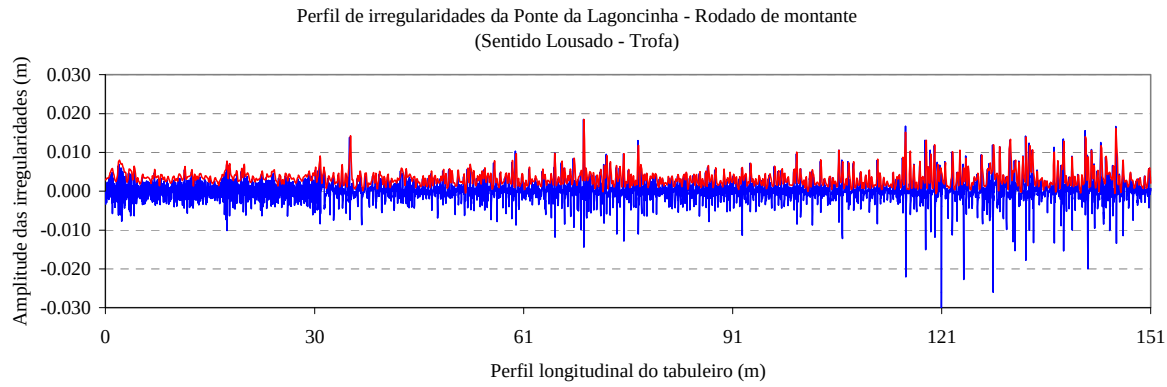
Na simulação numérica da resposta das pontes de S. Lázaro e Lagoncinha face à acção do tráfego rodoviário incluindo o efeito das irregularidades no contacto entre o pneu e o pavimento, o perfil de irregularidades obtidas com perfilómetro foi ainda tratado no sentido de remover os valores extremos (picos isolados espúrios).

Para além disso, para ter em conta à área de contacto entre a roda e o pavimento no decorrer de um percurso *in situ* no perfil obtido conforme acima referido, e recorrendo a procedimentos simplificados, seleccionaram-se os valores máximos registados em janelas espaciais constituídas por sete pontos, totalizando deste modo cada janela um comprimento de 0.175 m que se considerou representar o comprimento (no sentido longitudinal) do contacto entre o pavimento e o pneu; o

resultado assim obtido para os perfis de montante nas pontes de S. Lazaro e da Lagoncinha é apresentado na Figura 5.81 (perfil a vermelho).



a)



b)

Figura 5.81: Perfis de irregularidades registados *in situ* (a cor azul) e adoptados no cálculo (a cor vermelha) das pontes de S. Lázaro (a) e da Lagoncinha (b).

Influência das frequências naturais da ponte

Atendendo que os maiores efeitos dinâmicos tendem a ocorrer quando se verificam coincidências entre frequências naturais da ponte e dos veículos (OCDE, 1998) citado por Calçada (2001), na Tabela 5.22 comparam-se as frequências naturais do veículo (ver Tabela 5.22-a) e as frequências associadas ao primeiro modo transversal e ao primeiro modo vertical (ver Tabela 5.22-b) determinadas por meio de ensaios de vibração ambiental para as pontes de alvenaria de pedra estudadas no contexto deste trabalho no Capítulo 6.

Verifica-se que a gama de frequências relevantes para os veículos (entre 1 e 4 Hz, associadas a movimentos das caixas dos veículos, (Calçada, 2001)) são inferiores às frequências naturais estimadas para as pontes de alvenaria com arcos de menor vão (pontes de Vila Fria e S. Lázaro) mas aproximam-se das frequências da ponte da Lagoncinha (com arcos de maior vão), estando neste

caso, associados a componentes transversais quer dos movimentos do veículo quer dos movimentos da ponte. Para a gama de frequências naturais dos veículos mais elevadas (entre 10 e 15 Hz, relativas aos modos de vibração relacionados com movimentos dos eixos dos veículos, (Calçada, 2001)) verifica-se existir aproximação à gama de frequências naturais das pontes associadas a modos verticais.

Tabela 5.22: Frequências naturais do veículo (a) e pontes em arco de alvenaria. Casos de estudo detalhados no Capítulo 6.

a)

Tipo de veículo	f (Hz)				
	1	2	3	4	5
Veículo pesado de 4 eixos	1.6 (long)	2.5 (long)	3.3 (trans)	12.7 (eixos)	14.4 (eixos)

b)

Ponte	f (Hz)	
	1º modo transversal	1º modo vertical
Ponte da Lagoncinha	3.9	11.3
Ponte de Vila Fria	6.0	12.7
Ponte de S. Lázaro	7.7	15.5

Atendendo à distribuição das irregularidades obtida, a gama de comprimentos de onda das irregularidades que contribuem para a excitação do veículo no intervalo de frequências 1.6 a 14.4 Hz e para velocidades entre 12 e 90 km/h, corresponde a comprimentos de onda entre 0.23 e 15.6 m, obtidos através da expressão (5.86).

$$\lambda = \frac{v}{f} \tag{5.86}$$

A observação das estimativas das densidades espectrais determinadas através da FFT do perfil de irregularidades (Figura 5.80) permite verificar que as maiores amplitudes do espectro se verificam na gama de comprimentos de onda entre 0.08 e 0.2 m, afastando-se portanto do intervalo de comprimentos de onda mais significativos para a excitação dos veículos.

5.7 – OUTRAS ACÇÕES.

No âmbito da simulação da resposta estrutural com recurso a simulações numéricas baseadas no método dos elementos finitos, outras acções com interesse para estudo do comportamento estrutural de pontes de pedra, para além do peso próprio e acção do tráfego, são a acção do escoamento hidráulico, os impulsos e assentamentos do terreno de fundação, a acção sísmica e acção do vento. Estas acções têm carácter diverso e a sua modelação pode recorrer a diferentes estratégias, consoante o detalhe que se pretenda na aproximação.

A simulação da resposta estrutural face à actuação de assentamentos diferenciais pode simplificadamente basear-se na adição de deslocamentos prescritos nos graus de liberdade restringidos nos apoios (Costa, 2002). A simulação do terreno de fundação mediante adequados modelos de comportamento de solos permite, por sua vez, obter análises mais detalhadas no que se refere à interacção solo-estrutura. Porém, neste caso, a dimensão do problema numérico, inerente ao número de graus de liberdade adicionais da malha de elementos finitos e parâmetros constitutivos do material, pode aumentar muito, o que não acontece numa estratégia baseada na aplicação de deslocamentos prescritos.

A resposta face à acção sísmica pode ser realizada por integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo, sendo a acção quantificada por séries cronológicas de acelerações do solo (acelerogramas) artificialmente geradas a partir de espectros de resposta regulamentares, EC8 (CEN, 2004). A aceleração máxima do solo pode, por sua vez, ser definida com base em curvas de risco (Campos Costa, 1993) estudadas para o local e o período de retorno determinado em função da história e importância patrimonial e cultural da ponte (Costa *et al.*, 2004a).

A acção do escoamento hidráulico sobre os elementos submersos pode ser considerada, simplificadamente, mediante impulsos hidrostáticos. Neste caso a acção é modelada através de um conjunto de forças aplicadas na estrutura que representam a pressão da água sobre os elementos submersos. Os cálculos hidrodinâmicos são adequados para avaliar a influência do escoamento do fluído nos fenómenos de assoreamento do leito do rio.

5.8 – SÍNTESE FINAL

Neste capítulo pretendeu-se contribuir para uma melhor compreensão das metodologias disponíveis para a simulação do comportamento estrutural das pontes em arco de alvenaria de pedra, com especial enfoque para as estratégias de modelação assentes no método dos elementos finitos.

Para o efeito apresentaram-se os modelos constitutivos das alvenarias e dos enchimentos que são usados, no Capítulo 6, para simulação do comportamento de pontes de pedra, incluindo-se também a descrição da metodologia adoptada para simulação das acções da passagem do tráfego rodoviário.

Para a modelação da alvenaria foi apresentado o modelo de juntas JOINT_SOFT_CY_T usado num contexto de micro modelação simplificada em que as descontinuidades entre blocos são discretizadas através de elementos finitos de interface com espessura nula, representando planos potenciais de fendilhação (abertura da junta), esmagamento e escorregamento da alvenaria.

O modelo JOINT_SOFT_CY_T foi estabelecido a partir dos modelos JOINT_SOFT anteriormente disponíveis no programa CAST3M, tirando partido de algumas valências amplamente testadas desses modelos, tendo sido adicionadas outras funcionalidades, nomeadamente, alguns aspectos relacionados com as leis de descarga e recarga cíclicas em compressão, e outros adaptados, tal como aconteceu em relação ao mecanismo de destruição da parcela de coesão conferida pela argamassa.

Os mecanismos de deslizamento, fendilhação e esmagamento são controlados por três critérios de cedência. Na direcção de corte a função de cedência corresponde ao usual critério de atrito de Mohr-Coulomb e na direcção normal são definidas duas funções de cedência que controlam os valores limite da tracção e compressão definidas como simples interrupções.

A evolução da superfície de cedência é definida através de leis de endurecimento/amaciamento e leis de descarga e recarga que funcionam como parâmetros de entrada do modelo e são definidas a partir das evoluções uniaxiais que caracterizam os comportamentos observados (ou supostos) em tracção pura, em compressão pura e em corte.

A descarga, na direcção de corte, é traduzida através da rigidez elástica. Na direcção normal foram incluídas leis de descarga e recarga que permitem simular o comportamento observado em ensaios cíclicos de compressão.

É considerada uma lei de escoamento plástico associado na cedência por tracção e compressão (puramente dilatante ou contratante, respectivamente) e na cedência por corte admite-se escoamento plástico não-associado sem dilatância.

Quando há evolução plástica do deslocamento de corte, o acoplamento dos danos de corte/tracção conduzem a uma actualização da resistência máxima à tracção que é activada em função da relação entre a tensão de corte actual e as tensões de pico e residual.

Quando a tensão de tracção máxima for alcançada admite-se que há uma degradação total da resistência correspondente à destruição das ligações de aderência entre o bloco e a argamassa, a tensão de tracção cai subitamente para zero sendo activada uma nova curva de corte caracterizada unicamente pela resistência conferida pelo atrito entre as faces da junta.

Quando a junta está inteiramente aberta devido a fendas de tracção, não é mobilizada qualquer tensão de corte.

No sentido de avaliar o desempenho do modelo JOINT_SOFT_CY_T foram realizados diversos exemplos de testes e validação, nomeadamente, simulando o comportamento observado nos ensaios laboratoriais de corte e compressão em amostras representativas do comportamento de juntas argamassadas e juntas secas de alvenaria de pedra e juntas entre pedra e enchimento apresentados no Capítulo 4, usando, para o efeito, os parâmetros de modelação determinados com base nesses ensaios, também descritos no mesmo capítulo.

A simulação dos ensaios de corte permitiu concluir o seguinte:

- Os parâmetros resistentes da envolvente de Mohr-Coulomb mostram boa concordância entre a resposta experimental registada nos ensaios de corte e a resposta obtida na simulação numérica com o modelo JOINT_SOFT_CY_T.
- Como consequência de se considerar, no modelo constitutivo, um único valor da rigidez corte elástica (numérica) e nos resultados ensaios experimentais se observar que esta depende da tensão normal do ensaio, no ramo elástico obtém-se uma melhor aproximação do comportamento das juntas, na gama de valores da rigidez (experimental) próxima do valor usado como parâmetro de entrada do modelo.
- A aproximação no ramo de endurecimento/amaciamento é tão bem adaptada com funções exponenciais como com funções bilineares.

A simulação dos ensaios cíclicos de compressão permitiu concluir que existe boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, tanto na aproximação da fase de carga quanto nos ciclos de descarga-recarga.

Para validação do modelo JOINT_SOFT_CY_T foram ainda simulados numericamente os ensaios de corte em paredes de alvenaria de pedra anteriormente publicados por Oliveira (Oliveira, 2003) e por Vasconcelos (Vasconcelos, 2005).

Da comparação entre os resultados numéricos e experimentais, quer em termos das curvas força-deslocamento, quer em relação à distribuição das tensões e à deformada, verifica-se haver boa concordância, em particular para os níveis de tensão normal mais baixos.

O modelo representa bem os efeitos de tracção, escorregamento e *rocking* associados ao comportamento não linear das juntas exibidos nos ensaios.

Não obstante a extensa campanha de ensaios para caracterização dos materiais empregues na construção destas paredes, a maior dificuldade inerente à micro-modelação adoptada para simulação das paredes verifica-se na caracterização dos parâmetros constitutivos dos materiais.

Com os resultados experimentais obtidos nos ensaios de caracterização mecânica dos enchimentos, foram obtidos os parâmetros caracterizadores do comportamento segundo o modelo constitutivo elasto-plástico de Drucker-Prager com endurecimento/amaciamento e plasticidade não associada.

Relativamente ao enchimento da ponte constituído por *tout-venant* foi usado o elasto-plástico de Drucker-Prager com plasticidade não associada disponível no programa CAST3M. Para o efeito testaram-se quatro estratégias diferentes consoante o modelo constitutivo admita um comportamento elástico perfeitamente plástico controlado por um critério de rotura definido pelos valores de pico, um comportamento elástico perfeitamente plástico controlado por um critério de rotura definido pelos valores de residuais, um comportamento elasto-plástico com endurecimento ou um comportamento elasto-plástico com amaciamento.

A calibração obtida por comparação entre os resultados da simulação numérica e os resultados experimentais dos ensaios triaxias em amostras de *tout-venant* permitiu evidenciar a adequabilidade do modelo para representar o comportamento do material, nomeadamente, a relação tensão-deformação, os fenómenos de dilatância e os parâmetros de resistência.

De entre as estratégias apresentadas, a escolha dos parâmetros de modelação a usar no contexto da simulação do comportamento do enchimento de pontes de alvenaria basear-se-á no nível de tensões e deformações esperado na estrutura, verificando-se que a escolha do comportamento elástico perfeitamente plástico corresponde à opção mais abrangente no domínio das deformações observadas nos ensaios triaxiais.

Para o caso dos materiais de enchimento constituídos por *tout-venant* com cimento foi usado o modelo elasto-plástico de Drucker-Prager com amaciamento e plasticidade não associada e também o modelo de dano contínuo em tracção e compressão com plasticidade. Ambos mostraram ser adequados para simular os parâmetros de deformabilidade e resistência mas o modelo de dano não se verificou ser adequado para traduzir a variação volumétrica do material.

Para o estudo do comportamento dinâmico de pontes face à passagem do tráfego rodoviário apresentou-se uma metodologia simplificada baseada na aplicação de uma sucessão de forças concentradas verticais incluído o efeito da interacção entre a roda e o pavimento resultante da presença das irregularidades do pavimento e do comportamento dinâmico do veículo.

Evidenciou-se que metodologia envolve três fases distintas. Na primeira fase, são avaliados os assentamentos dos nós do pavimento no modelo numérico da ponte simulando a acção do veículo através de cargas concentradas (fase 1). Na fase seguinte (fase 2) obtêm-se novos valores das cargas rolantes através da análise dinâmica do veículo considerando a acção dos assentamentos do pavimento (obtidos na fase 1) e amplitudes das irregularidades medidas no pavimento. Por fim, na fase 3, procede-se a um novo cálculo da ponte considerando os novos valores das cargas rolantes, que representam as forças (reacções) amplificados no contacto rodado-pavimento.

O registo dos perfis de irregularidades dos pavimentos da ponte da Lagoncinha, da ponte de S. Lazaro e da ponte de Vila Fria, registados ao longo do tabuleiro com um perfilómetro laser (casos de estudo detalhados no Capítulo 5) e a identificação das frequências naturais do veículo e das pontes considerados neste estudo, permite verificar o seguinte:

- a presença de amplitudes de irregularidades maiores no caso das duas pontes mais antigas (a ponte da Lagoncinha e a ponte de S. Lázaro), com cerca de 0.015 m de amplitude máxima e, no caso da ponte de Vila Fria, recentemente construída, uma amplitude máxima da irregularidade (absoluta) cerca de 15 vezes menor.
- as maiores amplitudes do espectro FFT do perfil de irregularidades ocorrem nos casos da ponte da Langoncinha e da ponte de S. Lazaro associadas aos comprimentos de onda de aproximadamente 0.15 m e no caso da ponte de Vila Fria de cerca de 0.10 m.
- a gama de frequências relevantes para o veículo (entre 1.6 e 3.3 Hz, associadas a movimentos da caixa do veículo) são inferiores às frequências naturais estimadas para as pontes de alvenaria com arcos de menor vão (pontes de Vila Fria e S. Lázaro) mas aproximam-se das frequências da ponte da Lagoncinha (com arcos de maior vão), estando neste caso, associados a componentes transversais quer os movimentos do veículo quer os movimentos da ponte.

- Para a gama de frequências naturais do veículo mais elevadas (entre 12.7 e 14.4 Hz, relativas aos modos de vibração relacionados com movimentos dos eixos do veículo) verifica-se existir aproximação à gama de frequências naturais das pontes associadas a modos verticais.
- Atendendo à distribuição das irregularidades obtida, a gama de comprimentos de onda das irregularidades que contribuem para a excitação do veículo no intervalo de frequências 1.6 a 14.4 Hz e para velocidades entre de 12 e 90 km/h, corresponde a comprimentos de onda entre 0.23 e 15.6 m.
- as maiores amplitudes do espectro FFT do perfil de irregularidades verificam-se na gama de comprimentos de onda entre 0.08 e 0.2 m afastando-se portanto do intervalo de comprimentos de onda mais significativos para a excitação do veículo

CAPÍTULO 6

CASOS DE ESTUDO

6.1 – INTRODUÇÃO

Neste Capítulo apresentam-se e discutem-se as estratégias de modelação numérica e os resultados da análise de pontes em arco de alvenaria de pedra recorrendo ao Método dos Elementos Finitos (MEF). Neste contexto a estrutura de alvenaria dos arcos e tímpanos é discretizada atendendo a estratégias de micro-modelação simplificada em que os blocos de pedra são discretizados com elementos finitos contínuos, devidamente individualizados entre si usando elementos de junta de modo a poder considerar o comportamento das interfaces existentes entre eles. Os enchimentos, os pilares, os talhantes e os quebrantes são discretizados utilizando macro-elementos contínuos definidos a partir do contorno geométrico exterior de cada um daqueles elementos, de modo a permitir considerar diferente comportamento em cada um deles.

Neste contexto, procedeu-se ao estudo de três pontes; duas antigas, as pontes de S. Lázaro e da Lagoncinha, e uma ponte recentemente construída, a ponte de Vila Fria.

O estudo da ponte de S. Lázaro teve como objectivo calibrar os procedimentos de análise numérica deste tipo de estruturas, no sentido de avaliar a resposta à acção do peso próprio e tráfego rodoviário considerando diferentes estratégias de modelação, nomeadamente, no que diz respeito: *i)* à discretização da geometria, através de modelações 2D e 3D; *ii)* aos modelos constitutivos correspondentes a diferentes tipos de materiais, considerando juntas com e sem preenchimento de argamassa e o enchimento dos tipos coesivo e friccional; e *iii)* à modelação da acção do tráfego, mediante cargas rolantes incluindo os efeitos das irregularidades do pavimento e cargas estáticas em posições de carga determinadas.

No caso da ponte da Lagoncinha pretendeu-se avaliar a resposta da ponte usando o modelo geométrico estudado num trabalho precedente (Costa, 2002), considerando, no presente trabalho, os modelos constitutivos JOINT_SOFT_CY_T e DRUCKER_PRAGER, apresentados no Capítulo 5, respectivamente, para as juntas e material de enchimento, e assim avaliar a resposta da ponte à acção do tráfego rodoviário considerando do modelo de cargas rolantes proposto neste trabalho.

O estudo da ponte de Vila Fria baseou-se numa simulação 3D em que foram adoptados procedimentos de análise idênticos aos realizados para o caso da ponte de S. Lázaro.

A utilização de modelos numéricos refinados tridimensionais baseados no método dos elementos finitos exige que a geometria e os parâmetros mecânicos dos materiais sejam conhecidos. Para o efeito a discretização da geometria da estrutura de alvenaria e do enchimento atendeu às dimensões dos diversos elementos estruturais e especificidades das ligações existentes entre elementos. No caso de estruturas existentes para além das características geométricas aferidas foram considerados os resultados das inspecções visuais realizadas com o objectivo de detectar a presença de fendas, de assentamentos e de deformações excessivas, e de avaliar o estado de degradação dos materiais. Complementarmente foi recolhida informação histórica sobre a construção, nomeadamente, sobre as acções de reconstrução, reabilitação ou restauro assim como de outros eventos responsáveis por alterações do comportamento da estrutura.

Os parâmetros mecânicos utilizados no estudo numérico foram obtidos através de ensaios experimentais sob amostras de materiais representativas do comportamento da estrutura, considerando-se para o efeito os resultados apresentados no Capítulo 4.

Finalmente a validação dos modelos foi conseguida comparando os valores das frequências e os modos de vibração obtidos na análise numérica com os medidos *in situ*. Neste sentido a caracterização das propriedades dinâmicas da estrutura (frequências próprias e modos de vibração) obtidas com base em ensaios dinâmicos permitiu comparar os resultados experimentais com os obtidos por meio do modelo numérico.

6.2 – CASO DE ESTUDO DA PONTE DE S. LÁZARO

6.2.1 – Descrição da ponte e enquadramento do caso de estudo

A ponte de S. Lázaro localiza-se sobre o rio Leça em Alfena, Valongo e trata-se de uma ponte em alvenaria de granito construída supostamente na idade média (IHRU, 1998). Vence um vão de cerca de 28 m com dois arcos perfeitos diferentes, um com 7.5 m de vão e o outro, mais pequeno, com 2.3 m. O tabuleiro, com perfil longitudinal em cavalete, possui cerca de 3.3 m de largura e o pavimento é constituído por lajedo de granito.

A ponte sofreu obras de reabilitação em 1994/95 da responsabilidade da Câmara Municipal de Valongo (CMV) nas quais após a remoção do lajedo da ponte foi executada uma lajeta de betão com malhasol e colocado um pavimento em lajedo de granito e as guardas laterais. Na Figura 6.1 apresentam-se as imagens da ponte antes e depois das obras de reabilitação.



a) b)

Figura 6.1: Vista geral antes (a) e depois (b) da reabilitação efectuada em 1994/95, (IHRU, 1998).

Em 2006 foi efectuada uma inspecção técnica à ponte de forma a avaliar o seu estado estrutural tendo sido detectados três tipos de anomalias (Costa *et al.*, 2006):

- degradação estrutural do arco maior manifestada pela existência de fracturas nos blocos, abertura de juntas no intradorso e erosão dos elementos de granito;
- degradação no pavimento manifestada por abertura e irregularidade das juntas;
- degradação generalizada do material devido à presença de vegetação, humidade e crostas na pedra granítica.

Como resultado desta inspecção foram propostas medidas de prevenção e de reparação para as

anomalias detectadas, tendo posteriormente sido realizadas obras que consistiram nos seguintes trabalhos (Costa *et al.*, 2007):

- desmatação da vegetação existente nos paramentos do imóvel e reposição das pedras dos mesmos;
- consolidação geral do arco principal com injecção em profundidade das juntas e confinamento transversal através da consolidação com a alvenaria adjacente;
- tratamento das juntas da alvenaria nas faces visíveis dos paramentos da ponte, com a remoção de argamassas deterioradas e posterior refechamento com argamassa de saibro, cal, areia e pó de pedra e posterior lavagem de todos os paramentos com água e escova sem aditivos químicos.

Na Figura 6.2-a ilustra-se o aspecto da ponte antes da reabilitação efectuada em 2007 e na Figura 6.2-b uma vista geral da ponte durante a fase de reabilitação.



a) b)

Figura 6.2: Vista geral antes (a) e durante (b) a reabilitação efectuada em 2007.

6.2.2 – Discretização da geometria e condições fronteira

A caracterização geométrica das diversas zonas constituintes da ponte em estrutura de alvenaria (arcos, tímpanos e pavimento e a zona do enchimento) baseou-se no levantamento utilizando técnicas de varrimento laser tridimensional cedido pela CMV (Silva, 2008). Estes dados foram posteriormente usados para definir os modelos de elementos finitos que serviram de base para a simulação numérica do comportamento estrutural da ponte de S. Lázaro.

Na análise numérica da ponte usaram-se modelos de elementos finitos 2D e 3D assentes em estratégias de micro-modelação detalhada em que os blocos de pedra da estrutura de alvenaria (constituída pelos arcos e tímpanos) foram discretizados com elementos contínuos, individualizados através de elementos de junta que permitem materializar as interfaces entre blocos.

O pavimento, constituído por lajedo de pedra, foi também discretizado mediante a utilização de elementos contínuos e juntas, no sentido de individualizar entre si as lajetas de pedra.

O enchimento foi discretizado utilizando elementos contínuos e as interfaces entre o material de enchimento e a estrutura de alvenaria (arcos, tímpanos e pavimento) com elementos de junta do tipo enchimento/alvenaria.

Com a modelação 2D pretendeu-se simular a resposta da ponte na direcção longitudinal considerando o comportamento quer da zona do arco sob o enchimento (zona central) quer da zona do arco sob os tímpanos (zonas laterais). Para o efeito foram definidos dois modelos 2D designados no contexto deste trabalho por: *i)* ***M2D-ENCH*** (para a zona do arco sob o enchimento) e *ii)* ***M2D-TIMP*** (para a zona do arco sob os tímpanos).

Na modelação 2D utilizaram-se elementos contínuos de 3 e 4 nós e, para o caso das juntas, elementos de espessura nula de 4 nós. Na modelação 3D, os elementos contínuos usados têm 6 ou 8 nós e as juntas, também de espessura nula, 4 ou 8 nós.

Nas Figuras 6.3 e 6.4 ilustram-se as malhas de elementos finitos (blocos e enchimento a preto, e juntas a vermelho) correspondentes respectivamente às modelações 2D considerando a zona do enchimento (***M2D-ENCH***) e a zona dos tímpanos (***M2D-TIMP***). Na Figura 6.5 apresentam-se as malhas de blocos e de juntas separadas, de acordo com as diferentes zonas constituintes da ponte, para o caso da modelação 3D (modelo designado por ***M3D*** no contexto deste trabalho).

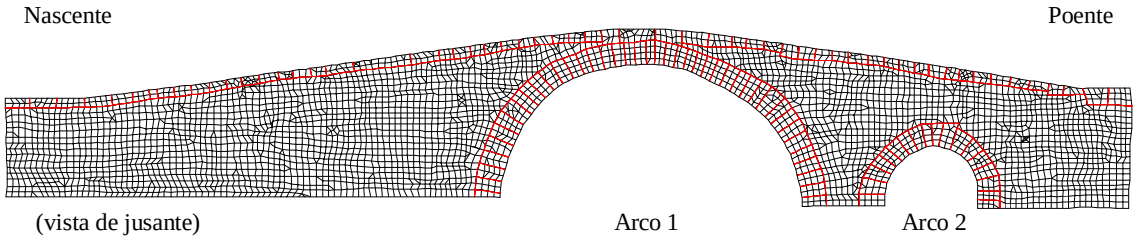


Figura 6.3: Modelo 2D da ponte de S. Lázaro da zona do enchimento**,** ***M2D-ENCH*** - Malha de blocos (a preto) e de juntas (a vermelho).

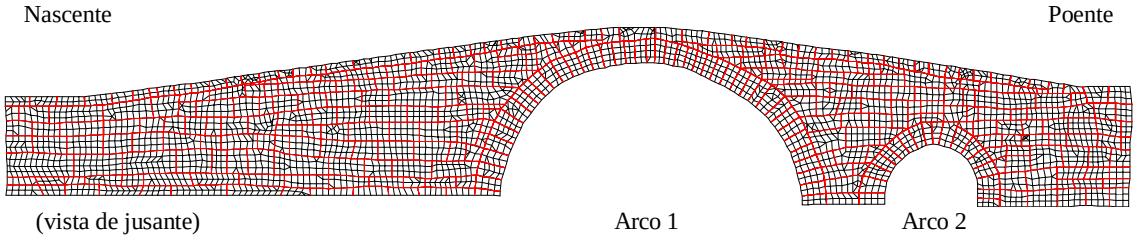
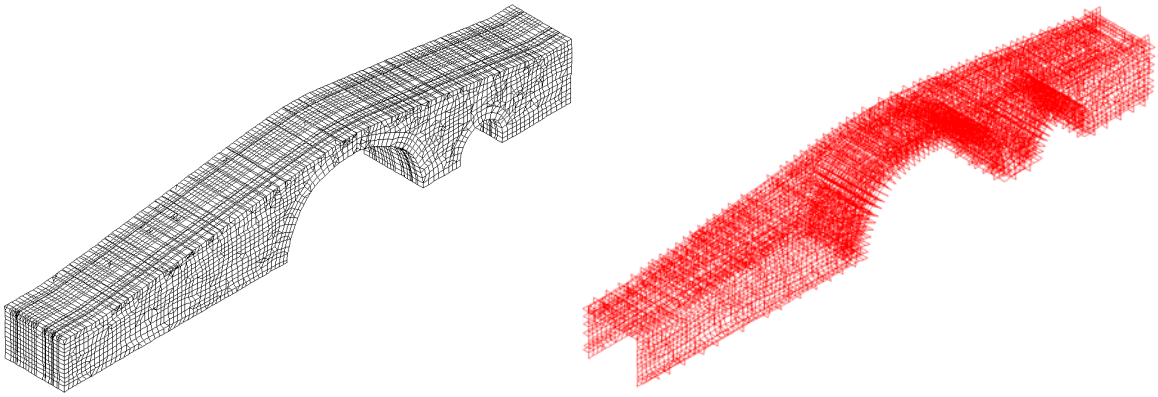


Figura 6.4: Modelo 2D da ponte de S. Lázaro da zona do tímpano, ***M2D-TIMP*** - Malha de blocos (a preto) e de juntas (a vermelho).



a) b)

Figura 6.5: Modelo 3D da ponte de S. Lázaro, ***M3D*** - Malha de blocos (a) e de juntas (b).

As condições fronteira foram estabelecidas usando apoios rígidos no sentido de bloquear os deslocamentos na base da ponte em contacto com o leito do rio. Nos paramentos verticais dos encontros foram restringidos os deslocamentos horizontais dos tímpanos e enchimento nas direcções longitudinal e transversal da ponte. Nos elementos do pavimento em contacto com os encontros foram consideradas duas situações distintas: num dos casos foram consideradas condições fronteira idênticas às estabelecidas nos paramentos verticais dos elementos dos tímpanos e enchimento, no outro caso, os elementos do pavimento foram deixados livres sobre a restante estrutura da ponte.

6.2.3 – Propriedades dos materiais e características dinâmicas dos modelos numéricos.

6.2.3.1 – Considerações iniciais

Como referido anteriormente o objectivo do estudo da ponte de S. Lázaro consistiu em calibrar os procedimentos de análise para este tipo de estruturas, nomeadamente, considerando diferentes tipos de materiais e estratégias para modelação da acção do tráfego rodoviário.

Neste sentido, consideraram-se três cenários para a constituição dos materiais da estrutura em função do tipo de juntas e dos materiais de enchimento (ver Tabela 6.1).

Num dos casos, a alvenaria dos arcos e tímpanos considerou-se constituída por blocos de pedra de granito pouco alterado e juntas sem preenchimento (juntas secas) e o material de enchimento, constituído por material granular de granulometria extensa bem compactado (tipo *tout-ve-*

nant). Nestas condições, a simulação do comportamento da ponte pretendeu traduzir as características de uma ponte em normais condições de serviço sujeita à erosão das juntas.

No segundo caso, a alvenaria dos arcos e tímpanos considerou-se constituída por blocos de pedra de granito alterado e juntas sem preenchimento (juntas secas) e o material de enchimento, constituído por material granular mal compactado.

Nestes dois cenários procurou-se traduzir as condições da ponte antes da intervenção de reabilitação realizada recentemente (ver secção 6.2.1). No entanto, uma vez que não existem dados experimentais relativos às condições iniciais da ponte, a definição dos parâmetros dos materiais baseou-se em dados existentes na bibliografia relativos a estudos precedentes de estruturas antigas de alvenaria de pedra e nos resultados dos ensaios laboratoriais apresentados no Capítulo 4.

No terceiro caso, procurou-se aproximar a resposta da ponte após intervenção de reabilitação, pelo que se consideraram as juntas com preenchimento de argamassa e o enchimento constituído (supostamente) pelo material granular, inicialmente existente, e pelo material adicionado através de injecções de caldas de cimento. Para definir os parâmetros dos materiais para este cenário foram considerados os resultados dos ensaios laboratoriais realizados no contexto deste trabalho sob amostras de material aplicado na construção ponte de Vila Fia, dado que, também para o cenário após reabilitação, não foram realizados ensaios laboratoriais específicos para os materiais da ponte de S. Lázaro; todavia, neste caso, estes parâmetros foram calibrados mediante ensaios de vibração ambiental realizados na ponte após concluída a intervenção de reabilitação.

Tabela 6.1: Cenários considerados para definição das propriedades dos materiais.

Cenário 1 – Ponte em condições usuais de serviço ▫ Alvenaria de blocos de pedra de granito pouco alterado e juntas secas ▫ Enchimento granular de granulometria extensa, bem compactado
Cenário 2 – Materiais da ponte com degradação ▫ Alvenaria de blocos de pedra de granito alterado e juntas secas ▫ Enchimento granular, pouco compactado
Cenário3 – Ponte após reabilitação ▫ Alvenaria de blocos de pedra de granito pouco alterado com juntas preenchidas após refechamento ▫ Enchimento granular de granulometria extensa, bem compactado, com injecção de caldas de cimento

O estudo numérico realizado iniciou-se com a análise da resposta da ponte face à acção do peso próprio e do tráfego rodoviário, antes de terem sido concluídas a obras e realizados os ensaios de vibração ambiental. Assim, começou-se por considerar a constituição dos materiais relativa aos dois primeiros cenários, em que se considera a estrutura de alvenaria de juntas secas e enchimento

granular. Numa fase posterior, após a realização dos ensaios dinâmicos *in situ*, realizou-se a análise da resposta da estrutura considerando o cenário da estrutura de alvenaria de juntas preenchidas após refechamento e enchimento granular com injecção de calda de cimento.

Neste contexto, apresentam-se nos parágrafos seguintes, nas secções 6.2.3.2, 6.2.3.3 e 6.2.3.4, as propriedades relativas ao comportamento dos materiais e características dinâmicas dos modelos numéricos correspondentes, respectivamente, aos cenários 1, 2 e 3 referidos na Tabela 6.1.

6.2.3.2 – Parâmetros de modelação dos materiais em condições usuais de serviço (cenário 1)

6.2.3.2 – a) Modelos constitutivos dos materiais

Os elementos contínuos da estrutura de alvenaria constituídos pelos blocos de pedra foram considerados com comportamento linear elástico controlado em termos de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (v) e do seu peso especifico (ρ). Os parâmetros de resistência e deformabilidade que caracterizam o comportamento destes elementos incluem-se na Tabela 6.2 e foram definidos a partir de valores usados em estudos precedentes no âmbito da análise de estruturas antigas de alvenaria de pedra (Almeida, 2000; Costa, 2002).

Quanto ao material de enchimento foi utilizado o modelo de Drucker-Prager com dilatância e sem endurecimento descrito na secção 5.5.1 considerando os parâmetros incluídos na Tabela 5.17-a, correspondentes a um material do tipo granular idêntico ao usado na construção da ponte de Vila Fria.

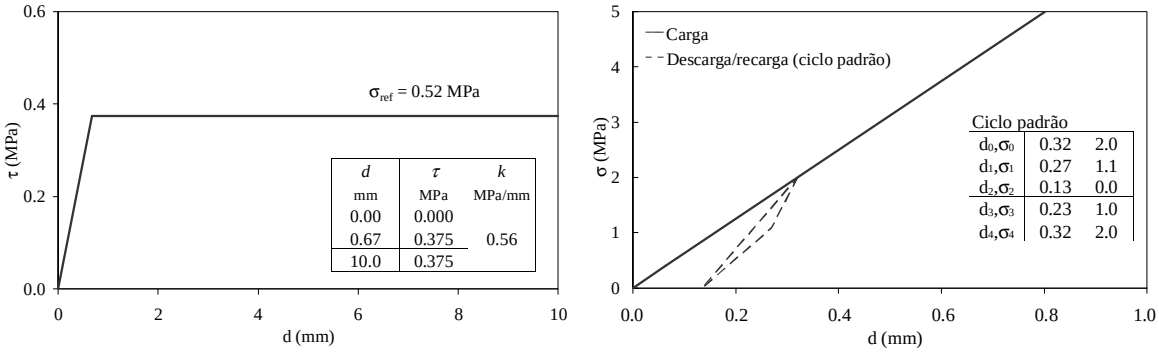
O comportamento dos elementos de junta é controlado através das tensões normal e tangencial de contacto e dos correspondentes deslocamentos relativos das duas faces da junta (abertura/fecho e escorregamento da interface entre blocos), com recurso ao modelo não linear de atrito de Coulomb sem dilatância, JOINT_SOFT_CY_T, implementado no contexto deste trabalho no programa CAST3M (CEA, 2003). Os valores considerados para a rigidez normal (k_n) e tangencial (k_s) das juntas incluem-se na Tabela 6.2 e, tal como sucedeu para o caso das propriedades dos blocos, foram definidos a partir de valores usados em estudos precedentes no âmbito da análise de estruturas antigas de alvenaria de pedra (Almeida, 2000; Costa, 2002). No contexto de um desses trabalhos (Almeida, 2000) realizou-se uma campanha de ensaios laboratoriais em provetes de juntas extraídas da igreja no Mosteiro da Serra do Pilar (LNEC, 2000) a partir dos quais se definiram os valores de k_n e k_s que constam na Tabela 6.2.

Em relação às leis de endurecimento do modelo de junta, definiu-se na direcção de corte uma curva de comportamento elasto-plástico perfeito e, na direcção normal, a curva de carga foi definida por ramos de rigidez constante k_n, adoptando-se para os ramos de descarga/recarga o padrão observado nos ensaios laboratoriais de compressão cíclica cujos parâmetros em termos dos pares de pontos (d,σ) se incluem na Figura 6.6-b.

Tabela 6.2: Parâmetros elásticos dos materiais.

Zonas	E (GPa)	ρ (kN/m^3)	v
Blocos de pedra	35	26.0	0.2
Enchimento	0.03	21.5	0.33

Zonas	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)
Juntas	6.241	0.560



a) b)

Figura 6.6: Curvas de comportamento nas direcções de corte (a) e normal (b) das juntas.

6.2.3.2 – b) Características dinâmicas do modelo numérico

Na Figura 6.7-a apresentam-se os valores das frequências naturais e os modos de vibração relativos ao modelo 3D da ponte de S. Lázaro considerando os parâmetros dos materiais indicados na secção 6.2.3.2-a e as condições fronteira de acordo com o referido na secção 6.2.2, em que são restringidos os deslocamentos na base da ponte e também os deslocamentos transversais e longitudinais dos paramentos verticais dos encontros.

No sentido de estudar a influência das condições fronteira, em termos da restrição nos deslocamentos transversais nos paramentos verticais dos encontros (tímpanos, enchimento e pavimento), foram avaliadas também as características dinâmicas do modelo numérico considerando nos paramentos verticais dos encontros apenas a restrição relativa aos deslocamentos longitudinais, apresentando-se na Figura 6.7-b os resultados correspondentes a esta hipótese.

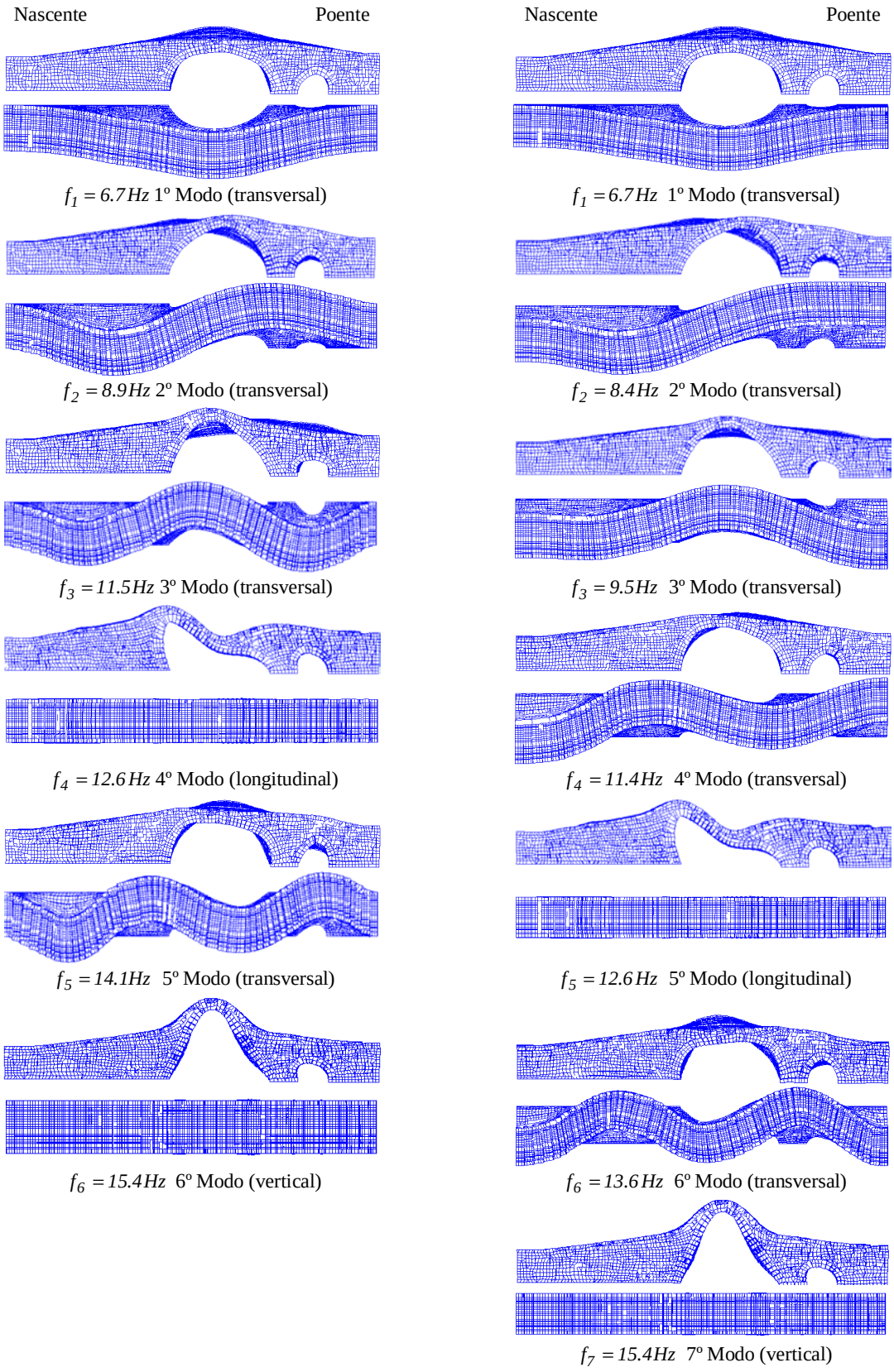


Figura 6.7: Frequências naturais e modos de vibração. Modelação 3D com os deslocamentos transversais dos encontros bloqueados (a) e livres (b).

Comparando as características dinâmicas obtidas através dos dois modelos apresentadas na Figura 6.7, cujos valores das frequências e identificação do tipo de modo se resume também na Tabela 6.3, verifica-se que os modos de primeira ordem (1º transversal, 1º longitudinal e 1º vertical) apresentam valores das frequências e configurações modais idênticos concluindo-se ser indiferente o tipo fixações consideradas nos graus de liberdade correspondentes à direcção transversal da ponte nos nós dos paramentos verticais dos encontros. Para os restantes modos identificados (modos transversais de ordem superior) verifica-se, que a condição fronteira imposta naqueles graus de liberdade influencia significativamente a configuração modal e correspondentes frequências naturais.

Na análise da resposta dinâmica da ponte às acções do tráfego optou-se por considerar a solução em que foram considerados os deslocamentos transversais restringidos, apesar de não se dispor na data da realização deste estudo de informação adicional sobre os modos de vibração experimentais. Contudo supôs-se que este parâmetro terá pouca influência na resposta dinâmica da ponte face às cargas de tráfego, dado que as diferenças nas características dinâmicas, motivadas pela mobilização (ou não) daquelas condições fronteira, ocorrem apenas para modos transversais de ordem superior.

Tabela 6.3: Frequências naturais e tipo de modos de vibração do modelo ***M3D*** considerando os deslocamentos transversais dos encontros bloqueados (a) e livres (b).

a)		b)	
Frequência	Tipo de modo	Frequência	Tipo de modo
$f_1 = 6.7Hz$	1º Modo (1º transversal)	$f_1 = 6.7Hz$	1º Modo (1º transversal)
$f_2 = 8.9Hz$	2º Modo (2º transversal)	$f_2 = 8.4Hz$	2º Modo (2º transversal)
		$f_3 = 9.5Hz$	3º Modo (3º transversal)
$f_3 = 11.5Hz$	3º Modo (3º transversal)	$f_4 = 11.4Hz$	4º Modo (4º transversal)
$f_4 = 12.6Hz$	4º Modo (1º longitudinal)	$f_5 = 12.6Hz$	5º Modo (1º longitudinal)
$f_5 = 14.1Hz$	5º Modo (4º transversal)	$f_6 = 13.6Hz$	6º Modo (5º transversal)
$f_6 = 15.4Hz$	6º Modo (1º vertical)	$f_7 = 15.4Hz$	7º Modo (1º vertical)

As características dinâmicas correspondentes aos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP***, são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 6.8 e 6.9. Na modelação 2D, as componentes dos modos de vibração correspondem às direcções vertical e longitudinal da ponte, não sendo traduzidos os modos de vibração na direcção transversal da ponte.

Comparando os valores das frequências relativos aos modos longitudinais e verticais obtidos no modelo ***M3D*** (cuja análise detalhada se apresenta descrita nos parágrafos anteriores) com idênticos valores determinados nos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** (ver Tabela 6.4), verifica-se

que no modelo ***M2D-ENCH*** se obtêm menores valores das frequências e, no modelo ***M2D-TIMP***, os correspondentes valores das frequências são maiores. Este aspecto, traduz a influência da rigidez considerada em cada um dos modelos que nos casos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** é, respectivamente, menor e maior que a rigidez do modelo ***M3D***.

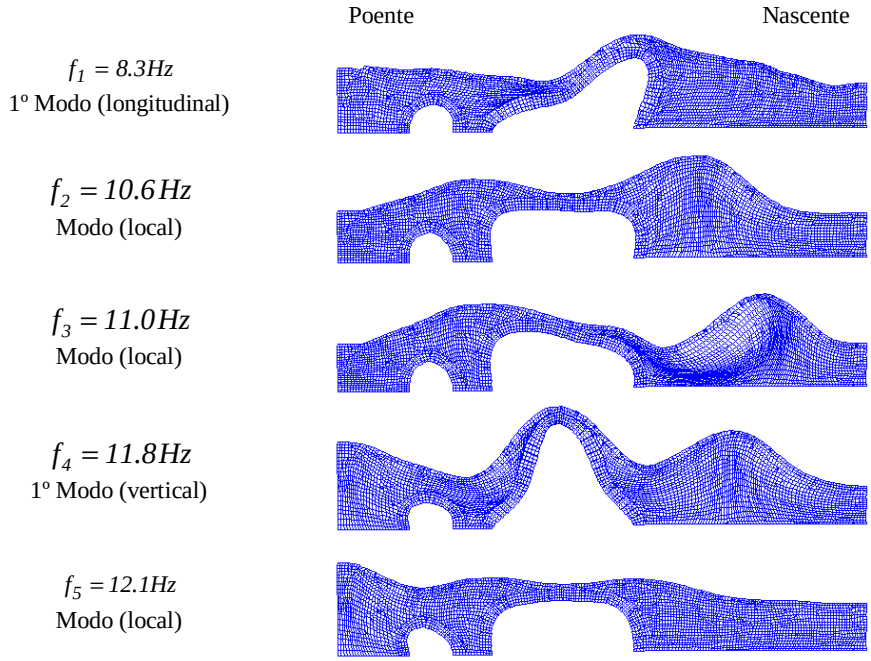


Figura 6.8: Frequências naturais e modos de vibração. Modelação 2D – zona do enchimento.

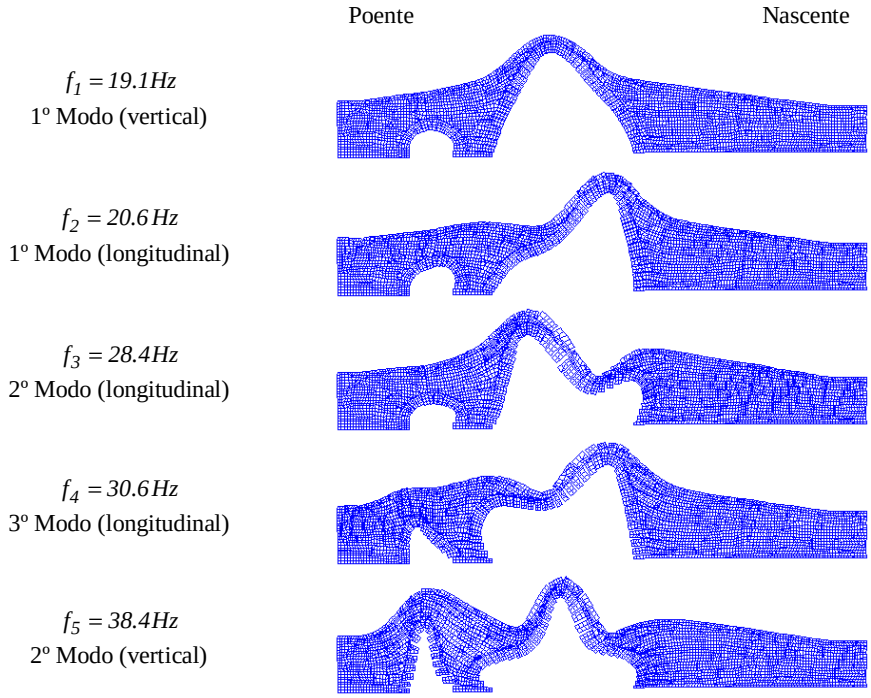


Figura 6.9: Frequências naturais e modos de vibração. Modelação 2D – zona dos tímpanos.

Tabela 6.4: Frequências naturais relativas aos modos longitudinais e verticais dos modelos ***M3D*** (a), ***M2D-ENCH*** (b) e ***M2D-TIMP*** (c).

	a)	b)	c)
Modelo / Tipo de modo	***M3D***	***M2D-ENCH***	***M2D-TIMP***
1º Modo longitudinal	$f = 12.6\,Hz$	$f = 8.3\,Hz$	$f = 20.6\,Hz$
1º Modo vertical	$f = 15.4\,Hz$	$f = 11.8\,Hz$	$f = 19.1\,Hz$

6.2.3.3 – Parâmetros de modelação dos materiais com degradação (cenário 2)

No segundo cenário estudado no contexto da análise da ponte de S. Lazaro consideraram-se os parâmetros elásticos dos materiais que se apresentam na Tabela 6.5. Admitiu-se que o enchimento é constituído por um material granular pouco compactado, com baixo módulo de deformabilidade e coesão nula usando-se para o efeito o modelo de Drucker-Prager com plasticidade não associada cujos parâmetros se apresentam na Tabela 6.6.

Neste cenário optou-se também por considerar um valor do módulo de elasticidade dos blocos menor que o considerado nos restantes cenários definidos no estudo desta ponte. Os parâmetros mecânicos do comportamento dos elementos de junta entre blocos de pedra foram considerados idênticos aos do cenário anterior (ver secção 6.2.3.2).

Tabela 6.5: Parâmetros elásticos dos materiais.

Zonas	E (GPa)	ρ (kN/m^3)	ν	Zonas	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)
Blocos de pedra	15.5	26.0	0.2	Juntas entre blocos de pedra	6.241	0.560
Enchimento	0.003	18.0	0.33	Juntas entre blocos de pedra e enchimento	0.5293	0.282

Tabela 6.6: Parâmetros constitutivos do modelo de Drucker-Prager do material de enchimento.

Ângulo de atrito	ϕ	30	(º)
Ângulo de dilatância	ψ	6	(º)
Coesão	C	0.0	(MPa)
Módulo de endurecimento	H	0.0	(MPa)

Em relação aos parâmetros constitutivos das juntas entre os blocos de pedra e o enchimento, adoptaram-se os valores determinados nos ensaios de corte e compressão para este tipo de juntas apresentados no Capítulo 4. Para a direcção tangencial usou-se a lei de corte ilustrada na Figura 6.10-a, também apresentada anteriormente na Figura 4.51-a. Na direcção normal optou-se por considerar que o comportamento é controlado pela rigidez de carga definida para o nível de tensão normal entre 0.3 e 1.8 MPa, adoptando-se para os ciclos de descarga-recarga, o padrão cor-

respondente aos ramos de descarga observados nos ensaios para este nível de tensão e a recarga com rigidez constante como mostra a Figura 6.10-b.

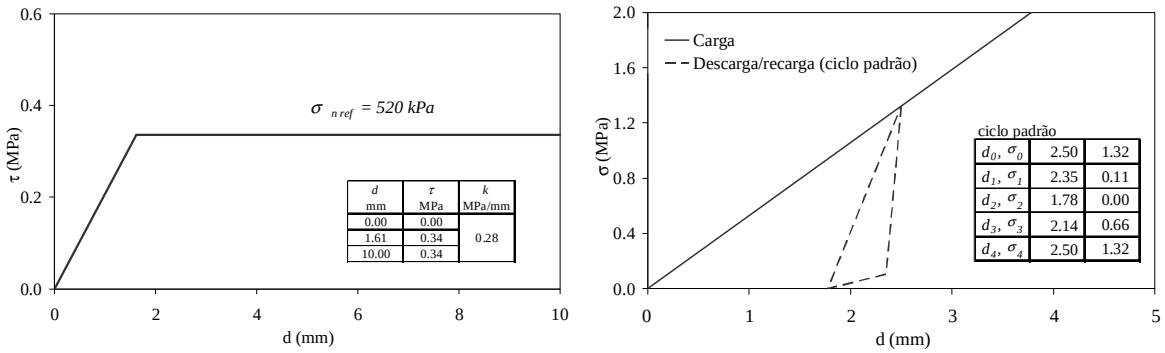


Figura 6.10: Curvas de comportamento nas direcções de corte (a) e normal (b) das juntas pedra/enchimento.

6.2.3.4 – Parâmetros de modelação da estrutura após reabilitação (cenário 3)

Como referido nos parágrafos anteriores, a calibração do modelo usado para simular o comportamento estrutural da ponte de S. Lázaro no seu estado actual, baseou-se na identificação modal, comparando os resultados obtidos em ensaios dinâmicos de vibração ambiental e os correspondentes resultados numéricos obtidos por via de um cálculo 3D considerando as propriedades elásticas dos materiais que representam o seu estado actual após reabilitação.

Na Tabela 6.7 incluem-se os parâmetros elásticos dos materiais usados para simular o comportamento da ponte após a reabilitação e na Figura 6.11 os correspondentes resultados do cálculo dos modos de vibração e frequências naturais.

Tabela 6.7: Parâmetros dos materiais após reabilitação.

Zonas	E (GPa)	ρ (kN/m^3)	ν	Zonas	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)
Blocos de pedra	35	26.0	0.2	Juntas entre blocos de pedra	7.2	0.560
Enchimento	0.2	21.5	0.33	Juntas entre blocos de pedra e enchimento	0.5293	0.282

A calibração do modelo numérico com recurso aos resultados dos ensaios dinâmicos baseia-se unicamente nas características elásticas dos materiais. Por conseguinte, para a definição dos parâmetros constitutivos na fase plástica, nomeadamente, leis de endurecimento/amaciamento, resistências de pico e coesão dos materiais das juntas e do enchimento e por não existirem dados experimentais sobre o comportamento dos materiais da ponte de S. Lázaro, procurou-se enquadrar os valores dos parâmetros elásticos apresentados na Tabela 6.7 em função dos resultados disponíveis

de ensaios laboratoriais em amostras de materiais usados em estruturas do mesmo tipo. Para o efeito foram considerados os resultados apresentados no Capítulo 4, para o caso dos materiais usados na construção da ponte de Vila Fria, e no Capítulo 5, para o caso de outros resultados consultados na bibliografia (Almeida, 2000; Costa, 2002; Ramos, 2002; Oliveira, 2003; Vasconcelos, 2005).

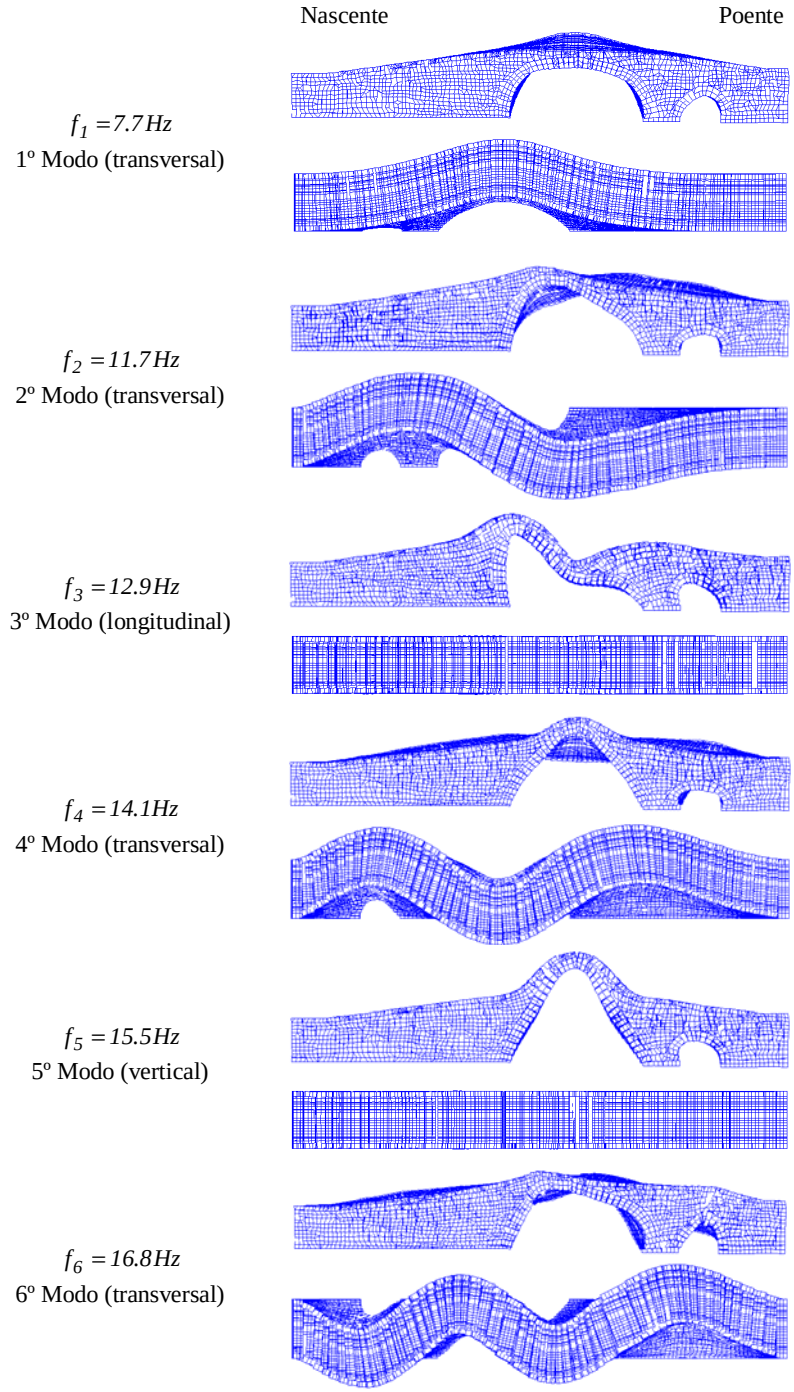


Figura 6.11: Modelo ***M3D***. Frequências naturais e modos de vibração para o cenário 3.

Atendendo às propriedades elásticas das juntas entre blocos de pedra nos arcos e tímpanos verifica-se que o valor definido para a rigidez normal ($k_n = 7.2MPa/mm$) é superior ao usado na análise da ponte considerando juntas secas (ver Tabela 6.2, onde $k_n = 6.24MPa/mm$) e significativamente inferior ao determinado nos ensaios de juntas argamassadas da ponte de Vila Fria, $k_n = 62MPa/mm$. Tendo em conta também os resultados apresentados nas Tabelas 5.12 a 5.14, relativos a outros resultados de ensaios consultados na bibliografia, o valor incluído na Tabela 6.7 para a rigidez normal situa-se na gama de valores obtidos em ensaios de juntas secas.

No caso da rigidez de corte o valor adoptado após reabilitação, $k_s = 0.56MPa/mm$, é idêntico ao adoptado nos cálculos precedentes, em que se considerou uma solução de juntas secas. De acordo com ensaios de corte realizados em juntas secas e juntas argamassadas (ver Tabelas 5.11 e 5.13) verifica-se que os valores da rigidez de corte determinados nos dois tipos de ensaios não apresentam diferenças significativas. Porém, na fase elástica, no caso das juntas argamassadas, como consequência das ligações de adesão conferidas pela argamassa, o comportamento ao corte exibe resistência de pico e a fase plástica é caracterizada por uma fase de amaciamento seguida de um patamar residual, enquanto que no caso das juntas secas não é exibida resistência de pico e, após a fase elástica, o comportamento pode ser caracterizado por um ramo de endurecimento seguido de um patamar residual.

Como referido anteriormente, não existem dados específicos sobre o comportamento ao corte das juntas da ponte de S. Lázaro após o refechamento com argamassa, pelo que se optou por considerar duas hipóteses para definir as leis de corte na fase plástica. Num dos cenários considerou-se não existir adesão nas interfaces entre os blocos e a argamassa de refechamento das juntas, definindo-se um comportamento característico de juntas secas (sem coesão nem resistência de pico). No segundo cenário, foi considerada a parcela da coesão no comportamento das juntas considerando-se o comportamento característico das juntas argamassadas (com coesão e resistência de pico).

Na Tabela 6.8, resumem-se os aspectos do comportamento das juntas e enchimentos que diferenciam os dois cenários considerados.

A superfície de cedência de Mohr-Coulomb e correspondentes leis de escoamento plástico foram definidas com o objectivo de descrever uma situação intermédia entre as condições observadas no comportamento de juntas secas e de juntas argamassadas.

Assim, os parâmetros constitutivos que determinam o comportamento não linear das juntas entre os blocos de pedra através do modelo JOINT_SOFT_CY_T foram determinados de modo a descrever na direcção de corte, na primeira hipótese, o comportamento elasto-plástico determinado

pela lei representada na Figura 6.12-a, usada também na análise apresentada nas secções anteriores (e incluída também na Figura 6.6-a) considerando-se um ângulo de atrito de 36º (ver Tabela 6.9-a).

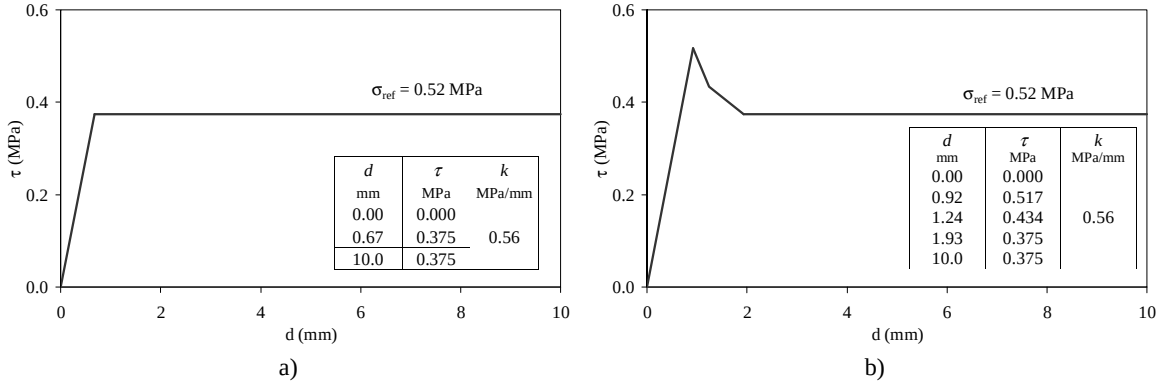
Tabela 6.8: Cenários do comportamento das juntas e enchimento após reabilitação sem coesão nem resistência de pico (a) e com coesão e resistência de pico (b).

a) Comportamento dos materiais sem coesão nem resistência de pico ▫ Juntas entre blocos sem ligações de aderência na interface argamassa/pedra ▫ Enchimento sem ligações cimentícias entre o enchimento inicialmente existente e o material endurecido adicionado na injecção de caldas
b) Comportamento dos materiais com coesão e resistência de pico ▫ Juntas entre blocos com ligações de aderência na interface argamassa/pedra ▫ Enchimento com ligações cimentícias entre o enchimento inicialmente existente e o material endurecido adicionado na injecção de caldas

Na segunda hipótese considerou-se que é mobilizada resistência de pico através da lei de corte ilustrada na Figura 6.12-b, considerando os valores da coesão e ângulo de atrito que determinam a superfície de cedência de Mohr-Coulomb apresentados na Tabela 6.9-b.

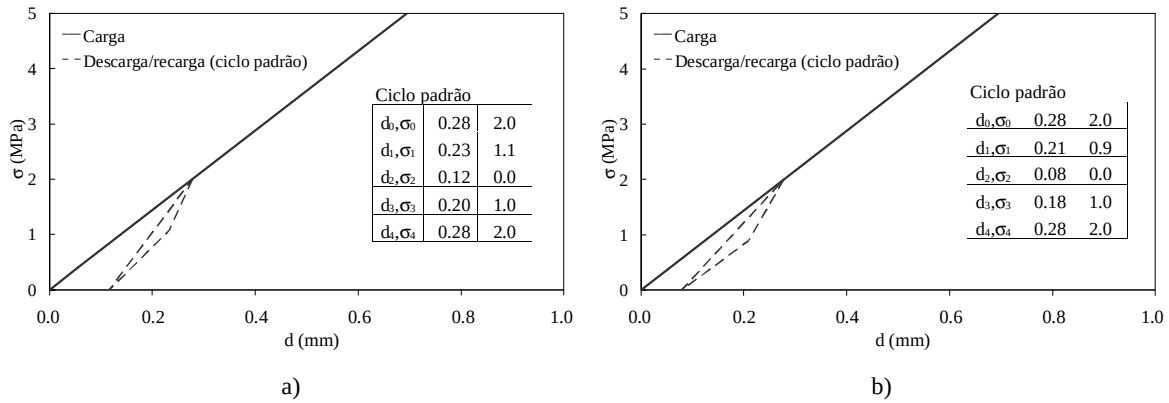
Na direcção normal, para descrever a fase de carga considerou-se, nos dois cenários, o valor da rigidez $k_n = 7.2MPa/mm$ e os ciclos de descarga/recarga de referência ilustrados na Figuras 6.13-a e 6.13-b, respectivamente, para o cenário de juntas secas e juntas argamassadas.

Em relação aos parâmetros das juntas entre os blocos de pedra e o enchimento adoptaram-se os mesmos parâmetros considerados na análise apresentada na secção anterior (ver secção 6.2.3.3) que, como se referiu, foram definidos com base nos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais apresentados no Capítulo 4 para este tipo de juntas.



a) b)

Figura 6.12: Curva de comportamento na direcção de corte das juntas entre blocos. Cenário sem coesão nem resistência de pico (a) e com coesão e resistência de pico (b).



a) b)

Figura 6.13: Curva de comportamento na direcção normal das juntas entre blocos. Cenário sem coesão nem resistência de pico (a) e com coesão e resistência de pico (b).

Tabela 6.9: Parâmetros constitutivos das juntas após reabilitação. Sem coesão (a). Com coesão (b).

	a)			b)		
Zonas de Juntas	f_t (MPa)	c (MPa)	$tan\phi$; ϕ	f_t (MPa)	c (MPa)	$tan\,\phi$; ϕ
entre blocos de pedra	0	0	0.72; 36º	0.05	0.08 0	0.84; 40º 0.72; 36º
entre blocos de pedra e enchimento	0	0	0.51; 27º	0	0	0.51; 27º

Quanto aos parâmetros de modelação do enchimento o valor determinado para o módulo de elasticidade, $E = 0.2GPa$ (ver Tabela 6.7), é superior ao definido nas análises precedentes (Tabela 6.2), o que é coerente com o aumento de rigidez motivado pela acção de reabilitação realizada nesta zona, que consistiu na injecção de caldas de cimento.

Note-se que, este valor do módulo de elasticidade é no entanto inferior ao determinado nos ensaios triaxiais em amostras de *tout-venant* com cimento, $E = 0.65GPa$. Porém, no caso da ponte de S. Lázaro as condições *in situ* do enchimento são seguramente distintas das condições do material de enchimento da ponte de Vila Fria, onde foi aplicada uma mistura de *tout-venant* e cimento.

Por outro lado, atendendo aos resultados obtidos no ensaio edométrico realizado numa amostra extraída do enchimento de uma ponte existente, a ponte de D. Zameiro (Costa, 2002), que na época em que foram recolhidas as amostras apresentava ruína parcial de um dos tímpanos, registaram-se valores do módulo de elasticidade entre 0.004 e $0.015\,GPa$ (ver secção 4.4.2.1), que são inferiores aos determinados nos ensaios triaxiais em amostras de *tout-venant* aplicado no enchimento na nova ponte de Vila Fria.

Em relação à definição das leis de comportamento na fase plástica do material de enchimento, também neste caso não existe informação experimental que permita identificar o seu comportamen-

to, nomeadamente no que se refere ao volume de vazios após reabilitação e condições finais de adesão entre o material existente e o material adicionado na injecção. Neste contexto optou-se por considerar também dois cenários para definir o comportamento do material de enchimento (ver Tabela 6.8).

Num dos casos, considerou-se que a injecção de caldas de cimento não conduz à existência de ligações de adesão entre as partículas em toda a extensão do enchimento, considerando-se que o material adicionado apenas ocupa os espaços existentes em cavidades presentes no enchimento. Neste caso admite-se que exista aumento da coesão devido a fenómenos de galgamento entre as partículas do material de enchimento previamente existente, que se supôs ser do tipo granular, e o material adicionado nas cavidades, formado pelas caldas de cimento endurecidas.

No segundo cenário considerou-se que o preenchimento dos vazios existentes no enchimento conduz a um comportamento coesivo devido ao estabelecimento de ligações cimentícias entre partículas, distribuídas em toda a extensão do enchimento.

Nos dois cenários considerados para descrever o comportamento do material de enchimento foi utilizado o modelo de Drucker-Prager considerando os parâmetros apresentados na Tabela 6.10.

Tabela 6.10: Parâmetros constitutivos do modelo de Drucker-Prager para o cenário de enchimento sem resistência de pico (a) e com resistência de pico (b).

		a)	b)	
Módulo de elasticidade	E	200	200	(MPa)
Coeficiente de Poisson	ν	0.2	0.2	
Ângulo de atrito	ϕ	35.5	32.9	(º)
Coesão	C	0.09	0.35	(MPa)
Módulo de endurecimento	H	20	-23	(MPa)

6.2.3.5 – Identificação modal através de ensaios dinâmicos de vibração ambiental após reabilitação

O objectivo da identificação modal através de ensaios dinâmicos *in situ* consiste em caracterizar, com base nas relações gerais excitação-resposta, as propriedades dinâmicas da estrutura, nomeadamente, as frequências naturais e os modos de vibração.

Com base naquelas as relações, o objectivo do problema consiste em estimar as características do sistema, conhecida a resposta e a excitação.

Neste sentido a caracterização *in situ* das propriedades dinâmicas da estrutura (frequências próprias e modos de vibração) permite comparar os resultados experimentais com os obtidos por

meio do modelo numérico, representando, este procedimento, uma via para validar o modelo numérico da estrutura existente no regime elástico de pequenas deformações.

Neste tipo de ensaios o processo de excitação da estrutura designa-se habitualmente por vibração ambiental, na qual a fonte de vibração não é controlada e tem origem, por exemplo, na actuação do tráfego, do vento, do movimento humano, de microssismos e de forças geradas por sistemas electro-mecânicos em funcionamento nas proximidades da estrutura.

Neste contexto assume-se que a excitação da estrutura é assimilável a um processo estocástico de banda larga, também designado por ruído branco, o que corresponde a considerar constante a densidade espectral de potência da excitação (Caetano, 1992). Esta técnica de ensaio também designada na literatura inglesa por "*output only*" pode considerar-se a mais simples, quando comparada com outras que envolvem processos de excitação da estrutura mais complexos e onerosos.

As características dinâmicas medidas *in situ* são calculadas utilizando programas de análise e de processamento de sinal que se baseiam, de entre outras, na técnica da transformada rápida de Fourier (FFT), usando métodos como os de amplitude de pico, de decomposição no domínio da frequência ou de identificação estocástica de subespaços. No contexto deste trabalho, para proceder à identificação modal da ponte em estudo, recorreu-se ao programa ARTEMIS (SVS, 2004), no qual estão implementadas as técnicas anteriormente referidas.

6.2.3.5 – a) Técnica de ensaio

Na campanha de ensaios dinâmicos *in situ*, realizada com o objectivo de obter as estimativas das frequências e modos de vibração da ponte de S. Lázaro, foram utilizados três macro-sismógrafos portáteis da marca GeoSIG e modelo GSR (GeoSIG, 1999).

Cada macro sismógrafo permite registar sinais de aceleração em três direcções ortogonais, sendo possível considerar diferentes taxas de amostragem e diferentes condições de disparo e leitura. Neste ensaio foi fixada uma taxa de amostragem de 100Hz e definida uma série de janelas temporais com a duração de 480 segundos de leitura.

As condições de funcionamento dos sensores são estabelecidas com recurso a programas específicos para esse fim, pelo que é necessária a utilização de um computador portátil que serve também para transferir os registos armazenados nas unidades memória dos macro-sismógrafos para o disco do computador (Figura 6.14).



Figura 6.14: Ensaio dinâmico. Macro-sismógrafo colocado sobre o tabuleiro e computador portátil para configuração de equipamentos e armazenamento de dados.

A metodologia de ensaio consistiu em efectuar sucessivas medições de vibração nos treze pontos do tabuleiro da ponte, indicados na Figura 6.15, correspondentes a dez secções transversais distintas sobre o tabuleiro. Foram realizadas oito séries de medições, seguindo a sequência ilustrada na Tabela 6.11, colocando um macro-sismógrafo num ponto de referência fixo (ponto 5M) e os restantes dois aparelhos noutros pontos de medição. Esta campanha foi realizada com a colaboração do Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas (VIBest) da FEUP.

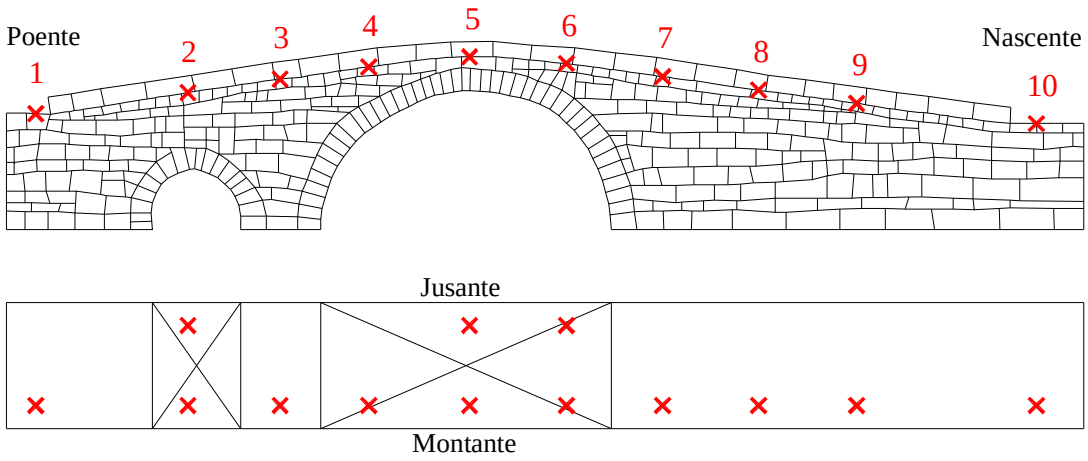
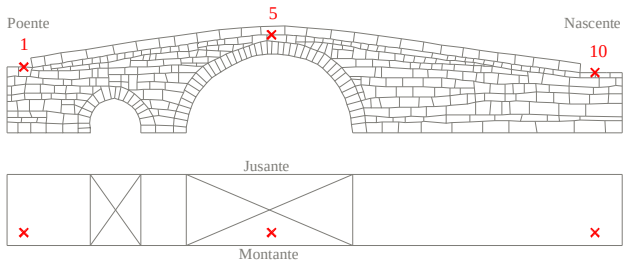


Figura 6.15: Pontos de medição do ensaio dinâmico. Alçado (vista de montante) e planta.

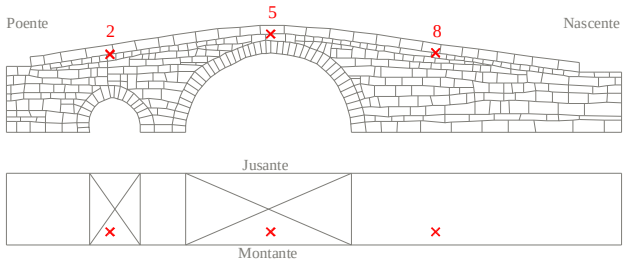
A escolha do ponto de referência teve em consideração o facto de que este não deve corresponder a nodos dos principais modos de vibração a identificar (Caetano, 2000). Esta informação foi previamente obtida através de resultados da modelação numérica com modelos de elementos finitos utilizados na análise preliminar do comportamento da ponte e de resultados de medições dinâmicas previamente efectuadas.

Tabela 6.11: Ensaios dinâmicos de vibração ambiental.

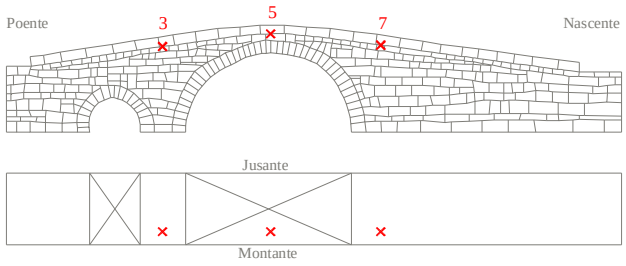
Ensaio 1 Hora: 10:25	
Pontos	Sismógrafo
5M	S3
1M	S2
10M	S1



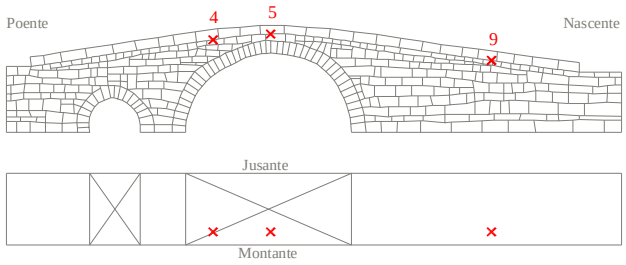
Ensaio 2 Hora: 10:35	
Pontos	Sismógrafo
5M	S3
2M	S2
8M	S1



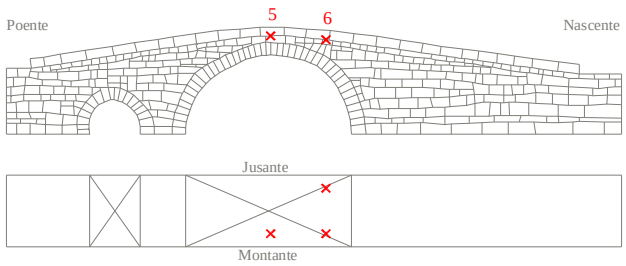
Ensaio 3 Hora: 10:45	
Pontos	Sismógrafo
5M	S3
3M	S2
7M	S1



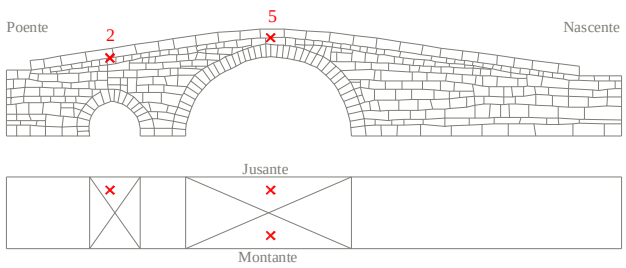
Ensaio 4 Hora: 10:55	
Pontos	Sismógrafo
5M	S3
4M	S2
9M	S1



Ensaio 5 Hora: 11:05	
Pontos	Sismógrafo
5M	S3
6J	S2
6M	S1



Ensaio 6 Hora: 11:15	
Pontos	Sismógrafo
5M	S3
2J	S2
5J	S1



6.2.3.5 – b) Processamento dos sinais com o programa ARTEMIS

No contexto do programa ARTEMIS (SVS, 2004), as frequências próprias e modos de vibração podem ser determinadas com base nas técnicas de decomposição no domínio da frequência (FDD e EFDD) e na técnica de identificação estocástica de subespaços (SSI).

As técnicas de FDD e EFDD consistem em efectuar, para cada valor da frequência, uma decomposição das matrizes de densidades espectrais de potência da resposta (auto-espectros e espectros cruzados) em valores singulares. Interpretando o espectro de cada valor singular como sendo o auto-espectro de um sistema de um grau de liberdade, o primeiro vector singular do sistema, associado a um pico do espectro de valores singulares, é estimado como sendo um modo de vibração (Brincker, 2001). A versão melhorada EFDD permite estimar os coeficientes de amortecimento modais e identificar com maior rigor as frequências naturais e as configurações modais do sistema.

A técnica de SSI consiste no ajuste de um modelo paramétrico às séries temporais registadas pelos sensores, utilizando uma representação específica da função de transferência. Para a análise dos registos, utilizou-se o algoritmo PC (“*Principal Components*”), um dos três disponíveis no programa ARTEMIS.

Na Figura 6.16 apresenta-se o resultado da aplicação da técnica de EFDD aos registos de aceleração obtidos, onde os picos dos espectros fornecem informação sobre os valores das frequências mais excitadas durante o ensaio de vibração. Por esta via foram identificadas cinco frequências naturais cujos valores (associados às linhas verticais a vermelho na Figura 6.16) e respectivas configurações podem ser consultados na Figura 6.17.

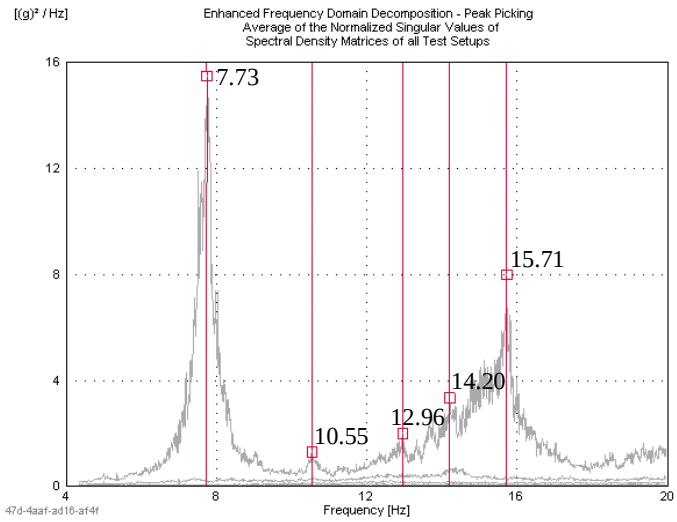


Figura 6.16: Obtenção de frequências próprias com base nos picos dos espectros recorrendo à técnica EFDD.

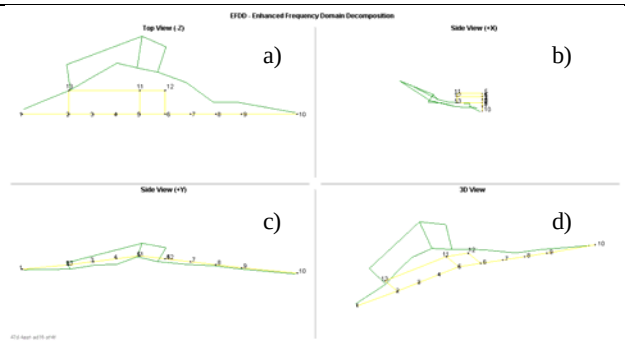
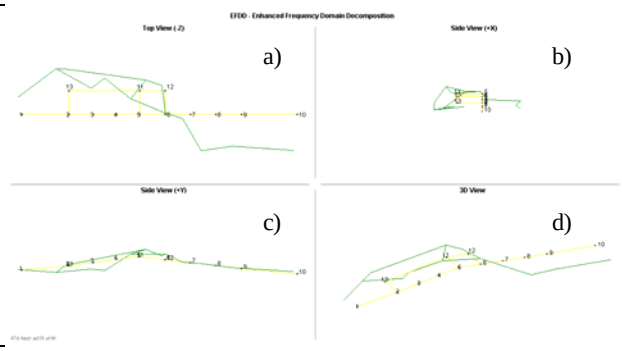
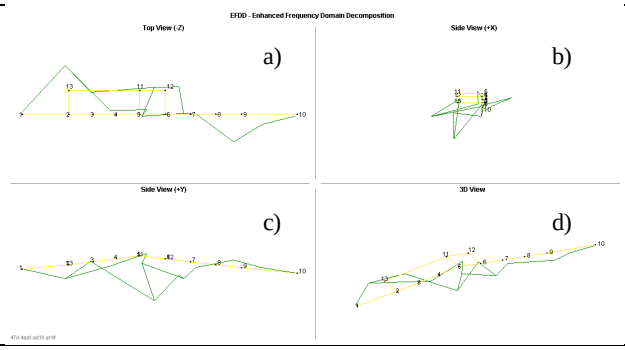
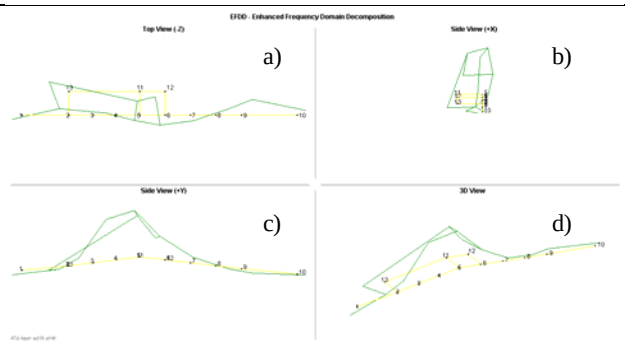
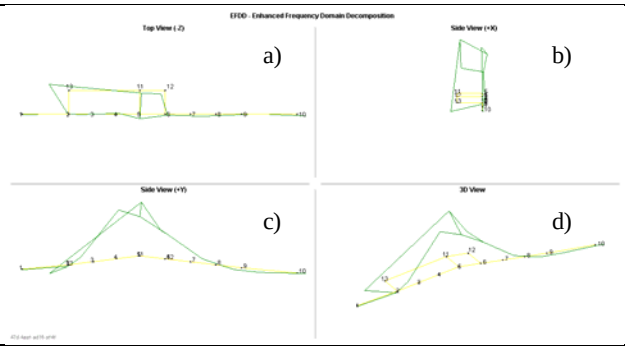
f=7.73 Hz		Legenda:
f=10.55 Hz		a) Vista superior (-z)
f=12.96 Hz		b) Vista lateral (+x)
f=14.20 Hz		b) Vista lateral (+y)
f=15.71 Hz		d) Perspectiva

Figura 6.17: Frequências e configurações modais identificadas experimentalmente com a técnica EFDD.

Tal como já referido, o vector singular associado a cada valor singular da matriz das densidades espectrais, constitui um modo de vibração cujos termos correspondem a amplitudes relativas a um ponto de referência. A partir desta informação torna-se possível, através da técnica de EFDD, a visualização e animação da amplitude e fase dos modos de vibração identificados com recurso ao programa ARTEMIS.

A análise da grandeza das amplitudes dos modos de vibração associadas às frequências naturais 7.73 e 15.71 Hz (1º modo transversal e 1º modo vertical, respectivamente) revelou uma boa concordância com os resultados previstos no modelo numérico. No entanto para as restantes frequências de vibração a identificação da configuração modal revelou algumas dificuldades, também encontradas através da aplicação da técnica de SSI.

Na Figura 6.18 inclui-se o diagrama de estabilização dos pólos, obtido para o ensaio 4 utilizando a técnica SSI e os mesmos parâmetros de tratamento do sinal usados na técnica EFDD cujos resultados se apresentaram nos parágrafos anteriores. Na Figura 6.18 observam-se os conjuntos de pólos ajustados formando uma linha vertical, correspondentes aos valores das frequências próprias da estrutura. Os pólos marcados a cor vermelha estão associados a modos estáveis e os pólos a cor verde e bege, respectivamente, a modos instáveis e a ruído.

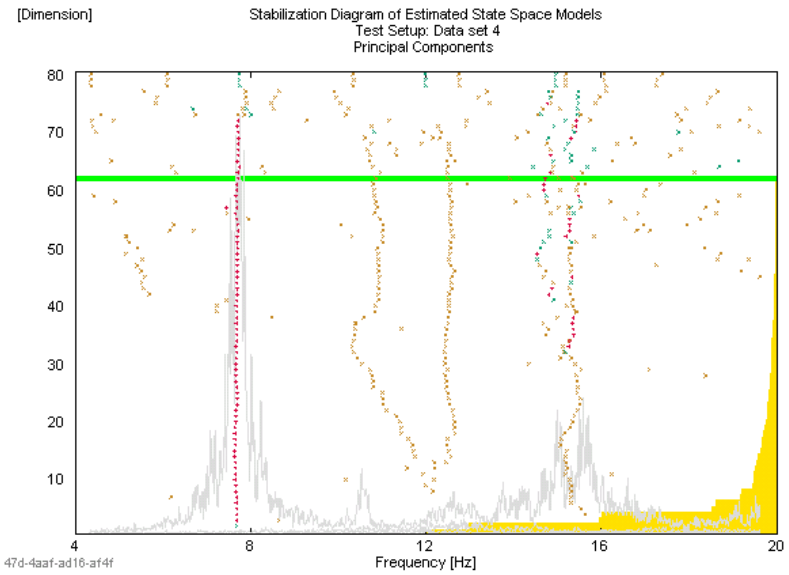


Figura 6.18: Diagrama da estabilização dos pólos obtido utilizando a técnica SSI.

Considerando os resultados apresentados na Figura 6.18 verifica-se que apenas para o primeiro pico do espectro se encontra um conjunto de pólos ajustados estáveis formando uma linha vertical; é de referir que este padrão também se verificou para os outros ensaios, tornando difícil por esta via a identificação das configurações modais.

Assim, optou-se por repetir o processamento de resultados com a técnica de SSI activando as opções *"Projection channels"* e *"Harmonic detection"* e modificando o número de pontos de amostragem para 2048, obtendo-se novos diagramas de estabilização de pólos, como o apresentado na Figura 6.19 para o ensaio 1. Neste caso em correspondência com os picos dos espectros obtiveram-se mais conjuntos de pólos estáveis tendo-se identificado os valores das frequências naturais e correspondentes configurações modais mostradas na Figura 6.20.

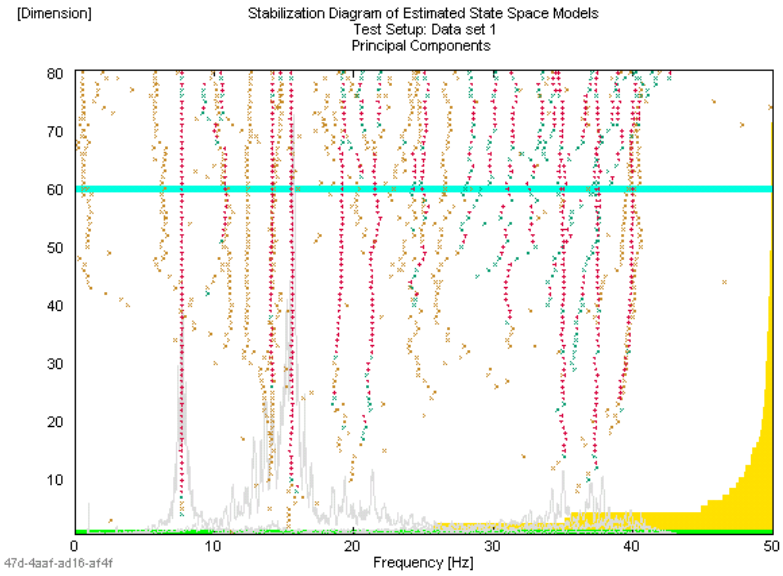


Figura 6.19: Diagrama da estabilização dos pólos obtido utilizando a técnica SSI activando as opções *"Projection channels"* e *"Harmonic detection"*.

No âmbito da identificação modal da ponte de S. Lázaro realizada pelo VIBest foram também realizados ensaios de vibração livre através dos quais, utilizando técnicas desenvolvidas no domínio do tempo, foi possível identificar as frequências naturais da ponte e direcção das componentes dos correspondentes modos de vibração (Belmonte, 2009). Neste caso, dada a elevada rigidez da estrutura, a excitação dinâmica foi conseguida através de um salto realizado por quatro pessoas sobre o tabuleiro e uma corrida realizada pelo mesmo número de pessoas.

Os resultados obtidos nesta campanha, resumidos na Tabela 6.12-c, foram comparados com os obtidos a partir dos ensaios de vibração apresentados nos parágrafos anteriores, na Figura 6.17 para o caso da identificação com base na técnica EFDD e na Figura 6.20 para o caso da identificação através da técnica SSI, e que também se encontram resumidos na Tabela 6.12, (nas colunas -a e -b, respectivamente); nestes dois casos, as componentes do modo de vibração estão ordenadas em função da amplitude registada na configuração modal identificada.

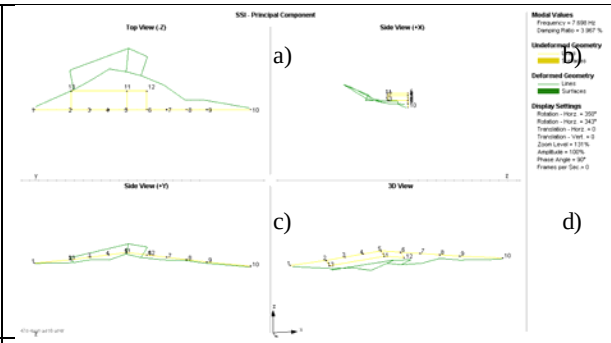
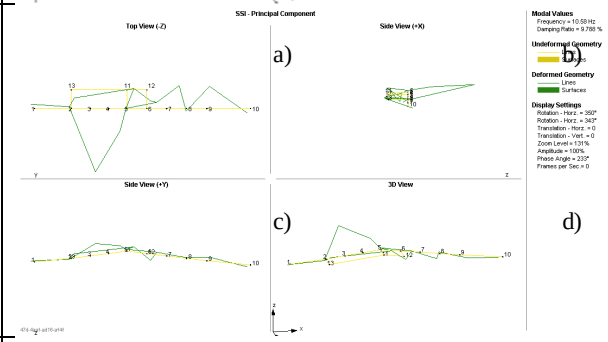
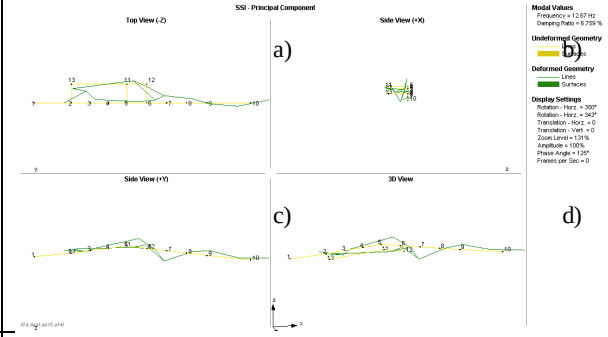
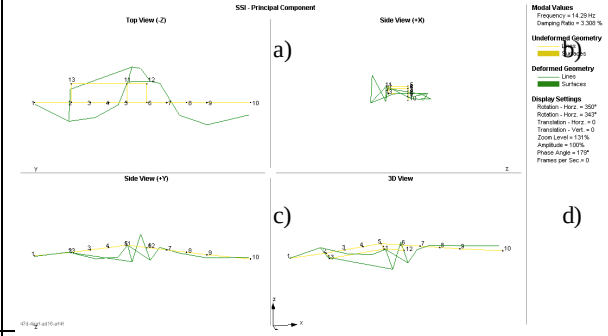
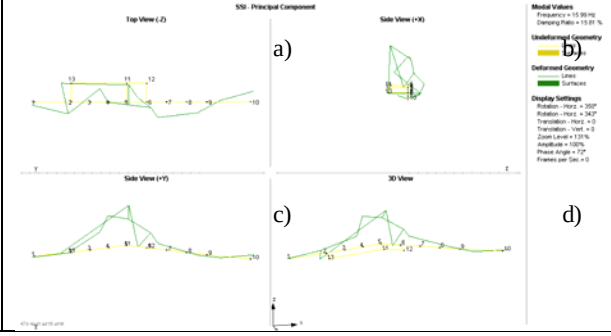
f=7.7 Hz		Legenda:
f=10.6 Hz		a) Vista superior (-z)
f=12.7 Hz		b) Vista lateral (+x)
f=14.3 Hz		b) Vista lateral (+y)
f=16.0 Hz		d) Perspectiva

Figura 6.20: Frequências e configurações modais identificadas experimentalmente com a técnica SSI activando as opções *"Projection channels"* e *"Harmonic detection"*.

Tabela 6.12: Frequências próprias e componentes modais medidas nos ensaios dinâmicos de vibração ambiental com recurso a técnicas FFD (a) e SSI (b) e nos ensaios de vibração livre (c).

a)		b)		c)	
EFDD		SSI		Vibração livre	
Frequências identificadas (Hz)	Componentes do modo de vibração	Frequências identificadas (Hz)	Componentes do modo de vibração	Frequências identificadas (Hz)	Componentes do modo de vibração
7.73	Transversal	7.7	Transversal	7.84	Transversal
10.55	Transversal	10.6	Transversal Torção	10.47	Transversal Longitudinal
12.96	Longitudinal Transversal	12.7	Longitudinal	12.81	Longitudinal
14.20	Transversal Vertical	14.3	Transversal	14.47	Transversal Longitudinal Vertical
15.71	Vertical	16.0	Vertical Torção	15.37	Transversal Longitudinal Vertical

Comparando os resultados incluídos na Tabela 6.12 verifica-se boa concordância entre os valores das frequências naturais identificadas recorrendo às três técnicas. A identificação das configurações modais acarreta contudo maiores dificuldades, como se pode concluir da observação da Figura 6.17 e da Figura 6.20, as quais exibem modos não muito bem definidos; no entanto existe boa concordância em relação à direcção das componentes modais, podendo-se concluir que os primeiro, segundo e quarto modos identificados correspondem a modos (fundamentalmente) transversais, o terceiro modo corresponde a uma configuração modal com componentes (principalmente) longitudinais e o quinto modo exibe sobretudo componentes verticais.

Atendendo aos resultados numéricos incluídos na Figura 6.11, cujos parâmetros elásticos foram determinados com o objectivo de traduzir as condições actuais da obra e aproximar os resultados numéricos das características dinâmicas, aos correspondentes resultados experimentais aferidos nos ensaios dinâmicos, verifica-se em geral boa concordância entre os valores das frequências naturais (calculadas e medidas) e também do correspondente modo. Em particular, verifica-se boa aproximação entre as componentes mais excitadas do modo (componentes de maior amplitude). Porém, existem algumas diferenças entre as componentes menos excitadas, nomeadamente, nos segundo e terceiro modos, em que foram identificadas componentes de menor amplitude na direcção longitudinal apenas no ensaio de vibração livre e, na direcção transversal na primeira aplicação com a técnica EFDD. Refira-se no entanto que, na técnica EFDD, a identificação das componentes de um determinado modo dependem dos parâmetros de processamento que são definidos pelo utilizador pelo que, neste caso, uma escolha de critérios menos ajustada poderá influenciar os resultados.

Na Tabela 6.13-a resumem-se os valores das frequências e o tipo de modo calculados e na Tabela 6.13-b os correspondentes parâmetros identificados *in situ*. Em relação a estes últimos é indicado o intervalo correspondente ao valor das frequências naturais identificadas e o correspondente tipo de modo considerando as componentes modais mais excitadas identificadas pelas três vias descritas nos parágrafos anteriores.

Tabela 6.13: Características dinâmicas calculadas numericamente (a) e identificadas *in situ* (b).

a)

Frequências calculadas (Hz)	Tipo de modo de vibração
7.7	1º modo (transversal)
11.7	2º modo (transversal)
12.9	3º modo (longitudinal)
14.1	4º modo (transversal + torção)
15.5	5º modo (vertical)

b)

Frequências identificadas (Hz)	Tipo de modo de vibração
7.70 – 7.80	1º modo (transversal)
10.47 – 10.60	2º modo (transversal)
12.70 – 12.96	3º modo (longitudinal)
14.20 – 14.47	4º modo (transversal + torção)
15.37 – 15.71	5º modo (vertical)

No caso particular das estruturas de alvenaria de pedra, como as pontes em arco, as dificuldades na identificação modal são acrescidas dada a elevada rigidez destas estruturas. Não obstante os procedimentos usados para esta identificação serem de aplicação relativamente simples, quer do ponto de vista da condução do ensaio quer do ponto de vista do processamento de dados, nomeadamente através da aplicação comercial usada, o programa ARTEMIS (SVS, 2004) actualmente muito divulgado no contexto destas aplicações, as maiores dificuldades surgem associadas aos registos dos sinais que apresentam em geral componentes de ruído muito elevadas quando comparadas com as baixas amplitudes da aceleração estrutural que resulta da elevada rigidez da estrutura.

6.2.4 – Efeito do peso próprio.
Resposta da ponte em condições usuais de serviço (cenário 1)

A fim de avaliar o comportamento da ponte devido ao peso próprio apresentam-se, nesta secção os resultados da análise linear elástica e da análise não linear da ponte sob a acção do seu peso, considerando o cenário representativo do comportamento dos materiais em condições normais de funcionamento, cujos parâmetros foram apresentados na secção 6.2.3.2. As condições fronteira foram definidas de modo a bloquear os deslocamentos (verticais e horizontais) da base da ponte em contacto com a fundação; nos paramentos verticais dos encontros foram bloqueados apenas os deslocamentos horizontais dos elementos do enchimento e tímpanos.

6.2.4.1 – Resultados da análise linear elástica (peso próprio)

Nas Figuras 6.21 e 6.22 ilustram-se as deformadas, em alçado, correspondentes aos três modelos ***M2D-ENCH***, ***M2D-TIMP*** e ***M3D*** (conforme definido em 6.2.2) para o cálculo linear. Nas Figuras 6.23, 6.24 e 6.25 apresentam-se ainda os correspondentes resultados do cálculo estático em termos de tensões principais de compressão e de tracção nos elementos contínuos e, da Figura 6.26 à Figura 6.31, ilustram-se as tensões normais e tangenciais (máximas e mínimas) e as deformações normais e tangenciais nos elementos de junta.

Para melhor percepção do comportamento dos diversos elementos estruturais, na Tabela 6.14 sintetizam-se os valores máximos das tensões nos blocos e dos deslocamentos nas várias zonas da ponte. Nas Tabelas 6.15 e 6.16 incluem-se, respectivamente, os valores máximos e mínimos das tensões e deformações normais nas juntas e os valores máximos (em módulo) das tensões e deformações de corte.

Nas referidas tabelas, os elementos contínuos e também os elementos de junta são agrupados por zonas, diferenciando-se a malha de blocos correspondente aos arcos 1 e 2, pavimento, enchimento e tímpanos. Quanto aos elementos da malha das juntas diferenciam-se: *i)* as juntas transversais (*t*) e longitudinais (*l*) entre blocos nos arco 1 e 2; *ii)* as juntas no extradorso dos arcos, entre os blocos dos arcos e o enchimento, tímpanos e pavimento; *iii)* as juntas no pavimento, incluindo-se neste conjunto as juntas transversais existentes no pavimento e as juntas horizontais sob o pavimento e em contacto com o enchimento (no caso do Modelo ***M2D-ENCH*** e ***M3D***) e com os tímpanos; *iv)* as juntas entre os blocos dos tímpanos e, por último, *v)* as juntas verticais entre o enchimento e os tímpanos, que estão discretizadas unicamente no modelo ***M3D***.

Os resultados apresentados nas Tabelas 6.14, 6.15 e 6.16 permitem verificar que globalmente ocorrem os efeitos mais gravosos no modelo ***M2D-ENCH*** e menos gravosos no modelo ***M2D-TIMP***. Esta tendência verifica-se no arco 1 em termos do deslocamento vertical, tensões principais mínimas nos blocos, tensões normais de compressão e deformações de fecho nas juntas.

Na zona do pavimento, verificam diferenças mais significativas, porém, os valores máximos registam-se em zonas distintas, no modelo ***M2D-ENCH*** ocorrem na zona do enchimento e nos modelos ***M2D-TIMP*** e ***M3D*** na zona do arco.

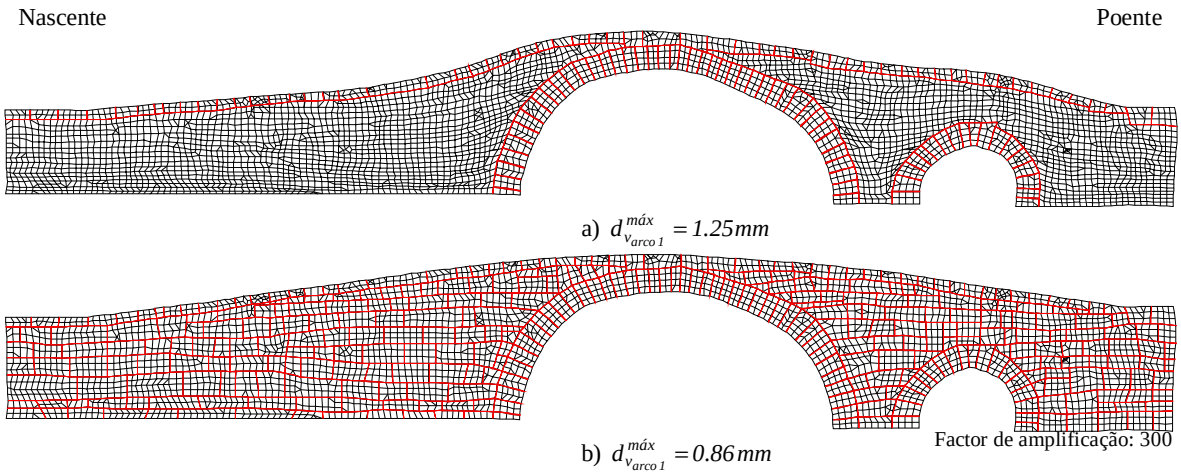


Figura 6.21: Deformada da ponte devido ao peso próprio dos modelos ***M2D-ENCH*** (a) e ***M2D-TIMP*** (b). Cálculo linear elástico.

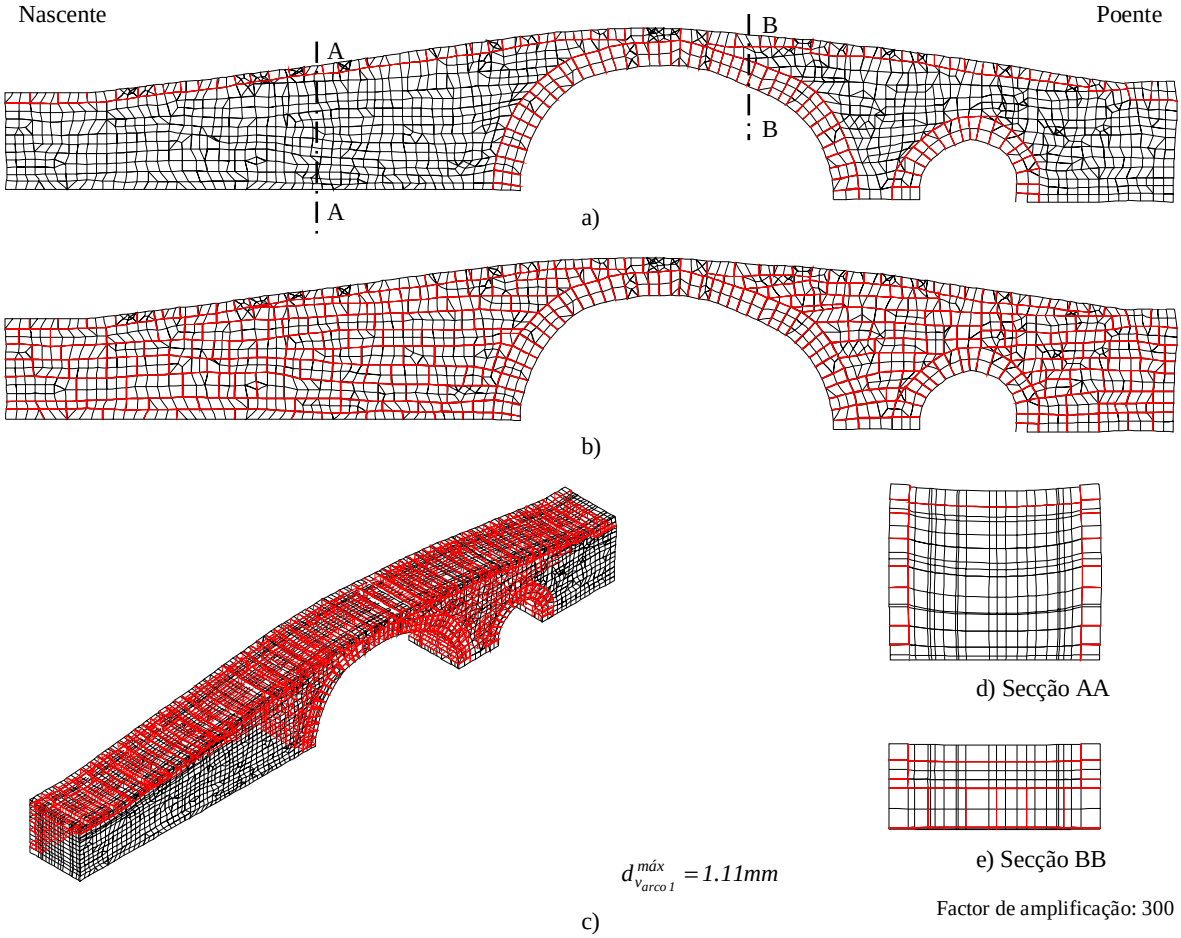
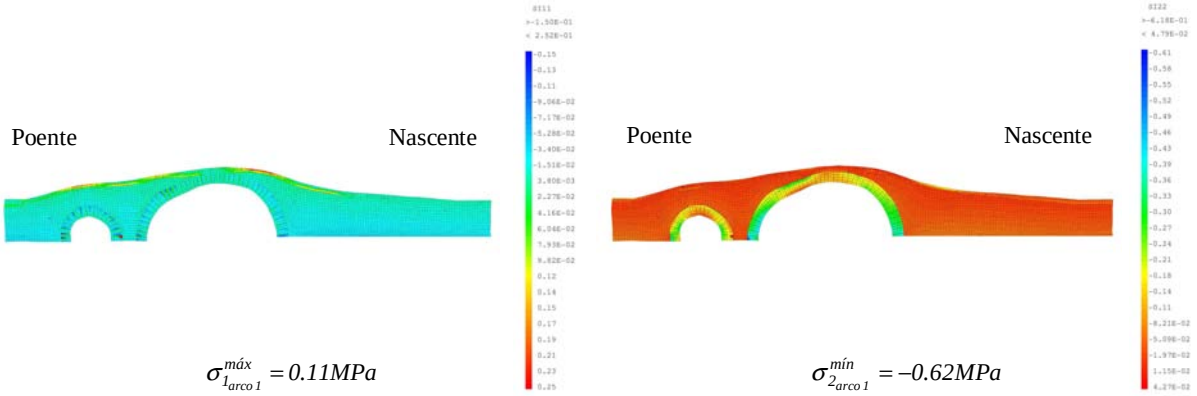


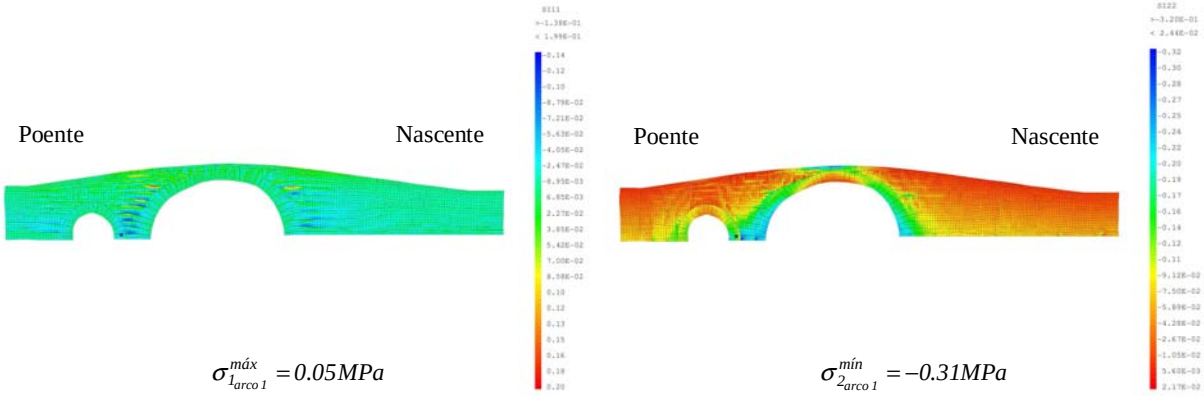
Figura 6.22: Deformada da ponte devido ao peso próprio do modelo ***M3D***. Cálculo linear elástico. Secções longitudinais na zona do enchimento (a) e tímpanos (b), vista em perspectiva com um corte pela zona do enchimento (c) e secções transversais na zona do encontro (d) e do arco 1 (e).



$\sigma_{1_{arco\,1}}^{máx} = 0.11MPa$ a)

$\sigma_{2_{arco\,1}}^{mín} = -0.62MPa$ b)

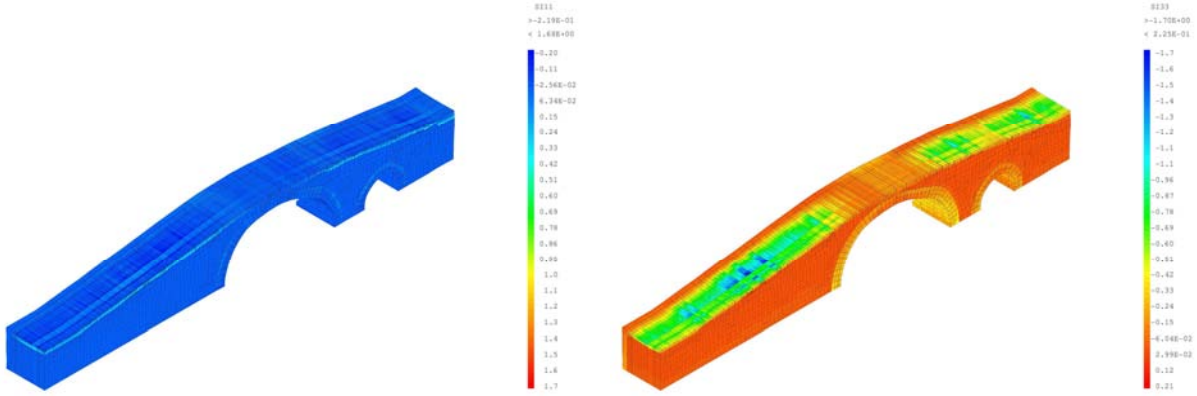
Figura 6.23: Cálculo linear elástico. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo ***M2D-ENCH***.



$\sigma_{1_{arco\,1}}^{máx} = 0.05MPa$ a)

$\sigma_{2_{arco\,1}}^{mín} = -0.31MPa$ b)

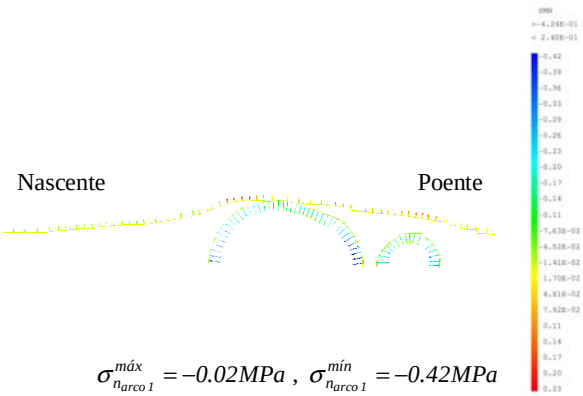
Figura 6.24: Cálculo linear elástico. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo ***M2D-TIMP***.



$\sigma_{1_{arco\,1}}^{máx} = 0.17MPa$ a)

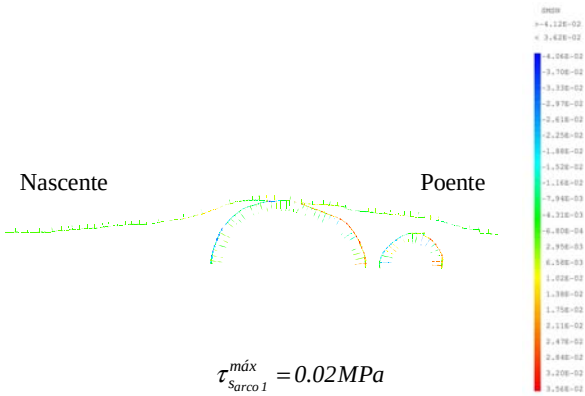
$\sigma_{3_{arco\,1}}^{mín} = -0.53MPa$ b)

Figura 6.25: Cálculo linear elástico. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.



$\sigma_{n_{arco\,1}}^{máx} = -0.02MPa$, $\sigma_{n_{arco\,1}}^{mín} = -0.42MPa$

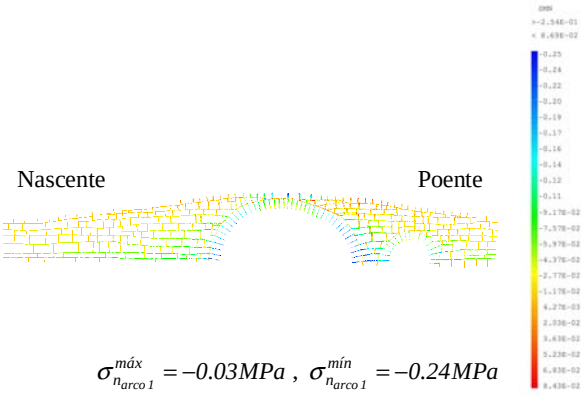
a)



$\tau_{s_{arco\,1}}^{máx} = 0.02MPa$

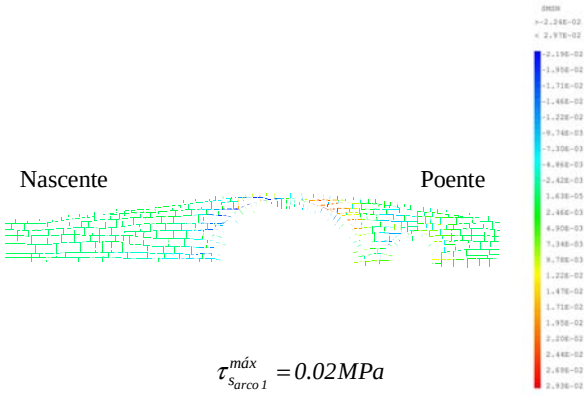
b)

Figura 6.26: Cálculo linear elástico. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-ENCH***.



$\sigma_{n_{arco\,1}}^{máx} = -0.03MPa$, $\sigma_{n_{arco\,1}}^{mín} = -0.24MPa$

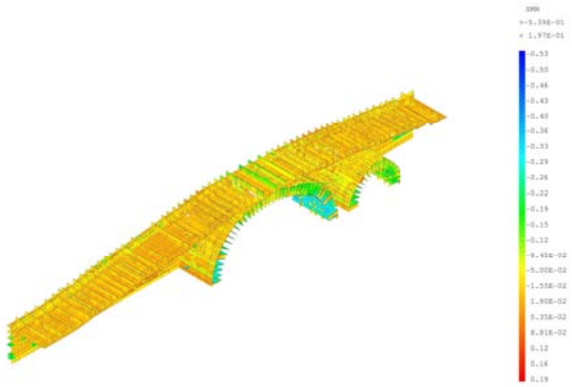
a)



$\tau_{s_{arco\,1}}^{máx} = 0.02MPa$

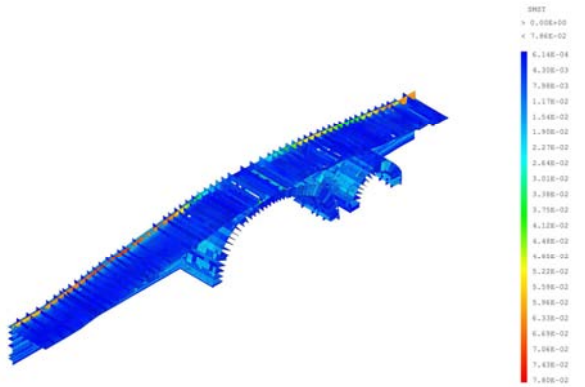
b)

Figura 6.27: Cálculo linear elástico. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-TIMP***.



$\sigma_{n_{arco\,1}}^{máx} = 0.11MPa$, $\sigma_{n_{arco\,1}}^{mín} = -0.37MPa$

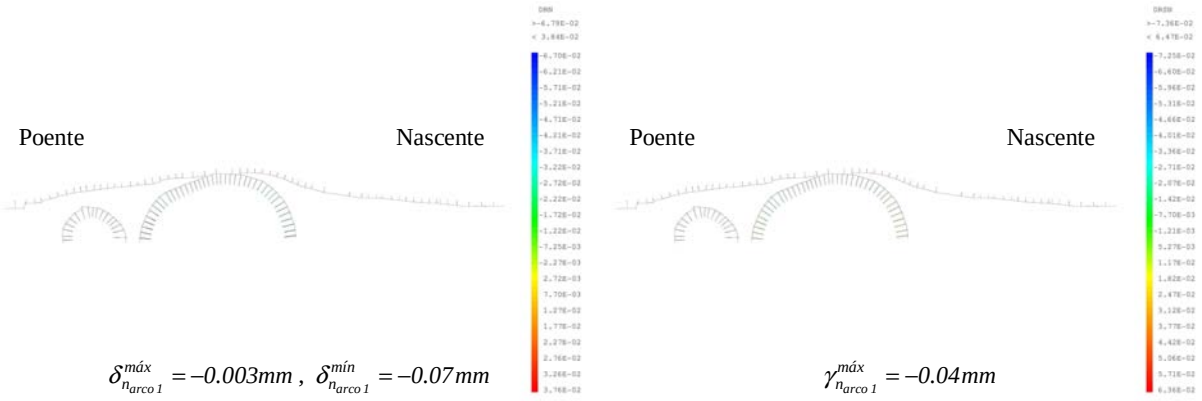
a)



$\tau_{s_{arco\,1}}^{máx} = 0.02MPa$

b)

Figura 6.28: Cálculo linear elástico. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.



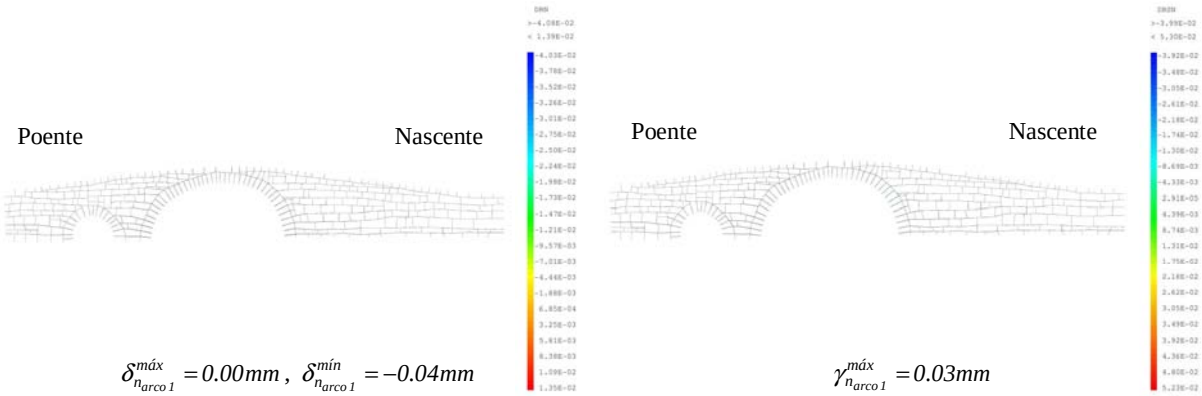
$\delta_{n_{arco\,1}}^{máx} = -0.003mm$, $\delta_{n_{arco\,1}}^{mín} = -0.07mm$

a)

$\gamma_{n_{arco\,1}}^{máx} = -0.04mm$

b)

Figura 6.29: Cálculo linear elástico. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-ENCH***.



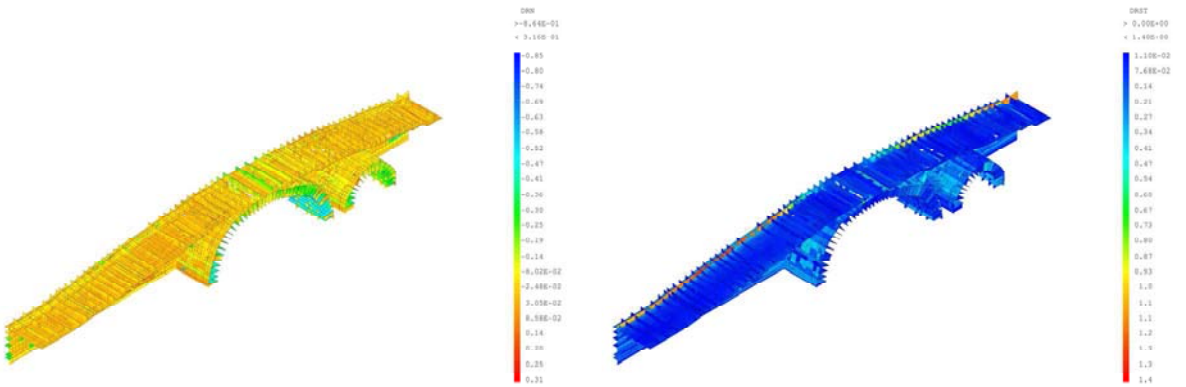
$\delta_{n_{arco\,1}}^{máx} = 0.00mm$, $\delta_{n_{arco\,1}}^{mín} = -0.04mm$

a)

$\gamma_{n_{arco\,1}}^{máx} = 0.03mm$

b)

Figura 6.30: Cálculo linear elástico. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-TIMP***.



$\delta_{n_{arco\,1}}^{máx} = 0.02mm$, $\delta_{n_{arco\,1}}^{mín} = -0.06mm$

a)

$\gamma_{n_{arco\,1}}^{máx} = 0.04mm$

b)

Figura 6.31: Cálculo linear elástico. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.

Tabela 6.14: Cálculo linear elástico. Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos máximos devidos ao peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a), ***M2D-TIMP*** (b) e ***M3D*** (c).

	a)			b)			c)		
Malha de blocos	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)	σ_1^+ (MPa)	σ_3^- (MPa)	d_v (mm)
Arco 1	0.11	-0.62	1.25	0.05	-0.31	0.86	0.17	-0.53	1.11
Arco 2	0.12	-0.44	0.40	0.01	-0.25	0.18	0.16	-0.41	0.34
Pavimento	0.25	-0.22	2.69	0.07	-0.27	0.86	1.68	-1.70	1.12
Enchimento	0.01	-0.07	2.70	-	-	-	0.02	-0.07	1.12
Tímpanos	-	-	-	0.20	-0.32	0.83	0.22	-0.65	1.10

- Zona não discretizada no modelo

Tabela 6.15: Cálculo linear elástico. Tensões máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a), ***M2D-TIMP*** (b) e ***M3D*** (c).

		a)			b)			c)		
Malha de juntas		$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)
Arco 1	(*t*)	-0.02	-0.42	0.02	-0.03	-0.24	0.02	-0.01	-0.37	0.02
	(*l*)	-	-	-	-	-	-	0.11	-0.10	0.01
Arco 2	(*t*)	-0.02	-0.34	0.03	-0.04	-0.22	0.01	0.01	-0.37	0.02
	(*l*)	-	-	-	-	-	-	0.09	-0.08	0.01
Extradorso dos arcos		0.10	-0.15	0.04	-0.06	-0.06	0.07	0.10	-0.13	0.05
Pavimento		0.24	-0.16	0.01	0.05	-0.25	0.02	0.06	-0.22	0.08
Tímpanos		-	-	-	0.00	-0.25	0.05	0.11	-0.53	0.02
Entre tímpanos e enchimento		-	-	-	-	-	-	0.08	-0.11	0.08

- Zona não discretizada no modelo
(*t*) Juntas transversais
(*l*) Juntas longitudinais

Tabela 6.16: Cálculo linear elástico. Abertura/fecho e escorregamento das juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a), ***M2D-TIMP*** (b) e ***M3D*** (c).

		a)			b)			c)		
Malha de juntas		$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)	$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)	$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)
Arco 1	(*t*)	-0.003	-0.07	-0.04	-0.00	-0.04	0.03	-0.002	-0.06	0.04
	(*l*)	-	-	-	-	-	-	0.02	-0.01	0.02
Arco 2	(*t*)	-0.003	-0.05	-0.06	-0.001	-0.03	0.02	0.001	-0.06	0.04
	(*l*)	-	-	-	-	-	-	0.02	-0.01	0.01
Extradorso dos arcos		0.02	-0.02	-0.07	0.009	-0.01	0.05	0.01	-0.02	0.10
Pavimento		0.04	-0.03	0.03	0.01	-0.04	0.04	0.01	-0.03	0.13
Tímpanos		-	-	-	0.04	-0.04	0.04	0.02	-0.09	0.05
Entre tímpanos e enchimento		-	-	-	-	-	-	0.01	-0.02	0.14

- Zona não discretizada no modelo
(*t*) Juntas transversais
(*l*) Juntas longitudinais

6.2.4.2 – Resultados da análise não linear (peso próprio)

Da Figura 6.32 à Figura 6.42 e da Tabela 6.17 à Tabela 6.19 apresentam-se os resultados do cálculo não linear em termos idênticos aos apresentados anteriormente para o cálculo linear.

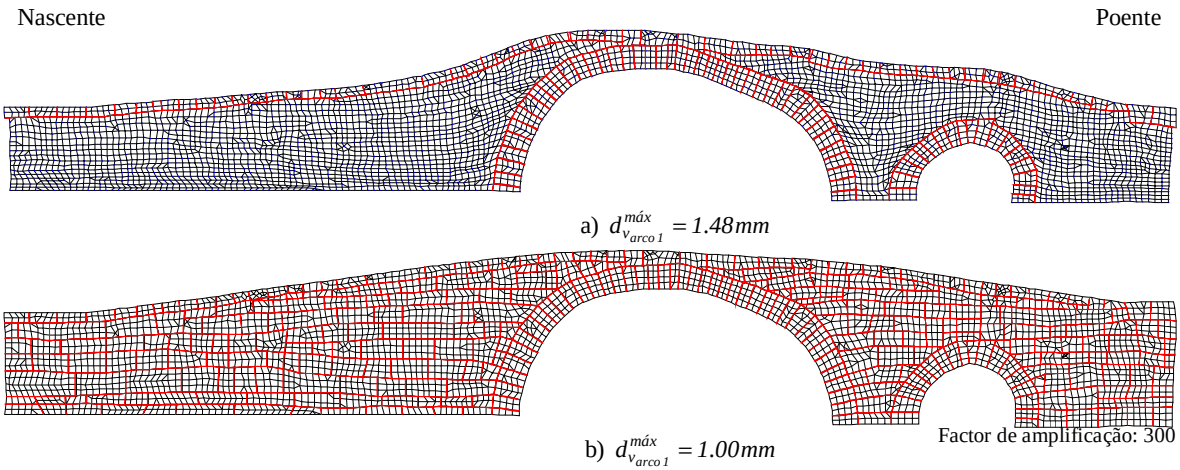


Figura 6.32: Deformada da ponte devido ao peso próprio dos modelos ***M2D-ENCH*** (a) e ***M2D-TIMP*** (b). Cálculo não linear.

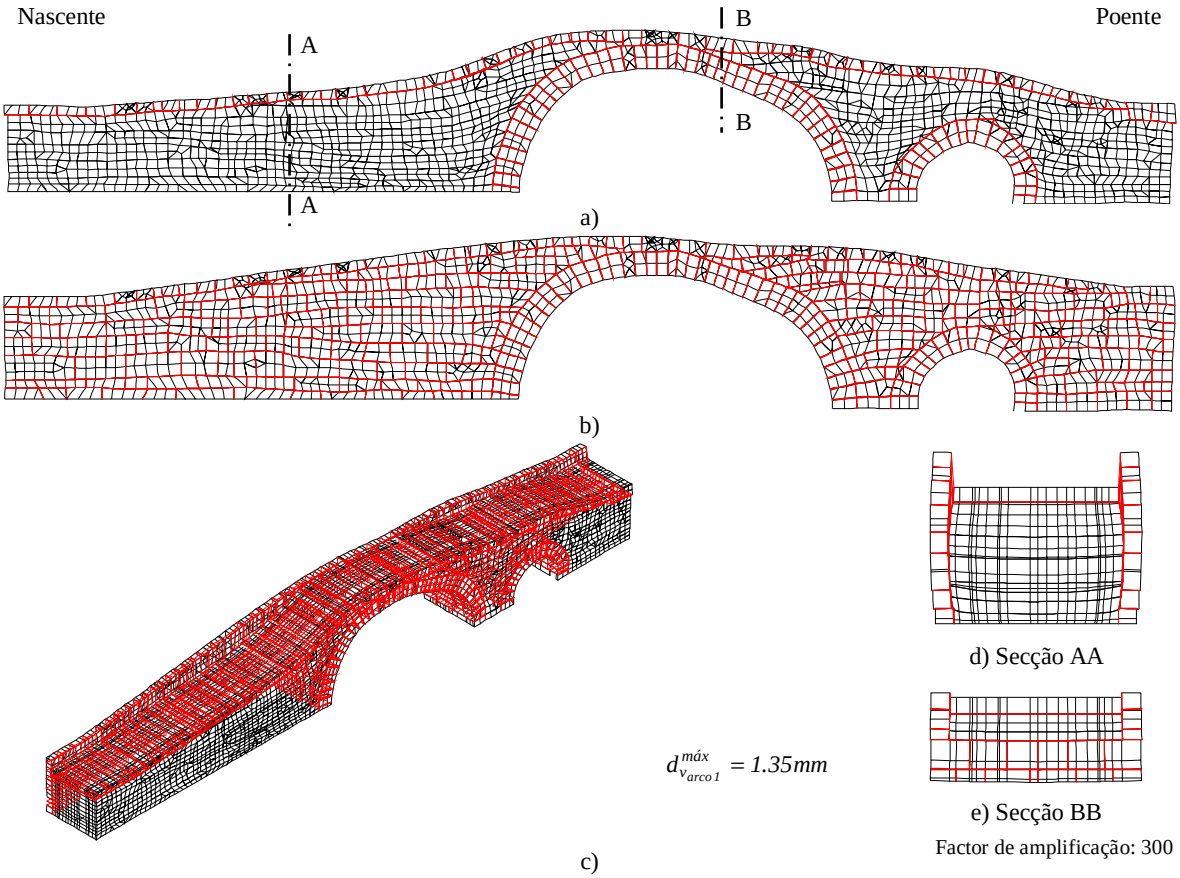
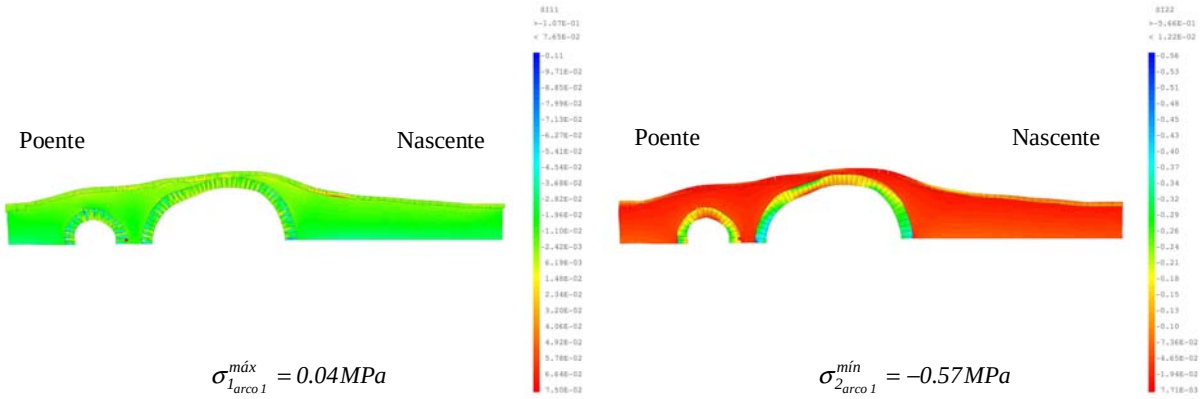


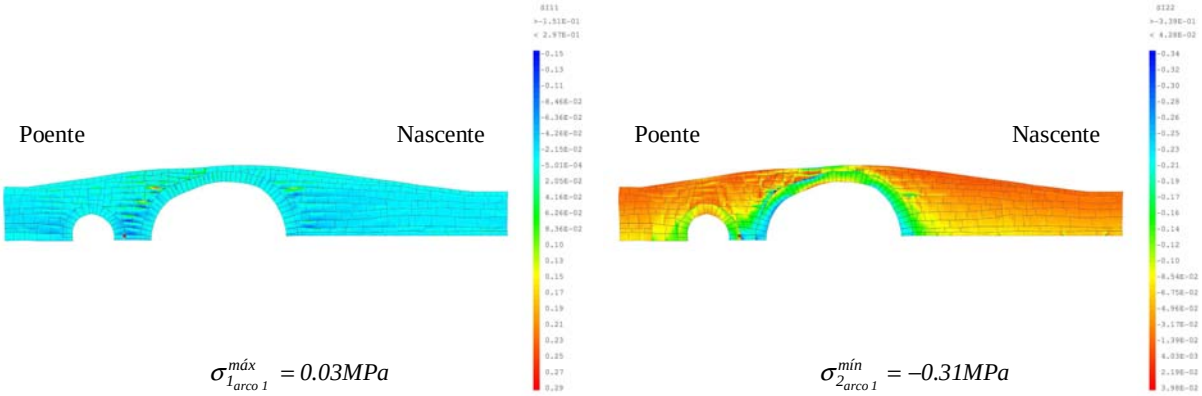
Figura 6.33: Deformada da ponte devido ao peso próprio do modelo ***M3D***. Cálculo não linear. Secções longitudinais na zona do enchimento (a) e tímpanos (b), vista em perspectiva com um corte pela zona do enchimento (c) e secções transversais na zona do encontro (d) e do arco 1 (e).



$\sigma_{1_{arco\,1}}^{máx} = 0.04MPa$ a)

$\sigma_{2_{arco\,1}}^{mín} = -0.57MPa$ b)

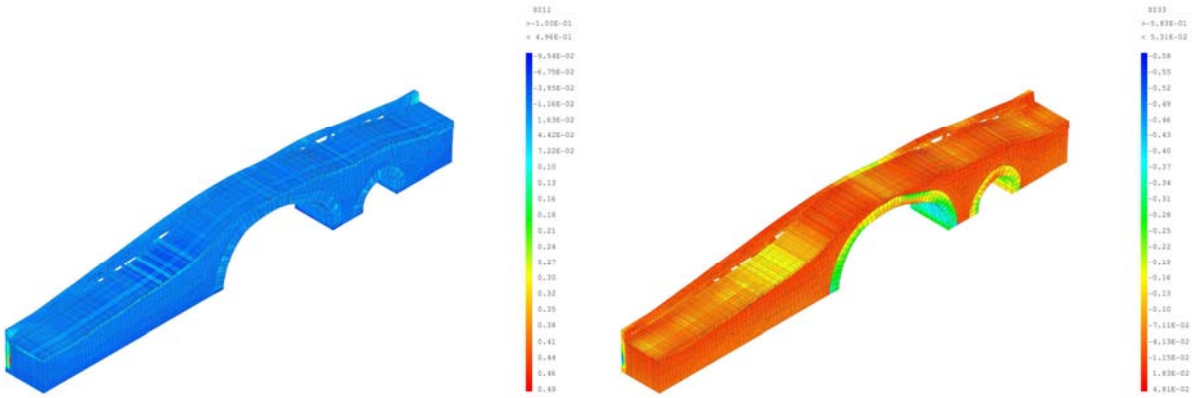
Figura 6.34: Cálculo não linear. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo ***M2D-ENCH***.



$\sigma_{1_{arco\,1}}^{máx} = 0.03MPa$ a)

$\sigma_{2_{arco\,1}}^{mín} = -0.31MPa$ b)

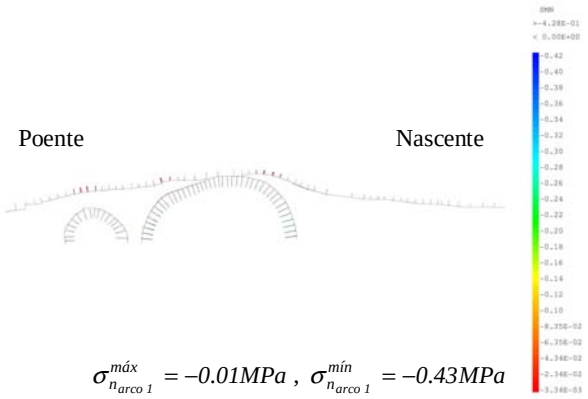
Figura 6.35: Cálculo não linear. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo ***M2D-TIMP***.



$\sigma_{1_{arco\,1}}^{máx} = 0.12MPa$ a)

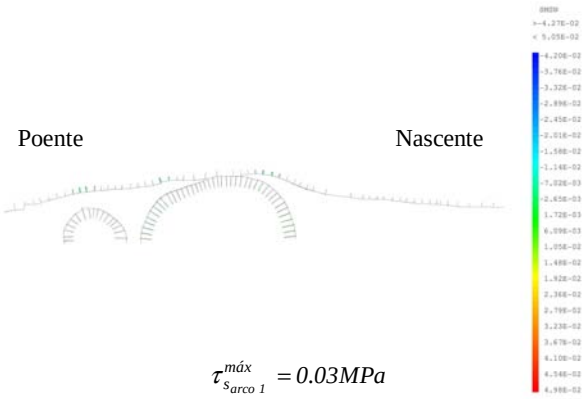
$\sigma_{3_{arco\,1}}^{mín} = -0.48MPa$ b)

Figura 6.36: Cálculo não linear. Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.



$\sigma^{máx}_{n_{arco\ 1}} = -0.01MPa$, $\sigma^{mín}_{n_{arco\ 1}} = -0.43MPa$

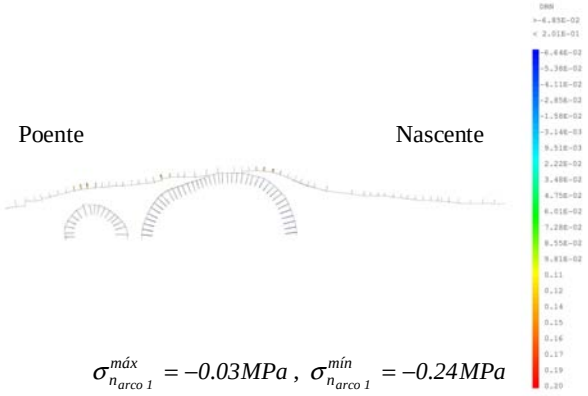
a)



$\tau^{máx}_{s_{arco\ 1}} = 0.03MPa$

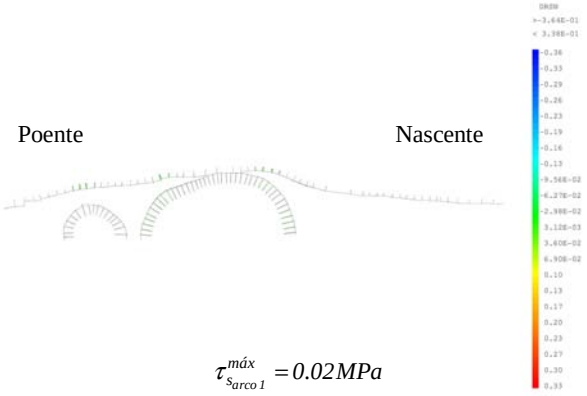
b)

Figura 6.37: Cálculo não linear. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-ENCH***.



$\sigma^{máx}_{n_{arco\ 1}} = -0.03MPa$, $\sigma^{mín}_{n_{arco\ 1}} = -0.24MPa$

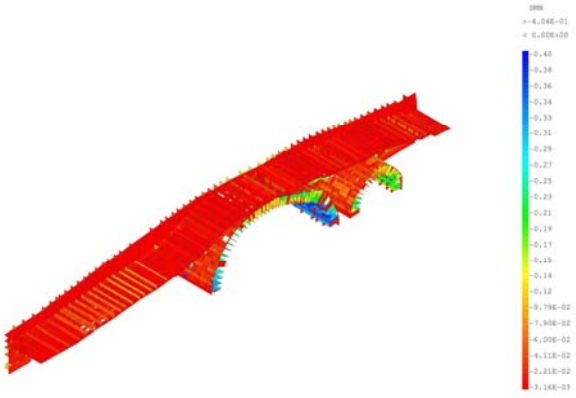
a)



$\tau^{máx}_{s_{arco\ 1}} = 0.02MPa$

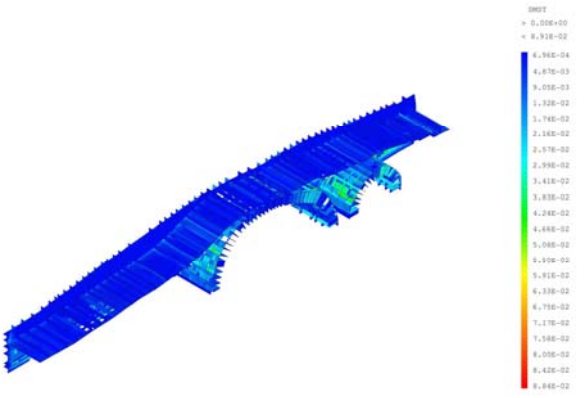
b)

Figura 6.38: Cálculo não linear. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-TIMP***.



$\sigma^{máx}_{n_{arco\ 1}} = 0.00MPa$, $\sigma^{mín}_{n_{arco\ 1}} = -0.40MPa$

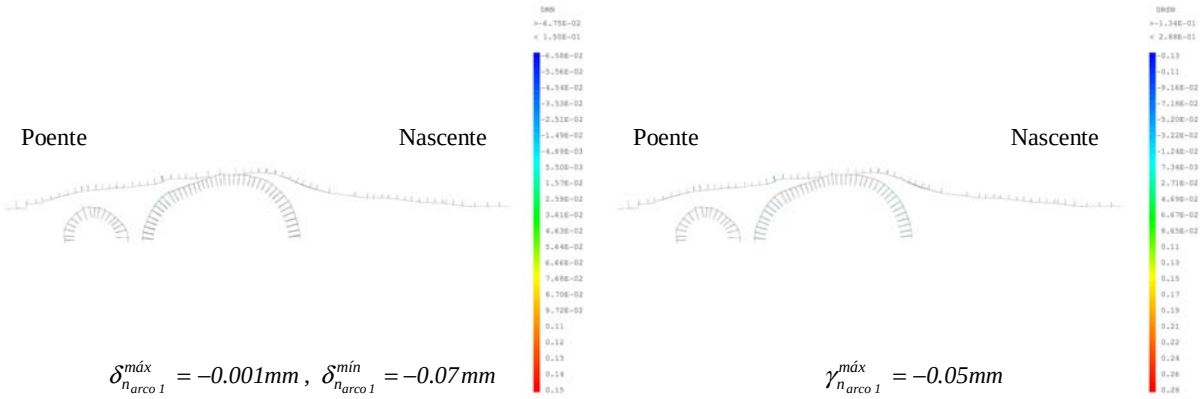
a)



$\tau^{máx}_{s_{arco\ 1}} = 0.03MPa$

b)

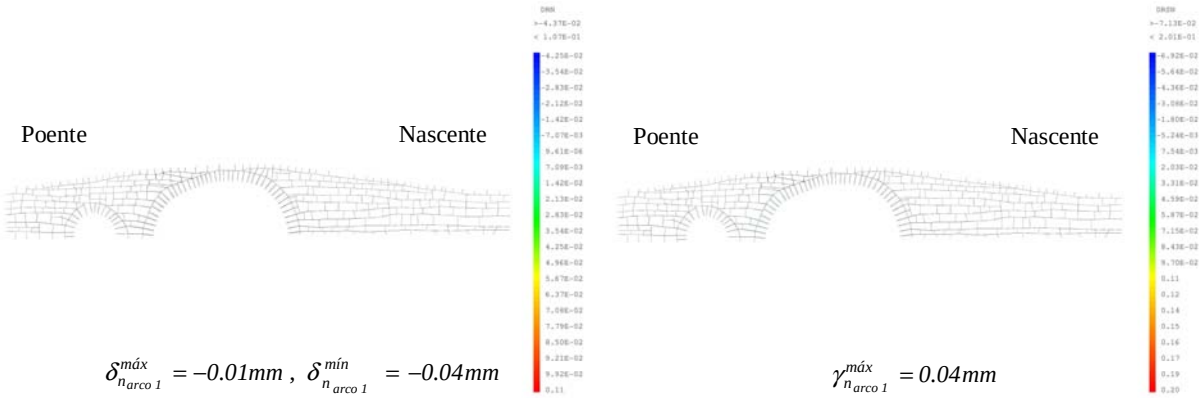
Figura 6.39: Cálculo não linear. Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.



$\delta_{n_{arco\ 1}}^{máx} = -0.001mm$, $\delta_{n_{arco\ 1}}^{mín} = -0.07mm$ $\qquad$ $\gamma_{n_{arco\ 1}}^{máx} = -0.05mm$

a) $\qquad$ b)

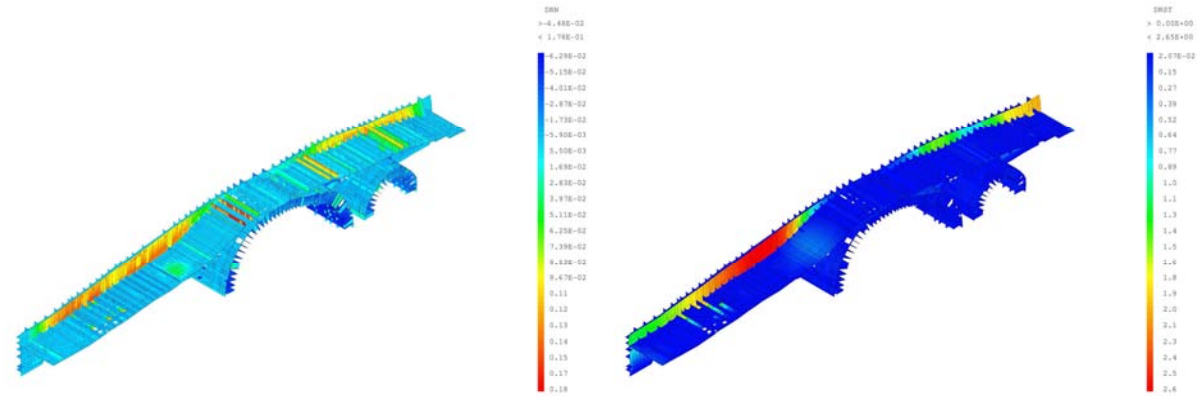
Figura 6.40: Cálculo não linear. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-ENCH***.



$\delta_{n_{arco\ 1}}^{máx} = -0.01mm$, $\delta_{n_{arco\ 1}}^{mín} = -0.04mm$ $\qquad$ $\gamma_{n_{arco\ 1}}^{máx} = 0.04mm$

a) $\qquad$ b)

Figura 6.41: Cálculo não linear. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-TIMP***.



$\delta_{n_{arco\ 1}}^{máx} = 0.08mm$, $\delta_{n_{arco\ 1}}^{mín} = -0.06mm$ $\qquad$ $\gamma_{n_{arco\ 1}}^{máx} = 0.06mm$

a) $\qquad$ b)

Figura 6.42: Cálculo não linear. Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.

Tabela 6.17: Cálculo não linear. Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos máximos devidos ao peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a), ***M2D-TIMP*** (b) e ***M3D*** (c).

	a)			b)			c)		
Malha de blocos	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)	σ_1^+ (MPa)	σ_3^- (MPa)	d_v (mm)
Arco 1	0.04	-0.57	1.48	0.03	-0.31	1.00	0.12	-0.48	1.35
Arco 2	0.05	-0.42	0.41	0.01	-0.26	0.18	0.16	-0.40	0.36
Pavimento	0.08	-0.22	2.74	0.10	-0.29	1.01	0.22	-0.21	2.77
Enchimento	0.01	-0.07	2.75	-	-	-	0.01	-0.07	2.80
Tímpanos	-	-	-	0.23	-0.31	1.00	0.50	-0.58	1.37

- Zona não discretizada no modelo
(t) Juntas transversais
(l) Juntas longitudinais

Tabela 6.18: Cálculo não linear. Tensões máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a), ***M2D-TIMP*** (b) e ***M3D*** (c).

		a)			b)			c)		
Malha de juntas		$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)
Arco 1	(*t*)	-0.01	-0.43	0.03	-0.03	-0.24	0.02	-0.03	-0.40	0.03
	(*l*)	-	-	-	-	-	-	0.00	-0.02	0.01
Arco 2	(*t*)	0.00	-0.36	0.03	-0.04	-0.21	0.01	-0.01	-0.34	0.04
	(*l*)	-	-	-	-	-	-	0.00	-0.02	0.01
Extradorso dos arcos		0.00	-0.09	0.05	0.00	-0.06	0.07	0.00	-0.15	0.08
Pavimento		0.00	-0.21	-0.03	0.06	-0.26	0.05	0.00	-0.16	0.05
Tímpanos		-	-	-	0.00	-0.25	0.07	0.00	-0.40	0.09
Entre tímpanos e enchimento		-	-	-	-	-	-	0.00	-0.11	0.07

- Zona não discretizada no modelo
(*t*) Juntas transversais
(*l*) Juntas longitudinais

Tabela 6.19: Cálculo não linear. Abertura/fecho e escorregamento das juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a), ***M2D-TIMP*** (b) e ***M3D*** (c).

		a)			b)			c)		
Malha de juntas		$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)	$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)	$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)
Arco 1	(*t*)	-0.001	-0.07	-0.05	-0.01	-0.04	0.04	-0.004	-0.06	0.06
	(*l*)	-	-	-	-	-	-	0.08	-0.004	0.02
Arco 2	(*t*)	-0.001	-0.06	0.06	-0.01	-0.03	0.02	-0.001	-0.05	0.07
	(*l*)	-	-	-	-	-	-	0.08	-0.003	0.03
Extradorso dos arcos		0.05	-0.01	0.26	0.04	-0.01	0.12	0.05	-0.02	0.23
Pavimento		0.20	-0.03	-0.36	0.05	-0.04	0.04	0.17	-0.03	2.65
Tímpanos		-	-	-	0.07	-0.04	0.12	0.18	-0.06	0.30
Entre tímpanos e enchimento		-	-	-	-	-	-	0.15	-0.05	2.65

- Zona não discretizada no modelo
(*t*) Juntas transversais
(*l*) Juntas longitudinais

Com base nos parâmetros da resposta não linear, apresentados nas tabelas anteriores, verifica-se uma tendência global para efeitos mais gravosos no modelo ***M2D-ENCH*** e menos gravosos no modelo ***M2D-TIMP***, como registado também no cálculo linear.

Nos três modelos considerados (***M2D-ENCH***, ***M2D-TIMP*** e ***M3D***), os resultados apresentados mostram que, sob a acção do peso da ponte, todas as juntas transversais do arco 1 permanecem fechadas. Tal acontece na análise não linear e também na análise linear, verifica-se que, nestes elementos não é mobilizado comportamento não linear sob o efeito do peso da ponte.

Nos restantes conjuntos de juntas, separados por zonas de acordo com as tabelas anteriores, nos resultados do cálculo não linear verifica-se que ocorre cedência da junta por tracção (abertura de junta) tendo-se constatado que na direcção do escorregamento também ocorre cedência por corte (escorregamento plástico).

Como consequência do comportamento da ponte na direcção transversal verifica-se que nas juntas longitudinais dos arcos, discretizadas apenas no modelo ***M3D***, ocorrem deformações de abertura nessas juntas, cujo valor máximo no cálculo não linear é cerca de 71% superior ao registado no cálculo linear.

As Figuras 6.22-e e 6.33-e permitem identificar que, na análise não linear, ocorre maior escorregamento, na direcção transversal da ponte, nas juntas entre o extradorso do arco e os tímpanos, e maior escorregamento, na direcção vertical, nas juntas entre tímpanos e enchimento.

Para além disso, no cálculo não linear, verifica-se que ocorre separação entre os elementos do pavimento e dos tímpanos (i.e. abertura das juntas entre o pavimento e o tímpano, ver Figura 6.33), observando-se que também que o enchimento contíguo ao pavimento está desligado dos tímpanos. Neste caso o pavimento passa a funcionar como um elemento apoiado sobre o enchimento e deixa de haver a transferência de esforços entre os dois elementos na direcção transversal da ponte, enquanto que no cálculo linear ocorre sempre transferência de cargas entre o pavimento e os tímpanos (mesmo que ocorra abertura das juntas entre os dois elementos) o que pode justificar as tensões elevadas aí registadas.

No que se refere às incursões em regime não linear do material do enchimento verifica-se que a acção do peso não conduz a ocorrência de deformações plásticas.

Os resultados mostram ainda que as tensões máximas de compressão se situam dentro da gama esperada para estas estruturas. Verifica-se também que no cálculo não linear as tensões normais mínimas (de compressão) nas juntas aumentam relativamente aos valores do cálculo linear e as tensões normais máximas passam a valer zero em resultado de se ter definido no modelo consti-

tutivo das juntas uma resistência à tracção nula. Quanto às tensões principais máximas e mínimas nos blocos, verifica-se que no cálculo não linear se registam valores máximos e mínimos (i.e. de tracção e de compressão) menores que os registados no cálculo linear, sendo porém esta diminuição muito ligeira no que se refere às tensões de compressão (-9% nos blocos do arco 1) e mais expressiva para as tensões principais de tracção (-213% nos blocos do pavimento), verificando-se que tais valores máximos e mínimos se registam em elementos distintos nos dois cálculos. Este aspecto denota uma redistribuição dos esforços na ponte em sequência da activação do comportamento não linear nas juntas e no enchimento, verificando-se que quer as deformações quer os deslocamentos são mais gravosos no cálculo não linear.

De referir que nos cálculos subsequentes, correspondentes à análise dinâmica não linear 2D sob acção de cargas rolantes, se optou por definir um modelo de comportamento linear, para os elementos de junta pedra/pedra do pavimento e elementos de junta pedra/enchimento entre os blocos do pavimento e o enchimento, dado que, nestes elementos a opção por um modelo não linear conduziu a grande instabilidade na convergência dos cálculos. Assim, no Anexo 6.1 apresentam-se também (e para termo de comparação) os resultados da análise não linear 2D da ponte sob a acção do seu peso considerando nas referidas juntas um comportamento do tipo linear. Comparando os resultados aí apresentados com os dos parágrafos anteriores (cujas percentagens de variação podem ser consultadas também no anexo) é possível verificar que os parâmetros da resposta relativos às tensões nos blocos, às tensões normais de compressão nas juntas transversais e aos deslocamentos verticais máximos no arcos 1 diferem menos de 10% entre os dois cálculos. No pavimento registam-se, como espectável, maiores diferenças entre resultados dos dois modelos. Em relação aos mesmos parâmetros que foram referidos para o arco 1 (tensões nos blocos e deslocamentos verticais) verificam-se diferenças que atingem 68% nas tensões nos blocos mas idênticos valores dos deslocamentos verticais.

6.2.5 – Efeito do tráfego rodoviário.

Nesta secção apresentam-se e discutem-se os resultados da análise numérica da ponte de S. Lázaro face à acção conjunta do tráfego rodoviário e do peso próprio da ponte.

Primeiramente, são avaliados os efeitos da amplificação dinâmica resultantes da passagem de cargas rolantes incluindo a interacção veículo-irregularidades do pavimento-ponte, mediante a estratégia de modelação apresentada no Capítulo 5. Nesta fase, o estudo baseia-se na modelação 2D não linear dinâmica considerando os parâmetros dos materiais para o cenário 1 apresentado na secção 6.2.3.2, relativo a uma ponte com estrutura de alvenaria de juntas secas e enchimento granular compactado em condições usuais de serviço. Neste contexto de modelação 2D, recorre-se aos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** correspondentes, respectivamente, à zona (central) do enchimento da ponte (ver Figura 6.3) e às zonas (laterais) dos tímpanos (ver Figura 6.4).

Posteriormente, são considerados os cenários para caracterização dos materiais da ponte correspondentes a um estado degradado (cenário 2 descrito na secção 6.2.3.3) e ao estado da ponte após reabilitação (cenário 3 referido na secção 6.2.3.4). Neste caso, os efeitos da acção do tráfego são avaliados mediante cálculos 2D e 3D.

6.2.5.1 – Simulação 2D dinâmica não linear do comportamento da ponte face à acção de cargas rolantes

i) Aspectos gerais dos métodos de análise

No modelo de cargas rolantes considerou-se a passagem de um veículo de quatro eixos, com as características apresentadas no Capítulo 5 (ver secção 5.6.1.2.1), e o perfil de irregularidades do pavimento correspondente ao registo no rodado de montante medido *in situ*. A análise seguiu a estratégia apresentada na secção 5.6.1.2-b, com as adaptações necessárias para o caso 2D. Recorda-se aqui que essa estratégia envolve três fases, a primeira corresponde à acção do veículo sem contar com irregularidades e a terceira à acção do mesmo já afectado das irregularidades.

Com o objectivo de avaliar a sensibilidade dos resultados face ao o tipo de cálculo considerado na simulação numérica da ponte, nomeadamente, através de análises estáticas *vs* dinâmicas e lineares *vs* não lineares, consideraram-se quatro hipóteses para o estudo da influência da passagem dos veículos sobre a ponte como se indica na Tabela 6.20. No primeiro caso (caso I) realizaram-se análises lineares estáticas nas duas fases (1 e 3) de cálculo da ponte. No caso II foi activado o cál-

culo dinâmico nas duas fases considerando o comportamento linear dos materiais. Nos casos III e IV activou-se o comportamento não linear dos materiais, sendo que no caso III se realizaram cálculos estáticos e no caso IV cálculos dinâmicos. Em qualquer dos casos a resposta do veículo às irregularidades (fase 2) baseou-se em análises dinâmicas lineares.

Tabela 6.20: Tipos de análise consideradas nas duas fases do estudo da ponte (fases 1 e 3).

I	II	III	IV
Estática linear	Dinâmica linear	Estática não linear	Dinâmica não linear

Para cada um dos casos foram considerados quatro valores de velocidade v (12.86, 30, 60 e 90 km/h) conforme se indica na Tabela 6.21. O número de passos, *n*, usado no cálculo, também indicado na Tabela 6.21, foi determinado através da equação (5.84) considerando o intervalo de tempo de cada passo $\Delta t = 0.007\ s$ e o comprimento total a percorrer pelo veículo, L_{tot}, que, como será justificado mais adiante, corresponde à soma do comprimento da ponte, L_{pte}, e comprimento total entre eixos do veículo, L_{eix} (Figura 6.43). Na Tabela 6.21 inclui-se ainda a correspondente distância percorrida em cada passo ($\Delta x = v\Delta t$).

A escolha do incremento de tempo utilizado na presente análise dinâmica teve em conta o usual critério de precisão $\Delta t \le T_n / 10$ utilizado na integração numérica associada ao método de Newmark, em que T_n é o menor período de vibração das contribuições modais tidas em consideração na análise da resposta estrutural. Neste contexto, o valor da frequência mais elevada considerada na resposta dinâmica corresponde a cerca de $14Hz$, que tem a ordem de grandeza das frequências de vibração dos eixos do veículo, as quais ocorrem no intervalo $12.6 - 14.4Hz$.

Para além disso, é necessário também que o valor de Δt seja suficientemente pequeno para que o correspondente incremento da distância percorrida Δx permita descrever com precisão as irregularidades do pavimento (Calçada, 2001).

Tabela 6.21: Número de passos de cálculo e distância percorrida em cada passo para $\Delta t = 0.007 s$ para as diferentes velocidades consideradas.

	Velocidade (km/h)			
	12.86	30	60	90
n	1403	601	301	201
Δx (m)	0.025	0.058	0.117	0.175

De referir que, para o menor valor da velocidade considerada na análise (12.86 km/h) optou-se por manter o incremento Δx usado na aquisição do registo das irregularidades.

Nos cálculos dinâmicos, para a obtenção da matriz de amortecimento $[C]$ foi considerada a formulação de Rayleigh, expressa através da combinação linear das matrizes de rigidez $[K]$ e de massa $[M]$,

$$[C] = c_1[M] + c_2[K] \tag{6.1}$$

onde as constantes de amortecimento de Rayleigh c_1 e c_2 traduzem a influência da massa e da rigidez na matriz de amortecimento, em função do coeficiente de amortecimento e de duas frequências próprias de vibração do sistema.

O coeficiente de amortecimento considerado nas análises em que é activado o comportamento não linear correspondeu a 2% e no caso das análises lineares correspondeu a 5%. Quanto aos valores das frequências, no caso do modelo ***M2D-ENCH*** optou-se por definir o valor da primeira e segunda frequência, respectivamente 8.3 e 10.6 Hz de acordo com os resultados apresentados na Figura 6.8. No caso da análise do modelo ***M2D-TIMP*** consideraram-se os valores das frequências 19.1 Hz e 20.6 Hz de acordo com a Figura 6.9.

ii) Repartição de cargas nos modelos 2D

Atendendo à especificidade do cálculo 2D para a análise dos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP***, no sentido de determinar a distribuição das cargas do veículo pelos diversos elementos da ponte na direcção transversal, foi previamente avaliada a distribuição de cargas na direcção transversal da ponte através de um cálculo 3D linear elástico da ponte sob a acção de um conjunto de cargas concentradas de 10 kN aplicadas em pares de nós do pavimento (correspondentes aos rodados de cada eixo) usados para definir o percurso das forças.

Com base nesta análise (cujos resultados podem ser consultados no Anexo 6.2) determinou-se que 70 % do valor total das reacções nos apoios da ponte são transmitidas pelas zonas (laterais) dos tímpanos e molduras dos arcos e o restante (30%) pela zona (central) dos arcos e enchimento. Atendendo apenas às reacções transmitidas pelo arco 1, verificou-se que 40 % do valor total é transmitido pelas zonas (laterais) das molduras sob os tímpanos e o restante (60%) pela zona (central) do arco sob o enchimento (ver Anexo 6.2).

A componente estática das cargas por eixo consideradas na análise da ponte, sem incluir os efeitos das irregularidades, correspondeu à distribuição estaticamente equilibrada determinada através do cálculo (estático) do veículo apresentado no Capítulo 5 (ver Tabela 6.22, coluna 2).

Com o objectivo de estabelecer uma modelação representativa do comportamento real (3D) da ponte através das duas modelações 2D (***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP***) e averiguar os efeitos mais

desfavoráveis nos seus elementos, com especial detalhe na zona do arco 1, no modelo ***M2D-ENCH*** considerou-se 60 % do valor total das cargas por eixo divididas pela largura do enchimento (ver Tabela 6.22, terceira coluna). Deste modo pretendeu-se simular as condições mais desfavoráveis na zona do arco 1; no entanto, deste modo, na zona afastada do arco 2 as cargas transmitidas pelo enchimento e arco 2 à fundação são superiores ao esperado na modelação 3D onde a presença dos tímpanos é responsável por absorver uma grande percentagem das cargas totais.

Com o mesmo objectivo de encontrar os efeitos mais desfavoráveis na zona do arco 1 no modelo ***M2D-TIMP***, considerou-se neste caso 40 % do valor total das cargas do veículo dividido pela largura dos dois tímpanos (ver Tabela 6.22, quinta coluna). Neste caso, nas zonas mais afastadas do arco, as cargas transmitidas para os tímpanos são inferiores às que resultariam de uma análise 3D. Assim, adicionalmente, foi também estudada a resposta do modelo ***M2D-TIMP*** considerando 70% das cargas do veículo.

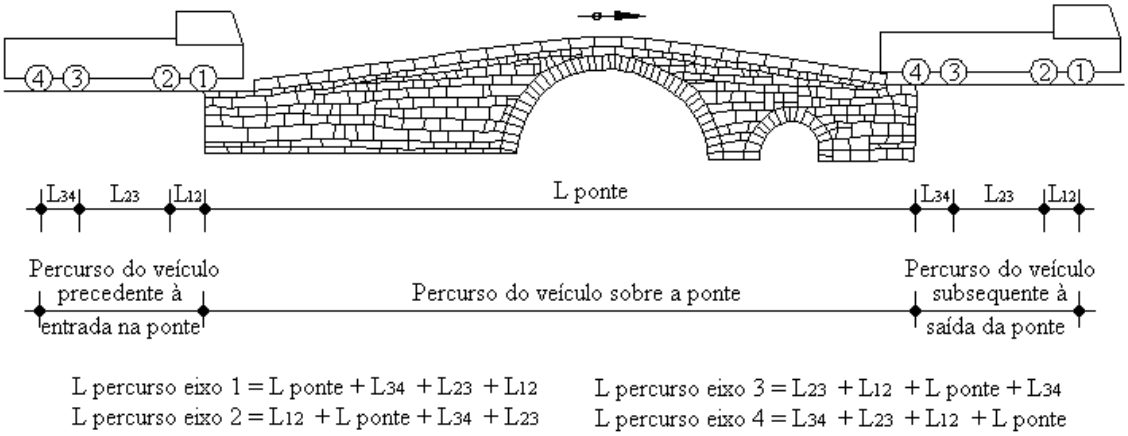
Tabela 6.22: Valores das cargas estáticas por eixo usados na análise sem irregularidades (Fase 1). Percentagem e coeficientes de distribuição transversal das cargas do veículo.

Tipo de modelação	***M3D***	***M2D-ENCH*** Largura = 2.7 m	***M2D-TIMP*** Largura = 0.6 m	***M2D-TIMP*** Largura = 0.6 m
Percentagem da carga total	100%	60%	40%	70%
Coeficiente de distribuição transversal	-	0.222	0.667	1.167
Cargas por eixo do veículo (kN)				
Eixo 1	103.79	23.06	69.19	121.08
Eixo 2	86.34	19.19	57.56	100.72
Eixo 3	113.85	25.30	75.90	132.83
Eixo 4	81.90	18.20	54.60	95.55
Total	385.88	85.75	257.25	450.19

iii) Percurso do veículo e consideração das irregularidades do pavimento

O percurso de cada eixo foi definido de modo a atender à distância entre eixos consecutivos (L_{12}, L_{23}, L_{34}) e ao desfasamento temporal correspondente à passagem sobre cada secção do pavimento de cada eixo. Neste contexto, o percurso pode considerar-se constituído por três etapas distintas (Figura 6.43): *i)* a etapa precedente à entrada dos quatro eixos sobre a ponte, que corresponde aos instantes entre a entrada do primeiro eixo e a entrada do quarto eixo na ponte; *ii)* a etapa intermédia do percurso em que todos os quatro eixos estão sobre a ponte e, por último, *iii)* a etapa do percurso subsequente à saída dos eixos da ponte, neste caso, correspondente aos instantes entre a saída do primeiro e do quarto eixo. Para atender aos instantes referentes à saída de todos os eixos do tabuleiro foram considerados passos de cálculo adicionais desde o instante relativo ao fim do

percurso do primeiro eixo sobre a ponte (saída do primeiro eixo) até ao instante da saída do último eixo do veículo, perfazendo cada eixo um percurso total de 35.05 m.



$$L_{percurso\ eixo\ 1} = L_{ponte} + L_{34} + L_{23} + L_{12} \qquad L_{percurso\ eixo\ 3} = L_{23} + L_{12} + L_{ponte} + L_{34}$$
$$L_{percurso\ eixo\ 2} = L_{12} + L_{ponte} + L_{34} + L_{23} \qquad L_{percurso\ eixo\ 4} = L_{34} + L_{23} + L_{12} + L_{ponte}$$

Figura 6.43: Percurso do veículo.

A aplicação das cargas rolantes baseou-se num total de 72 pontos seleccionados na malha do tabuleiro como ilustra a Figura 6.44 perfazendo o comprimento total sobre a ponte de 28.6 m.

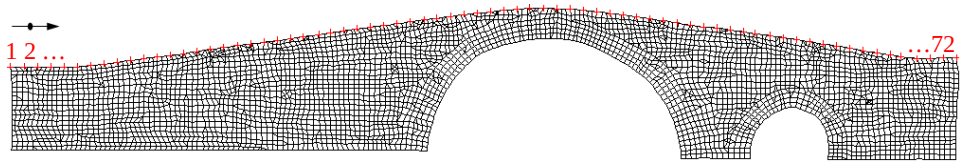


Figura 6.44: Nós do tabuleiro sobre os quais são aplicadas as cargas rolantes.

Como resultado do primeiro cálculo 2D da ponte sem irregularidades (Fase 1), os deslocamentos do pavimento, nos nós referentes ao contacto com os rodados, foram adicionados ao perfil de irregularidades e usados na análise 3D dinâmica linear do veículo (Fase 2), a partir da qual se determinaram as novas forças nos contactos entre pavimento-rodado usadas subsequentemente na análise 2D da ponte (Fase 3).

No gráfico da Figura 6.45 é possível comparar, a título de exemplo para a velocidade de 30 km/h, a resposta do veículo em termos das reacções nos rodados considerando a acção constituída pela soma dos assentamentos da ponte (obtidos na Fase 1 mediante uma análise não linear dinâmica) e das irregularidades do pavimento (a traço fino) com a resposta considerando apenas a acção dos assentamentos da ponte (a traço grosso).

Comparando o conjunto de resultados incluídos Figura 6.45, verifica-se que a influência das irregularidades é determinante na resposta do veículo e que, com a excepção dos instantes próximos da entrada e saída dos eixos do tabuleiro, o efeito dos assentamentos da ponte não influencia a resposta dinâmica do veículo.

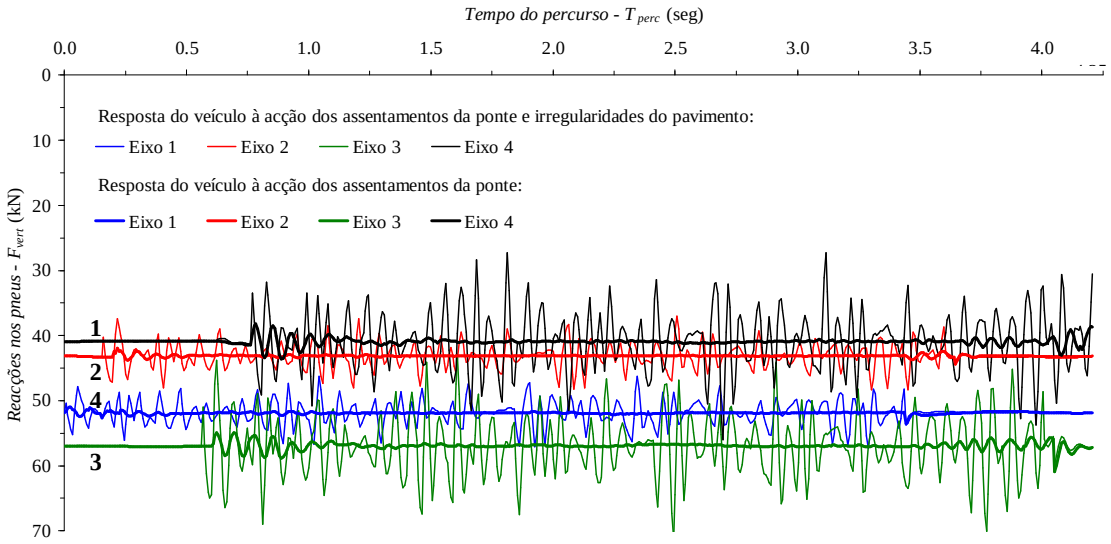


Figura 6.45: Reacções nos rodados devido aos assentamentos impostos na análise do veículo. Influência das irregularidades do pavimento para a velocidade de 30 km/h.

Em relação à influência da velocidade na resposta do veículo, como se pode observar na Figura 6.46 através dos gráficos da evolução das reacções no eixo 3 para quatro níveis de velocidade consideradas na análise do veículo, dinâmica (a verde) e estática (a azul), encontram-se níveis de amplificação mais reduzidos no caso da velocidade de 12.86 km/h e níveis de amplificação idênticos (mais elevados) no caso das restantes três velocidades (30, 60 e 90 km/h).

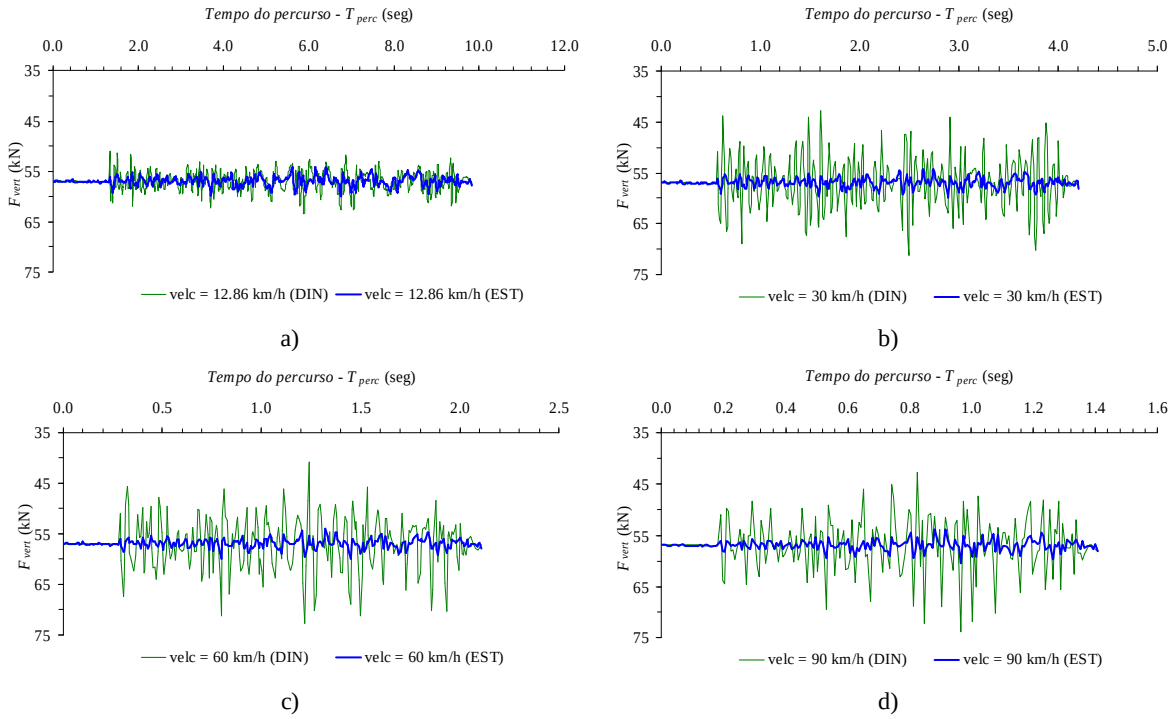


Figura 6.46: Influência da velocidade na resposta do veículo. Reacções no eixo 3 para as velocidades de 12.86 km/h (a), 30 km/h (b), 60 km/h (c) e 90 km/h (d). Resposta dinâmica (DIN) a verde, resposta estática (EST) a azul.

Considerando os resultados da análise do veículo, em termos das reacções nos rodados, face aos assentamentos da ponte e perfil de irregularidades, avaliaram-se os coeficientes de variação entre a resposta dinâmica do veículo e a resposta estática com base na expressão (6.2a), na qual $R_{DIN}^{dpte+irr}$ se refere às reacções obtidas através da análise dinâmica do veiculo (gráficos a verde na Figura 6.46) e $R_{EST}^{dpte+irr}$ às reacções resultantes de um cálculo estático (gráficos a azul na Figura 6.46).

Considerando também a resposta estática do veículo sem os efeitos dos assentamentos do tabuleiro nem o perfil de irregularidades, avaliaram-se ainda os coeficientes de variação, determinados de acordo com a expressão (6.2b), entre a resposta dinâmica referida no parágrafo anterior (considerando os assentamentos do tabuleiro e perfil de irregularidades) e a resposta estática do veículo, cujas reacções por eixo, R_{EST}, correspondem aos valores incluídos na coluna 2 da Tabela 6.22.

$$coef_{DIN_1} = \left(\frac{R_{DIN}^{dpte+irr}}{R_{EST}^{dpte+irr}} - 1 \right) \tag{6.2a}$$

$$coef_{DIN_2} = \left(\frac{R_{DIN}^{dpte+irr}}{R_{EST}} - 1 \right) \tag{6.2b}$$

Na Tabela 6.23-a apresentam-se os valores máximos dos coeficientes de variação (em percentagem) determinados de acordo com a expressão (6.2a) para os quatro valores das velocidades estudadas, incluindo-se também, na Tabela 6.23-b, os coeficientes de variação determinados de acordo com a expressão (6.2b).

Tabela 6.23: Coeficientes de variação dinâmica (em percentagem) relativos às reacções nos rodados. Coeficientes definidos a partir da expressão (6.2a) (a) e expressão (6.2b) (b).

a) b)

Velocidade	$coef_{DIN_1}$ (%)				$coef_{DIN_2}$ (%)			
(km/h)	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 3	Eixo 4	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 3	Eixo 4
12.86	5.8	6.2	12.0	15.7	6.1	7.6	11.5	16.8
30	10.0	11.1	24.0	35.3	10.4	12.1	25.2	36.8
60	12.3	12.7	22.4	33.2	14.1	16.8	28.0	39.2
90	12.9	14.1	22.3	36.8	14.8	17.8	29.8	41.6

Note-se que o perfil de irregularidades definido para as diferentes velocidades foi definido com base num espaçamento entre ordenadas de 0.175 m, que corresponde ao perfil para o cálculo com a velocidade de 90 km/h (ver secção 5.6.1.3). Para os restantes casos de velocidade, atendendo aos valores do comprimento percorrido em cada passo (ver Δx na Tabela 6.21), procedeu-se a uma interpolação linear dos valores das ordenadas do perfil nas secções correspondentes ao passo de

cálculo. Assim foi possível utilizar nos quatro cálculos o mesmo perfil de irregularidades e limitar a influência de eventual perda de informação relativa ao perfil de irregularidades entre nos resultados das várias análises.

Na Figura 6.47 incluem-se os gráficos de amplitude correspondentes à transformada rápida de Fourier (FFT) da resposta do veículo em termos das reacções obtidas em cada rodado para as quatro velocidades consideradas (12.86, 30, 60 e 90 km/h).

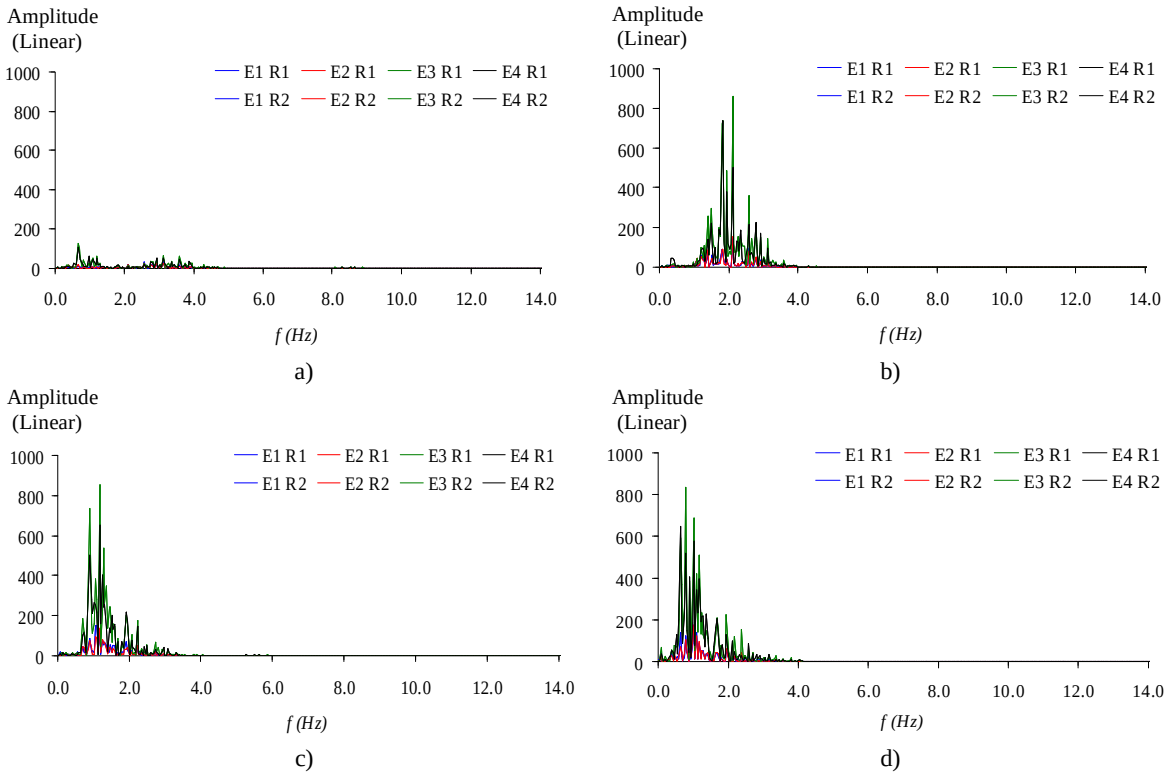


Figura 6.47: Transformada rápida de Fourier (FFT) correspondente à resposta do veículo em cada rodado para as velocidades de 12.86 km/h (a), 30 km/h (b), 60 km/h (c), 90 km/h (d).

De acordo a Figura 6.47 verifica-se que as frequências para as quais se registam as maiores amplitudes das FFT estão dentro da gama de frequências naturais do veículo, *1.6 - 3.2 Hz*, associadas aos modos de vibração globais apresentadas no Capítulo 5 (ver Figura 5.73). A Figura 6.47 mostra também que, para a gama de frequências superiores a *4 Hz*, as amplitudes dos espectros são muito reduzidas, pelo que, o conteúdo de frequências de maior energia da resposta do veículo se afasta da ressonância na ponte.

6.2.5.1 – a) Análise dos resultados do modelo *M2D-ENCH*

Na Tabela 6.24 incluem-se os valores do deslocamento vertical máximo devido à passagem do veículo registados nas quatro zonas da malha da ponte consideradas na discretização geométrica

(arco 1, arco 2, pavimento e enchimento) calculados na Fase 1 da análise da ponte considerando o efeito das cargas móveis sem incluir o perfil de irregularidades. Na Tabela 6.25 incluem-se idênticos parâmetros obtidos na Fase 3 na qual são também considerados os efeitos das irregularidades do pavimento.

Tabela 6.24: Deslocamentos verticais máximos devidos à passagem do veículo. Resultados da Fase 1 considerando análises do tipo linear estática (a), linear dinâmica (b), não linear estática (c) e não linear dinâmica (d).

	a)	b)				c)	d)			
Malha de blocos	$d_v^{st\ l}$ (mm)	$d_v^{dy\ l}$ (mm)				$d_v^{st\ nl}$ (mm)	$d_v^{dy\ nl}$ (mm)			
Velocidade (km/h):	-	12.86	30	60	90	-	12.86	30	60	90
Arco 1	1.90	1.93	1.93	1.94	1.93	2.53	2.51	2.48	2.37	2.43
Arco 2	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.64	0.65	0.64	0.62	0.60
Enchimento	3.63	3.63	3.63	3.59	3.60	3.64	3.64	3.65	3.68	3.60
Pavimento	3.66	3.66	3.65	3.62	3.63	3.67	3.68	3.68	3.70	3.63

Tabela 6.25: Deslocamentos verticais máximos devidos à passagem do veículo. Resultados da Fase 3 considerando análises do tipo linear estática (a), linear dinâmica (b), não linear estática (c) e não linear dinâmica (d).

	a)	b)				c)	d)			
Malha de blocos	$d_v^{st\ l}$ (mm)	$d_v^{dy\ l}$ (mm)				$d_v^{st\ nl}$ (mm)	$d_v^{dy\ nl}$ (mm)			
Velocidade (km/h):	-	12.86	30	60	90	-	12.86	30	60	90
Arco 1	1.97	1.96	2.06	1.93	1.93	2.61	2.57	2.58	2.51	2.46
Arco 2	0.50	0.51	0.51	0.51	0.51	0.64	0.66	0.66	0.65	0.63
Enchimento	3.64	3.65	3.66	3.58	3.68	3.65	3.76	3.82	3.71	3.76
Pavimento	3.68	3.96	3.69	3.58	3.70	3.70	3.78	3.82	3.72	3.78

De acordo com os valores apresentados, quando é activado o comportamento dinâmico e são incluídos os efeitos das irregularidades (ver Tabela 6.25-b e 6.25-d), o deslocamento vertical máximo (no arco 1) regista-se para a velocidade de 30km/h.

Avaliando os coeficientes de agravamento, que constam na Tabela 6.26 determinados de acordo com a expressão (6.3), entre os resultados obtidos na Fase 1 (sem irregularidades) e os correspondentes valores na Fase 3 (com irregularidades) em termos do deslocamento máximo no arco 1, para a velocidade de 30km/h, verifica-se que adoptando o mesmo tipo de análise nas duas fases, quando são considerados os efeitos das irregularidades (fase 3) obtêm deslocamentos 1.6 a 6.7% superiores aos obtidos na análise sem incluir os efeitos das irregularidades (fase 1).

$$coef_{var} = \left(\frac{d_{F_3}}{d_{F_1}} - 1 \right) \tag{6.3}$$

Tabela 6.26: Coeficientes de agravamento entre análises com e sem irregularidades.

Hipótese	Tipo de análise na Fase 1 e 3	$coef_{var}$ (%)
I	Estática linear	3.7
II	Dinâmica linear	1.6
III	Estática não linear	6.7
IV	Dinâmica não linear	4.0

Tomando como referência o deslocamento obtido na Fase 1 da análise estática linear obtêm-se os coeficientes de agravamento determinados através da expressão (6.4) que constam na Tabela 6.27.

$$coef_{var} = \left(\frac{d_{F_{ij}}}{d_{F_{1I}}} - 1 \right) \qquad com \;\; i = 1,3 \;\; e \;\; j = I, II, III, IV \tag{6.4}$$

Tabela 6.27: Coeficientes de agravamento em relação à análise estática linear.

Fase	Hipótese	Tipo de análise	$coef_{var}$ (%)
1	I	Estática linear	-
	II	Dinâmica linear	1.6
	III	Estática não linear	33.2
	IV	Dinâmica não linear	30.5
3	I	Estática linear	3.7
	II	Dinâmica linear	8.4
	III	Estática não linear	37.4
	IV	Dinâmica não linear	35.8

Neste caso verifica-se que, dos resultados da Fase 1 (sem irregularidades) e quando é activado o comportamento não linear dos materiais (juntas e enchimento), ocorre um agravamento do deslocamento de cerca de 30%. A activação do comportamento dinâmico não conduz a um efeito significativo no deslocamento máximo no arco 1. Quando são adicionados os efeitos das irregularidades (Fase 3), a activação do comportamento não linear nas duas fases (análises tipo III e IV) conduz à obtenção dos resultados mais gravosos, com um acréscimo de 37.4 e 35.8% do deslocamento máximo em relação ao valor estático linear, verificando-se que a activação do comportamento dinâmico também aqui não introduz um efeito com significado.

Na Figura 6.48 apresentam-se os resultados dos cálculos dinâmicos lineares e não lineares obtidos na primeira e terceira fases de análise da ponte sob a acção das cargas rolantes para os quatro valores de velocidade (12.86, 30, 60 e 90 km/h), em termos do deslocamento vertical registado no nó P1 da malha do arco 1 (Figura 6.48-a), que representam as linhas de influência correspondentes. O nó P1 foi seleccionado após uma análise prévia dos resultados das várias análises, com o objectivo de serem registados, nas linhas de influência do deslocamento vertical, os valores máximos do deslocamento devido à passagem das cargas móveis. Refira-se, no entanto, que os valores máximos do deslocamento não se registaram sempre no nó P1; todavia nestes casos o nó corres-

pondente ao máximo valor absoluto do deslocamento vertical localiza-se próximo do nó P1 seleccionado.

Verifica-se que o deslocamento vertical máximo no nó P1 do arco 1 se regista após os três primeiros eixos do veículo terem passado sobre a secção transversal S1 que contém o nó P1 (localizada a 17 m de distância da origem, ver Figura 6.48-a), estando o eixo 1 e o eixo 4, respectivamente, nas secções a 22.6 m e a 16.15 m medidas em relação à origem.

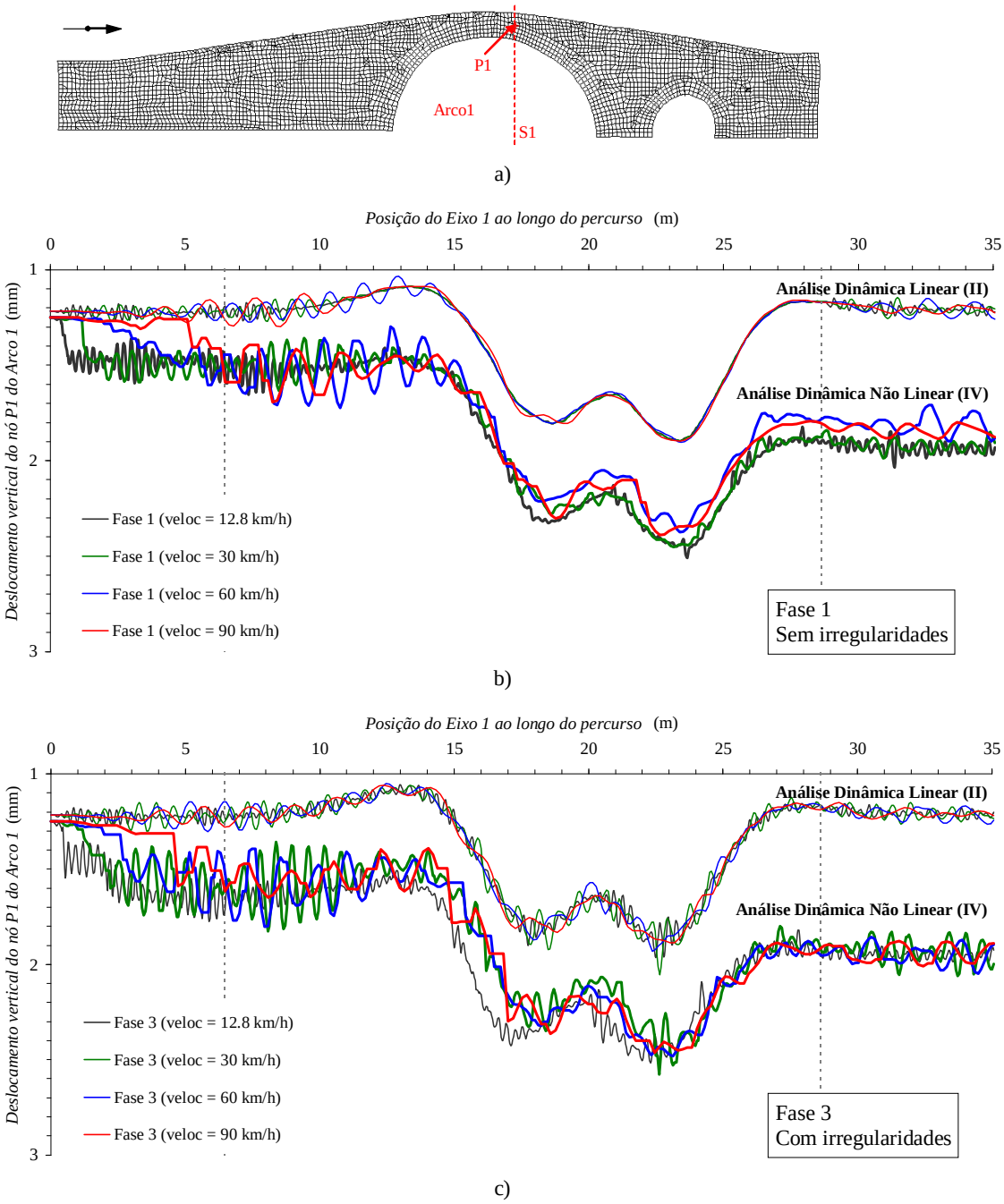
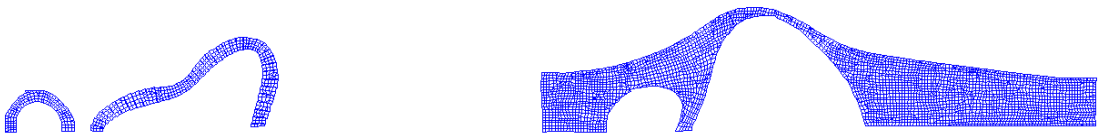


Figura 6.48: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1 (a) para as velocidades de 12.86, 30, 60 e 90 km/h; resultados das hipóteses II e IV para a Fase 1 (b) e Fase 3(c).

Activando o comportamento não linear das juntas e enchimentos, o deslocamento vertical do nó P1 (linhas de influência a traço cheio na Figura 6.48), em todo o trajecto das cargas rolantes sobre o tabuleiro, com a excepção de alguns passos de cálculo correspondentes à entrada do veículo na ponte, é sempre superior ao verificado na resposta linear (linhas de influência a traço fino). Verifica-se que após o último eixo ter passado sobre a secção que contem o nó P1 a recuperação do deslocamento vertical é menor no caso em que o comportamento não linear é activado.

Quando o veículo se encontra sobre o arco, para o caso da análise dinâmica linear sem irregularidades, o deslocamento registado é independente da velocidade, como se pode observar na Figura 6.48-b. Activando o comportamento não linear a resposta depende da velocidade, verificando-se maiores deslocamentos para as velocidades de 12.8 e 30 km/m. Comparando os resultados entre as duas fases (Figura 6.48-b, Fase 1 e Figura 6.48-c, Fase 3), verifica-se existir um agravamento na resposta da ponte quando são incluídos os efeitos das irregularidades, sendo que no caso na análise dinâmica linear a amplificação decorre essencialmente da resposta dinâmica do veículo.

Quando o veículo está nas fases do percurso correspondentes à entrada e saída da ponte verifica-se existir maior amplificação dinâmica na resposta do arco 1 que resultará da vibração transmitida pelo enchimento. A título de curiosidade apresentam-se na Figura 6.49 os modos de vibração, e respectivos valores das frequências, considerando a zona dos arcos desligada da restante malha de elementos constituída pelo enchimento e pavimento.



b) $f_A = 6.5Hz$ a) $f_E = 4.2Hz$

Figura 6.49: Primeiro modo de vibração local do arco 1 (a) e do enchimento (b).

Havendo separação entre as duas zonas (situação que no calculo não linear corresponde a ocorrência de abertura das juntas da capa entre os arcos e o enchimento) a frequência, f_E, associada ao modo de vibração local da zona do enchimento é menor que a frequência, f_A, associada ao modo de vibração do arco isolado. Por sua vez o valor da frequência associado à zona do enchimento e pavimento (4.2Hz) aproxima-se mais do valor da frequência da acção do veículo (que é de cerca de 2 Hz, conforme a Figura 6.47) do que do valor da frequência associada ao modo local do arco (6.5Hz). Esta maior proximidade entre os valores da frequência da acção e da subestrutura do enchimento, poderá justificar que, quando o veículo está posicionado sobre o enchimento, os efeitos dinâmicos sejam maiores que os registados quando o veículo está posicionado sobre o arco, sem

contudo ultrapassarem os efeitos máximos absolutos totais que ocorrem para a posição do veículo sobre o arco.

Para além disso, atendendo às características dinâmicas calculados para o modelo ***M2D-ENCH*** (ver Figura 6.8), verifica-se que os modos associados às frequências $f_2 = 10.6Hz$, $f_3 = 11.0Hz$ e $f_3 = 11.8Hz$ mobilizam o enchimento na zona do encontro e componentes de vibração na direcção vertical, estando estas frequências próximas da gama de valores das frequências do veículo associadas a modos locais (verticais) que envolvem os eixos ($12.6 - 14.45Hz$, ver Figura 5.73).

Para melhor percepção da influência do tipo de cálculo, apresentam-se na Figura 6.50 as linhas de influência do deslocamento do arco 1 (no ponto P1 indicado na Figura 6.48), para o caso das análises dinâmicas lineares (II) e não lineares (IV), para as Fases 1 e 3 e velocidade de 30 km/h. No mesmo gráfico incluem-se ainda as linhas de influência obtidas para os casos da análise estática linear sem irregularidades (I) e da análise estática não linear com efeitos das irregularidades (III).

Por sua vez, na Figura 6.51 apresentam-se as linhas de influência obtidas nos cálculos correspondentes às hipóteses I e III, i.e., sem activar a opção dinâmica.

Como se pode verificar, na posição mais desfavorável das cargas rolantes, o deslocamento no arco 1 é mais elevado quando são incluídos os efeitos das irregularidades (Fase 3, ver linhas a azul na Figura 6.50-b e também os valores da Tabela 6.24). Tal também acontece nos restantes nós da malha considerados nas Tabelas 6.24 e 6.25.

Comparando a duas linhas de influência obtidas no cálculo dinâmico linear (II, com e sem irregularidades, a verde e azul, respectivamente, na Figura 6.50) quando a carga se encontra na zona do arco, no cálculo correspondente à Fase 1 (sem irregularidades), não se registam efeitos dinâmicos na resposta (sendo a resposta na análise dinâmica linear II coincidente com a resposta estática linear I, a vermelho na Figura 6.50); incluindo os efeitos das irregularidades (linha a azul) a componente dinâmica da resposta é significativa. Quando a carga está nas zonas de entrada e saída da ponte a resposta exibe em ambas as fases da análise dinâmica linear (sem e com irregularidades, Fase 1 e 3, respectivamente) uma componente dinâmica, que é maior quando são incluídos os efeitos das irregularidades.

Assim, pode concluir-se que os efeitos dinâmicos registados com a carga sobre o arco advêm essencialmente da resposta dinâmica do veículo (incluída na solicitação) sendo desprezável a influência da resposta dinâmica da ponte; nas restantes posições da carga os efeitos dinâmicos

advêm também da resposta dinâmica da ponte e da influência do perfil de irregularidades. Note-se porém que o amortecimento traduzido na resposta (numérica) pode advir de se ter considerado um coeficiente de amortecimento elevado no modelo numérico. Dado que a definição deste parâmetro não se baseou em resultados experimentais, na secção 6.2.5.1-e será apresentado um estudo de sensibilidade na resposta ao valor do amortecimento considerado nos cálculos dinâmicos não lineares.

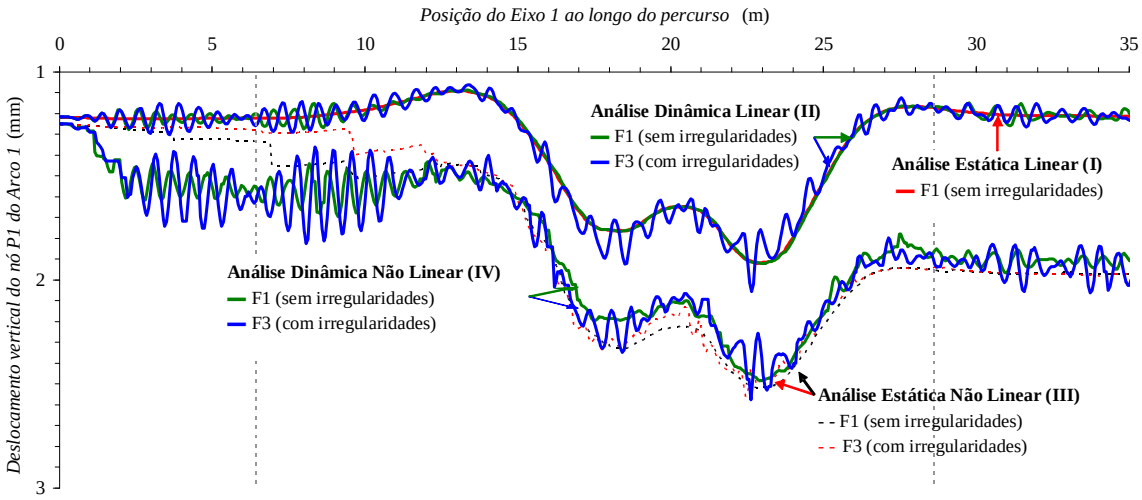


Figura 6.50: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1 Resultados da Fase 1 (a) e da Fase 3 (b). Velocidade = 30 km/h.

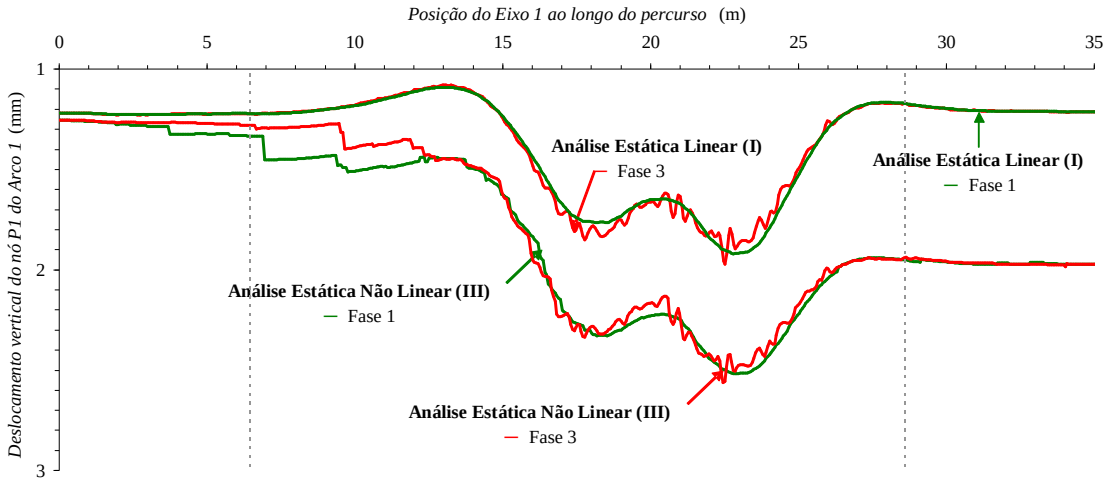


Figura 6.51: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1. Resultados das hipóteses I e III para a Fase 1 (sem irregularidades) e Fase 3 (com irregularidades).

Activando o comportamento não linear (linhas de influência a verde e azul correspondentes às análises dinâmicas não lineares IV na Figura 6.50), quando as cargas móveis se encontram nas zonas de entrada e saída da ponte, a componente dinâmica exibida no deslocamento vertical do nó P1 é superior à que é registada quando as cargas móveis estão sobre o arco. Como tal, atendendo à

posição das cargas móveis em relação ao nó P1, conclui-se que a vibração registada no arco decorre da vibração transmitida pelo enchimento.

Comparando os resultados traduzidos nas duas linhas de influência do cálculo dinâmico não linear com idênticos parâmetros obtidos através do calculo estático não linear (linha de influência a vermelho correspondente à análise III) verifica-se que o deslocamento do nó P1, é significativamente menor neste último caso apenas quando as cargas estão na zona de entrada da ponte; no restante percurso o resultado é bastante próximo do obtido quando é activado o comportamento dinâmico.

6.2.5.1 – b) Análise dos resultados do modelo *M2D-TIMP*

Nesta secção apresentam-se os resultados da análise do modelo 2D da ponte sob a acção do peso próprio e das cargas rolantes, incluindo os efeitos das irregularidades, considerando os materiais existentes na zona dos tímpanos. Para o efeito foi usada a malha de elementos finitos apresentada na Figura 6.4, adoptando para as juntas entre blocos dos tímpanos e arcos as características definidas para simular o comportamento de juntas secas, também usadas no modelo ***M2D-ENCH***, através do modelo não linear JOINT_SOFT_CY_T. Os restantes elementos de junta e blocos 2D do modelo ***M2D-TIMP*** foram simulados considerando o mesmo tipo de comportamento usado no modelo ***M2D-ENCH***, cujos parâmetros estão também resumidos na Tabela 6.2.

Para análise do modelo ***M2D-TIMP*** foi adoptada apenas a velocidade de 30 km/h tendo sido considerados os efeitos das irregularidades usando a estratégia definida para o modelo ***M2D-ENCH***, que envolveu os deslocamentos do pavimento resultantes do primeiro cálculo da ponte (Fase 1) através de uma modelação linear elástica. No segundo cálculo da ponte (Fase 3) considerou-se o comportamento dinâmico não linear dos materiais.

O valor das cargas por eixo, para ter em conta o tipo de cálculo 2D, atendeu à espessura das paredes de tímpano e à distribuição transversal de esforços, já referida anteriormente a propósito do modelo ***M2D-ENCH*** (ver Tabela 6.22). Neste contexto, considerou-se que a espessura total dos dois tímpanos corresponde a 0.6 m e a percentagem das cargas do veículo transmitidas para os dois tímpanos correspondem a 40% do seu valor total (os restantes 60% são transmitidos para a zona central).

Na Tabela 6.28 incluem-se os valores dos deslocamentos verticais máximos, por zona, resultantes das análises das Fases 1 e 3 da ponte, cuja localização dos nós se ilustra na Figura 6.52.

Na mesma tabela incluem-se ainda os coeficientes de agravamento (em percentagem) determinados entre os resultados da Fase 1 (análise estática linear, sem irregularidades) e a Fase 3 (análise dinâmica não linear, com irregularidades). Verifica-se que a relação existente entre o deslocamento do arco 1, obtido nas Fases 1 e 3 no modelo ***M2D-TIMP***, determinado com base na expressão (6.4), corresponde a um acréscimo de cerca de 108%, enquanto que no modelo ***M2D-ENCH*** a mesma relação corresponde a um acréscimo de cerca de 36% entre o deslocamento obtido na Fase 1 e Fase 3 (ver Tabela 6.27).

Tabela 6.28: Deslocamentos verticais máximos e coeficientes de agravamento devidos às cargas móveis sem e com irregularidades no modelo ***M2D-TIMP***.

Malha de blocos	$d_v^{est\ lin}$ (mm)	$d_v^{dy\ nl}$ (mm)	$coef_{amp}$ (%)
Arco 1	1.92	4.01	108
Arco 2	0.32	0.56	75
Tímpano	1.84	4.23	130
Pavimento	1.98	4.26	115

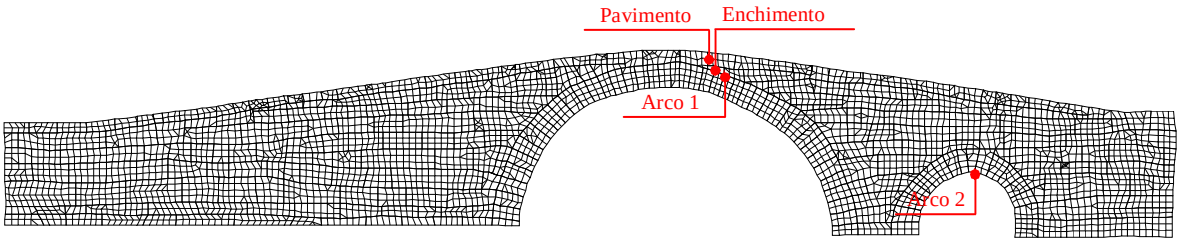


Figura 6.52: Localização dos nós com deslocamentos máximos no modelo ***M2D-TIMP***.

Na Figura 6.53 apresentam-se as linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do arco 1 do modelo ***M2D-TIMP*** com as mesmas coordenadas do nó P1 considerado no estudo do modelo ***M2D-ENCH***, e que corresponde também ao nó onde se regista o máximo deslocamento vertical no cálculo incluindo os efeitos das irregularidades apresentando na Tabela 6.28.

A linha de influência relativa ao cálculo não linear dinâmico (a verde na Figura 6.53) mostra que não há oscilações significativas no trajecto do veículo correspondente à entrada e saída do veículo (entre 0 e 16 m e entre 29 e 35 m, respectivamente). Verifica-se que tal acontece na fase do percurso do veículo sobre o arco 1, principalmente quando o eixo 1 percorre o tabuleiro entre as secções à distância de 20 e 25 m da origem, posições essas que correspondem ao percurso do quarto eixo entre 0.125 e 0.875 do vão.

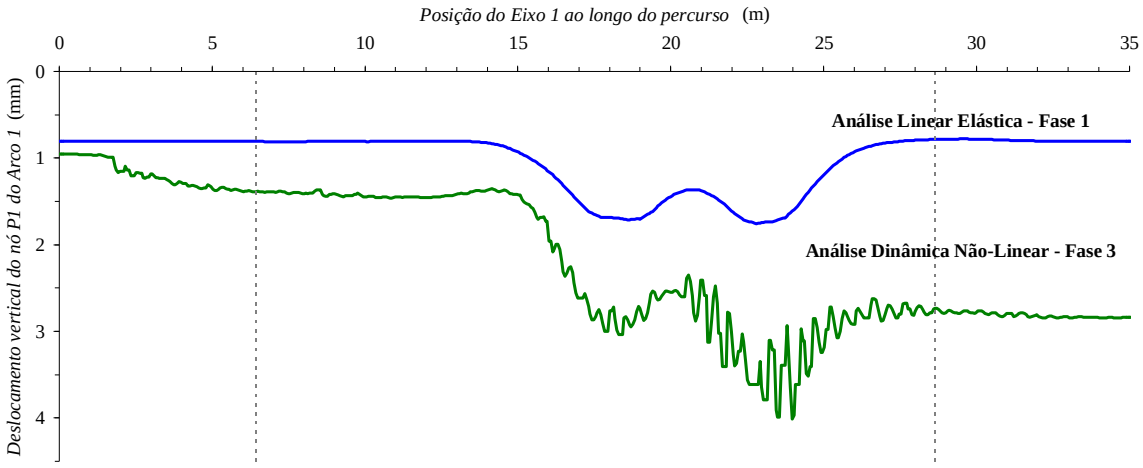


Figura 6.53: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1. Resultados da Fase 1 e da Fase 3.

6.2.5.1 – c) Confrontação dos resultados dos modelos 2D face às cargas móveis

Com o objectivo de avaliar a resposta da ponte para níveis de intensidade crescentes e também comparar a resposta obtida com os modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** foram realizados cálculos considerando diferentes níveis de intensidade para as cargas móveis.

Para o modelo ***M2D-ENCH*** foram considerados três níveis de intensidade crescente, especificadamente, 1, 3 e 5.25 (ver Tabela 6.29, segunda coluna), intensidades essas definidas para as cargas do veículo P_{ench} determinadas atendendo à repartição de cargas pelo enchimento apresentada anteriormente no parágrafo 6.2.5.1 *ii)* e cujos valores por eixo podem ser consultados na Tabela 6.22. Atendendo que no modelo ***M2D-ENCH*** o nível de carga P_{ench} corresponde a 60% das cargas do veículo $P_{veículo}$ distribuídas pela espessura do enchimento de 2.7 m, os níveis de intensidade de força P_{ench}, $3P_{ench}$ e $5.25P_{ench}$, correspondem em relação ao valor total das cargas do veículo, respectivamente, a $0.22P_{veículo}$, $0.67P_{veículo}$ e $1.17P_{veículo}$.

Os níveis de intensidade definidos para o modelo ***M2D-TIMP*** (ver Tabela 6.29, terceira coluna) foram estabelecidos tomando como base as cargas $P_{tímp}$ definidas de acordo com os valores da Tabela 6.22 (terceira coluna) e correspondentes a 40% do valor das cargas totais do veículo $P_{veículo}$ distribuídas pela espessura total das duas paredes de tímpanos (0.60 m), i.e.:

$$P_{tímp} = \frac{0.4P_{veículo}}{0.6} = 0.667P_{veículo} \tag{6.5}$$

Com o objectivo de permitir comparar a resposta entre os dois modelos 2D, os restantes dois níveis de força considerados no modelo ***M2D-TIMP***, $0.33P_{tímp}$ e $1.75P_{tímp}$, correspondem, respectivamente, a $0.22P_{veículo}$ e $1.17P_{veículo}$. Deste modo, tomando como referência o valor da carga do veículo $P_{veículo}$, os três níveis de intensidade do modelo ***M2D-TIMP*** correspondem então aos níveis de carga considerados na análise do modelo ***M2D-ENCH***.

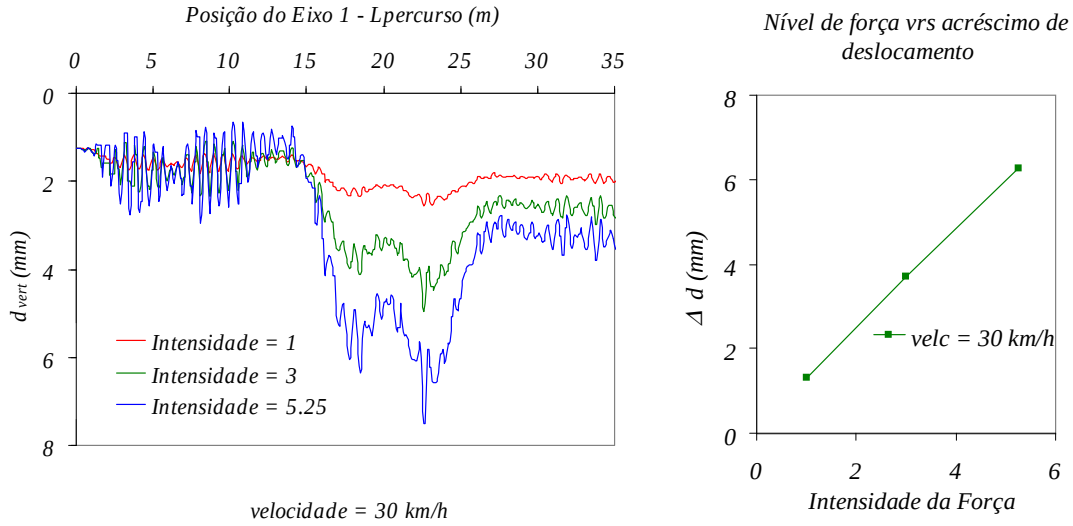
Na Tabela 6.29 resumem-se os níveis de intensidade da carga considerados nos dois modelos 2D incluindo-se também o nível de intensidade de carga tomando como referência o valor da carga do veículo $P_{veículo}$.

Tabela 6.29: Equivalência entre os níveis de intensidade da carga do veículo considerados nos modelos 2D ***M2D-ENCH*** e ***M2D-ENCH***.

Intensidade de referência	Modelo ***M2D-ENCH***	Modelo ***M2D-TIMP***
$0.22P_{veículo}$	P_{ench}	$0.33P_{tímp}$
$0.67P_{veículo}$	$3P_{ench}$	$P_{tímp}$
$1.17P_{veículo}$	$5.25P_{ench}$	$1.75P_{tímp}$

Na Figura 6.54-a incluem-se as linhas de influência do deslocamento do nó P1 do arco 1, obtidas, para o modelo ***M2D-ENCH***, no cálculo dinâmico não linear sob acção conjunta do peso próprio e do veículo considerando os três níveis de intensidade e a velocidade de circulação do veículo de 30 km/h. Na Figura 6.54-b são incluídos os valores correspondentes à diferença entre o deslocamento vertical máximo devido à acção da carga móvel mais o peso da ponte e deslocamento devido só à acção do peso da ponte para a velocidade de 30 km/h, valores esses confrontados com o acréscimo de carga.

A partir destes resultados verifica-se que, no nó em estudo, a evolução do acréscimo de deslocamento, Δd, com a intensidade das cargas móveis é linear (ver Figura 6.54-b). De facto, analisando os níveis de tensão e deformação nas juntas das aduelas do arco correspondentes à posição da carga mais desfavorável em termos de deslocamento vertical, para os três níveis de intensidade da força, verifica-se que as juntas se encontram fechadas e que a deformação por corte se encontra no domínio linear para qualquer um dos níveis de carga considerados, justificando deste modo a relação elástica verificada em termos do deslocamento vertical apresentado na Figura 6.54.



a) b)

Figura 6.54: Linhas de influência para níveis da carga do veículo crescentes para velocidade de 30 km/h (a) e relação entre o nível de força e o acréscimo de deslocamento máximo no nó P1 do Arco 1 para diferentes velocidades (b).

Comparando os resultados obtidos no cálculo dos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** considerando idênticos níveis de intensidade das cargas móveis, de acordo com a Tabela 6.30 verifica-se, como expectável, que os deslocamentos no modelo ***M2D-TIMP*** são menores para os três níveis de força considerados (ver na Tabela 6.29 a equivalência entre os níveis de intensidade da carga do veículo considerados nos modelos 2D ***M2D-ENCH*** e ***M2D-ENCH***).

Tabela 6.30: Deslocamentos verticais máximos devidos ao peso próprio e cargas rolantes com intensidade $0.22P_{veículo}$ (a), $0.67P_{veículo}$ (b) e $1.17P_{veículo}$ (c).

	a)			b)			c)		
Modelo	***M2D-ENCH***	***M2D-TIMP***		***M2D-ENCH***	***M2D-TIMP***		***M2D-ENCH***	***M2D-TIMP***	
Intensidade	P_{ench}	$0.33P_{tímp}$		$3P_{ench}$	$P_{tímp}$		$5.25P_{ench}$	$1.75P_{timp}$	
Malha de blocos									
Arco 1	2.58	2.11	(-18)	4.97	4.01	(-19)	7.58	5.48	(-28)
Arco 2	0.66	0.37	(-44)	0.97	0.55	(-43)	1.40	0.81	(-42)
Tímpano	3.78	0.11	(-97)	5.89	0.18	(-97)	8.47	0.26	(-97)
Pavimento	3.80	0.11	(-97)	5.97	0.26	(-96)	8.57	0.42	(-95)

Para o arco 1 mostram-se na Figura 6.55 as linhas de influência do deslocamento vertical para os três níveis de força considerados na Tabela 6.30, a traço cheio os resultados do modelo ***M2D-TIMP*** e a traço fino os resultados para o modelo ***M2D-ENCH***.

Como se pode observar na Figura 6.55, e tal como já anteriormente observado, no caso do modelo ***M2D-TIMP*** quando a carga móvel está na fase do percurso correspondente à entrada e saí-

da da ponte os fenómenos de amplificação dinâmica são reduzidos, contrariamente ao que acontece no modelo ***M2D-ENCH***.

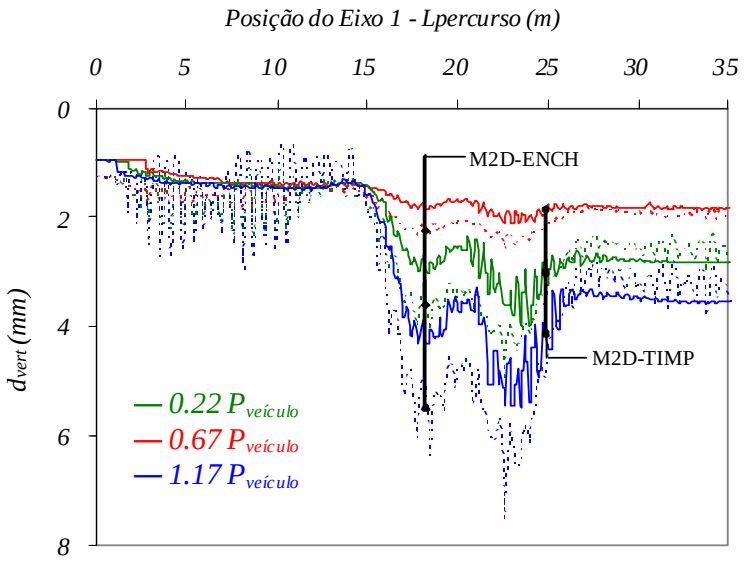


Figura 6.55: Linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 1 para níveis de intensidade crescentes. Resultados da Fase 3 do modelo ***M2D-TIMP*** (a traço cheio) e modelo ***M2D-ENCH*** (a traço fino).

6.2.5.1 – d) Evolução do comportamento não linear dos materiais

Para as juntas indicadas na Figura 6.56, referentes ao modelo ***M2D-ENCH*** apresentam-se na Figura 6.57 as evoluções em termos das tensões *vs* deformações nas direcções normal e de corte registadas no cálculo não linear dinâmico sob a acção das cargas rolantes e efeitos das irregularidades considerando a velocidade de 30 km/h. Na mesma figura indicam-se ainda dois elementos do enchimento, um dos quais próximo da superfície do pavimento e outro na zona inferior do enchimento, elementos esses que adiante são objecto de análise da resposta, registada em termos das tensões *vs* deformações na Figura 6.58.

Na Figura 6.59 mostram-se também as evoluções temporais das tensões normais e de corte e correspondentes deformações nas duas juntas consideradas na Figura 6.56.

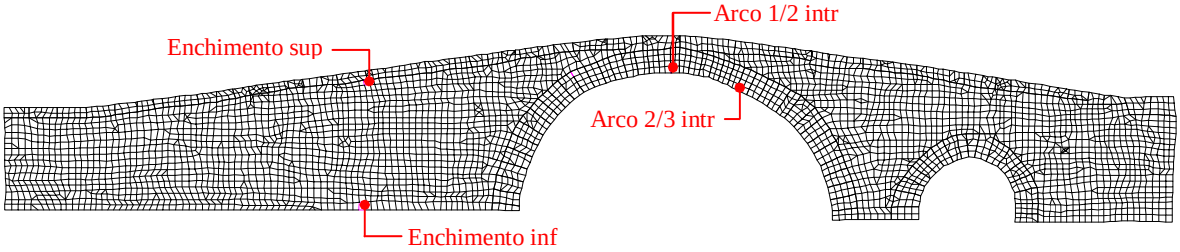


Figura 6.56: Localização das juntas (a) e dos elementos do enchimento (b) monitorizados.

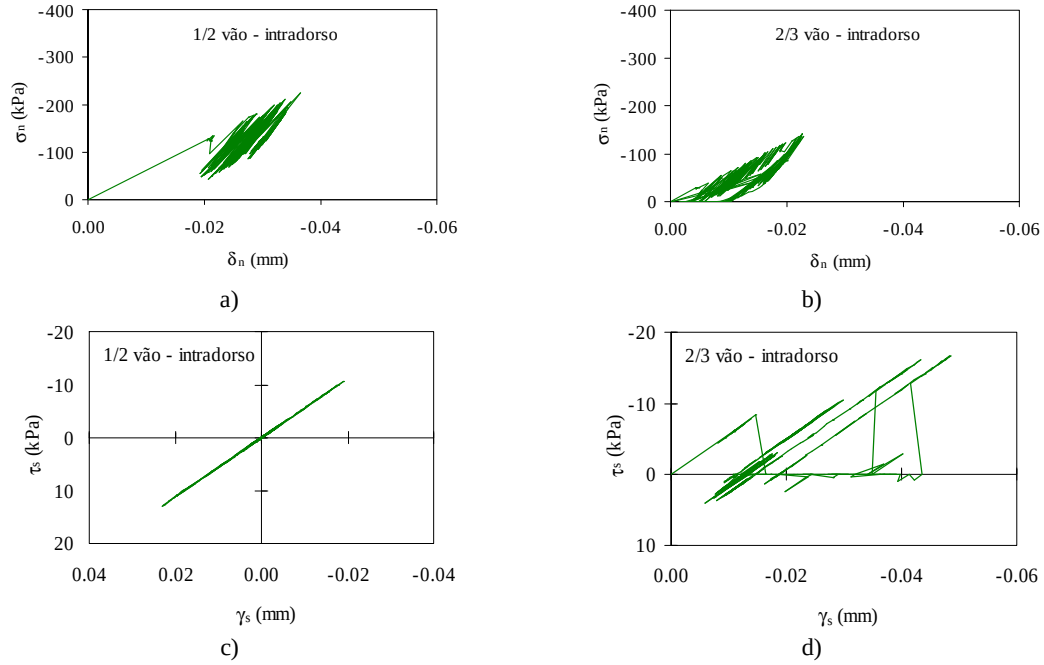


Figura 6.57: Evolução das tensões *vs* deformações na junta nas direcções normal (a) e (b) e de corte (c) e (d). Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo ***M2D-ENCH***.

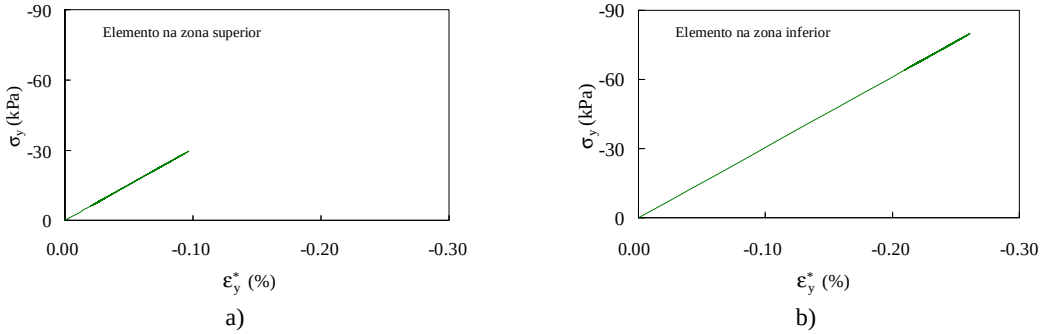
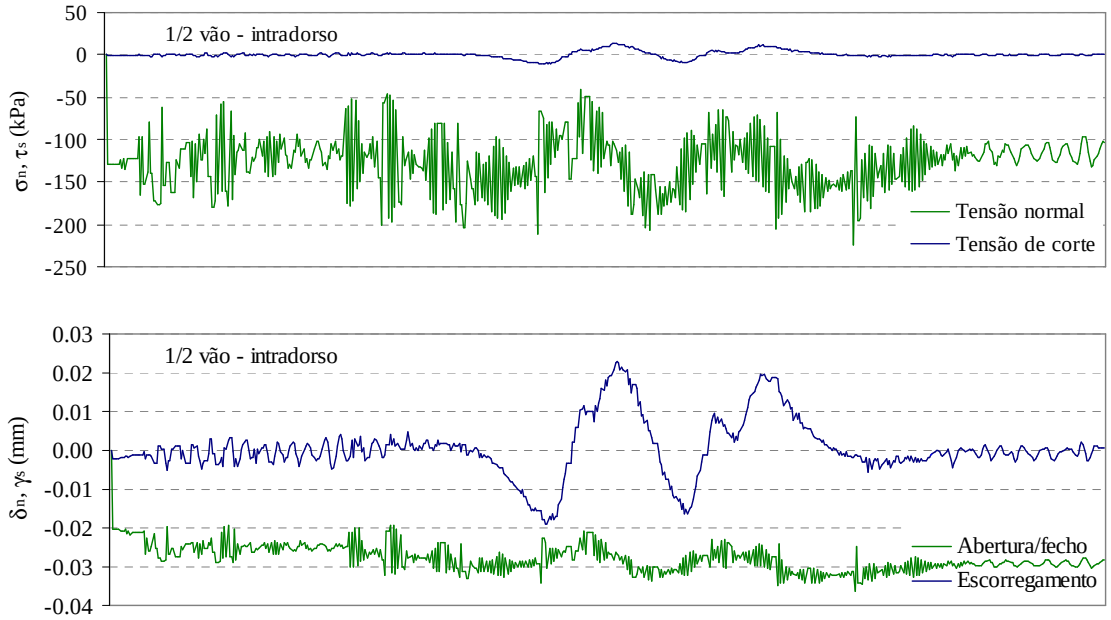
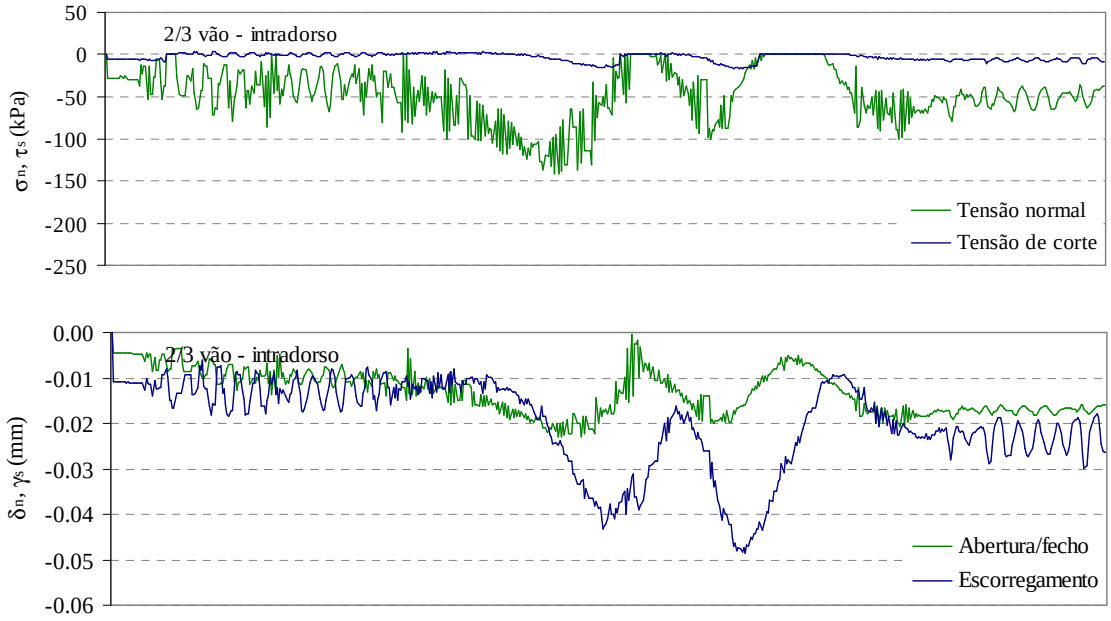


Figura 6.58: Evolução das tensões *vs* deformações em elementos do enchimento nas zonas superior (a) e inferior (b). Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo ***M2D-ENCH***.

Na junta do arco localizada a ½ vão, verifica-se que, as interfaces de blocos adjacentes mantêm-se sempre em contacto (fecho da junta). A evolução da tensão normal *vs* deformação normal (Figura 6.57-a) segue as leis de carga, descarga e recarga definidas no modelo de comportamento sendo sempre mobilizada tensão de compressão. Na direcção de corte (Figura 6.57-c) verifica-se que os pares de pontos (γ_s, τ_s) que caracterizam a resposta (elástica) mostram que não ocorre escoamento plástico na direcção de corte (ver também Figura 6.59-a).



a)



b)

Figura 6.59: Evolução das tensões normais e de corte e deformações normais e tangenciais na junta. Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo ***M2D-ENCH***.

Na junta localizada a ⅔ do vão, verifica-se que é excedido o limite da resistência à tracção (Figura 6.57-b e Figura 6.59-b) e, quando tal acontece, não é mobilizada tensão normal (resistência à tracção nula) nem resistência ao corte. Como resultado das leis de descarga/recarga na direcção normal da junta, o limite da resistência à tracção (zero) é atingido com um valor do deslocamento

normal negativo (fecho) que traduz a deformação residual plástica irrecuperável devida ao esmagamento da interface.

Na direcção tangencial da junta, quando a junta está aberta não é mobilizada resistência ao corte; a progressão do escorregamento conduz consequentemente ao registo de descontinuidades na curva de comportamento (γ_s, τ_s) como mostra a Figura 6.57-d. Uma vez fechada novamente a junta, volta a ser mobilizada resistência ao corte, seguindo as leis constitutivas definidas no modelo. Neste caso foram definidas leis de corte elasto-plásticas baseadas num ramo elástico e um patamar residual, definido em função da tensão normal na junta, verificando-se que não é alcançado o patamar plástico tal como se pode observar na evolução mostrada na Figura 6.57.

Relativamente ao comportamento do enchimento, nos gráficos da Figura 6.58 em que se apresentam as evoluções em termos das relações entre as tensões verticais e deformações verticais de referência ε_y^* (adiante definido), verifica-se que o material exibe comportamento elástico linear no decorrer da história de carga.

A extensão de referência ε_y^*, definida na expressão (6.6) com base na relação elástica entre a tensão vertical, σ_y, e as deformações, ε_x e ε_y, representa uma extensão vertical modificada para ter em conta a deformação transversal.

$$\varepsilon_y^* = \left[\varepsilon_y + \nu\left(\varepsilon_x - \varepsilon_y\right)\right]\frac{1}{(1+\nu)(1-2\nu)} \tag{6.6}$$

A evolução temporal dos correspondentes valores das tensões inclui-se na Figura 6.60 onde é possível confirmar os reduzidos valores das tensões verticais no material.

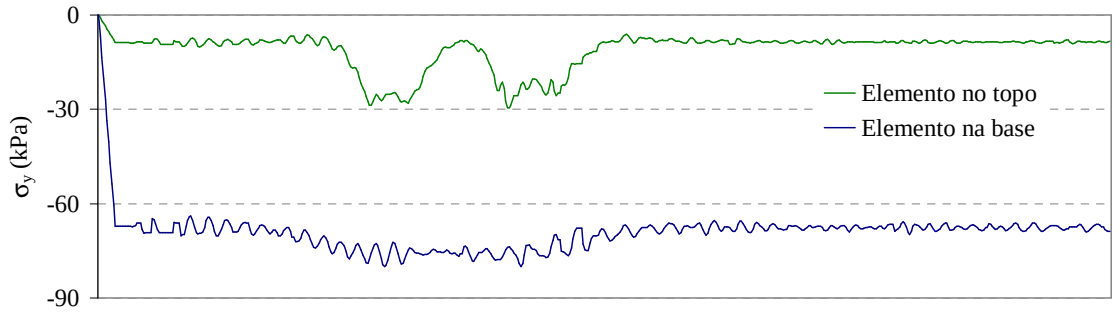


Figura 6.60: Evolução das tensões verticais (a) e de corte (b) em elementos do enchimento nas zonas superior e inferior. Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo ***M2D-ENCH***.

Na Figura 6.61 incluem-se as evoluções das tensões *vs* deformações na junta nas direcções normal e de corte, nos elementos de junta do modelo ***M2D-TIMP*** com idênticas coordenadas às consideradas na Figura 6.56-a para o modelo ***M2D-ENCH***.

Relativamente ao comportamento nas direcções normal e tangencial das juntas do arco do modelo ***M2D-TIMP***, verifica-se o mesmo padrão de comportamento referido para o modelo ***M2D-ENCH***, registando-se, no caso do modelo ***M2D-TIMP***, níveis mais elevados das tensões normais de compressão e de corte. Todavia, constata-se que, nos dois modelos, os valores das tensões são bastante reduzidos (apesar de dizerem respeito a juntas localizadas a ½ ou ⅔ do vão).

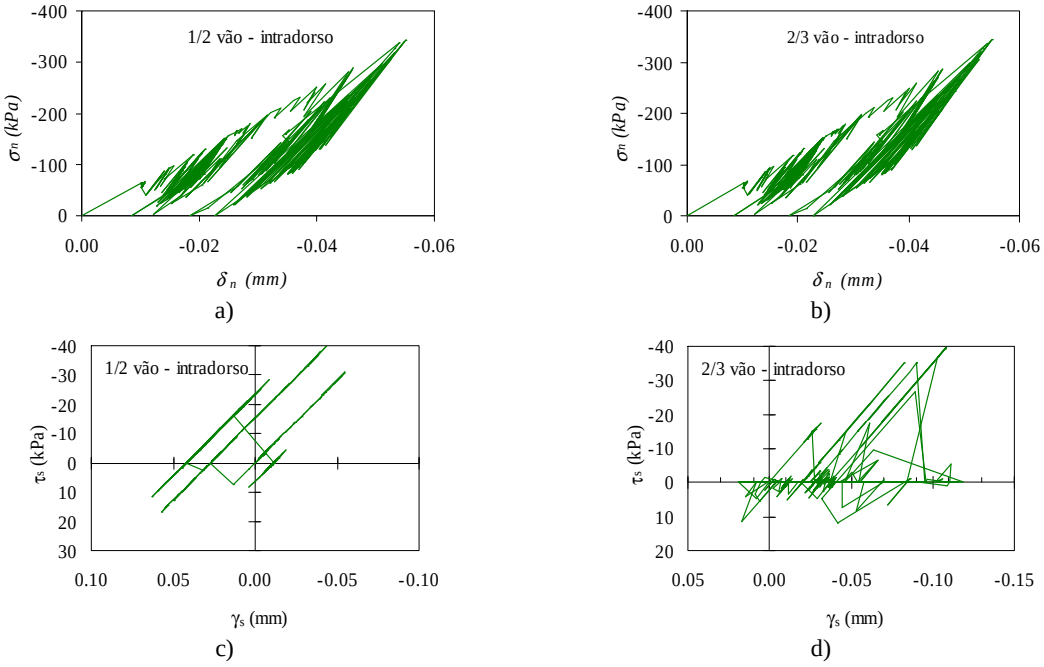


Figura 6.61: Evolução das tensões *vs* deformações na junta nas direcções normal (a) e (b) e de corte (c) e (d), para as secções a ½ e ⅔ do vão. Resultados da Fase 3 para a velocidade de 30 km/h. Modelo ***M2D-TIMP***.

6.2.5.1 – e) Influência do coeficiente de amortecimento

Como referido na secção 6.2.5.1-a o coeficiente de amortecimento considerado nas análises em que é activado o comportamento não linear correspondeu a 2% e no caso das análises lineares a 5%. Dado que a estimativa do coeficiente de amortecimento não se baseou em resultados experimentais, o amortecimento traduzido na resposta (numérica) pode conduzir a uma resposta mais amortecida.

Com o objectivo de avaliar a sensibilidade na resposta ao valor do amortecimento considerado nos cálculos dinâmicos não lineares apresenta-se na Figura 6.62 os resultados em termos de linhas de influência obtidos para quatro valores do coeficiente de amortecimento (1, 1.5, 2 e 5%) incluindo-se também na Figura 6.62 a linha de influência correspondente ao cálculo estático não linear.

Na Tabela 6.31 resumem-se os correspondentes valores máximos dos deslocamentos verticais e os respectivos coeficientes de agravamento (em percentagem).

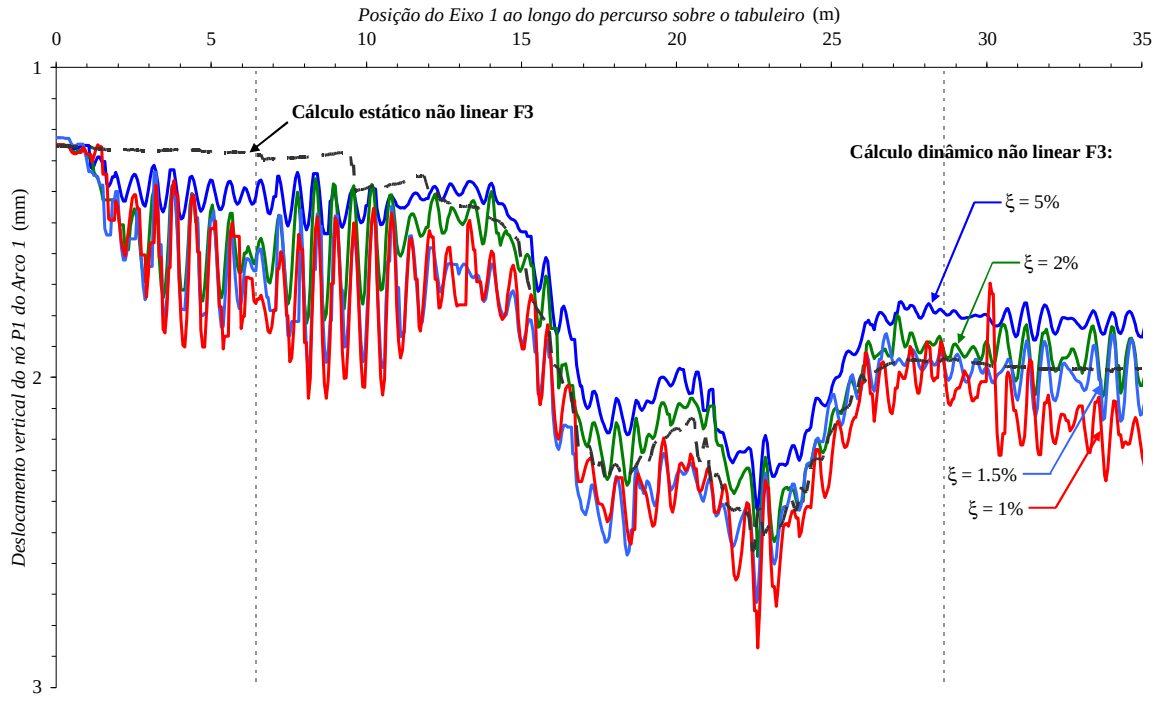


Figura 6.62: Influência do coeficiente de amortecimento no calculo não linear dinâmico (linhas a verde, azul e vermelho). Resultados da Fase 3 (com irregularidades) para a velocidade de 30 km/h.

Tabela 6.31: Influência do coeficiente de amortecimento. Deslocamentos verticais máximos no nó P1 do arco 1 obtidos no cálculo não linear estático (a) e dinâmico (b) e respectivos coeficientes de agravamento.

	a)	b)			
Coeficiente de amortecimento	-	ξ = 5%	ξ = 2%	ξ = 1.5%	ξ = 1%
Deslocamento vertical (mm)	2.56	2.43	2.58	2.73	2.87
Coeficiente de agravamento	-	-5%	+1%	+7%	+12%

Como expectável, quanto maior o coeficiente de amortecimento mais amortecida é a resposta da ponte. Considerando o coeficiente de amortecimento de 5 % a resposta dinâmica não linear apresenta valores do deslocamento inferiores aos da resposta estática não linear em praticamente todo o percurso do veículo (primeiro eixo do veículo entre as posições 12 e 35 m); este facto evidencia que, tal valor do amortecimento é excessivo já que é de esperar que ocorra agravamento da resposta quando é activado o comportamento dinâmico. Por seu turno, a resposta exibida para o valor do coeficiente de amortecimento de 1 % apresenta em quase todo o percurso valores do deslocamento superiores aos mostrados na resposta estática. No entanto é expectável que a resposta dinâmica exiba valores em torno da resposta estática como mostram os resultados na Figura 6.50, em relação à resposta linear, em que se verifica que quando é activado o comportamento dinâmico os valores do deslocamento oscilam em torno do valor obtido na resposta estática.

Considerando os valores de 2 e 1.5 % verifica-se que, para as posições da carga que precedem a posição mais desfavorável da carga (entre 16 e 23 m), a resposta dinâmica não linear para o valor de amortecimento de 2 % (como acontece também considerando o valor de 5%) conduz a valores de deslocamento menores que os obtidos na resposta estática não linear; para os valores de amortecimento de 1.5 % (e também para 1 %) a resposta dinâmica não linear apresenta deslocamentos superiores aos da resposta estática. No percurso do veículo entre a posição mais desfavorável e a saída do tabuleiro a resposta dinâmica considerando coeficientes de amortecimento de 2 e 1.5 % conduz a resultados que variam em torno dos valores da resposta estática.

Neste contexto é possível considerar que um valor do amortecimento entre 1.5 e 2% traduz adequadamente a resposta dinâmica da ponte. Todavia, como se referiu anteriormente, a definição deste parâmetro deve basear-se na caracterização experimental *in situ*, o que não se tornou possível neste trabalho devido às dificuldades surgidas na resposta dos ensaios de vibração ambiental.

6.2.5.1 – f) Influência da história de carga

No sentido de avaliar a influência dos efeitos da história de carga na resposta da ponte, na Tabela 6.32 comparam-se os resultados obtidos nos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** para o cálculo não linear dinâmico sob todo o percurso das cargas rolantes, para a posição da carga mais desfavorável em termos do deslocamento vertical, $d_v^{dy\,nl}$, com idênticos resultados obtidos através de apenas um cálculo estático não linear, $d_v^{est\,nl}$, considerando a posição correspondente ao passo mais desfavorável no cálculo dinâmico para a velocidade de 30 km/h e os correspondentes valores das cargas por eixo incluídos na Tabela 6.33.

Comparando esses valores das cargas (obtidos na fase 2 no passo de carga mais desfavorável para a ponte) com os valores da Tabela 6.22 (obtidos de um cálculo estático do veículo) verifica-se que nesse passo de carga o coeficiente de amplificação dinâmica da resultante das cargas do veículo no modelo ***M2D-ENCH*** vale 1.1 e no modelo ***M2D-TIMP*** as reacções do veículo coincidem com as cargas estáticas (i.e. não há amplificação dinâmica). Atendendo à história de carga, o deslocamento vertical $d_v^{dy\,nl}$, no caso do modelo ***M2D-ENCH***, é 22% superior ao determinado através do cálculo estático, $d_v^{est\,nl}$, e no caso do modelo ***M2D-TIMP*** a diferença entre o deslocamento obtido nos dois tipos de cálculos aumenta para 186%, podendo-se então concluir que a consideração de toda a história de carga é importante na avaliação da resposta estrutural.

Tabela 6.32: Influência da história de carga. Resultados do modelo ***M2D-ENCH*** (a) e ***M2D-TIMP*** (b).

	a)			b)		
Malha de blocos	$d_v^{est\ nl}$ (mm)	$d_v^{dy\ nl}$ (mm)	$coef_{amp}$ (%)	$d_v^{est\ nl}$ (mm)	$d_v^{dy\ nl}$ (mm)	$coef_{amp}$ (%)
Arco 1	2.11	2.58	22	1.40	4.01	186

Tabela 6.33: Valores das cargas por eixo nos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP***.

	M2D-ENCH	***M2D-TIMP***
Cargas por eixo do veículo (kN)		
Eixo 1	23.05	69.19
Eixo 2	19.19	57.56
Eixo 3	26.75	75.90
Eixo 4	24.90	54.60
Total	93.89	257.25

6.2.5.2 – Análise de resultados do modelo *M3D*

O tempo de cálculo que é requerido para o processamento dos cálculos numéricos não lineares dinâmicos depende de vários factores, entre eles, de aspectos relacionados com a dimensão do problema numérico e com a eficiência do equipamento informático.

No caso das simulações numéricas da resposta da ponte à acção do tráfego rodoviário através de modelos 3D, os aspectos referidos no parágrafo anterior conduzem a que se verifiquem tempos de cálculo muito dilatados, dado ser muito elevado o número de nós da malha de elementos finitos usada na discretização estrutural e também o número de passos de análise exigidos para descrever a solicitação variável com o tempo e o número de parâmetros para atender à evolução não linear do comportamento dos materiais

A simulação da resposta da ponte à acção do tráfego rodoviário incluindo a interacção entre o veículo e a ponte e o efeito das irregularidades, no caso do modelo ***M3D***, baseou-se na metodologia apresentada no Capítulo 5, constituída pelas duas fases de análise da ponte considerando as cargas rolantes sobre o pavimento (a primeira sem ter em conta o efeito das irregularidades – Fase 1 – e a segunda incluindo aqueles efeitos – Fase 3) e uma fase intermédia (Fase 2) na qual são determinadas as forças no contacto veículo-pavimento (usadas na Fase 3) que resultam de análise da resposta do veículo à história de assentamentos constituída pelos deslocamentos do pavimento (obtidos na Fase 1) e pelas irregularidades do pavimento.

Com o objectivo de ultrapassar as dificuldades inerentes à morosidade do processamento dos cálculos numéricos 3D optou-se por não activar em simultâneo o comportamento não linear e dinâmico da ponte e estudar a resposta do sistema ponte-veículo considerando apenas a velocidade

de 30 km/h, que através do estudo 2D apresentado anteriormente se verificou ser a velocidade que conduziu aos efeitos mais desfavoráveis na ponte.

Os resultados do estudo 2D mostraram também que a resposta dinâmica do veículo (Fase 2) é determinada essencialmente pela parcela correspondente às irregularidades do pavimento e que, em comparação com esta, a parcela dos assentamentos do pavimento tem pouco significado (ver Figura 6.45). Este facto justificou que no cálculo 3D, os deslocamentos do pavimento calculados na Fase 1 fossem obtidos mediante um cálculo linear estático desprezando-se os efeitos dinâmicos e o comportamento não linear dos materiais.

Quanto à análise da resposta da ponte face à acção do tráfego (Fase 3) optou-se por avaliar o efeito das cargas móveis incluindo os efeitos das irregularidades do pavimento por via de um cálculo dinâmico linear, no sentido de avaliar as posições das cargas móveis mais desfavoráveis.

Na Tabela 6.34 apresentam-se os deslocamentos verticais máximos originados pela passagem do veículo; deslocamentos esses correspondentes aos resultados da análise linear estática sem efeitos das irregularidades (Fase 1) e da análise linear dinâmica incluindo os efeitos das irregularidades (Fase 3). Na tabela inclui-se também os coeficientes de agravamento correspondentes aos resultados obtidos nos dois cálculos.

Tabela 6.34: Modelo ***M3D***. Deslocamentos verticais máximos devidos à passagem do veículo. Resultados da análise linear estática sem efeitos das irregularidades, Fase 1 (a) e da análise linear dinâmica incluindo os efeitos das irregularidades, Fase 3 (b). Coeficiente de agravamento (c).

		a)	b)	c)
Malha de blocos	(Secção transversal)	$d_v^{st\ l}$ (mm)	$d_v^{dy\ l}$ (mm)	$coef_{agravamento}$ (%)
Arco 1	(zona do tímpano de montante)	1.75	1.89	8.0
	(zona central)	1.75	1.95	11.4
	(zona do tímpano de jusante)	1.75	1.95	11.4
Arco 2	(zona do tímpano de montante)	0.49	0.49	0.0
	(zona central)	0.41	0.42	2.4
	(zona do tímpano de jusante)	0.48	0.50	4.2
Tímpano	(de montante)	1.73	1.84	6.4
	(de jusante)	1.73	1.93	11.6
Enchimento	(zona central)	1.79	1.97	10.1
Pavimento	(zona do tímpano de montante)	1.76	1.90	8.0
	(zona central)	1.80	1.98	10.0
	(zona do tímpano de jusante)	1.75	1.97	12.6

A identificação do passo de carga correspondente ao máximo deslocamento vertical no arco 1 permitiu avaliar a posição do veículo na ponte e correspondentes forças de interacção veículo-pavimento, apresentadas na Tabela 6.35 e consideradas como as mais desfavoráveis para o arco 1, no contexto desta análise. Constata-se que esta posição do veículo coincide com a identificada na análise 2D (ver Figura 6.48-a). Nestas condições verifica-se que a resultante da acção do

veículo totaliza 402 kN, que comparada com o peso do veículo (386 kN) equivale a um coeficiente de amplificação dinâmica relativo à resposta do veículo de 1.04.

Tabela 6.35: Modelo ***M3D***. Valores das reacções nos rodados na posição mais desfavorável para o arco 1.

Velocidade (km/h) Posição do eixo 1 (m)	30 22.6
Cargas por eixo do veículo (kN)	
Eixo 1 rodado 1	51.66
rodado 2	52.19
Eixo 2 rodado 1	43.05
rodado 2	39.03
Eixo 3 rodado 1	60.11
rodado 2	51.69
Eixo 4 rodado 1	55.96
rodado 2	48.27
Total	401.96

Na Figura 6.63 apresentam-se, a título de exemplo, as linhas de influência do deslocamento vertical no arco 1 registadas nos nós localizados na secção transversal S1 (ver Figura 6.63-a) sob o rodado de montante (Figura 6.63-b) e sob a face interior do tímpano de montante (Figura 6.63-c). As linhas representadas a azul referem-se aos resultados da Fase 1 e as linhas a vermelho aos resultados da Fase 3, ambas para velocidade de 30 km/h.

Na fase seguinte, procedeu-se a um novo cálculo (estático) da ponte activando o comportamento não linear dos materiais considerando a posição do veículo sobre o tabuleiro identificada na Tabela 6.35 como a mais desfavorável, entretanto detectadas nos cálculos lineares.

Neste caso as cargas correspondentes à acção do veículo foram definidas com base na resposta estática do veículo, já apresentadas na Tabela 6.22. Posteriormente, na secção 6.2.5.3, os resultados desta análise 3D são comparados com os resultados de análises estáticas não lineares usando o modelo ***M2D-ENCH*** e considerando intensidades de carga crescentes.

Na Tabela 6.36 estão incluídos os resultados dos deslocamentos máximos obtidos em cada zona da malha de blocos considerada na análise não linear estática 3D. Na Tabela 6.37 incluem-se os resultados das tensões principais máximas e mínimas registados nas diferentes zonas da malha de blocos e também os valores extremos registados em termos das tensões normais e de corte, abertura/fecho e escorregamento das juntas.

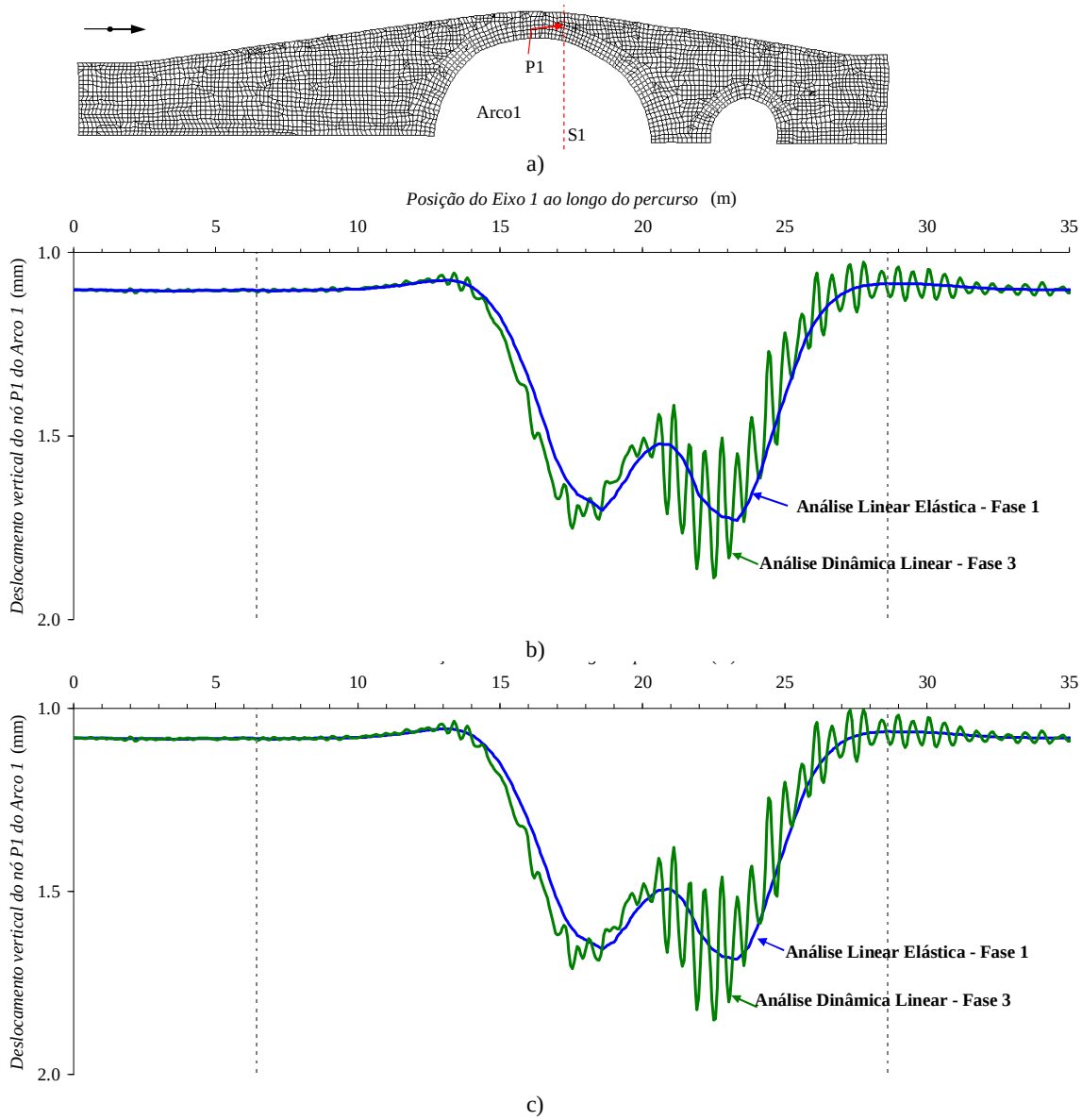


Figura 6.63: Modelo ***M3D***. Linhas de influência dos deslocamentos verticais no arco l nos nós *P1_rm* sob o rodado de montante (b) e *P1_m* sob a face interior do tímpano de montante (c).

Tabela 6.36: Modelo ***M3D***. Tensões principais máximas nos blocos e deslocamentos verticais máximos. Resultados da acção do veículo na posição mais desfavorável para o arco 1.

Malha de blocos	σ_1^+ (MPa)	σ_3^- (MPa)	d_v (mm)
Arco 1	0.20	-0.65	2.42
Arco 2	0.22	-0.48	0.50
Enchimento	0.01	-0.09	2.95
Pavimento	1.16	-3.13	2.98
Tímpanos	0.55	-0.70	2.42

Tabela 6.37: Modelo ***M3D***. Tensões (a) e deformações (b) máximas nas direcções normal e tangencial nas juntas. Resultados da acção do veículo na posição mais desfavorável para o arco 1.

		a)			b)		
Malha de juntas		$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)
Arco 1	(*t*)	0.00	-0.611	0.059	0.041	-0.098	0.106
	(*l*)	0.00	-0.047	0.009	0.110	-0.076	0.028
Arco 2	(*t*)	0.00	-0.413	0.062	0.002	-0.066	0.111
	(*l*)	0.00	-0.026	0.009	0.121	-0.004	0.054
Extradorso dos arcos		0.00	-0.270	0.095	0.096	-0.043	0.639
Pavimento		0.00	-0.251	0.074	1.243	-0.043	2.902
Tímpanos		0.00	-0.503	0.137	0.341	-0.081	0.584
Entre os tímpanos e o enchimento		0.00	-0.111	0.080	1.153	-0.018	2.897

(*t*) Juntas transversais
(*l*) Juntas longitudinais

Comparando o deslocamento vertical no arco 1 no modelo ***M3D*** (Tabela 6.36) e nos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** (Tabela 6.32) verifica-se que se obtêm deslocamentos maiores no modelo ***M2D-ENCH*** e deslocamentos menores no modelo ***M2D-TIMP***, como acontece também na resposta à acção do peso próprio. Refira-se também que nos modelos 2D as cargas por eixo que representam a acção do veículo foram seleccionadas com base na resposta dinâmica do veículo determinadas na fase 2 de análise, obtendo-se no modelo ***M2D-ENCH*** um coeficiente de amplificação dinâmica de 1.1, face aos valores das cargas estáticas por eixo, e no modelo ***M2D-TIMP*** um coeficiente de 1.0 (i.e. não se verificou amplificação dinâmica na resposta do veículo no passo de carga mais desfavorável na ponte); na análise 3D foram consideradas as cargas por eixo não amplificadas. Para além disso, no modelo ***M2D-ENCH*** as juntas entre os blocos do pavimento e entre o pavimento e o enchimento foram definidas com comportamento linear elástico enquanto que no modelo 3D essas juntas estão definidas com comportamento não linear.

Na secção 6.2.5.3 serão posteriormente comparados os resultados de novos cálculos estáticos não lineares, considerando nos diferentes modelos iguais valores das cargas do veículo na posição considerada nos cálculos anteriores, definindo-se intensidades crescentes e considerando também no modelo ***M2D-ENCH*** o comportamento não linear nas juntas do pavimento e entre o pavimento e o enchimento.

Atendendo ainda aos resultados das Tabelas 6.36 e 6.37 e comparando-os com os resultados relativos à acção do peso próprio apresentados na secção 6.2.4 verifica-se que o deslocamento vertical no arco aumenta 79% e as tensões principais mínimas e máximas nos blocos do arco 1 também aumentam (+35% e +66%, respectivamente), observando-se a mesma tendência nas tensões normais de compressão nas juntas transversais e longitudinais (+53% e +135%, respectivamente). O maior agravamento face à acção do peso próprio verifica-se nas deformações nas juntas, registando-se aberturas em todas as zonas consideradas na Tabela 6.37 incluindo nas juntas transversais

dos arcos, juntas essas que face à acção do peso próprio registam valores de fecho embora inferiores a -0.01 mm; nas juntas longitudinais a abertura aumenta 38%, porém correspondendo sempre a valores muito reduzidos da ordem de unidades ou dezenas de microns.

6.2.5.3 – Resposta estática para níveis de intensidade crescentes
Comparação de modelos 2D e 3D

6.2.5.3 – a) Resposta da ponte na posição de carga sobre o arco 1

Considerando a acção do veículo na posição identificada nos parágrafos anteriores como a posição mais desfavorável para o arco 1, apresentam-se e discutem-se nesta secção os aspectos relevantes da resposta considerando o comportamento não linear das juntas e enchimento e os níveis de intensidade de 1 (um) e 2 (dois) da carga do veículo.

Na Tabela 6.38 mostram-se os valores máximos e mínimos que caracterizam a resposta da ponte em termos das tensões principais nos blocos do arco 1 e do deslocamento vertical máximo, também no arco 1; nas Tabelas 6.39 e 6.40 incluem-se as tensões e as deformações nas juntas do arco.

Tabela 6.38: Tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos no arco 1 obtidas na análise do modelo ***M2D-ENCH*** (a) e ***M3D*** (b).

	a)			b)		
Acções	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)
Peso próprio	0.04	-0.57	1.48	0.12	-0.48	1.35
Peso próprio+1 x veículo	0.07	-0.69	2.50	0.20	-0.65	2.42
Peso próprio+2 x veículo	0.12	-0.90	3.70	0.31	-0.94	3.61

Tabela 6.39: Tensões máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio no arco 1. Modelos ***M2D-ENCH*** (a) e ***M3D*** (b).

		a)			b)		
Acções		$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)
Peso próprio	(*t*)	-0.01	-0.43	0.03	-0.03	-0.40	0.03
	(*l*)	-	-	-	0.00	-0.02	0.01
Peso próprio+1 x veículo	(*t*)	0.00	-0.59	-0.04	0.00	-0.61	0.06
	(*l*)				0.00	-0.05	0.01
Peso próprio+2 x veículo	(*t*)	0.00	-0.85	-0.06	0.00	-0.86	0.09
	(*l*)				0.00	-0.09	0.02

(*t*) Juntas transversais
(*l*) Juntas longitudinais

Tabela 6.40: Deformações máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio no arco 1. Modelos ***M2D-ENCH*** (a) e ***M3D*** (b).

		a)			b)		
Acções		$\delta_n^{máx}$ (mm)	δ_n^{min} (mm)	$\gamma_s^{máx}$ (mm)	$\delta_n^{máx}$ (mm)	δ_n^{min} (mm)	$\gamma_s^{máx}$ (mm)
Peso próprio	(*t*)	0.00	-0.07	-0.05	0.00	-0.06	0.06
	(*l*)	-	-	-	0.08	0.00	0.02
Peso próprio+1 x veículo	(*t*)	0.05	-0.09	-0.09	0.04	-0.10	0.11
	(*l*)				0.11	-0.01	0.03
Peso próprio+2 x veículo	(*t*)	0.13	-0.14	-0.13	0.09	-0.14	0.17
	(*l*)				0.16	-0.01	0.07

(*t*) Juntas transversais
(*l*) Juntas longitudinais

Na Figura 6.64 ilustram-se as deformadas do modelo ***M2D-ENCH***, onde se inclui também a representação dos vectores (a azul) correspondentes às forças nodais que resultam da integração do campo de tensões nas interfaces considerando a acção do peso da ponte, bem como esta mesma acção mais a da carga do veículo com as intensidades 1 e 2. Na mesma figura incluem-se ainda os vectores (a verde) correspondentes à carga do veículo com a posição considerada na análise.

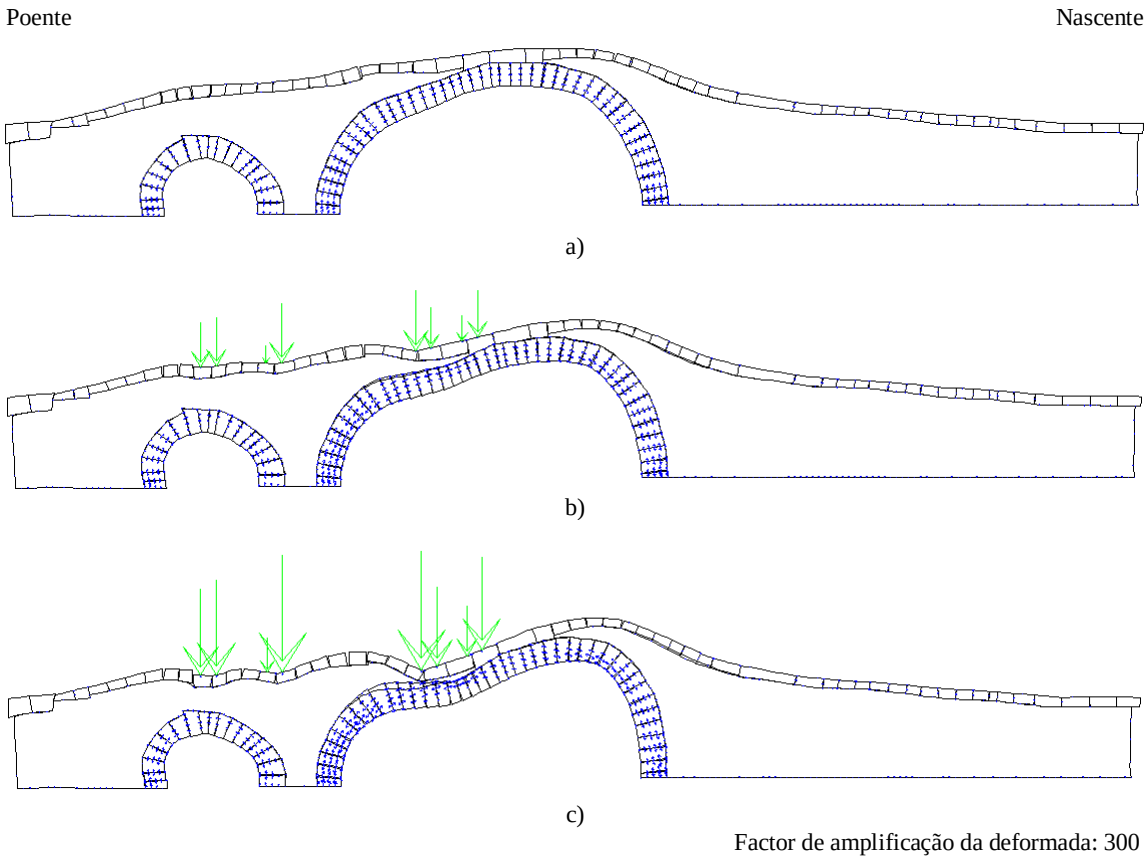


Figura 6.64: Modelo ***M2D-ENCH***. Deformada e forças nodais resultantes da integração do campo de tensões nas interfaces considerando a acção do peso da ponte (a) e carga do veículo com intensidades 1 (b) e 2 (c).

A representação dos vectores das forças nodais nas interfaces dos blocos permite identificar vários aspectos relativos ao modo de funcionamento do arco na direcção longitudinal da ponte. Nomeadamente, verifica-se que no primeiro caso de carga (acção do peso) todas as superfícies de aduelas adjacentes estão em contacto, i.e., em todos os nós das interfaces estão representados vectores não nulos. Quando é adicionada a acção das cargas do veículo, com intensidade 1, verifica-se que nas interfaces, sob a zona carregada, não é mobilizada força entre as aduelas adjacentes, nos nós situados no intradorso do arco, situação que corresponde a abertura de junta.

No caso de carga em que é considerada a intensidade 2, a identificação dos nós nos quais não ocorre contacto, permite reconhecer a (potencial) localização das rótulas correspondentes a um mecanismo. Neste caso, os nós sem contacto entre aduelas estão localizados no intradorso do arco 1 sob a zona carregada e junto ao encontro nascente do arco, e no extradorso sensivelmente a ¼ e ¾ do vão. Note-se, porém, que a ponte exibe elevada capacidade carga nas condições consideradas neste cenário. A título de curiosidade, refira-se que se prosseguiu a análise da ponte aumentando a intensidade da carga dez vezes a carga do veículo, situação para a qual se verificou não se ter formado qualquer rótula nas juntas do arco.

Nos três casos ilustrados na Figura 6.64 (embora não perceptível na mesma), a direcção dos vectores das forças nodais mostra que as componentes normais às interfaces são maiores que as componentes tangenciais (de corte), aspecto que é consentâneo com o bom funcionamento do arco.

Considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1, ilustra-se na Figura 6.65 a distribuição dos vectores das tensões principais máximas e mínimas e, nas Figuras 6.66 e 6.67, as correspondentes distribuições dos isovalores das tensões principais máximas e mínimas.

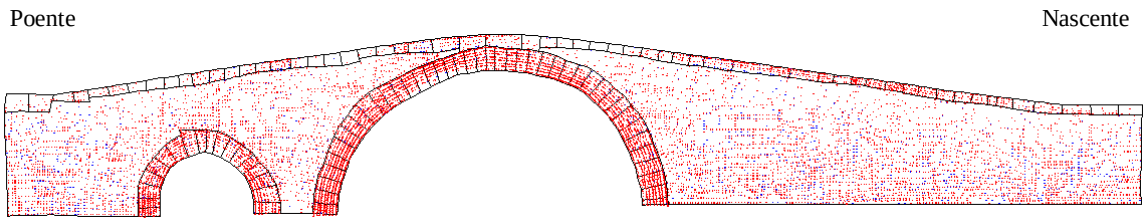
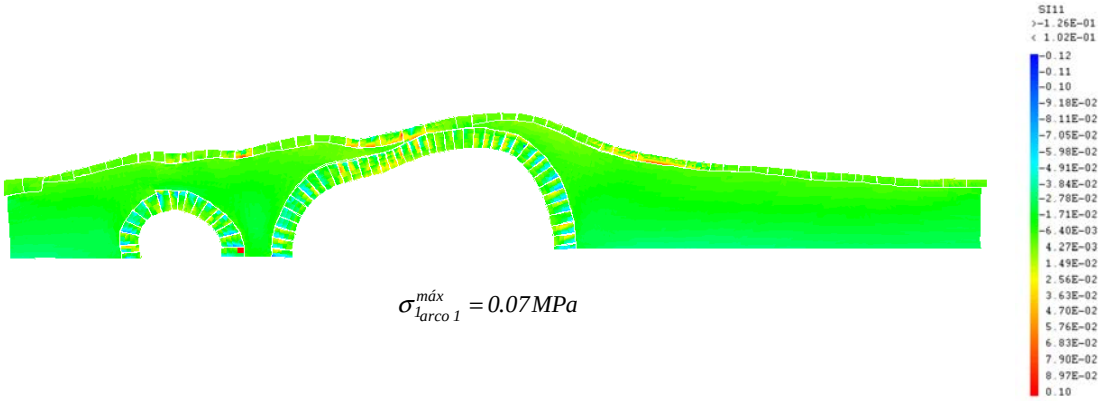
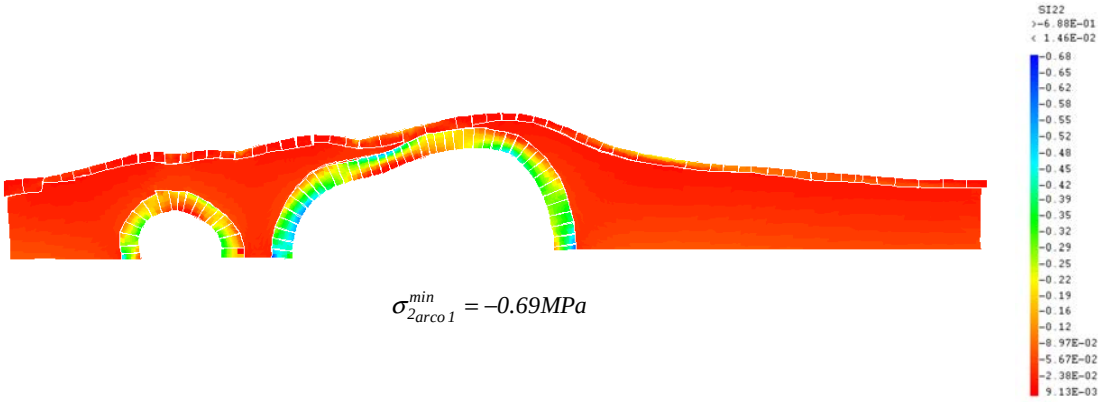


Figura 6.65: Modelo M2D-ENCH. Distribuição dos vectores das tensões principais máximas (a azul) e mínimas (a vermelho) considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1.



$\sigma_{1_{arco\,1}}^{máx} = 0.07MPa$

Figura 6.66: Modelo ***M2D-ENCH***. Distribuição das tensões principais máximas (MPa) considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1.



$\sigma_{2_{arco\,1}}^{min} = -0.69MPa$

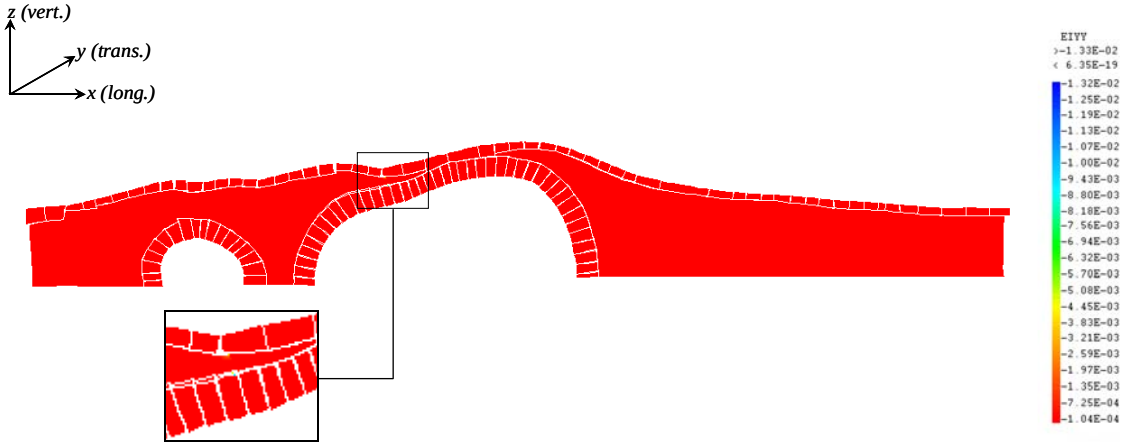
Figura 6.67: Modelo ***M2D-ENCH***. Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1.

Observando as deformações plásticas no enchimento, cujos valores máximos e mínimos se incluem na Tabela 6.41, e as correspondentes distribuições das componentes verticais ilustrada na Figura 6.68, verificou-se que a cedência do material de enchimento ocorre, apenas, numa zona muito limitada sob a zona solicitada pelos eixos 3 e 4.

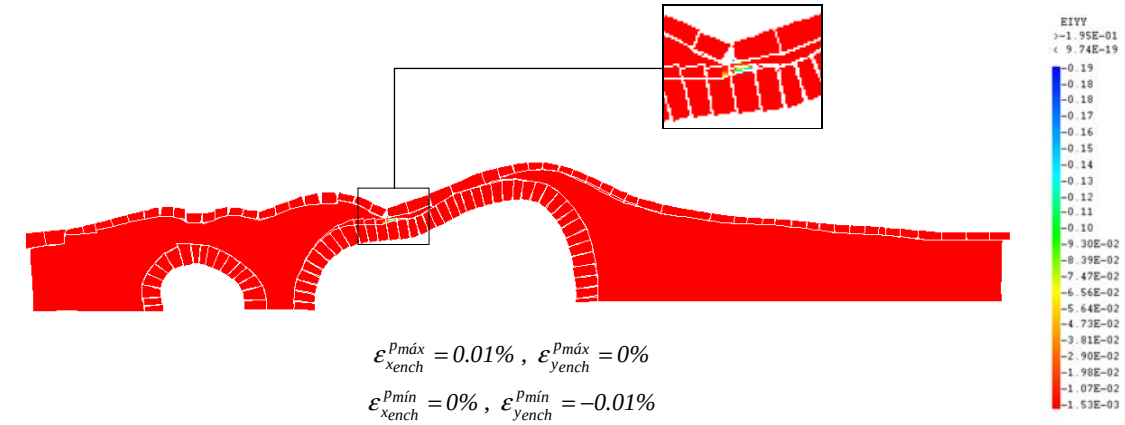
Tal evidência explica o bom funcionamento da ponte nas condições consideradas nesta análise, na medida em que o material de enchimento impede a formação do mecanismo de rótulas no arco, restringindo a abertura das juntas no extradorso do arco. Como será descrito na secção 6.2.5.4, onde é considerado um cenário em que a ponte possui um enchimento com características mecânicas mais fracas, verifica-se que a formação de um mecanismo de rótulas no arco é acompanhada pela plastificação do material de enchimento junto das zonas onde se formam as rótulas com abertura de juntas no extradorso.

Tabela 6.41: Deformações plásticas no enchimento devidas à acção do peso próprio e veículo.

Acções		ε_x^p (%)	ε_y^p (%)
Peso próprio	máx.	0.00	0.00
	mín.	0.00	0.00
Peso próprio+1 x veículo	máx.	0.01	0.00
	mín.	0.00	-0.01
Peso próprio+2 x veículo	máx.	0.24	0.00
	mín.	-0.00	-0.20



a)



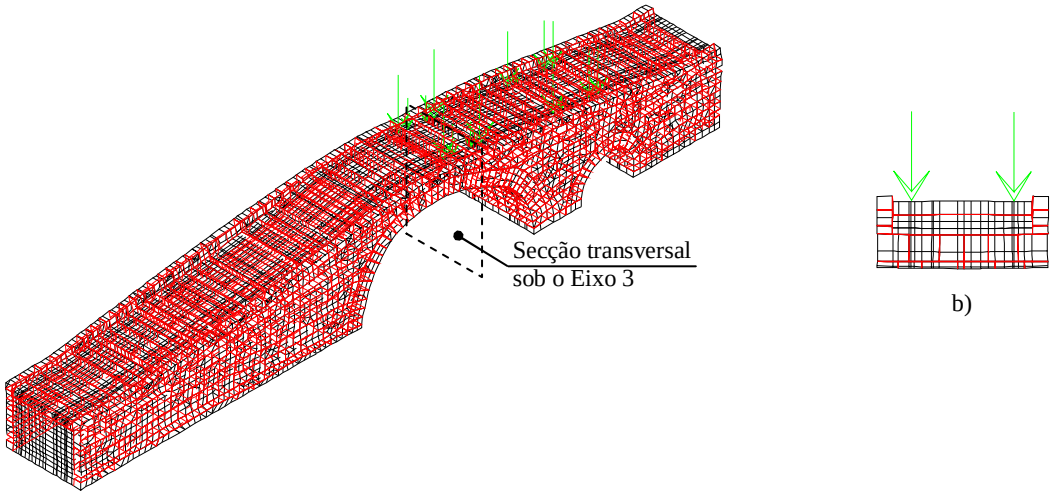
$\varepsilon_{xench}^{Pmáx} = 0.01\%$, $\varepsilon_{yench}^{Pmáx} = 0\%$

$\varepsilon_{xench}^{Pmín} = 0\%$, $\varepsilon_{yench}^{Pmín} = -0.01\%$

b)

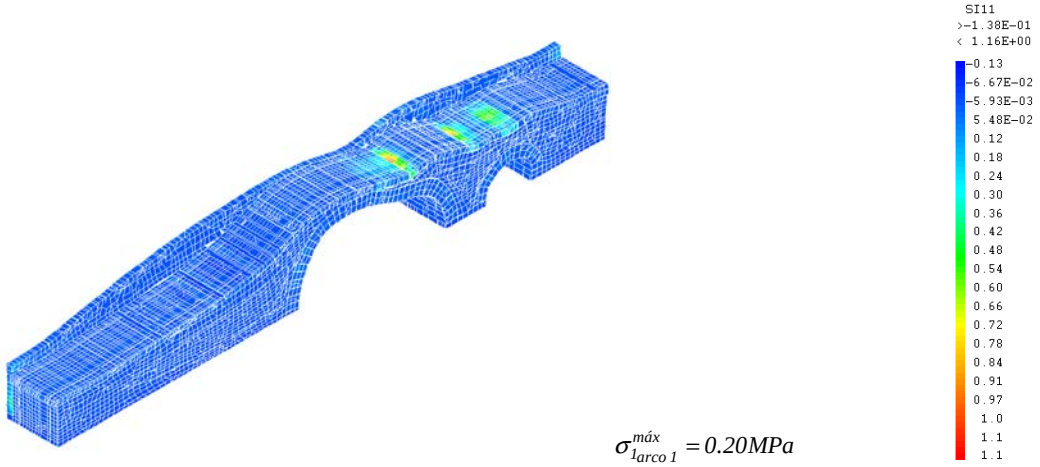
Figura 6.68: Modelo ***M2D-ENCH***. Distribuição das deformações plásticas (%) considerando a acção do peso da ponte (a) e adicionando a carga do veículo com a intensidade 1 (b).

Nos parágrafos seguintes apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos na análise 3D. Na Figura 6.69 ilustra-se a deformada da ponte em perspectiva e na secção transversal sob o eixo 3 do veículo considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo.

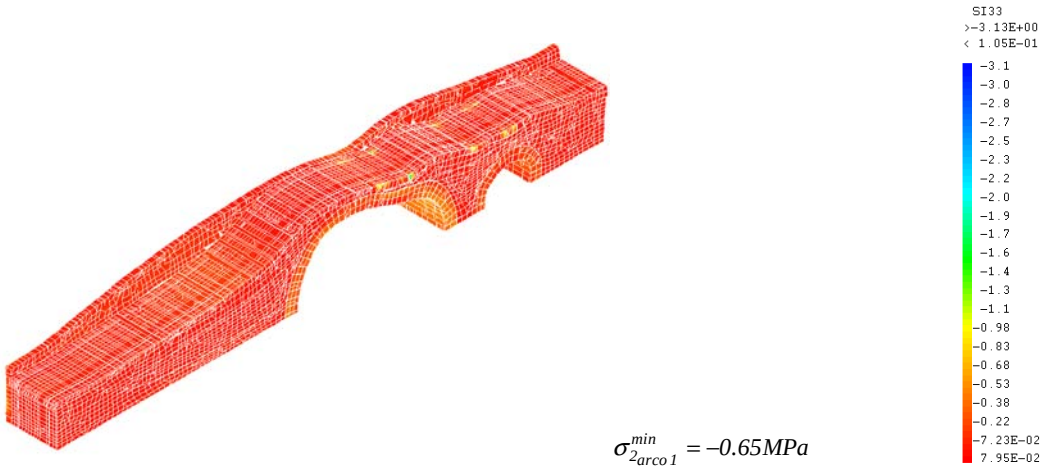


a)

Figura 6.69: Modelo ***M3D***. Deformada da ponte em perspectiva (a) e na secção transversal sob o eixo 3 (b). Acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1.



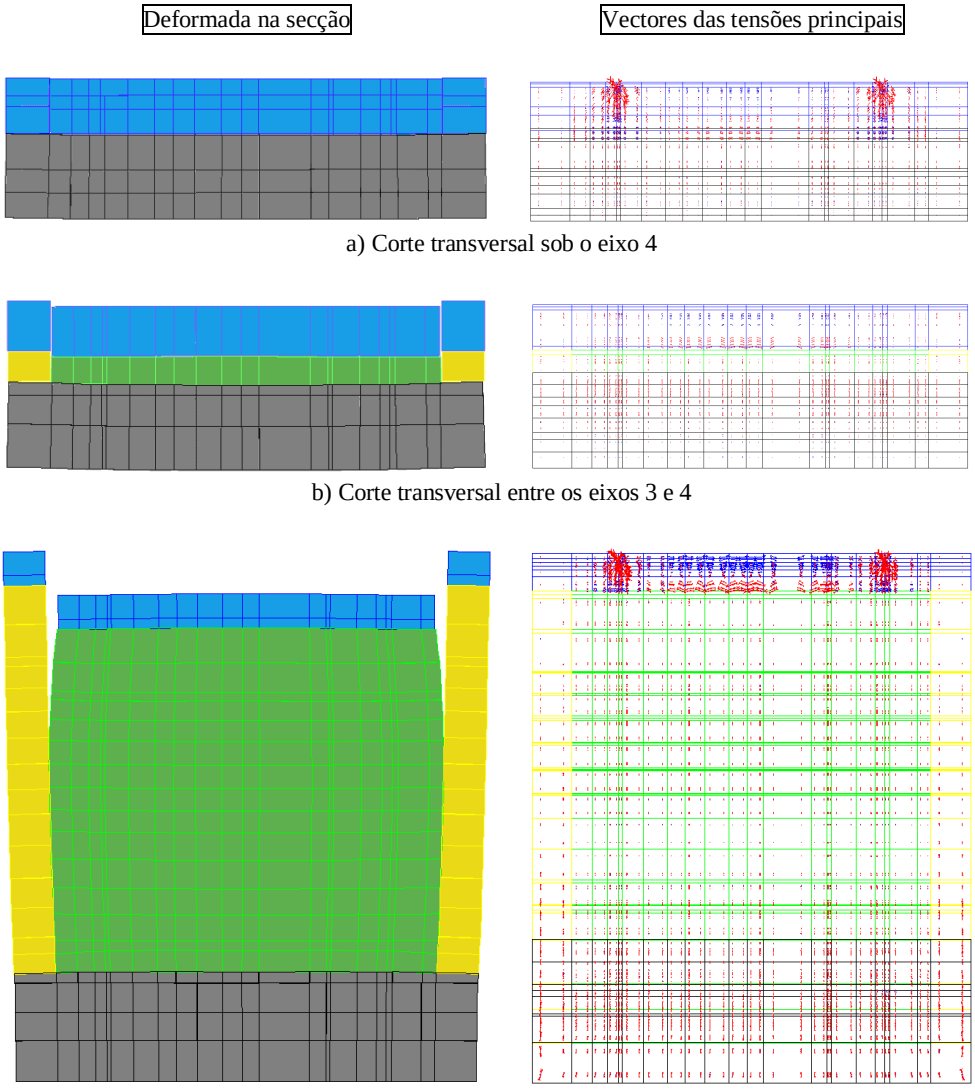
a)



b)

Figura 6.70: Modelo ***M3D***. Tensões principais (MPa) máximas (a) e mínimas (b) devidas à acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1 (vista em perspectiva de um corte pela secção longitudinal sob os rodados de jusante).

Na Figura 6.71 apresentam-se ainda, para quatro secções transversais, as deformadas e os traçados dos vectores das tensões principais devidas à acção do peso da ponte acrescida da carga do veículo com a intensidade 1.



a) Corte transversal sob o eixo 4

b) Corte transversal entre os eixos 3 e 4

c) Corte transversal sob o eixo 2

Figura 6.71: Deformadas e vectores das tensões principais nas secções transversais (a), (b) e (c) devidas à acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 1. Resultados do modelo ***M3D***.

Os resultados ilustrados nas figuras anteriores para a resposta do modelo ***M3D*** na direcção longitudinal da ponte mostram boa concordância com os resultados obtidos na análise do modelo ***M2D-ENCH***, verificando-se que globalmente se obtêm efeitos semelhantes nos dois modelos, como mostram os valores dos deslocamentos verticais, tensões nos blocos e nas juntas do arco nas Tabelas 6.38 e 6.39 e que atestam a elevada robustez da ponte considerando a constituição dos materiais definida neste cenário.

O comportamento na direcção transversal da ponte, apenas traduzido no modelo ***M3D***, caracterizado pela deformada e tensões principais vistas em perspectiva na Figura 6.70 e nas secções transversais na Figura 6.71, permite evidenciar o escorregamento entre o enchimento e as paredes de tímpano e também a correspondente separação mais concentrada nas camadas superiores do enchimento, como se pode observar na zona do corte transversal sob o eixo 2 na Figura 6.71-c. Não obstante o pavimento e uma parte do enchimento estar desligada em algumas zonas da ponte, nas camadas inferiores o enchimento permanece em contacto com as paredes de tímpano e a transferência de esforços entre estes elementos mantém-se nesta zona.

Na Figura 6.72, sobre a malha deformada das juntas entre o enchimento e os tímpanos (em vistas longitudinal e transversal e em planta), ilustram-se (a azul) os vectores das forças nodais correspondentes à integração do campo das tensões nesses elementos. Tais vectores representam as forças de interacção entre o enchimento e os tímpanos. A sua orientação e grandeza traduzem o efeito dos impulsos transmitidos pelo enchimento aos tímpanos, verificando-se, como expectável, que junto à fundação as forças de interacção são maiores.

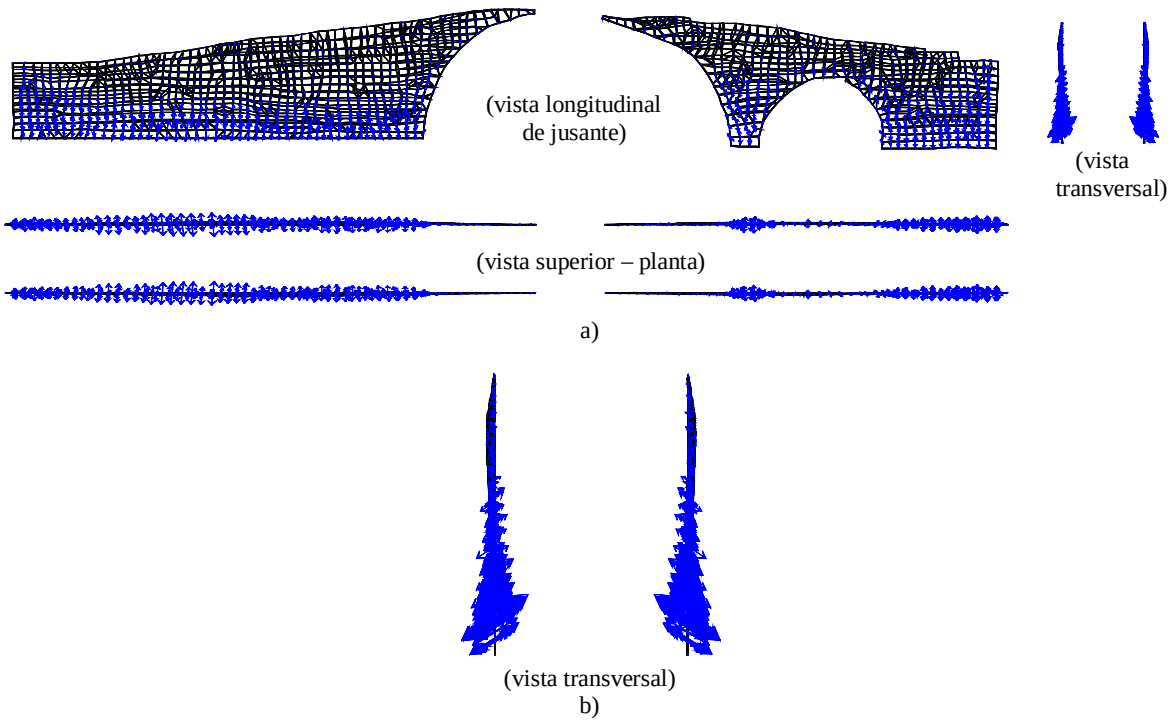


Figura 6.72: Modelo ***M3D***. Forças nodais resultantes da integração das tensões nas juntas entre o enchimento e os tímpanos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1 (um). Vistas longitudinal, transversal e superior (a) e ampliação da vista transversal (b).

Atendendo à distribuição das reacções horizontais transmitidas pelos tímpanos e molduras dos arcos aos apoios (em cada conjunto de elementos de montante e de jusante) e considerando a acção

do peso próprio, verifica-se que a resultante das reacções horizontais (344 kN) correspondem a cerca de 6% do peso total da ponte que vale 5676 kN. Adicionando a acção do veículo (cuja resultante vale 386 kN), a resultante das reacções horizontais em cada parede de tímpano e molduras dos arcos de montante ou jusante diminui para 338 kN o que denota que, por efeito da separação entre o enchimento e os tímpanos (que aumenta quando é adicionada a carga do veículo), passa a haver menor capacidade de transmissão de esforços para os tímpanos. Considerando duas vezes a intensidade da carga do veículo a resultante das forças horizontais naqueles elementos passa a valer 343 kN, que corresponde a um aumento de 1.5% face à resultante das reacções horizontais obtida no caso de carga anterior, verificando-se assim que o incremento de carga vertical conduz a um incremento na resultante das reacções horizontais em cada tímpano e molduras dos arcos de cerca de 1.3% do valor da carga adicionada.

Em relação às reacções verticais transmitidas pelo arco aos apoios verifica-se que cerca de 64% concentram-se na zona central do arco sob o enchimento (com 2.7 m de largura) e os restantes 36% são transmitidos pela molduras do arco sob os tímpanos (que perfazem no total 0.60 m de largura) evidenciando assim o efeito rigidificador destes elementos na distribuição transversal das cargas pelo sistema estrutural da ponte.

No que se refere às deformações plásticas no material de enchimento, como mostra a Figura 6.73 e tal como no caso dos modelos 2D, verifica-se que os elementos nos quais ocorre cedência plástica estão limitados a uma pequena zona sob os eixos 3 e 4 (ver Tabela 6.42).

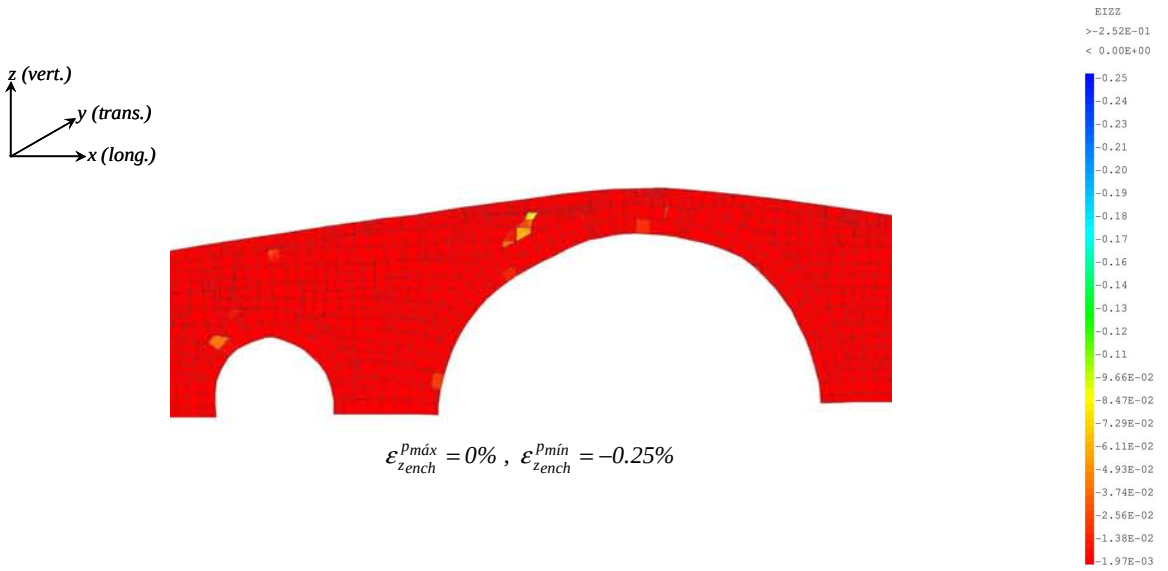


Figura 6.73: Modelo ***M3D***. Distribuição das deformações plásticas (%) na direcção vertical na ponte para a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 2. Vista de um corte longitudinal alinhado com os rodados de jusante.

Tabela 6.42: Modelo ***M3D***. Deformações plásticas no enchimento devidas à acção do peso próprio e veículo.

Acções		ε_x^p (%)	ε_y^p (%)	ε_z^p (%)
Peso próprio	máx.	0.01	0.01	0.00
	mín.	0.00	0.00	-0.01
Peso próprio+1 x veículo	máx.	0.04	0.04	0.00
	mín.	0.00	0.00	-0.06
Peso próprio+2 x veículo	máx.	0.21	0.11	0.00
	mín.	0.00	0.00	-0.25

Como mostraram os resultados do modelo ***M2D-ENCH***, também a análise do modelo ***M3D*** permite atestar o bom comportamento da ponte na direcção longitudinal, pois a análise detalhada na zona do arco evidência níveis de deformação e tensão relativamente baixos, mas usuais neste tipo de estruturas. Verifica-se que o enchimento desempenha na direcção longitudinal um papel importante na medida que impede o desenvolvimento dos mecanismos de rótulas.

6.2.5.3 – b) Resposta da ponte na posição de carga sobre o encontro

Na Tabela 6.43 incluem-se os resultados, em termos das tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos registados no enchimento, no modelo ***M3D*** considerando agora a acção do peso próprio e a acção do veículo na posição de carga mais desfavorável para o enchimento.

Os valores das tensões e deslocamentos apresentados na Tabela 6.43 foram seleccionados tendo como base o elemento finito da malha do enchimento onde se verifica o maior valor da tensão principal mínima (de compressão) e o nó onde ocorre o máximo deslocamento vertical, registados na análise sob a acção das cargas rolantes. Na Figura 6.74 esquematiza-se a localização do referido elemento finito e do nó que se referem a uma secção do modelo ***M3D*** sob os rodados de montante do eixo 3.

Tabela 6.43: Modelo ***M3D***. Tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos no enchimento.

Acções	σ_1^+ (MPa)	σ_3^- (MPa)	d_v (mm)
Peso próprio	0.001	-0.001	1.98
Peso próprio+ 1 x veículo	0.004	-0.049	3.58
Peso próprio+ 2 x veículo	0.008	-0.093	5.17

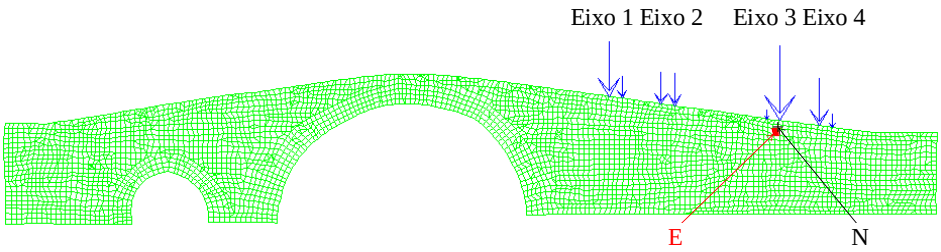


Figura 6.74: Localização do elemento finito (E) do enchimento (a vermelho) e do nó (N, a preto) seleccionados para o registo de resultados da Tabela 6.43.

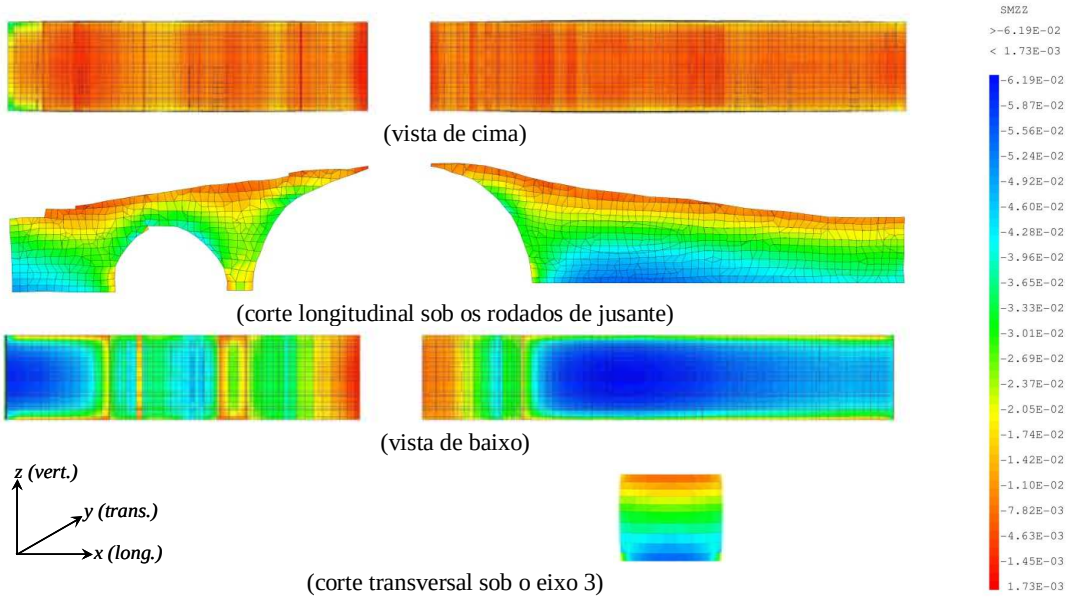
Analisando os resultados do modelo 3D em termos das tensões verticais registadas na malha do enchimento mostrados na Figura 6.75, para os casos de carga constituídos pela acção do peso da ponte e pela acção conjunta do peso próprio e do veículo, verifica-se que os valores máximos de compressão aumentam de 0.062 MPa para 0.088 MPa, em que o valor máximo registado no segundo caso de carga ocorre na zona de contacto entre o pavimento e o enchimento.

Atendendo à distribuição das tensões na base do enchimento verifica-se que na zona sob os eixos 3 e 4 a tensão vertical máxima aumenta de cerca de 0.054 MPa para cerca de 0.072 MPa e na zona sob os eixos 1 e 2 a tensão máxima aumenta de 0.062MPa para 0.076MPa.

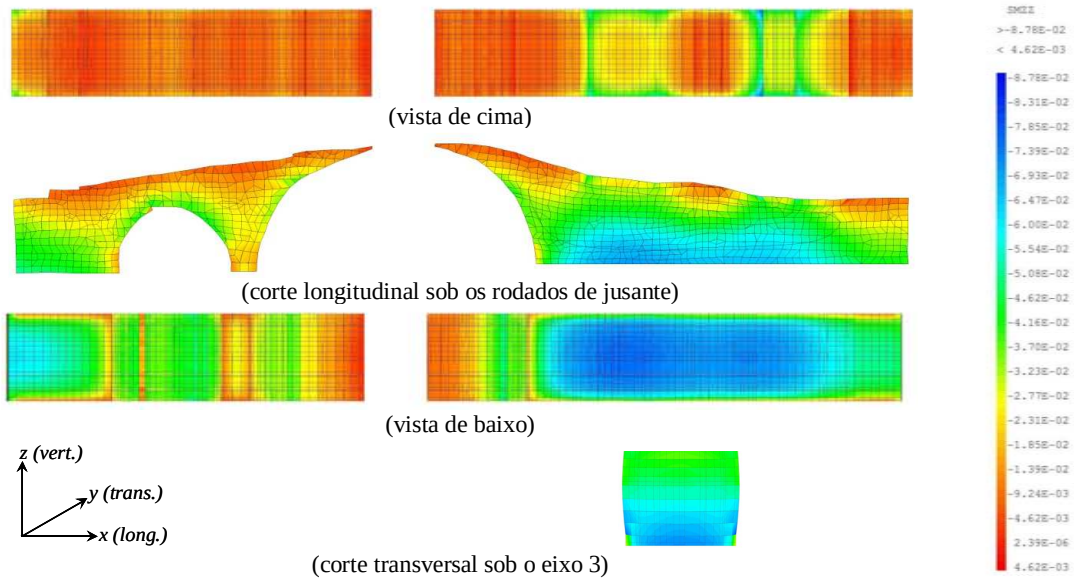
A análise da distribuição das reacções nos apoios nas várias zonas da ponte (enchimento, tímpanos e arcos), calculadas no passo de carga correspondente à acção do peso e no passo de carga correspondente à acção do peso e veículo, permitiu verificar que o acréscimo da carga do veículo, distribui-se, pelas três zonas, enchimento, tímpanos e arcos, respectivamente, nas percentagens de 91%, 8% e 1%.

Considerando um nível médio de tensão na base do enchimento numa extensão de 10 m entre o arco e uma secção a 1.7 m do eixo 4, determinada através de numa degradação de cargas a 30º (ver Figura 6.76) e na qual se verifica que a tensão na base é idêntica nos dois passos de carga, observa-se que a tensão vertical aumenta de cerca de 0.057 MPa para cerca de 0.071 MPa. Este acréscimo de 0.014 MPa coincide com o acréscimo de tensão na base do enchimento determinado considerando 91% da carga do veículo transmitida ao enchimento e a área de degradação de cargas na base do enchimento definida pela sua largura (2.70 m) e pelo comprimento entre o arco e a secção que dela dista 10 m (ver Figura 6.76).

Na Figura 6.75 ilustra-se também a distribuição das tensões verticais na secção transversal localizada sob o eixo 3 e, na Figura 6.77, a título de curiosidade, as distribuições das tensões verticais na malha do enchimento em nove secções horizontais localizadas na cota indicada na figura (medida a partir da base).



a) $\sigma_z^- = 0.062MPa$, $\sigma_z^+ = 0.002MPa$



b) $\sigma_z^- = 0.088MPa$, $\sigma_z^+ = 0.005MPa$

Figura 6.75: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões verticais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte (a) e a deste mais a carga do veículo com intensidade 1 (b).

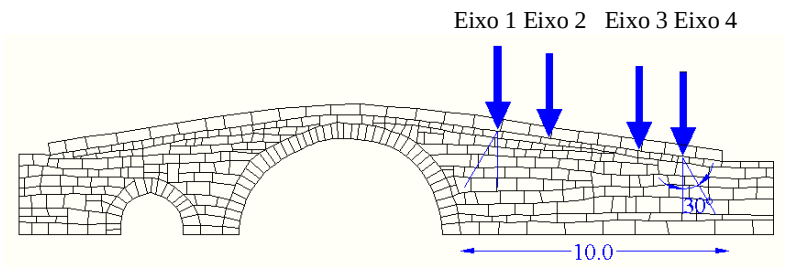


Figura 6.76: Esquematização da degradação de cargas na ponte.

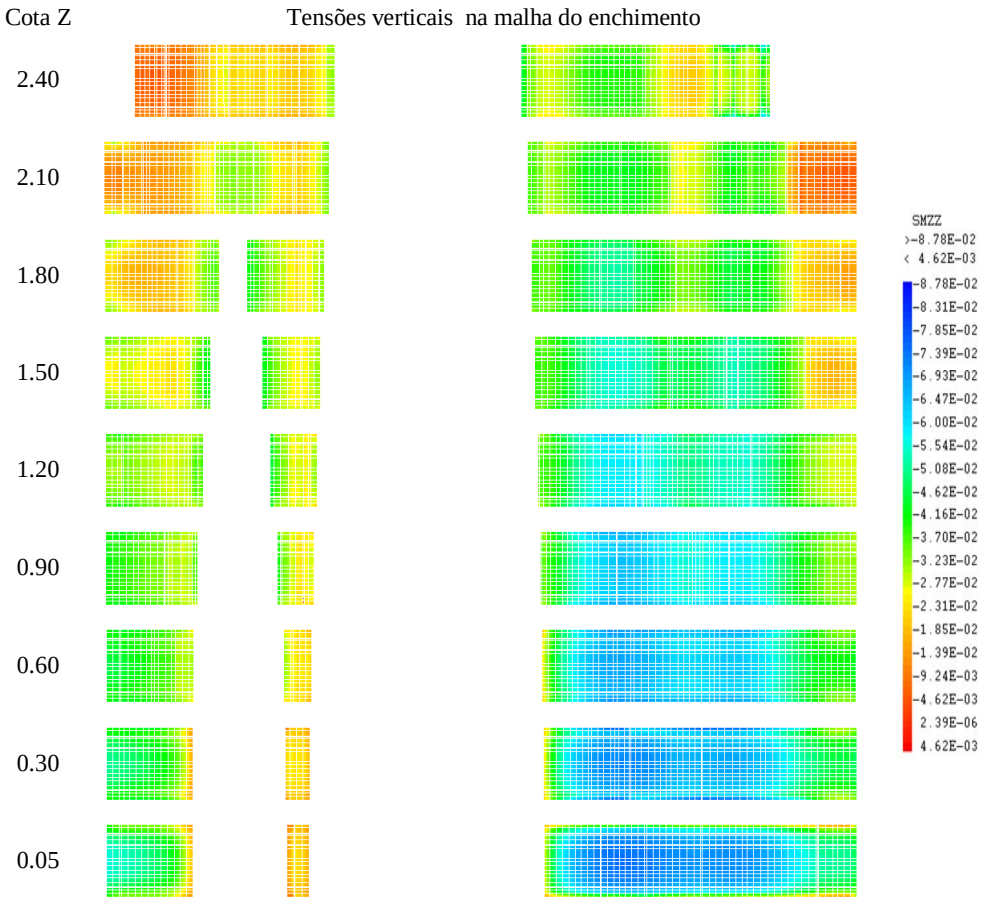
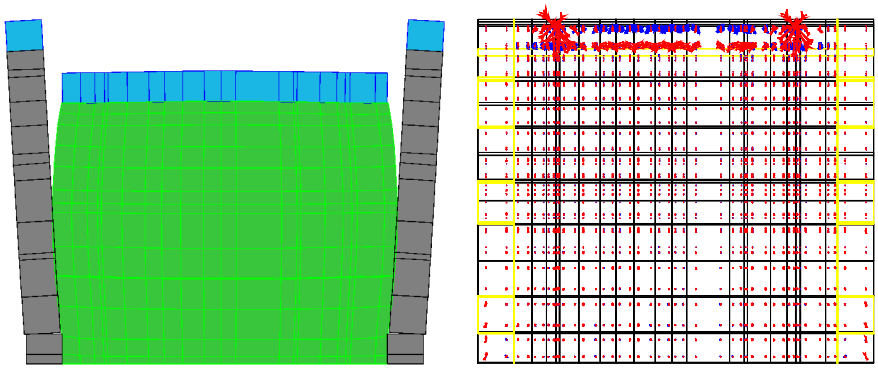


Figura 6.77: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões verticais na malha do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1 (um) (b).

No que se refere ao funcionamento da ponte na direcção transversal, a análise dos resultados do cálculo 3D permite identificar alguns aspectos particulares do seu comportamento nesta direcção, nomeadamente, a deformada na direcção transversal da ponte, como se ilustra na Figura 6.78-a, a título de exemplo, para a secção sob o eixo 3. Na Figura 6.78-b ilustram-se também os vectores das tensões principais na secção transversal sob o eixo 3. A deformada da secção permite verificar que ocorre separação entre os tímpanos (representados a preto) e o conjunto formado pelo pavimento (a azul) e enchimento (a verde) na zona superior da secção. Tal acontece devido ao efeito dos impulsos transmitidos pelo enchimento aos tímpanos que conduz a um movimento transversal dos tímpanos (para fora da ponte). Junto à fundação, onde o contacto entre os tímpanos e enchimento é mantido e os impulsos transmitidos pelo enchimento são maiores (como se pode verificar na Figura 6.79 através da representação das forças nodais de interacção entre o enchimento e os tímpanos e na Figura 6.80 através dos valores das tensões horizontais nas faces do enchimento). Evidencia-se assim o escorregamento e a abertura (rotação para fora do plano) nas

juntas horizontais entre blocos do tímpano acompanhando a tendência do deslocamento transversal das paredes de tímpano.



a) b)

Figura 6.78: Modelo ***M3D***. Deformada (a) e vectores das tensões principais (b) na secção transversal sob o eixo 3. Acção do peso da ponte e carga do veículo com intensidade 1.

As distribuições dos vectores das forças nodais correspondentes à integração do campo das tensões nas interfaces entre o enchimento e os tímpanos estão ilustradas na Figura 6.79; na Figura 6.80 encontra-se a distribuição das tensões horizontais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e adicionando a carga do veículo com intensidade unitária.

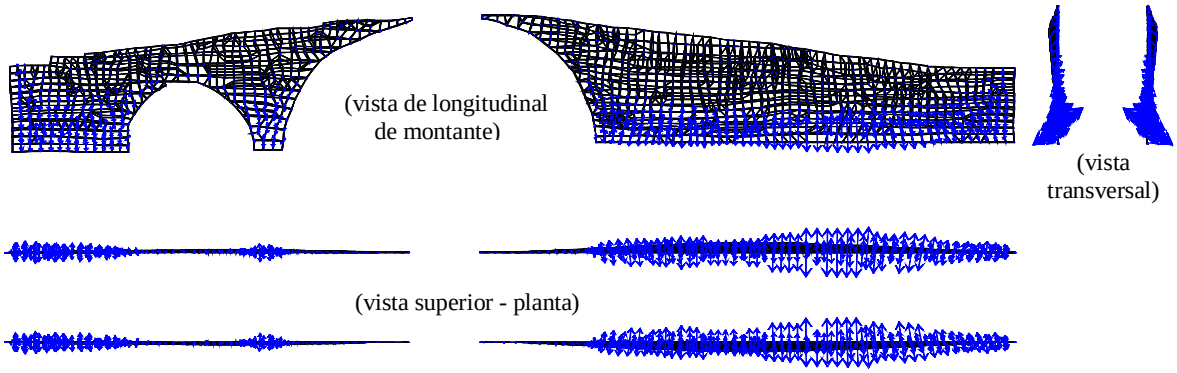
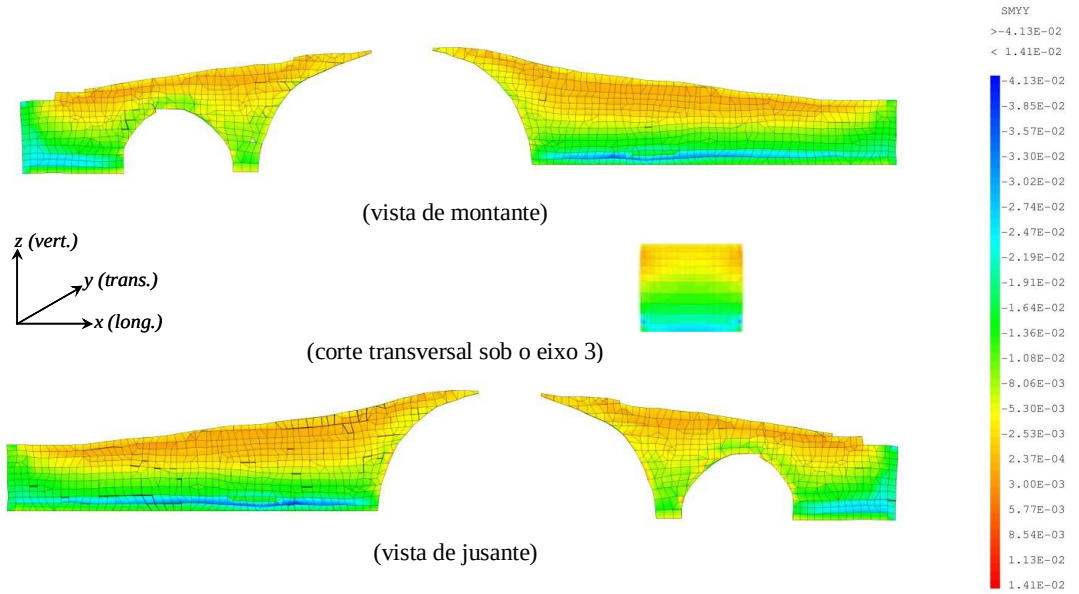


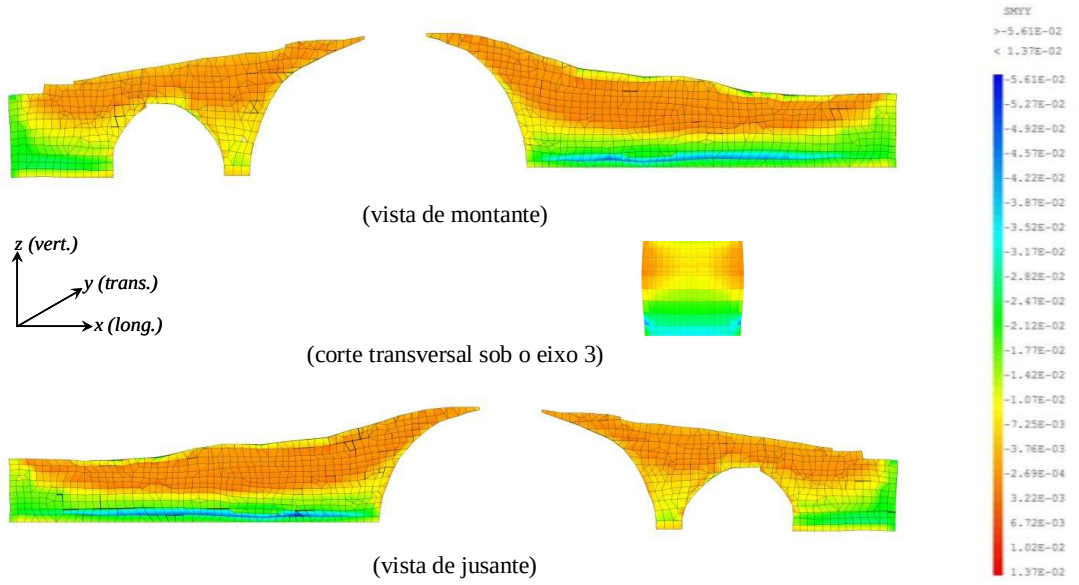
Figura 6.79: Modelo ***M3D***. Resultante das tensões nas interfaces entre o enchimento e os tímpanos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1 e posição de carga na zona do encontro.

Atendendo aos valores que caracterizam a resultante das reacções nos apoios determinadas nos três passos de carga em estudo, verifica-se que na base dos tímpanos e molduras dos arcos as reacções horizontais em cada conjunto (de montante e jusante) correspondem a cerca de 6% do total das cargas verticais aplicadas na ponte, verificando-se que o acréscimo de carga relativo à acção do veículo conduz também a acréscimos de reacções horizontais naqueles elementos que correspondem a cerca de 6% do valor da carga adicionada.

A distribuição das tensões transversais na malha deformada do enchimento em várias secções horizontais (Figura 6.80 e Figura 6.81) mostra que a tensão máxima de 0.056 MPa de compressão ocorre numa zona limitada próximo da base que resulta de uma concentração de tensões motivada pelo escorregamento e rotação entre blocos do tímpano na primeira fiada de juntas horizontais, referido anteriormente.



a) $\sigma_y^- = 0.041MPa$, $\sigma_y^+ = 0.014MPa$



b) $\sigma_y^- = 0.056MPa$, $\sigma_y^+ = 0.014MPa$

Figura 6.80: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões horizontais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte (a) e adicionando a carga do veículo com intensidade 1 (b).

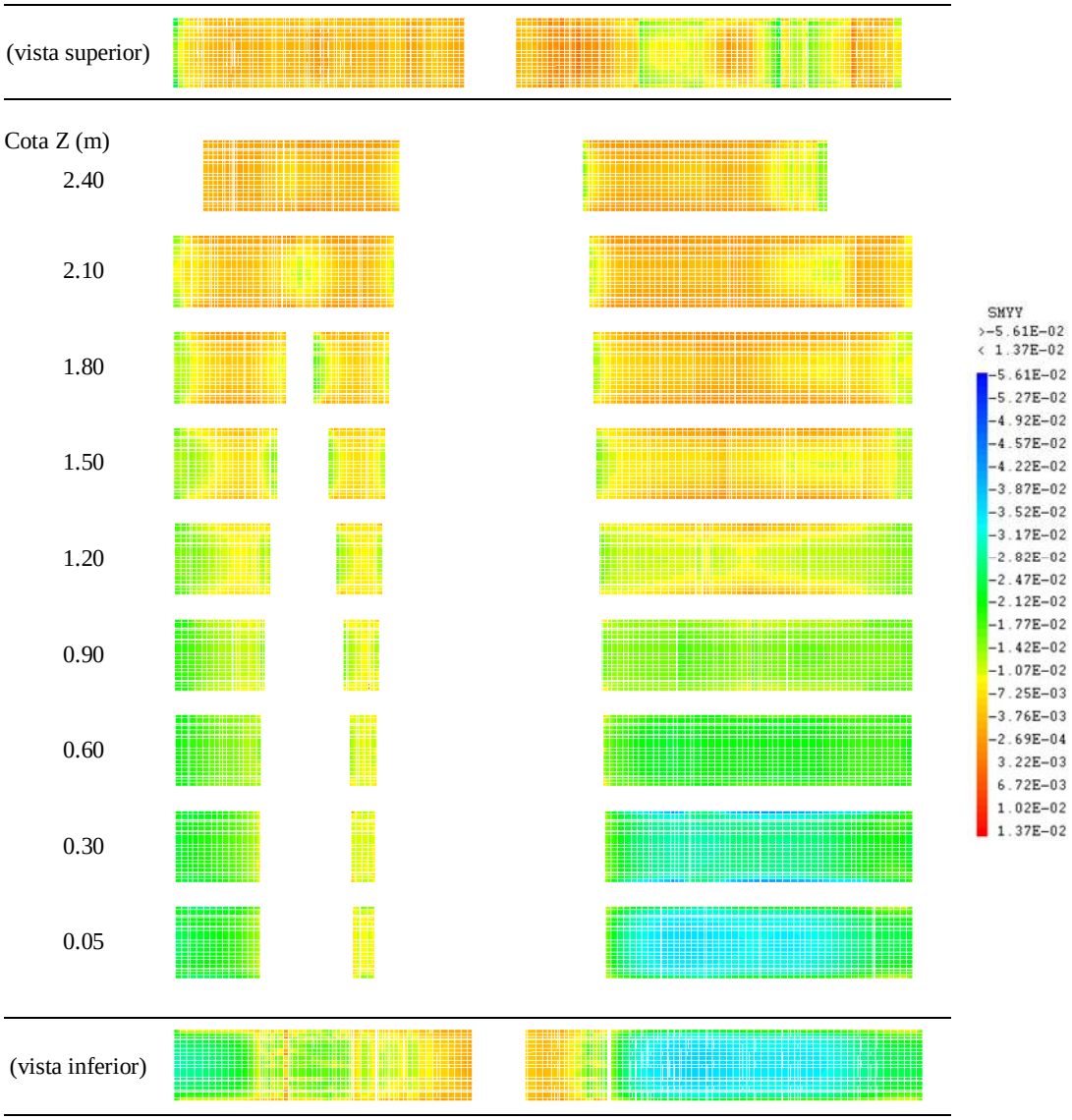
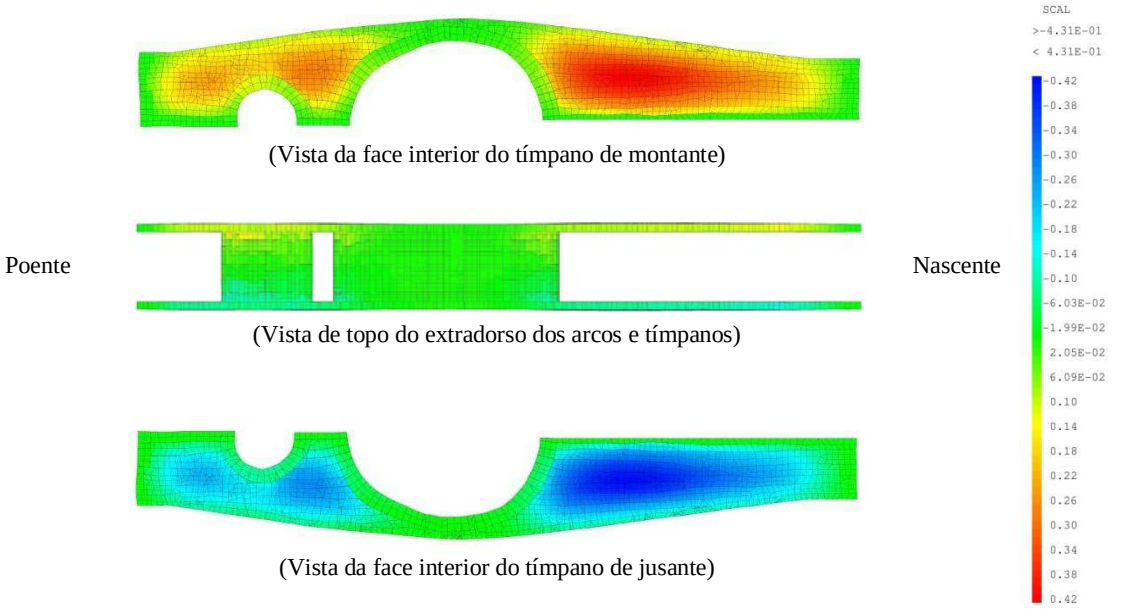


Figura 6.81: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões transversais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1 (um).

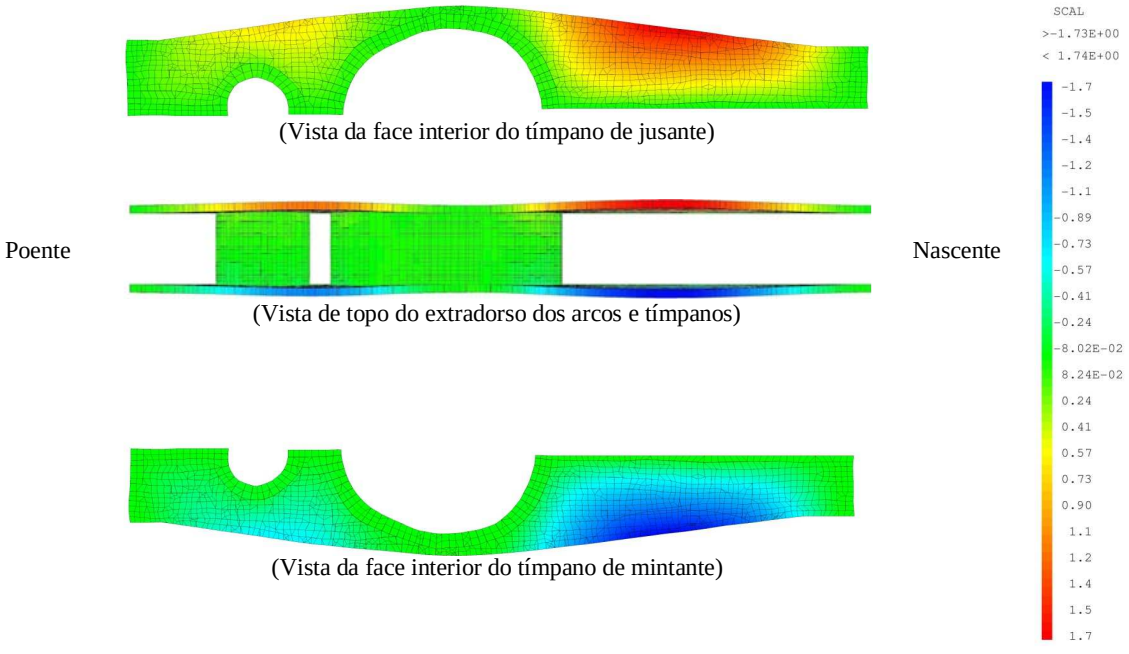
Na Figura 6.82 ilustra-se as distribuições do campo de deslocamentos na direcção transversal da ponte registados na malha deformada dos tímpanos e arcos considerando a acção do peso da ponte e adicionando a carga do veículo com intensidade 1.

Verifica-se que os deslocamentos horizontais máximos ocorrem no topo dos tímpanos na zona de aplicação das cargas do veículo traduzindo um movimento para fora do plano de valor, ainda que muito pequeno, idêntico no tímpano de montante e jusante (1.7 mm) o que totaliza um movimento de abertura de 3.4 mm. Em conformidade com esta reduzida deformabilidade para fora do plano das paredes de tímpano verificou-se que as deformações plásticas, no enchimento, ocorrem apenas numa zona muito reduzida sob a zona carregada em que os correspondentes valores máxi-

mos considerando a acção do peso próprio e veículo (com intensidade 1) valem $\varepsilon_{x_{ench}}^{p_{máx}} = 0.03\%$, $\varepsilon_{y_{ench}}^{p_{máx}} = 0.03\%$ e $\varepsilon_{z_{ench}}^{p_{máx}} = 0\%$ e as deformações totais máximas registadas no enchimento correspondem a: $\varepsilon_{x_{ench}}^{p_{máx}} = 0.08\%$, $\varepsilon_{y_{ench}}^{p_{máx}} = 0.05\%$ e $\varepsilon_{z_{ench}}^{p_{máx}} = 0.20\%$.



a)



b)

Figura 6.82: Modelo ***M3D***. Distribuição dos deslocamentos (mm) na direcção transversal da ponte na malha deformada dos tímpanos e arcos considerando a acção do peso da ponte (a) e adicionando a carga do veículo com intensidade 1 (b).

6.2.5.4 – Análise do comportamento da ponte para um cenário anterior à reabilitação considerando os materiais com degradação (cenário 2)

Nesta secção apresentam-se e discutem-se os resultados que caracterizam a resposta da ponte considerando um cenário em que a ponte é constituída por uma estrutura de alvenaria de juntas secas e enchimento granular pouco compactado, sob a acção do seu peso e do veículo tipo para pontes de classe II do RSA (RSA, 1983) posicionado sobre o arco 1 a ¼ e a ½ vão (ver Figura 6.83) considerando níveis de intensidade crescente da carga do veículo (0.2P, 0.5P, 1P e 2P).

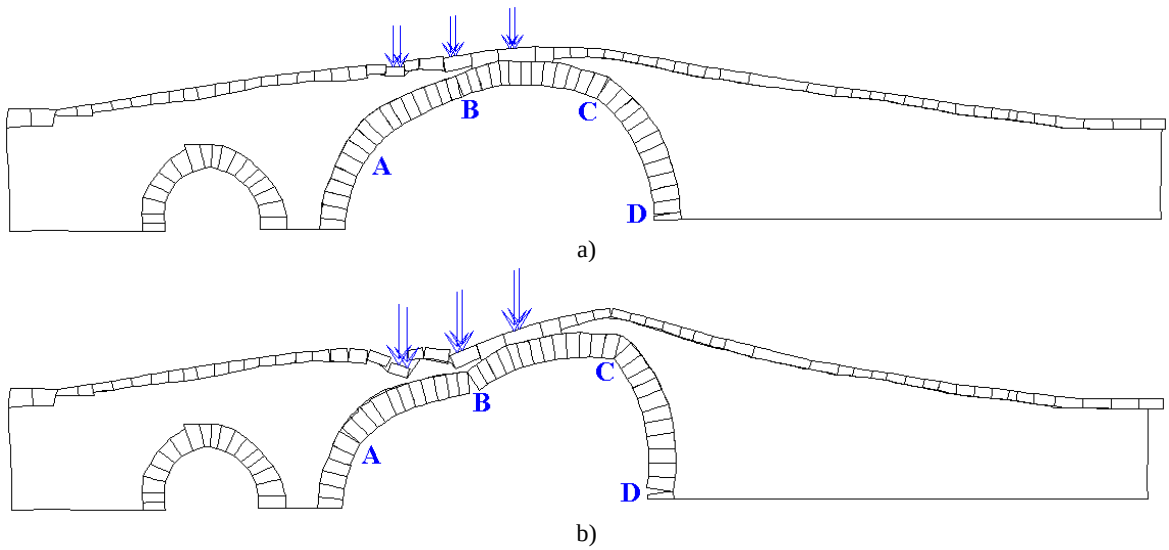
Para as duas posições de carga sobre o arco 1, a análise estática não linear (passo a passo) permitiu identificar a potencial formação dos mecanismos de rótulas no arco e carga de colapso correspondente à situação mais desfavorável que se verificou ocorrer no caso em que a carga está posicionada a ¼ do vão.

Adicionalmente, procedeu-se também à análise da ponte considerando o veículo na zona do enchimento. As análises foram conduzidas para o modelo ***M2D-ENCH*** já considerado nas secções anteriores.

6.2.5.4 – a) Resposta da ponte com o veículo a ¼ do vão

Na Figura 6.83 ilustram-se as deformadas correspondentes à acção do peso próprio e carga do veículo aplicada a ¼ do vão para os níveis de carga 1P e 2P, a partir das quais é possível identificar a formação de um mecanismo de quatro rótulas. As juntas onde se formam as rotulas estão identificadas nas figuras com as letras A, B, C e D.

Nos gráficos da Figura 6.84 incluem-se os perfis de deslocamentos e tensões normais registados nas quatro juntas (A, B, C e D) para os três níveis de intensidade de carga do veículo 0P (i.e., só o peso próprio), 1P e 2P e a partir dos quais é possível avaliar a evolução da formação das quatro rótulas no arco. As abcissas dos gráficos representam os valores dos deslocamentos normais registados desde o intradorso até ao extradorso, nos diversos nós ao longo da altura das juntas A, B, C e D.



Factor de amplificação da deformada = 5.

Figura 6.83: Modelo ***M2D-ENCH***. Deformada da ponte sob acção do peso próprio e carga do veículo tipo para pontes de classe II do RSA posicionado a ¼ de vão com níveis de intensidade 1P (a) e 2P (b).

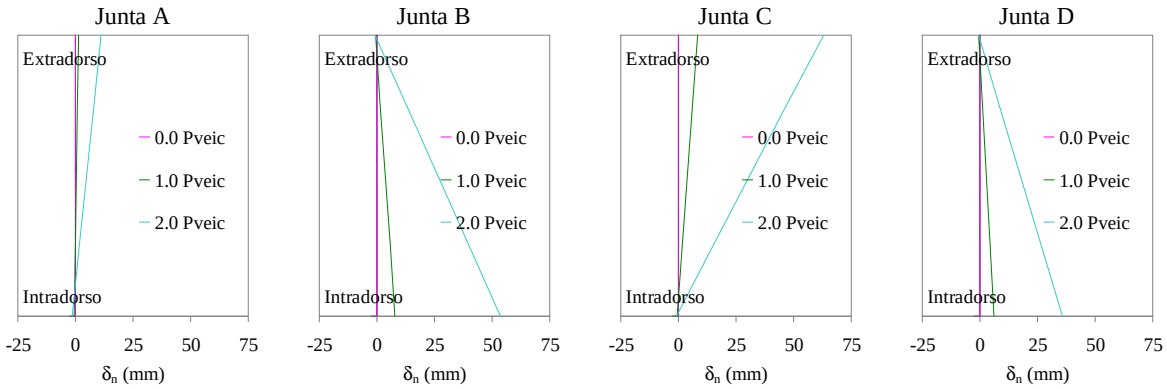


Figura 6.84: Perfil de deslocamentos normais nas juntas correspondentes ao mecanismo de quatro rótulas no arco 1 sob a acção do seu peso e veículo tipo para pontes de classe II do RSA.

A análise passo a passo dos resultados dos perfil de deslocamentos nas juntas (Figura 6.84), permitiu verificar que nenhuma rótula se forma no arco quando é considerada apenas a acção do peso da ponte, assim como, enquanto o nível de carga do veículo for inferior a 1P. Neste caso, verifica-se que o contacto entre blocos, estabelecido nas juntas transversais do arco, é caracterizado por valores negativos do deslocamento normal (fecho da junta) em pelo menos dois nós. Quando a carga do veículo atinge o nível de intensidade 1P verifica-se que estão formadas rótulas nas juntas B, C e D, i.e., nessas três juntas verifica-se que o contacto entre blocos (fecho da junta) é estabelecido em apenas num nó, registando-se nos restantes nós da interface valores positivos de deslocamento normal (abertura da junta). No passo de carga correspondente à acção do peso e veículo com intensidade 2P, verifica-se que na junta A o contacto entre blocos é estabelecido também num único nó

(i.e. rótula). Assim, neste passo de carga verifica-se que está formado um mecanismo de quatro rótulas no arco.

Não obstante o mecanismo de quatro rótulas no arco já se encontrar formado para o nível de intensidade 2P, foi possível prosseguir o cálculo até este nível de carga, o que acontece devido ao efeito estabilizador do enchimento. Para o nível de carga 3P não se obteve convergência no processo de cálculo não linear.

Entre os níveis de carga 1P e 2P, verifica-se que os deslocamentos normais máximos (de abertura), nas juntas estudadas, crescem acentuadamente (entre 960% e 5267%) como se pode observar na Figura 6.85-a. Na Figura 6.85-b incluem-se também a evolução das correspondentes tensões máximas de compressão registadas na zona de contacto das mesmas quatro juntas do arco.

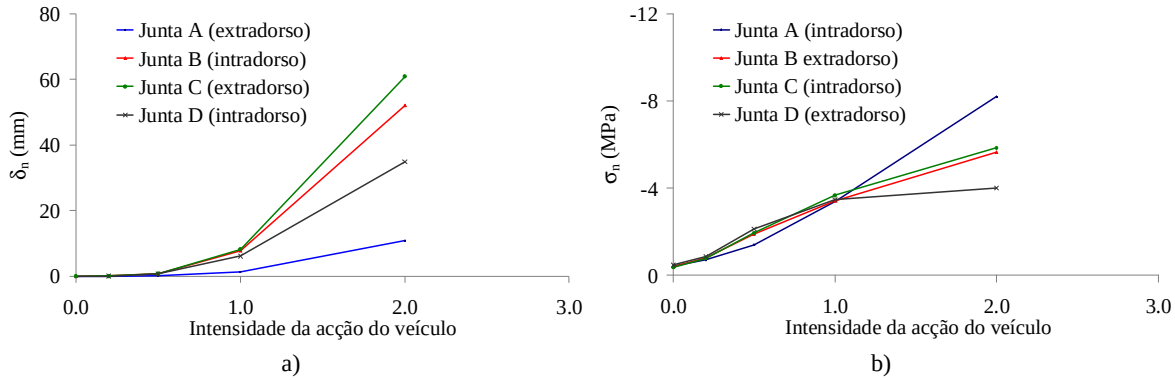


Figura 6.85: Evolução das deformações e tensões normais nas juntas correspondentes ao mecanismo de quatro rótulas no arco 1 sob a acção do seu peso e veículo tipo para pontes de classe II do RSA.

A evolução dos parâmetros da resposta em termos dos valores máximos do deslocamento vertical e das tensões principais nos blocos do arco 1, relativos ao efeito do peso da ponte e os níveis de intensidade da carga do veículo de 1P e 2P, pode ser avaliada através dos resultados incluídos na Tabela 6.44. Para os mesmos níveis de carga, apresentam-se, na mesma tabela, os parâmetros da resposta das juntas do arco 1 em termos das tensões normais e tangenciais (máximas) e os correspondentes valores máximos das deformações normais e tangenciais. As distribuições dos isovalores relativas às tensões principais mínimas nos blocos e tensões normais nas juntas são ilustradas nas Figuras 6.78 e 6.79 para diferentes níveis de intensidade da acção do veículo, conforme se indica nas legendas das referidas figuras.

Tabela 6.44: Parâmetros da resposta do arco 1, considerando a acção do veículo tipo para pontes de classe II do RSA a ¼ vão.

Acções	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)	$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\delta_n^{máx}$ (mm)	δ_n^{min} (mm)	$\gamma_s^{máx}$ (mm)
Peso próprio	0.05	-0.54	1.84	0.00	-0.47	0.03	0.01	-0.07	0.06
Peso próprio+1 x veículo tipo do RSA	2.02	-3.90	30.34	0.00	-3.67	0.19	8.22	-0.59	1.88
Peso próprio+2 x veículo tipo do RSA	2.77	-8.52	122.06	0.00	-8.19	0.47	60.89	-1.32	2.54

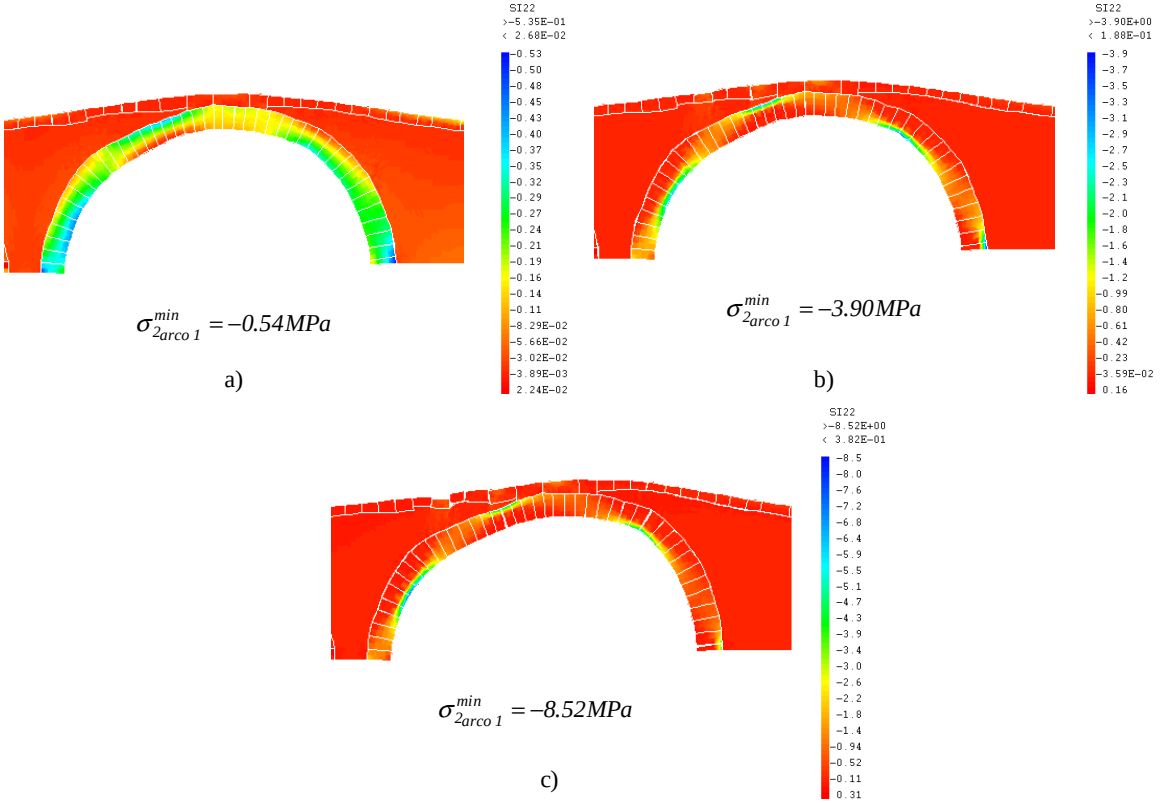


Figura 6.86: Modelo ***M2D-ENCH***. Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) nos blocos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com as intensidades 0P (a), 1P (b) e 2P (c).

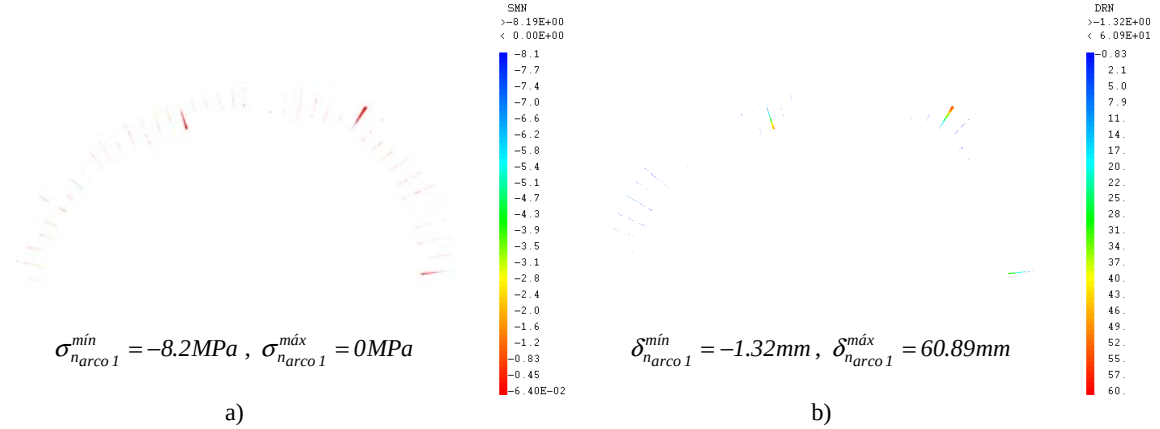


Figura 6.87: Modelo ***M2D-ENCH***. Distribuição das tensões (MPa) (a) e deformações (mm) (b) normais nas juntas do arco 1 considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 2P.

Por fim, na Figura 6.88 ilustram-se as distribuições das componentes verticais das deformações plásticas no enchimento, incluindo-se na Tabela 6.45 os correspondentes valores máximos e mínimos das deformações plásticas e deformações totais no enchimento

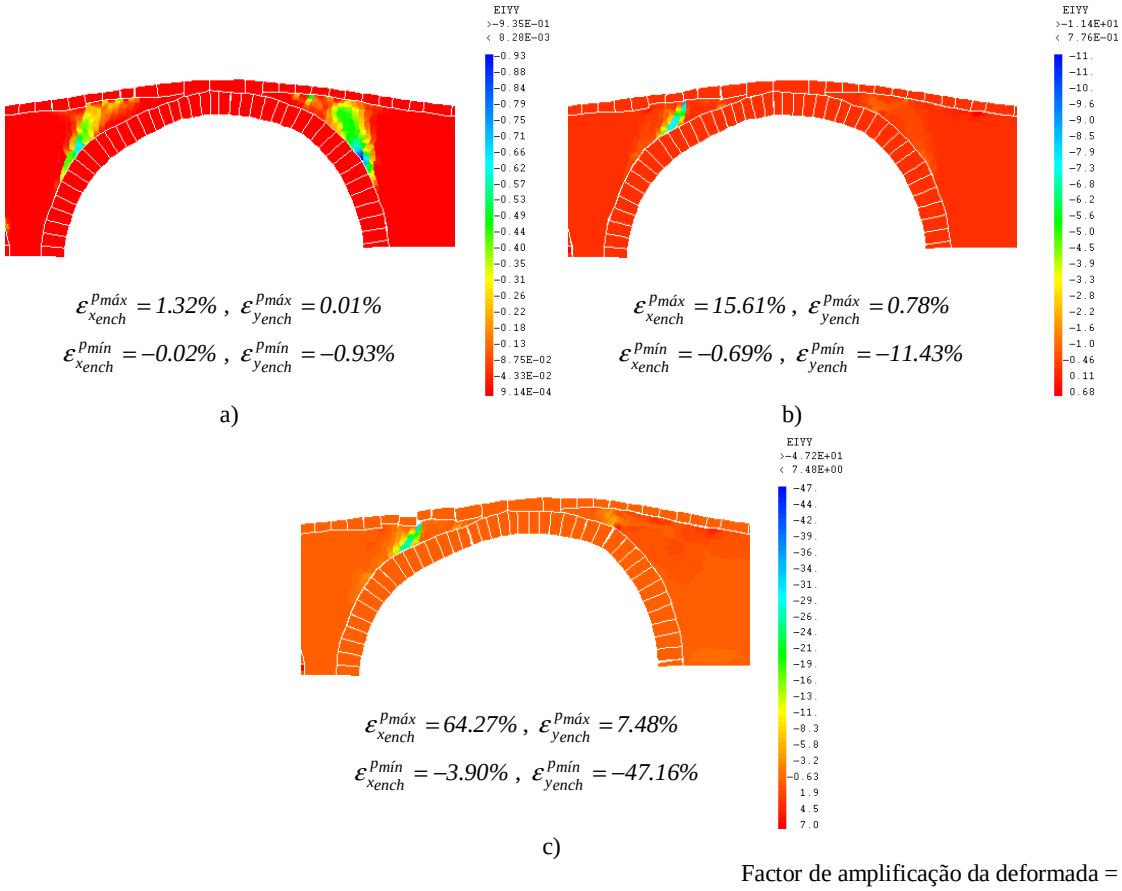


Figura 6.88: Modelo ***M2D-ENCH***. Distribuição das deformações plásticas (%) no enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com as intensidades 0P (a), 1P (b) e 2P (c).

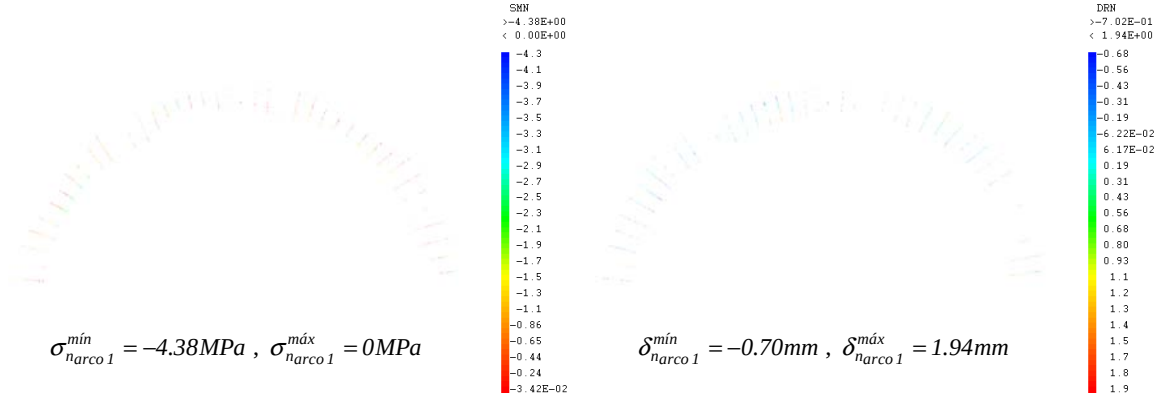
Tabela 6.45: Deformações totais e deformações plásticas no enchimento devidas à acção do peso próprio e veículo tipo para pontes de classe II do RSA posicionado a ¼ do vão do arco 1.

Acções		ε_x^{tot} (%)	ε_y^{tot} (%)	ε_x^{p} (%)	ε_y^{p} (%)
Peso próprio	(máx.)	1.32	0.04	1.32	0.01
	(mín.)	-0.85	-1.93	-0.02	-0.93
Peso próprio+1 x veículo tipo RSA	(máx.)	15.76	0.96	15.61	0.78
	(mín.)	-1.24	-20.08	-0.69	-11.43
Peso próprio+2 x veículo tipo RSA	(máx.)	65.00	7.48	64.27	7.48
	(mín.)	-4.58	-63.90	-3.90	-47.16

Como se pode verificar através dos valores da Tabela 6.45 no enchimento ocorrem deformações plásticas para os três níveis de carga indicados. Atendendo à distribuição das componentes verticais das deformações plásticas ilustrada na Figura 6.88, verifica-se que tal facto influencia a interacção entre o arco e o material de enchimento. Na zona do extradorso do arco junto às rótulas

A e C a cedência do material de enchimento e, consequente, aumento das deformações totais, permite que ocorra abertura das juntas do arco.

Comparando a resposta da ponte apresentada nesta secção com a resposta da ponte em condições idênticas mas considerando no enchimento um material granular de granulometria extensa bem compactado (cenário 1), verifica-se que a presença de material de enchimento nestas condições restringe a formação do mecanismo de rótulas no arco. Neste caso, para o nível de carga 2P o valor máximo de abertura de junta é 1.9 mm (ver Figura 6.89) e as deformações totais no enchimento variam entre 0.14 e -1.73% na direcção longitudinal (ε_x^{tot}) e entre 3.99 e -0.28% na direcção vertical (ε_y^{tot}), (ver Figura 6.90).



$\sigma_{n_{arco\,1}}^{mín} = -4.38MPa$, $\sigma_{n_{arco\,1}}^{máx} = 0MPa$

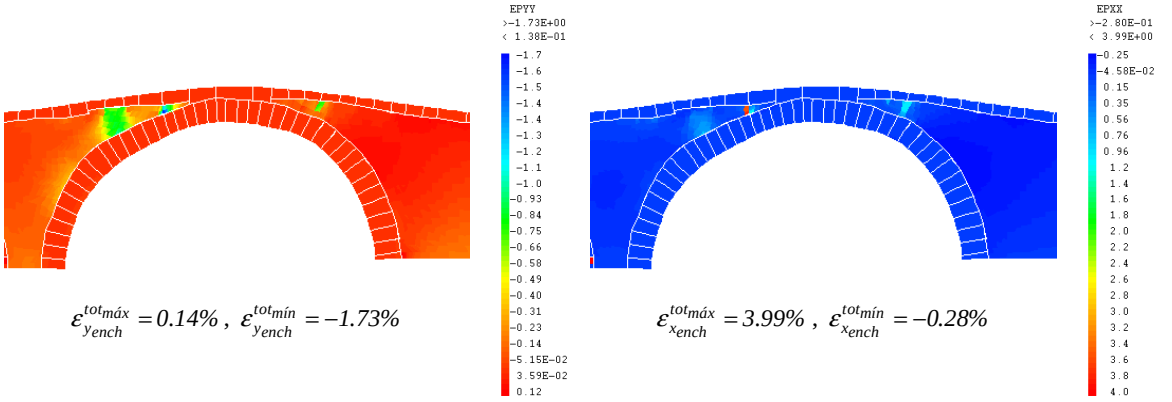
a)

$\delta_{n_{arco\,1}}^{mín} = -0.70mm$, $\delta_{n_{arco\,1}}^{máx} = 1.94mm$

b)

Factor de amplificação da deformada = 1

Figura 6.89: Distribuição das tensões (MPa) (a) e deformações (mm) (b) normais nas juntas do arco 1 considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com a intensidade 2P, para enchimento bem compactado (cenário 1).



$\varepsilon_{y_{ench}}^{tot_{máx}} = 0.14\%$, $\varepsilon_{y_{ench}}^{tot_{mín}} = -1.73\%$

a)

$\varepsilon_{x_{ench}}^{tot_{máx}} = 3.99\%$, $\varepsilon_{x_{ench}}^{tot_{mín}} = -0.28\%$

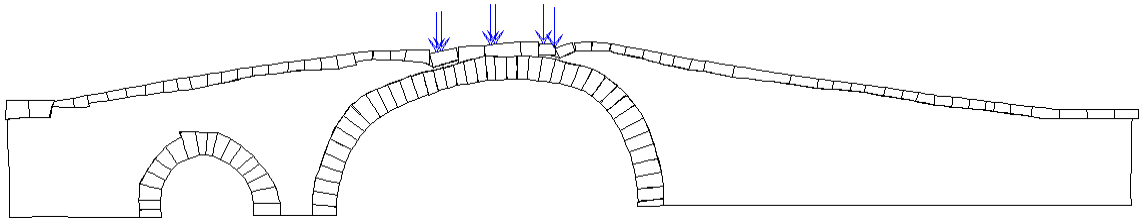
b)

Factor de amplificação da deformada = 1

Figura 6.90: Distribuição das deformações totais (%) no enchimento da direcção vertical (a) e longitudinal (b) da ponte considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 2P, para enchimento bem compactado (cenário 1).

6.2.5.4 – b) Resposta da ponte com o veículo a ½ vão

Considerando a posição do veículo tipo para pontes de classe II do RSA a ½ vão do arco 1 verifica-se que no nível de carga 2P nenhuma rótula está formada no arco, i.e., nas cinco juntas onde potencialmente ocorre a formação do mecanismo de cinco rótulas, a análise do perfil de deformações e tensões normais, para a história de cargas até ao nível 2P, mostrou que nessas juntas o contacto ocorre simultaneamente em pelo menos dois pontos de Gauss na zona comprimida.



Factor de amplificação da deformada = 5.

Figura 6.91: Modelo ***M2D-ENCH***. Deformada da ponte sob acção do peso próprio e três níveis de carga do veículo tipo para pontes de classe II do RSA posicionado a ¼ de vão e níveis de intensidade 1P (a) e 2P (b).

Os parâmetros da resposta em termos dos valores máximos das tensões principais nos blocos, deslocamento vertical máximo, deformações e tensões nas juntas do arco 1 estão apresentados na Tabela 6.46.

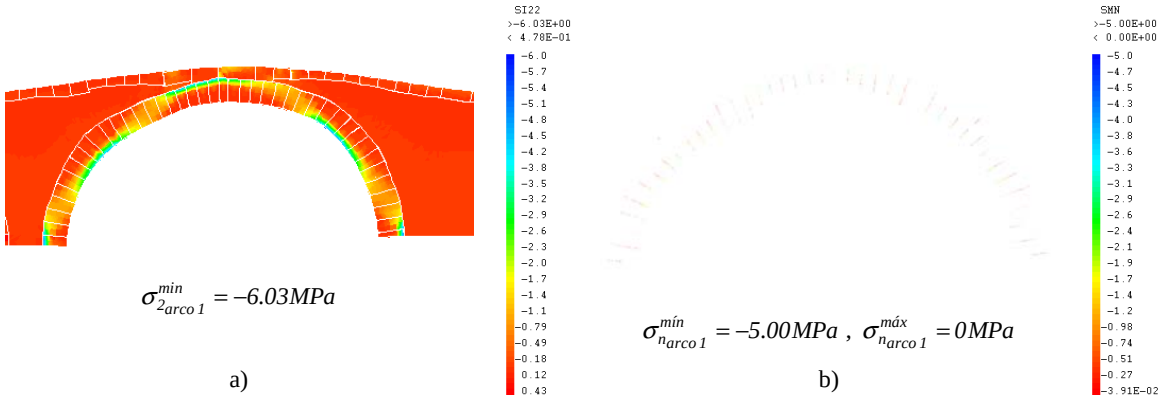
Tabela 6.46: Parâmetros da resposta do arco 1, considerando a acção do veículo tipo para pontes de classe II do RSA a ½ vão.

Acções	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)	$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\delta_n^{máx}$ (mm)	δ_n^{min} (mm)	$\gamma_s^{máx}$ (mm)
Peso próprio	0.05	0.54	1.84	0.00	-0.47	0.04	0.01	-0.07	0.06
Peso próprio+1 x veículo tipo do RSA	1.24	-3.54	14.27	0.00	-3.00	0.51	1.11	-0.48	0.94
Peso próprio+2 x veículo tipo do RSA	3.36	-6.03	42.70	0.00	-5.00	1.68	6.67	-2.20	3.09

A distribuição das tensões principais mínimas na ponte e tensões normais no arco 1 ilustram-se na Figura 6.92 para o nível de intensidade 2P.

Neste caso verifica-se que os dois eixos das extremidades do veículo tipo têm um efeito favorável no comportamento do arco, limitando a abertura da junta no coroamento na zona do intradorso.

Em relação às deformações totais no enchimento verifica-se que os valores máximos estão concentrados na zona entre o extradorso do arco e as cargas correspondentes aos dois eixos de extremidade (ver Figura 6.93).



$\sigma^{min}_{2_{arco\,1}} = -6.03MPa$

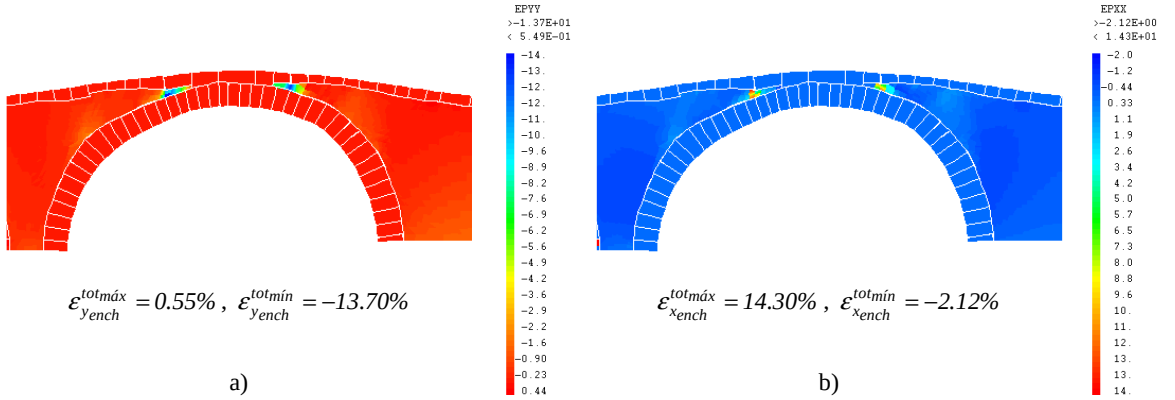
a)

$\sigma^{mín}_{n_{arco\,1}} = -5.00MPa$, $\sigma^{máx}_{n_{arco\,1}} = 0MPa$

b)

Factor de amplificação da deformada = 1

Figura 6.92: Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) nos blocos (a) e das tensões normais nas juntas (MPa) do arco 1 (b) considerando a acção do peso da ponte e o veículo com a intensidade 2P a ½ vão.



$\varepsilon^{tot_{máx}}_{y_{ench}} = 0.55\%$, $\varepsilon^{tot_{mín}}_{y_{ench}} = -13.70\%$

a)

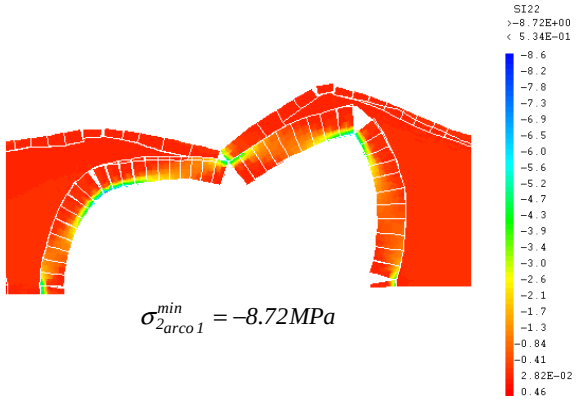
$\varepsilon^{tot_{máx}}_{x_{ench}} = 14.30\%$, $\varepsilon^{tot_{mín}}_{x_{ench}} = -2.12\%$

b)

Factor de amplificação da deformada = 1

Figura 6.93: Distribuição das deformações totais (%) no enchimento da direcção vertical (a) e longitudinal (b) da ponte considerando a acção do peso da ponte e o veículo com intensidade 2P.

Considerando-se ainda a aplicação da carga num único eixo a ½ vão do arco verifica-se que é mobilizado um mecanismo de cinco rótulas no arco para um nível de carga correspondente a 450kN, i.e. uma vez e meia a carga do veículo tipo num só eixo (ver Figura 6.94).



$\sigma^{min}_{2_{arco\,1}} = -8.72MPa$

Factor de amplificação da deformada = 5

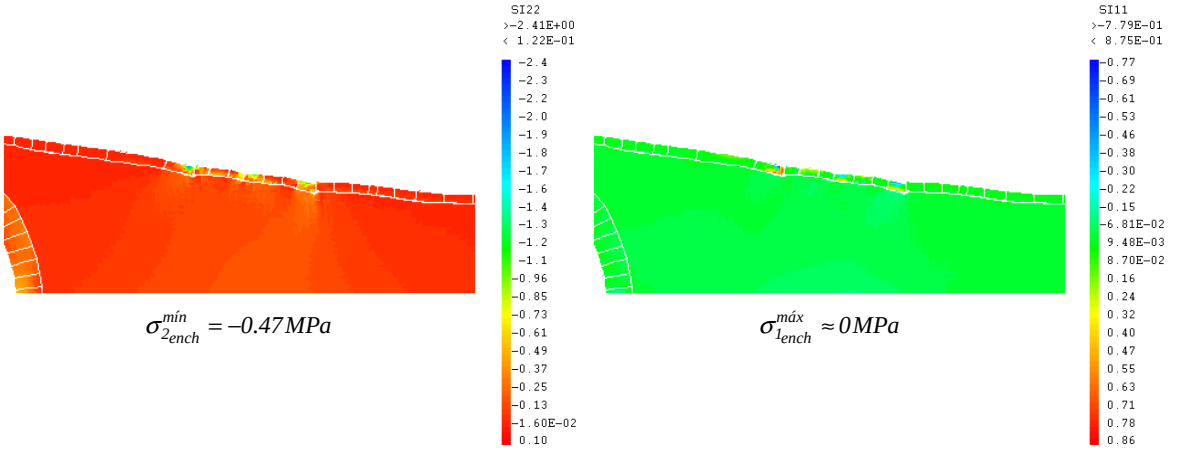
Figura 6.94: Distribuição das tensões principais mínimas (MPa) nos blocos, na malha deformada da ponte considerando a acção do peso da ponte e carga pontual a ½ vão.

6.2.5.4 – c) Resposta da ponte com o veículo na zona do encontro

Por fim, com o objectivo de avaliar a resposta da ponte com o veículo na zona do encontro, apresentam-se na Tabela 6.47 os resultados correspondentes à acção do peso próprio e do veículo tipo para pontes de classe II do RSA considerando uma posição de carga na zona do encontro com os níveis de intensidade 1P e 2P. Na Figura 6.95 apresenta-se ainda as distribuições das tensões principais considerando a malha deformada da ponte para o nível de intensidade 2P.

Tabela 6.47: Tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos no enchimento devidos à acção do peso próprio e veiculo tipo II do RSA na zona do encontro.

Acções	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)
Peso próprio	0.00	-0.06	23.48
Peso próprio+1 x veículo	0.00	-0.19	76.72
Peso próprio+2 x veículo	0.00	-0.47	148.95



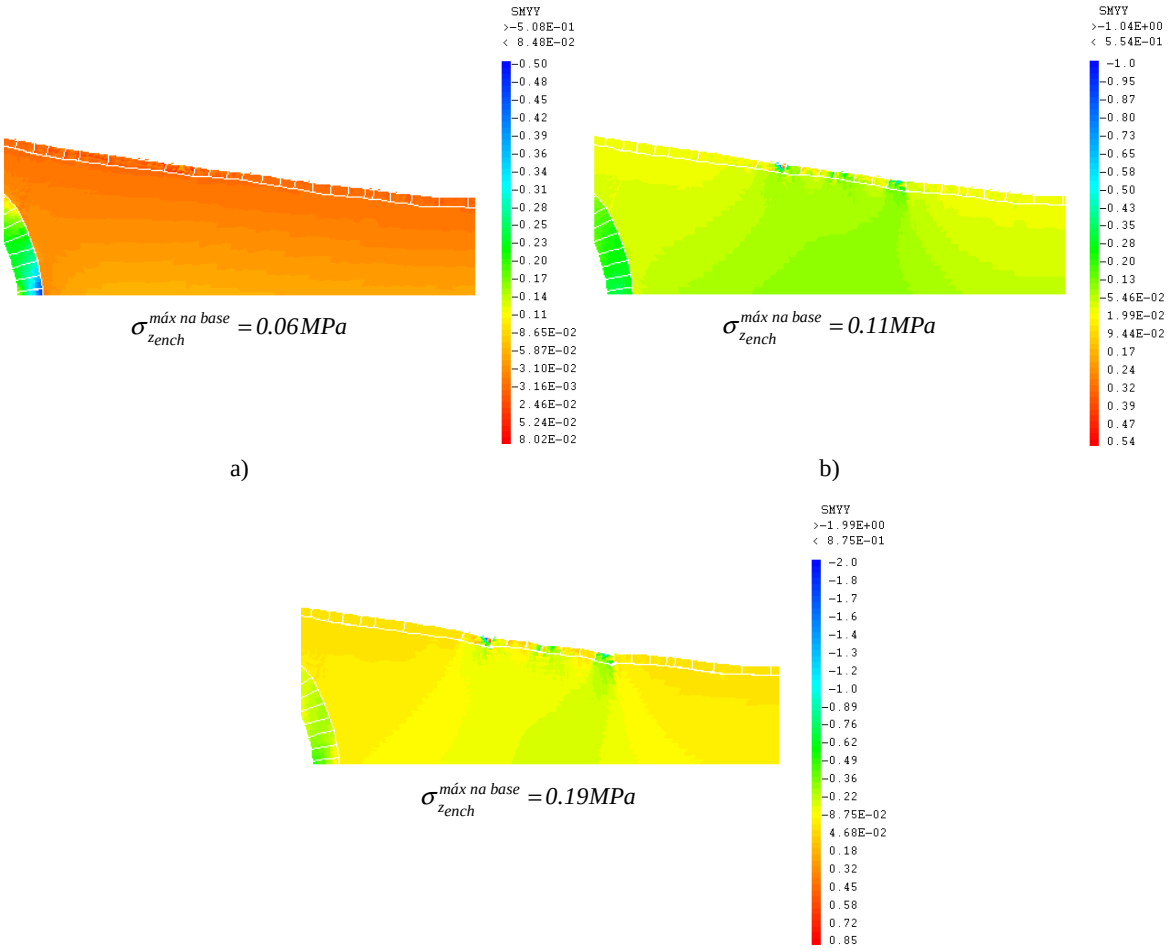
a) b)

Factor de amplificação da deformada = 5

Figura 6.95: Pormenor da distribuição das tensões principais (MPa) máximas (a) e mínimas (b) no enchimento, na malha deformada da ponte considerando a acção do peso da ponte e o veículo na zona do encontro com intensidade 2P.

Na Figura 6.96 mostra-se a evolução da distribuição das tensões verticais na zona do enchimento obtidos na análise para os três níveis de carga indicados na legenda e na Figura 6.97 as correspondentes deformações plásticas.

Na Tabela 6.48 incluem-se também os valores máximos registados no material de enchimento das deformações totais e plásticas nas direcções vertical e horizontal da ponte.



Factor de amplificação da deformada = 5

Figura 6.96: Pormenor da distribuição das tensões verticais (MPa) no enchimento, na malha deformada da ponte considerando a acção do peso da ponte e carga do veículo na zona do encontro com intensidade 0P (a), 1P (b) e 2P (c).

A análise da distribuição das tensões verticais no enchimento correspondentes à acção do peso próprio e veículo (Figura 6.96-b) mostra que as tensões máximas na base correspondem a 0.11 MPa e distribuem-se numa extensão de cerca de 4.6 m centrada sob a zona de aplicação das cargas do veículo, verificando-se que a zona das tensões máximas coincide com a zona de sobreposição dos cones de degradação das cargas considerando um ângulo de degradação de cargas de 30º. Adicionando as tensões verticais registadas nas zonas contíguas (0.08 MPa) numa extensão de 3.7 m, distribuída à esquerda e à direita da zona anteriormente referida, verifica-se que a resultante das tensões verticais na base valem cerca de 900 kN. Comparando este valor com a resultante do peso próprio na mesma zona da base do enchimento e que perfaz cerca de 500 kN (Figura 6.96-a), verifica-se que é adequado considerar que o cone de degradação das cargas do veículo (300 kN) se caracteriza por um ângulo de 30º.

A distribuição das deformações verticais no enchimento, na Figura 6.97, permite também identificar bolbos de deformações máximas registados nas zonas localizadas sob as cargas cujos valores máximos (apreciáveis) se incluem também na Tabela 6.48 e ocorrem em correspondência com a concentração de deformações plásticas verificadas também nessas zonas.

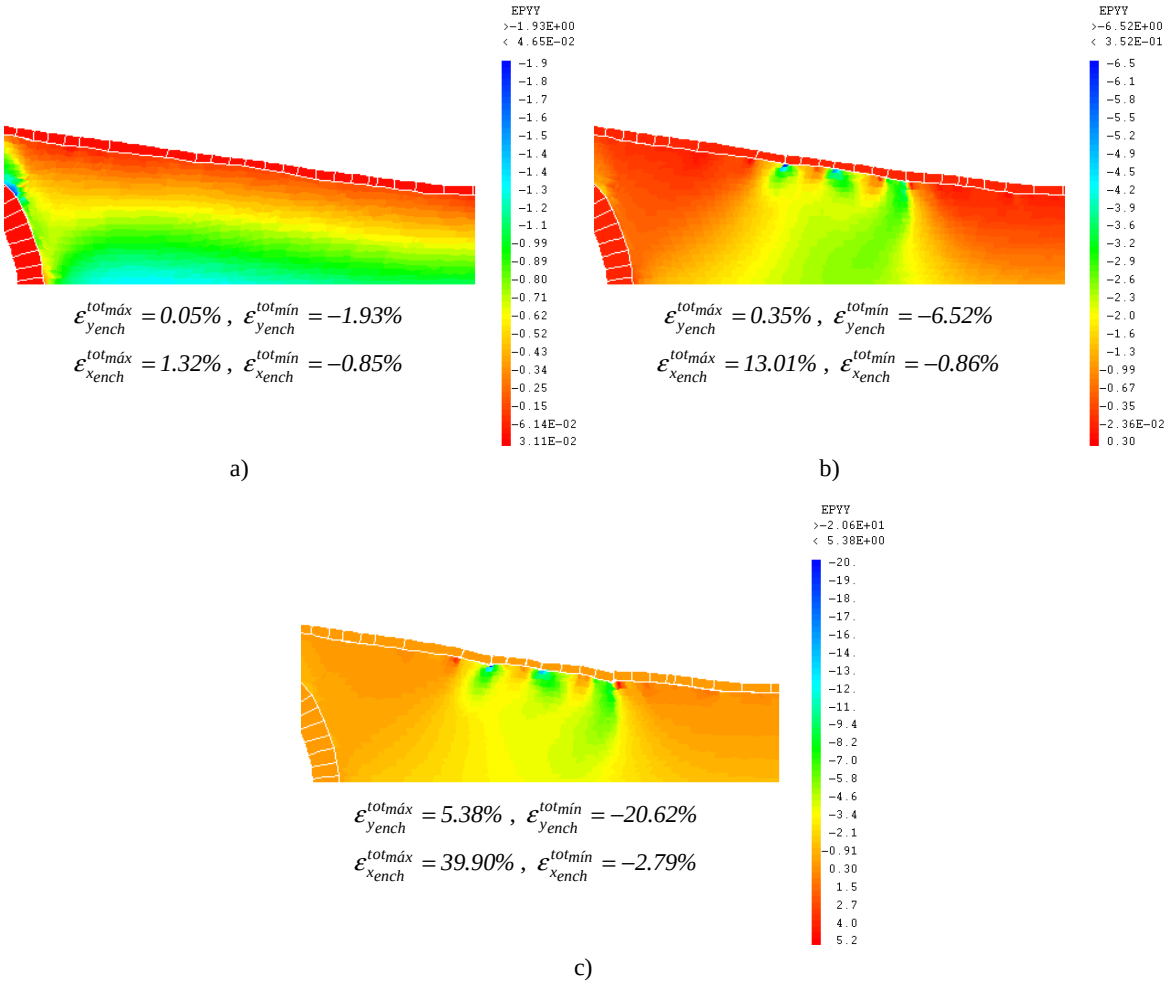


Figura 6.97: Pormenor da distribuição das deformações plásticas (%) no enchimento da direcção vertical, na malha deformada da ponte considerando a acção do peso da ponte e veículo na zona do encontro com intensidade 0P (a), 1P (b) e 2P (c).

Tabela 6.48: Deformações plásticas e deformações totais no enchimento devidas à acção do peso próprio e veículo tipo para pontes de classe II posicionado na zona do encontro.

Acções		ε_x^{tot} (%)	ε_y^{tot} (%)	ε_x^{p} (%)	ε_y^{p} (%)
Peso próprio	máx.	1.32	0.05	1.32	0.01
	mín.	-0.85	-1.93	-0.02	-0.93
Peso próprio+1 x veículo tipo RSA	máx.	13.01	0.35	13.01	0.43
	mín.	-0.86	-6.52	-0.27	-5.28
Peso próprio+2 x veículo tipo RSA	máx.	39.90	5.38	39.9	5.42
	mín.	-2.79	-20.62	-2.58	-15.55

6.2.5.5 – Análise do comportamento da ponte após reabilitação (cenário 3)

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos na análise da ponte de S. Lázaro sob a acção do tráfego rodoviário considerando as propriedades dos materiais após reabilitação, mediante cálculos 3D usando o modelo ***M3D*** descrito na secção 6.2.2.

Os parâmetros constitutivos dos materiais para o cenário após reabilitação, apresentados na secção 6.2.3.4, foram definidos com o objectivo de definir duas hipóteses relativamente ao comportamento na fase plástica. Num dos casos considerou-se que a adição de argamassa nas juntas e de caldas de cimento no enchimento não conferem ligações de adesão entre os elementos, definindo-se parâmetros de coesão e resistência de pico nulos. Na segunda hipótese considerou-se que a reabilitação conferiu novas ligações de adesão entre os materiais existentes tendo-se adequado os parâmetros constitutivos dos materiais para esta situação definindo valores de coesão e resistências de pico não nulos.

A resposta à acção do veículo de quatro eixos (apresentado no Capítulo 5) foi obtida mediante um cálculo passo a passo não linear estático considerando as posições de carga sobre o pavimento mais desfavoráveis para o arco 1 e para o enchimento, bem como os valores das cargas concentradas apresentados na Tabela 6.22, considerando-se o seu efeito com as intensidades de 1.0, 1.25 e 2.0. O nível de carga intermédio pretende representar o efeito da carga do veículo considerando um coeficiente de agravamento devido à passagem do veículo sobre a ponte com as irregularidades do pavimento, de acordo com os resultados apresentados na secção 6.2.5.1.

6.2.5.5 – a) Resposta da ponte na posição de carga sobre o arco 1

Nas Tabelas 6.49 e 6.50 apresentam-se os resultados correspondentes à resposta da ponte face à acção do peso próprio e do veículo considerando a posição de carga mais desfavorável para o arco 1 e os níveis de intensidade considerados na análise passo a passo. Nessas tabelas são incluídos os resultados obtidos mediante análises 3D considerando as duas hipóteses para descrever as leis de comportamento plástico dos materiais (juntas e enchimento) com e sem coesão e resistências de pico.

Na Figura 6.98 inclui-se a deformada da ponte vista em perspectiva e na secção transversal sob o eixo 3 considerando a acção do peso próprio e a carga do veículo com intensidade unitária para a hipótese do comportamento dos materiais com coesão e resistências de pico.

Nas Figuras 5.99 e 5.100 apresentam-se as distribuições dos valores das tensões principais máximas e mínimas na ponte.

Tabela 6.49: Modelo ***M3D***. Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos máximos no arco 1. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico.

Hipótese	Acções	σ_1^+ (MPa)	σ_3^- (MPa)	d_v (mm)
1	Peso próprio	0.08	-0.43	1.03
	Peso próprio+1 x veículo	0.12	-0.57	1.74
	Peso próprio+1.25 x veículo	0.11	-0.60	1.94
	Peso próprio+2 x veículo	0.13	-0.71	2.57
2	Peso próprio	0.06	-0.43	1.10
	Peso próprio+1 x veículo	0.09	-0.57	1.88
	Peso próprio+1.25 x veículo	0.10	-0.60	2.09
	Peso próprio+2 x veículo	0.13	-0.72	2.72

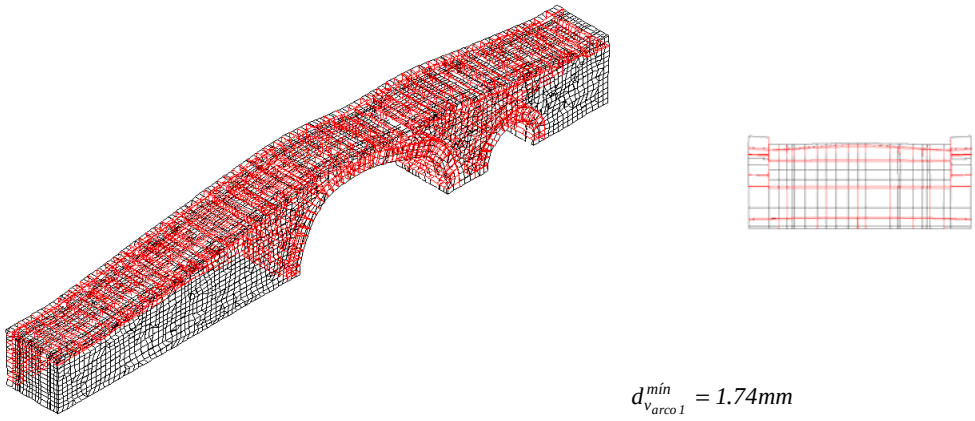
Tabela 6.50: Modelo ***M3D***. Tensões e deformações máximas e mínimas nas juntas no arco 1. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico.

Hipótese	Acções		$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\delta_n^{máx}$ (mm)	δ_n^{min} (mm)	$\gamma_s^{máx}$ (mm)
1	Peso próprio	(*t*)	-0.03	-0.34	0.03	0.00	-0.05	0.05
		(*l*)	0.05	-0.06	0.01	0.02	-0.01	0.01
	Peso próprio+1 x veículo	(*t*)	0.04	-0.48	0.05	0.02	-0.07	0.08
		(*l*)	0.05	-0.08	0.01	0.05	-0.01	0.01
	Peso próprio+1.25 x veículo	(*t*)	0.04	-0.52	0.05	0.03	-0.07	0.09
		(*l*)	0.05	-0.09	0.01	0.05	-0.01	0.02
	Peso próprio+2 x veículo	(*t*)	0.03	-0.64	0.07	0.04	-0.09	0.12
		(*l*)	0.05	-0.11	0.01	0.07	-0.02	0.02
2	Peso próprio	(*t*)	-0.05	-0.34	0.03	-0.01	-0.05	0.05
		(*l*)	0.00	-0.01	0.00	0.03	-0.00	0.02
	Peso próprio+1 x veículo	(*t*)	0.00	-0.51	0.05	0.01	-0.07	0.09
		(*l*)	0.00	-0.04	0.01	0.06	-0.01	0.03
	Peso próprio+1.25 x veículo	(*t*)	0.00	-0.56	0.06	0.02	-0.08	0.10
		(*l*)	0.00	-0.05	0.01	0.06	-0.01	0.03
	Peso próprio+2 x veículo	(*t*)	0.00	-0.70	0.08	0.05	-0.10	0.14
		(*l*)	0.00	-0.08	0.01	0.09	-0.01	0.04

(*t*) Juntas transversais
(*l*) Juntas longitudinais

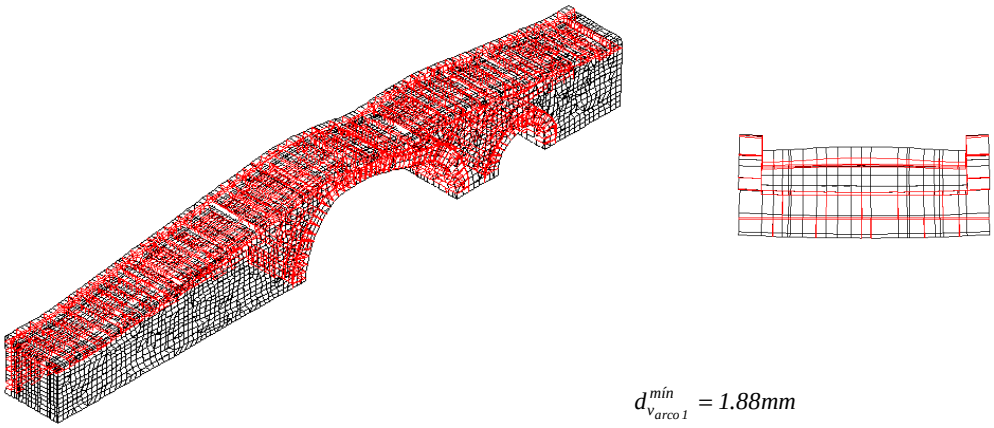
De acordo com os resultados apresentados verificam-se diferenças pouco significativas entre os resultados relativos às duas hipóteses consideradas relativamente à coesão; todavia, como expectável, os efeitos mais gravosos verificam-se na hipótese em que foi desprezada a coesão e a resistência de pico dos materiais.

Comparando a resposta obtida após reabilitação, apresentada nesta secção, com a resposta obtida para o cenário 1 (secção 6.2.5.3-a) verifica-se que o deslocamento vertical máximo no arco diminui cerca de 25% na hipótese sem coesão e de 29% na hipótese com coesão. As tensões principais mínimas diminuem nos blocos entre 23 e 32% e as máximas cerca de 58%. As tensões normais mínimas (de compressão) nas juntas registam uma redução entre 19 e 25%. Quanto às tensões nor-



$d^{mín}_{v_{arco\,1}} = 1.74mm$

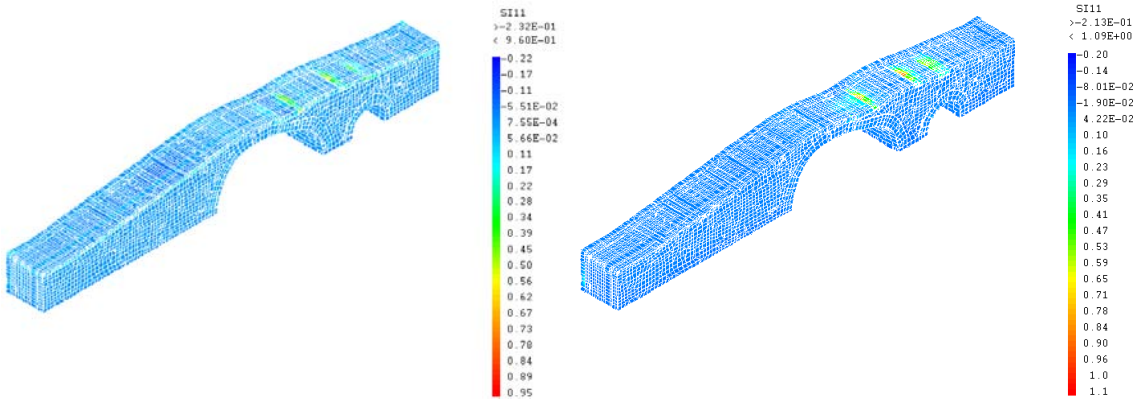
a)



$d^{mín}_{v_{arco\,1}} = 1.88mm$

b)

Figura 6.98: Modelo ***M3D***. Deformada da ponte vista em perspectiva de um corte sob os rodados de jusante e na secção transversal sob o eixo 3. Acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico (a) e sem coesão nem resistência de pico (b).



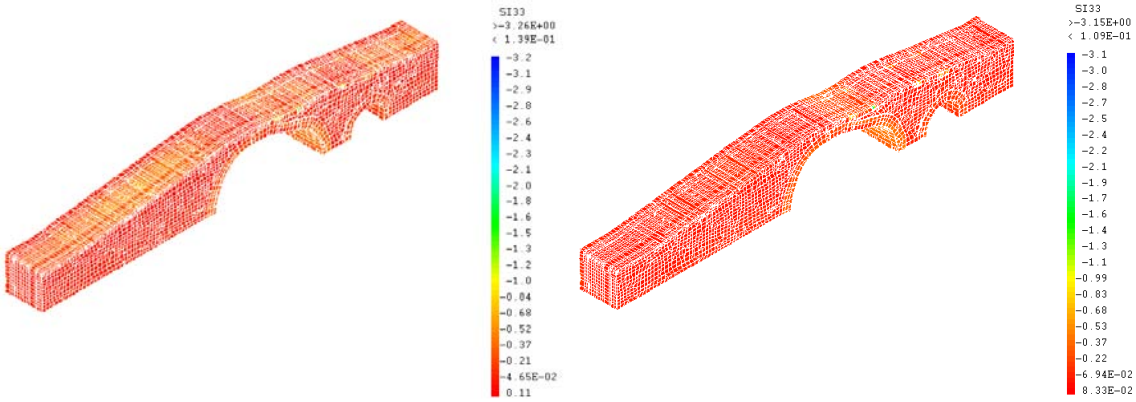
$\sigma^{máx}_{1_{arco\,1}} = 0.12MPa$

a)

$\sigma^{máx}_{1_{arco\,1}} = 0.09MPa$

b)

Figura 6.99: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões principais máximas considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico (a) e sem coesão nem resistência de pico (b).



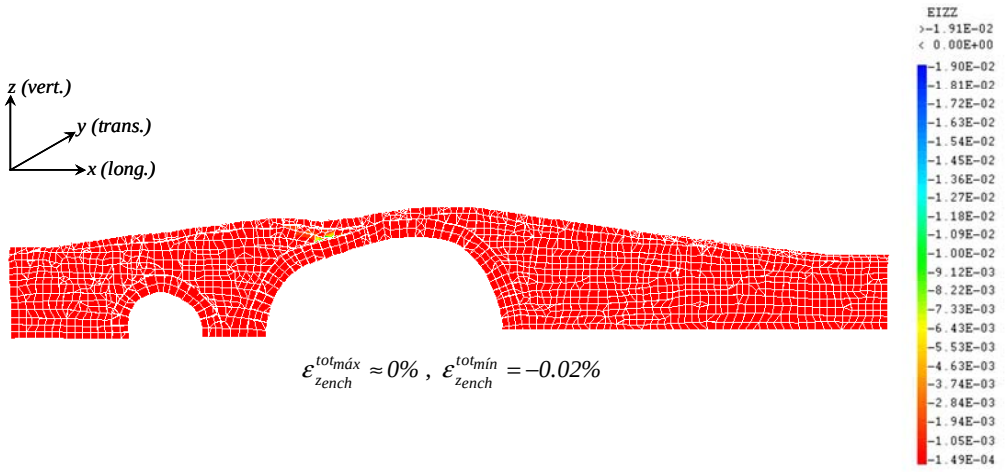
$\sigma^{mín}_{3_{arco\ 1}} = -0.57MPa$ $\sigma^{mín}_{3_{arco\ 1}} = -0.57MPa$

a) b)

Figura 6.100: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões principais mínimas considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico (a) e sem coesão nem resistência de pico (b).

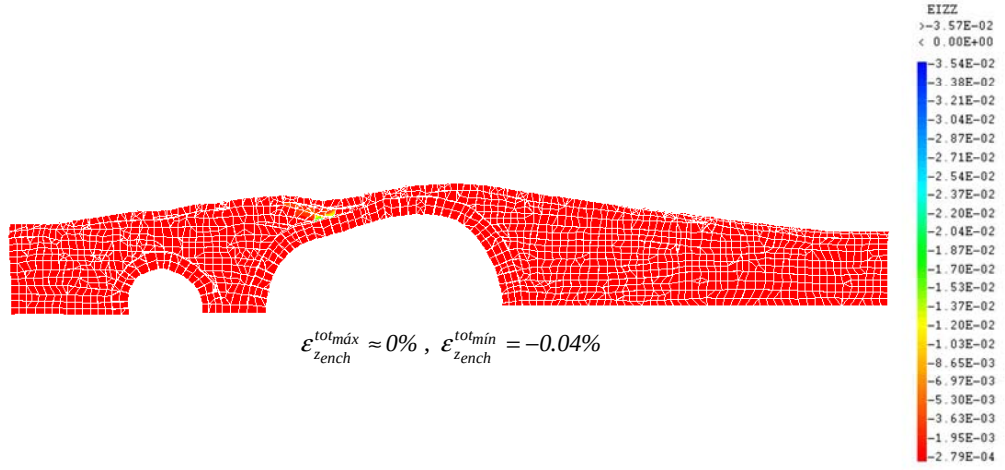
mais de tracção, no caso da simulação com coesão, verifica-se que não é excedida a resistência à tracção. As tensões de corte nas juntas transversais diminuem entre 11 e 25% e nas juntas longitudinais cerca de 50%. No que se refere ao comportamento do enchimento, verifica-se que a cedência plástica só ocorre na hipótese em que foi desprezada a coesão e resistência de pico, verificando-se ainda assim que os elementos em que tal ocorre estão restritos à zona entre os eixos 3 e 4 e o extradorso do arco, como ilustra a Figura 6.101. Os correspondentes valores das deformações plásticas e totais incluem-se na Tabela 6.51.

Para além de serem reduzidas as incursões no regime não linear no enchimento, note-se que após quebra das ligações de adesão entre as juntas o comportamento destes elementos passa a ser controlado pelos parâmetros residuais, sendo que neste caso as leis de comportamento nas duas simulações numéricas são aproximadas por leis constitutivas idênticas. Os valores máximos da abertura nas juntas incluídos na Tabela 6.50 mostram que, para o passo de carga correspondente à acção do peso da ponte, as juntas transversais do arco estão todas fechadas, nas duas hipóteses de comportamento (sendo que, no cenário do comportamento das juntas com coesão e resistência de pico, o valor máximo da deformação é muito próximo de zero mas ainda correspondente a fecho); nas juntas longitudinais verifica-se que ocorre abertura de juntas, cujos valores máximos, para as hipóteses 1 e 2 valem, respectivamente, 0.02 e 0.03 mm. Nos passos de cálculo subsequentes verifica-se que ocorre abertura nos dois conjuntos de elementos da malha de juntas do arco (juntas transversais e longitudinais).



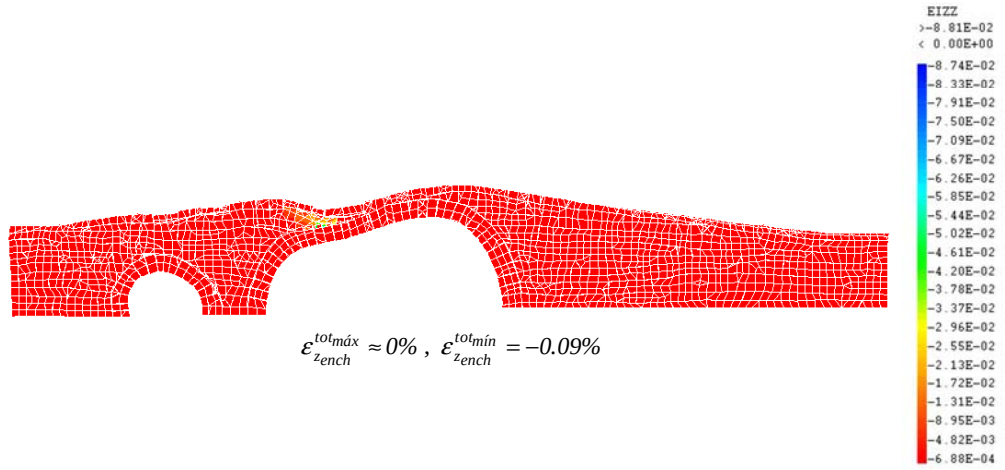
$\varepsilon_{z_{ench}}^{tot_{máx}} \approx 0\%$, $\varepsilon_{z_{ench}}^{tot_{mín}} = -0.02\%$

a)



$\varepsilon_{z_{ench}}^{tot_{máx}} \approx 0\%$, $\varepsilon_{z_{ench}}^{tot_{mín}} = -0.04\%$

b)



$\varepsilon_{z_{ench}}^{tot_{máx}} \approx 0\%$, $\varepsilon_{z_{ench}}^{tot_{mín}} = -0.09\%$

c)

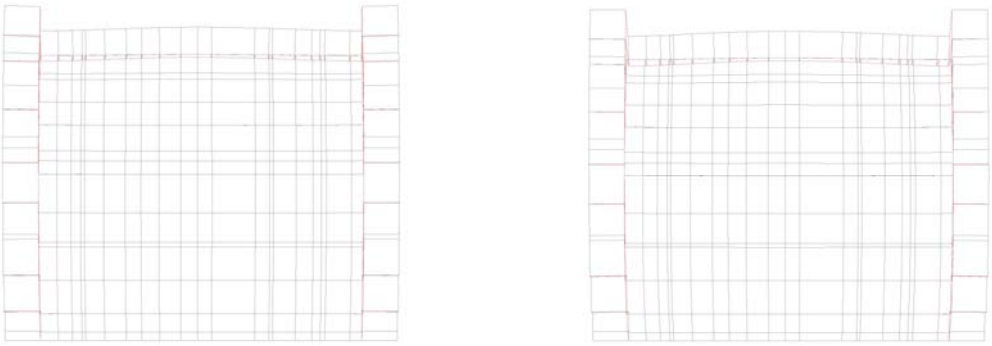
Figura 6.101: Distribuição das deformações plásticas considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidades 1 (a), 1.25 (b) e 2 (c). Resultados do modelo ***M3D*** e materiais sem coesão nem resistência de pico.

Tabela 6.51: Deformações totais (a) e deformações plásticas (b) no enchimento para a hipótese sem coesão nem resistência de pico.

Acções		a) ε_x^{tot} (%)	a) ε_y^{tot} (%)	a) ε_z^{tot} (%)	b) ε_x^{p} (%)	b) ε_y^{p} (%)	b) ε_z^{p} (%)
Peso próprio+1 x veículo tipo RSA	máx.	0.02	0.01	0.00	0.03	0.01	0.00
	mín.	0.00	0.00	-0.02	-0.01	0.00	-0.04
Peso próprio+1.25 x veículo tipo RSA	máx.	0.03	0.01	0.00	0.02	0.00	0.00
	mín.	0.00	0.00	-0.04	-0.03	-0.06	-0.06
Peso próprio+2 x veículo tipo RSA	máx.	0.08	0.03	0.00	0.09	0.04	0.00
	mín.	0.00	0.00	-0.09	-0.02	0.00	-0.12

6.2.5.5 – b) Resposta da ponte para a posição das cargas sobre o encontro

Considerando agora a resposta da ponte sob a acção do seu peso e a carga do veículo aplicada na posição mais desfavorável para enchimento apresenta-se na Figura 6.102 a deformada da ponte, através de uma vista em corte da secção transversal sob o eixo 3, para as duas hipóteses do comportamento dos materiais estudadas para a situação da ponte após reabilitação, sendo a hipótese 1 relativa à existência de ligações de adesão entre os materiais (coesão e resistência de pico) e a hipótese 2 relativa a materiais sem coesão nem resistência de pico.



a) b)

Figura 6.102: Modelo ***M3D***. Deformada da ponte na secção transversal sob o eixo 3. Acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com (a) e sem (b) coesão e resistência de pico.

As deformadas apresentadas na Figura 6.102 permitem verificar que nos dois cenários se mantém o contacto entre o enchimento e as paredes de tímpano, observando-se uma deformação (ligeira) para fora do plano dos tímpanos por efeito dos impulsos horizontais que lhes são transmitidos. Nas Figuras 5.103 e 5.104 apresentam-se a distribuição dos valores correspondentes ao campo de deslocamentos na direcção transversal da ponte calculados na estrutura de alvenaria, constituída pelos arcos e tímpanos, considerando a posição de carga na zona do encontro e a hipótese 1 para aproximar o comportamento dos materiais com coesão e resistência de pico. Na Tabela 6.52 encontram-se resumidos os valores máximos e mínimos registados para os vários níveis de carga consi-

derados na análise numérica. Estes resultados permitem confirmar a existência de movimentos de abertura para fora do plano nas paredes de tímpano, caracterizados por valores máximos na zona central, valores esses muito reduzidos, de 0.18 mm e 0.34 mm, respectivamente no cenário com e sem coesão.

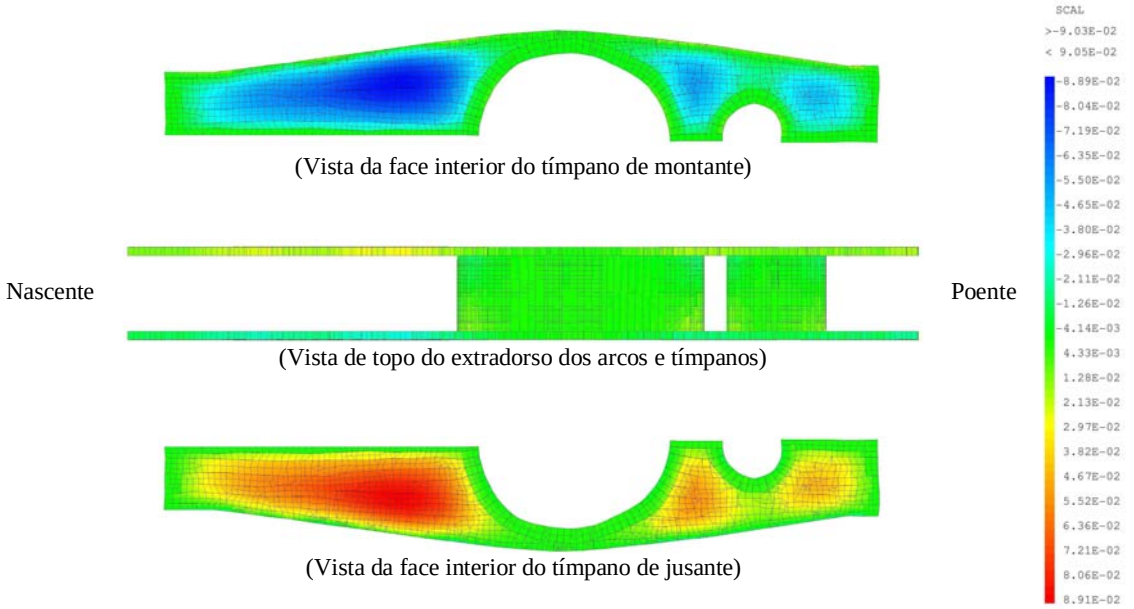


Figura 6.103: Modelo ***M3D***. Distribuição dos deslocamentos (mm) na direcção transversal da ponte na malha deformada dos tímpanos e arcos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico.

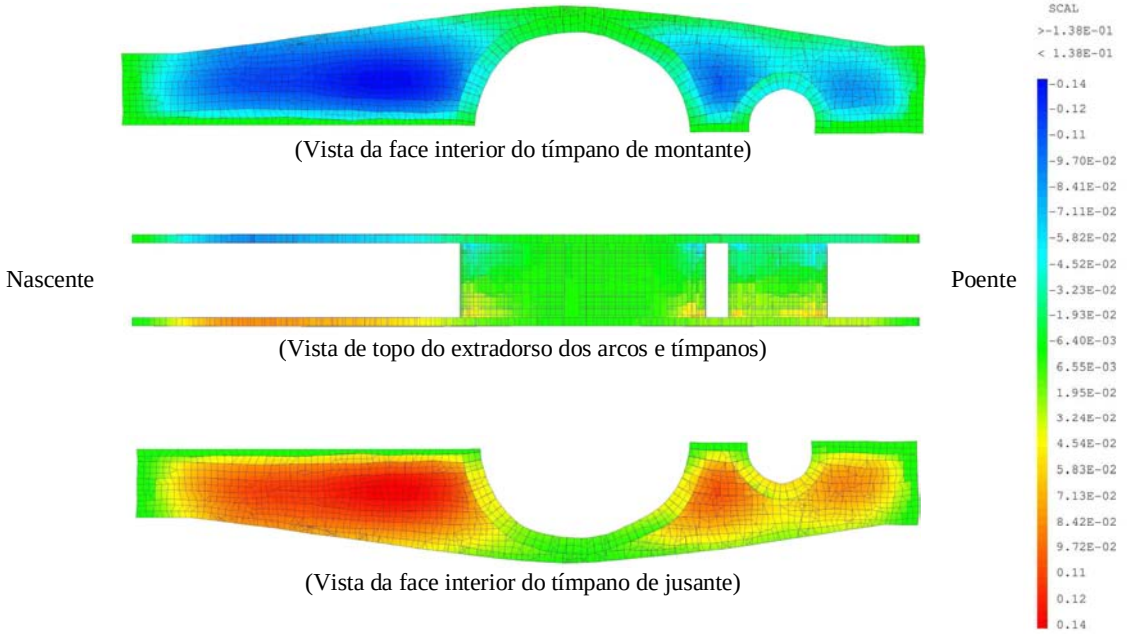


Figura 6.104: Modelo ***M3D***. Distribuição dos deslocamentos (mm) na direcção transversal da ponte na malha deformada dos tímpanos e arcos considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais sem coesão nem resistência de pico.

Tabela 6.52: Modelo ***M3D***. Deslocamentos transversais máximos e mínimos na estrutura de alvenaria. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico.

Hipótese	Acções	$d^{max}_{transversal}$ (mm)	$d^{min}_{transversal}$ (mm)	$d^{total}_{transversal}$ (mm)
1	Peso próprio	0.08	-0.08	0.16
	Peso próprio+1 x veículo	0.09	-0.09	0.18
	Peso próprio+1.25 x veículo	0.09	-0.09	0.18
	Peso próprio+2 x veículo	0.09	-0.09	0.18
2	Peso próprio	0.11	-0.11	0.22
	Peso próprio+1 x veículo	0.14	-0.14	0.28
	Peso próprio+1.25 x veículo	0.14	-0.14	0.28
	Peso próprio+2 x veículo	0.17	-0.17	0.34

Para os quatro casos de carga verifica-se que não ocorrem deformações plásticas na hipótese do material com coesão e resistência de pico, constatando-se novamente que, no cenário de materiais sem coesão, ocorrem deformações plásticas mas apenas numa zona limitada sob a carga.

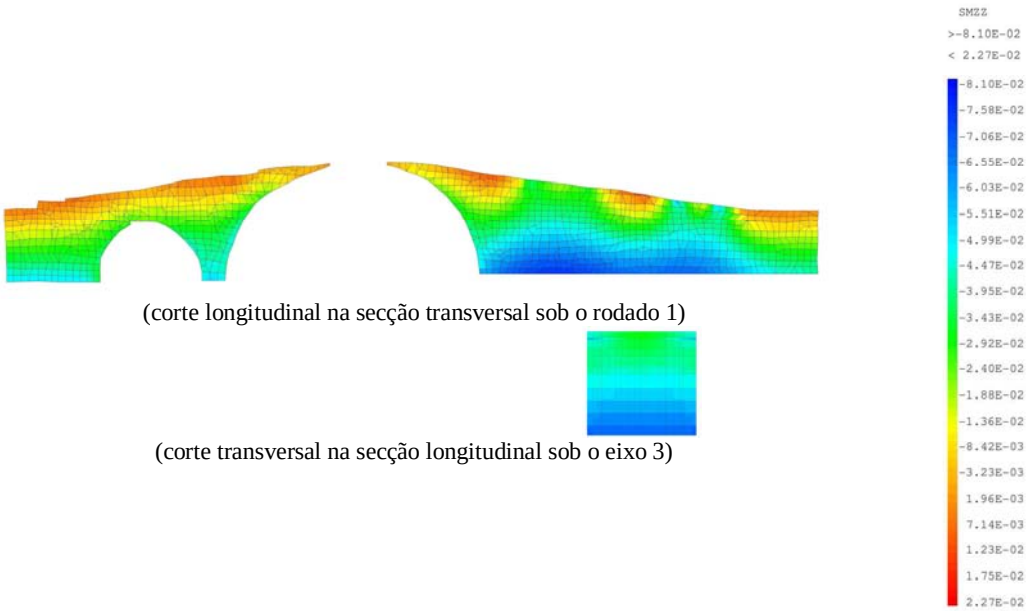
Na Tabela 6.53 incluem-se os resultados, em termos das tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos registados no enchimento considerando as acções também indicadas na tabela. Os valores das tensões e deslocamentos apresentados na Tabela 6.53 foram seleccionados tendo como base o elemento finito da malha do enchimento onde se verifica o maior valor da tensão principal mínima (de compressão) e o nó onde ocorre o máximo deslocamento vertical para o nível de intensidade de carga máximo considerado na análise numérica. Estão incluídos na tabela os resultados obtidos na resposta considerando para a fase plástica dos materiais as duas hipóteses de comportamento dos materiais.

Tabela 6.53: Tensões principais máximas e mínimas e deslocamentos máximos no enchimento no modelo ***M3D***. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico.

Hipótese	Acções	σ_1^+ (MPa)	σ_3^- (MPa)	d_v (mm)
1	Peso próprio	0.01	0.00	0.27
	Peso próprio+1 x veículo	0.00	-0.07	0.63
	Peso próprio+1.25 x veículo	0.00	-0.09	0.76
	Peso próprio+2 x veículo	0.00	-0.14	1.02
2	Peso próprio	0.00	-0.01	0.33
	Peso próprio+1 x veículo	0.00	-0.08	0.61
	Peso próprio+1.25 x veículo	0.00	-0.10	0.68
	Peso próprio+2 x veículo	-0.01	-0.15	0.90

As distribuições das tensões verticais, ilustradas na Figura 6.105 para o material com coesão e na Figura 6.106 para o material sem coesão, permitem visualizar a degradação das tensões no material de enchimento. Para o caso de carga correspondente ao peso próprio e veículo apresentam-se nas Figuras 6.107 e 6.108 as distribuições das tensões horizontais (transversais) calculadas no enchimento.

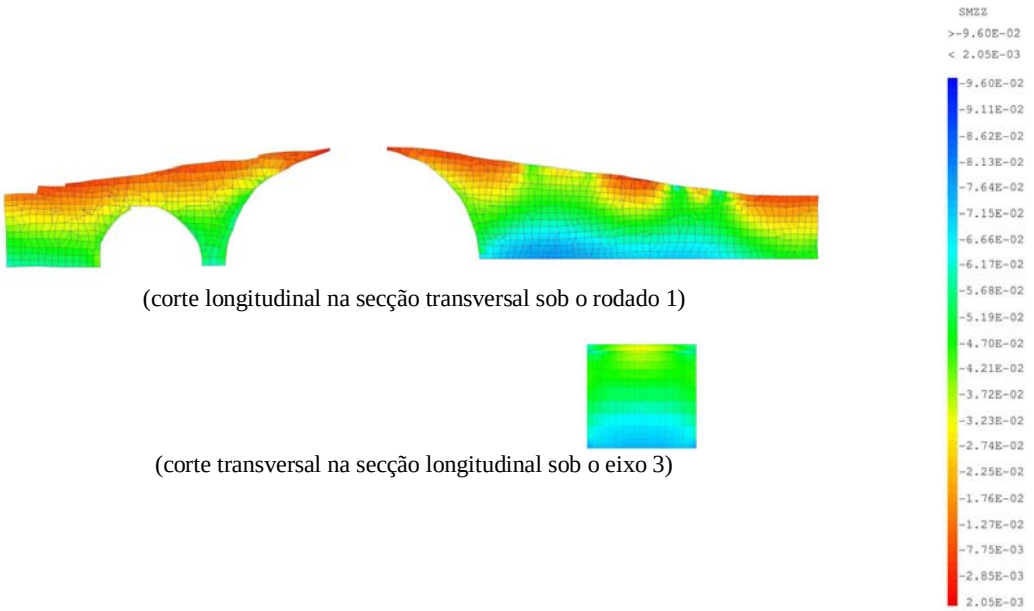
Na Tabela 6.54 ilustram-se os correspondentes valores máximos, incluindo-se também os valores determinados para os outros níveis de acção considerados no cálculo passo a passo. Nessa tabela são ainda mostrados os valores das tensões transversais.



(corte longitudinal na secção transversal sob o rodado 1)

(corte transversal na secção longitudinal sob o eixo 3)

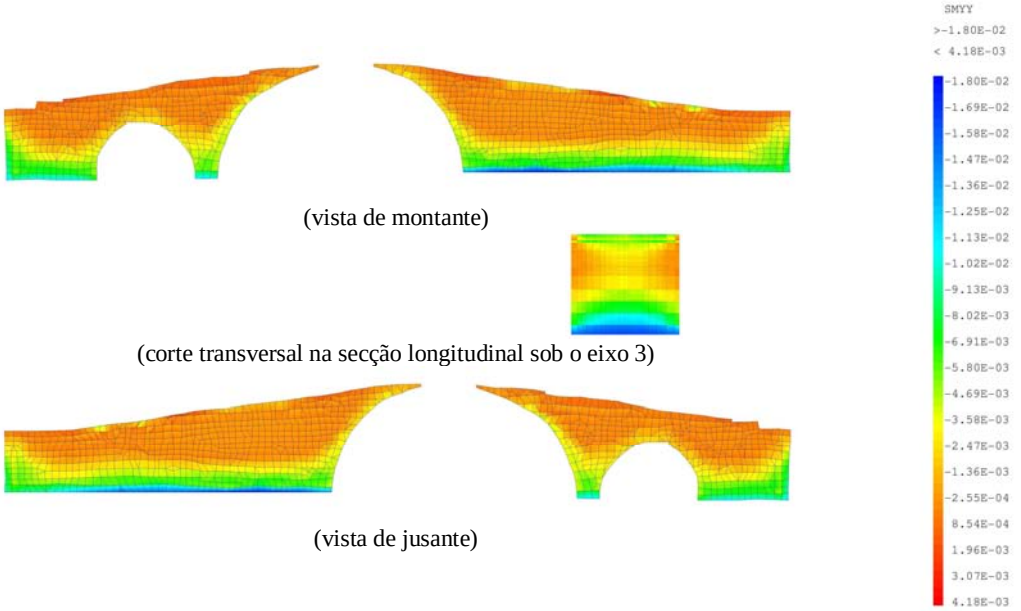
Figura 6.105: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões verticais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico.



(corte longitudinal na secção transversal sob o rodado 1)

(corte transversal na secção longitudinal sob o eixo 3)

Figura 6.106: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões verticais na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais sem coesão nem resistência de pico.



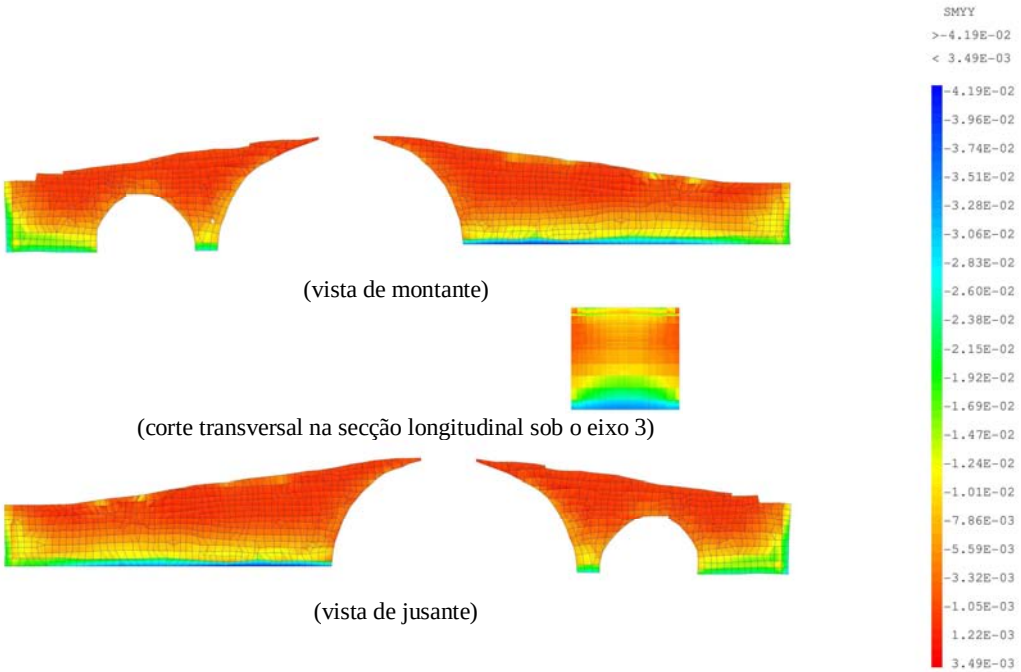
(vista de montante)

(corte transversal na secção longitudinal sob o eixo 3)

(vista de jusante)

b)

Figura 6.107: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões horizontais (transversais) na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais com coesão e resistência de pico.



(vista de montante)

(corte transversal na secção longitudinal sob o eixo 3)

(vista de jusante)

b)

Figura 6.108: Modelo ***M3D***. Distribuição das tensões horizontais (transversais) na malha deformada do enchimento considerando a acção do peso da ponte e a carga do veículo com intensidade 1. Materiais sem coesão nem resistência de pico.

Tabela 6.54: Tensões verticais e horizontais (máximas e mínimas) no enchimento no modelo ***M3D***. Hipótese 1: materiais com coesão e resistência de pico. Hipótese 2: materiais sem coesão nem resistência de pico.

Hipótese	Acções	$\sigma_{vertical}^{máx}$ (MPa)	$\sigma_{vertical}^{min}$ (MPa)	$\sigma_{horizontal}^{max}$ (MPa)	$\sigma_{horizontal}^{min}$ (MPa)
1	Peso próprio	0.02	-0.06	0.003	-0.01
	Peso próprio+1 x veículo	0.02	-0.08	0.004	-0.02
	Peso próprio+1.25 x veículo	0.02	-0.10	0.006	-0.02
	Peso próprio+2 x veículo	0.02	-0.15	0.008	-0.03
2	Peso próprio	0.00	-0.08	0.004	-0.003
	Peso próprio+1 x veículo	0.00	-0.10	0.003	-0.004
	Peso próprio+1.25 x veículo	0.00	-0.11	0.005	-0.004
	Peso próprio+2 x veículo	0.01	-0.13	0.009	-0.005

A resultante das reacções horizontais nos elementos laterais (tímpanos e molduras dos arcos) varia entre 1.3% e 1.6% em percentagem da carga total aplicada (5676 kN e 6441 kN), respectivamente, no primeiro caso de carga (peso próprio) e no caso de carga correspondente à acção do peso próprio e acção do veículo com intensidade dois, verificando-se que o acréscimo de carga do veículo (383 kN) conduz a um aumento nas reacções horizontais de 3.7% do valor da carga adicionada.

6.2.6 – Considerações finais sobre o estudo da ponte de S. Lázaro

O estudo numérico da ponte de S. Lázaro apresentado nas secções anteriores permitiu avaliar vários aspectos da resposta estrutural face à acção do peso próprio e tráfego rodoviário e também o desempenho de diferentes estratégias de modelação numérica, nomeadamente no que se refere ao tipo de modelação 2D e 3D, aos modelos constitutivos dos materiais e à acção do tráfego.

Para tal efeito consideraram-se três cenários para a constituição e estado de degradação dos materiais (alvenaria e enchimento) definindo os correspondentes parâmetros mecânicos, de acordo com os critérios apresentados na secção 6.2.3, de forma a traduzir o comportamento de pontes antigas, uma em normais condições de serviço (cenário 1), outra apresentando degradação dos materiais (cenário 2) e uma terceira após reabilitação (cenário 3).

Estes parâmetros mecânicos foram definidos e enquadrados com base em resultados de ensaios de caracterização dos materiais realizados sob amostras extraídas (ou usadas) noutras pontes antigas em alvenaria de pedra. Para o mesmo efeito foram também usados os resultados dos ensaios de vibração ambiental realizados para este caso de estudo depois de concluída a intervenção de reabilitação ocorrida na ponte, representando-se esta condição no cenário 3.

Os blocos foram definidos com comportamento linear elástico. O comportamento das juntas entre blocos e entre a alvenaria e o enchimento, bem como o comportamento do material de enchimento, foram definidos com modelos não lineares, no caso das juntas com o modelo

JOINT_SOFT_CY_T e no caso do enchimento com o modelo DRUCKER_PRAGER, ambos implementados no programa de cálculo CAST3M usado neste estudo.

Relativamente ao cenário 1 foram definidos três modelos, um 3D e dois 2D, pretendendo-se, com o primeiro, representar o comportamento tridimensional da ponte (designando-se este de ***M3D***) e, com os segundos, o comportamento da ponte na direcção longitudinal. Relativamente aos dois modelos 2D, um deles representa o comportamento na zona central (***M2D-ENCH***) e, o outro, o comportamento na zona dos tímpanos (***M2D-TIMP***).

Para o cenário 2 recorreu-se apenas a um modelo 2D representando o comportamento da ponte na direcção longitudinal na zona central (***M2D-ENCH***).

Relativamente ao cenário 3 foram realizadas análises com base na discretização 3D (***M3D***).

Na Tabela 6.55 resumem-se as opções de cálculo consideradas no estudo desta ponte, incluindo-se para cada cenário a indicação do tipo de modelo usado (***M3D***, ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP***), as acções e os modelos de comportamento considerados.

Tabela 6.55: Opções de cálculo da ponte de S. Lázaro sob a acção do peso próprio e tráfego rodoviário.

	Cenário 1			Cenário 2	Cenário 3
Acções:	***M3D***	***M2D-ENCH***	***M2D-TIMP***	***M2D-ENCH***	***M3D***
Peso próprio	● ■	● ▲ ■	● ▲ ■	■	■
Peso próprio e veículo de quatro eixos					
Cargas móveis		▲	▲		
Carga estática na zona do arco	■	■			■
Carga estática na zona do encontro	■	■			■
Peso próprio e veículo tipo II do RSA					
Carga estática na zona do arco		■		■	
Carga estática na zona do encontro				■	

Modelos constitutivos dos materiais:

	●	▲	■
Juntas entre blocos			
Arcos e tímpanos	LINEAR	JOINT_SOFT_CY_T	JOINT_SOFT_CY_T
Pavimento	LINEAR	LINEAR	JOINT_SOFT_CY_T
Juntas entre enchimento e pedra			
Extradorso dos arcos	LINEAR	JOINT_SOFT_CY_T	JOINT_SOFT_CY_T
Entre tímpanos e enchimento	LINEAR	JOINT_SOFT_CY_T	JOINT_SOFT_CY_T
Entre o pavimento e o enchimento	LINEAR	LINEAR	JOINT_SOFT_CY_T
Enchimento	LINEAR	DRUCKER_PRAGER	DRUCKER_PRAGER
Blocos	LINEAR	LINEAR	LINEAR

A resposta à acção do peso próprio, avaliada através de cálculos 2D e 3D e considerando as hipóteses de comportamento linear e não linear dos materiais relativas ao cenário 1, permitiu verificar que sob o efeito do seu peso não ocorre abertura das juntas transversais entre os blocos do arco principal (arco 1). Isto significa também que não ocorrem incursões no regime não linear no comportamento destas juntas, na direcção normal, dado tratarem-se de juntas secas (sem resistência à tracção), tendo-se verificado nas mesmas juntas não ocorrer também cedência por corte. Nas jun-

tas longitudinais do arco (modeladas apenas nos modelos ***M3D***) registaram-se deformações de abertura, tanto nos cálculos lineares como nos cálculos não lineares. Este aspecto, no funcionamento da ponte na direcção transversal, denota o efeito que advém da transmissão dos impulsos actuantes nos tímpanos para o arco, provocando um movimento de abertura e descompressão na direcção transversal, que não é bem traduzido no cálculo linear, uma vez que a transmissão de esforços se mantém mesmo quando ocorre separação nas interfaces entre os elementos da ponte. Nas juntas longitudinais do arco verificou-se ainda ocorrer cedência por corte.

No cenário 3 também não se registaram aberturas nas juntas transversais do arco no modelo 3D, verificando-se nas juntas longitudinais o mesmo efeito de abertura e corte, referido para o cenário 1. No cenário 2, representado apenas no plano, verifica-se ocorrer abertura das juntas transversais, mas não ocorre cedência por corte.

A confrontação dos resultados obtidos nos vários modelos considerados no cenário 1 permitiu verificar que, quer na análise linear quer na análise não linear, globalmente ocorrem os efeitos mais gravosos no modelo ***M2D-ENCH*** e menos gravosos no modelo ***M2D-TIMP***.

Em face dos resultados do cálculo linear, os resultados do cálculo não linear configuram, como expectável, uma situação mais gravosa na ponte em termos dos valores que caracterizam a deformada global, as deformações e as tensões nas juntas, verificando-se que, nos blocos, as máximas e mínimas tensões principais não aumentam (ou mesmo) diminuem como consequência da redistribuição de esforços na ponte motivada pela ocorrência de separação nas interfaces entre elementos.

O estudo da resposta da ponte à acção do tráfego rodoviário baseou-se na aplicação de cargas móveis de modo a definir o percurso de um veículo de quatro eixos sobre o tabuleiro com diferentes velocidades e traduzir a amplificação por efeito da interacção entre o veículo, a ponte e as irregularidades do pavimento. O estudo incluiu também a aplicação de cargas estáticas em posições determinadas, considerando o mesmo tipo de veículo, possibilitando assim a comparação de resultados entre as duas estratégias de simulação da acção do tráfego.

A resposta da ponte à passagem do veículo, mediante a aplicação de cargas móveis amplificadas, na sequência da interacção entre o veículo, a ponte e as irregularidades do pavimento, e considerando diferentes velocidades, baseou-se em cálculos 2D da ponte. De acordo com a estratégia apresentada na secção 6.2.5.1, que engloba três fases de cálculo, tal análise da ponte corresponde à fase 3 e é precedida de outras duas. A primeira, também abrange o estudo da ponte considerando cargas móveis, mas com as intensidades das forças não amplificadas (i.e. as cargas por eixo resultam da resposta estática do veículo e não são incluídos os efeitos das irregularidades). Na fase 2 são

determinadas as cargas por eixo a usar na fase 3. Esta etapa intermédia corresponde à análise dinâmica do veículo face à actuação de um perfil de assentamentos nos rodados do veículo, assentamentos esses correspondentes à soma dos deslocamentos no pavimento determinados na fase 1 e do perfil de irregularidades medido *in situ*, permitindo assim simular o percurso do veículo na ponte.

A resposta dinâmica do veículo ao perfil de assentamentos da ponte e irregularidades do pavimento permitiu verificar maior amplificação dinâmica para as velocidades mais elevadas consideradas na análise (30, 60 e 90 km/h), obtendo-se coeficientes de variação de 10% a 42%, coeficientes estes determinados entre as reacções calculadas nas análises estáticas e dinâmicas. A análise dos espectros FFT, correspondentes às séries temporais das forças de interacção veículo-ponte, permitiu ainda verificar que o maior conteúdo de energia na resposta do veículo ocorre na gama de frequências entre 1.6 e 3.2 Hz, frequências essas associadas a modos de vibração globais do veículo que envolvem movimentos da caixa, verificando-se amplitudes do espectro muito reduzidas para a gama de frequências acima de 4Hz, portanto menor amplificação para a gama de frequências associadas aos modos locais que envolvem movimentos verticais dos eixos e que variam entre 12.6 e 14.4 Hz. Perante as características dinâmicas da ponte, cujas frequências naturais variam entre 6.7 e 15.4 Hz (associadas, respectivamente, a um modo transversal e um vertical), verifica-se que o conteúdo de maior energia da resposta do veículo se afasta da ressonância da ponte.

Nas duas fases de análise da ponte em que se consideraram várias hipóteses de cálculo, nomeadamente, o comportamento linear e não linear dos materiais e as opções de cálculo estático e dinâmico, tendo como base o modelo ***M2D-ENCH***, obtiveram-se resultados que se puderam comparar e a partir dos quais se estabeleceram as seguintes conclusões:

- Quando é activado o comportamento dinâmico e são incluídos os efeitos das irregularidades o deslocamento vertical máximo no arco 1 verifica-se para a velocidade de 30km/h.
- Avaliando os coeficientes de agravamento, entre os resultados obtidos na Fase 1 (sem irregularidades) e os correspondentes valores na Fase 3 (com irregularidades) em termos do deslocamento máximo no arco 1, para a velocidade de 30km/h, verifica-se que adoptando o mesmo tipo de análise nas duas fases, quando são considerados os efeitos das irregularidades (Fase 3) obtêm deslocamentos 1.6 a 6.7% superiores aos obtidos na análise sem incluir os efeitos das irregularidades (Fase 1). Esta tendência de agravamento dos deslocamentos verificada no arco acontece também nos restantes elementos da malha.
- Tomando como referência o deslocamento obtido na análise estática linear com as cargas móveis e sem os efeitos das irregularidades (Fase 1), relativamente ao cálculo em que é activado o comportamento não linear dos materiais obtêm-se coeficientes de agravamento do deslocamento de cerca de 30%. Considerando nas duas fases a activação do comportamento não

linear dos materiais verifica-se um coeficiente de agravamento de cerca de 37%, entre o deslocamento máximo no arco obtido na Fase 3 e o deslocamento obtido na análise estática linear sem os efeitos das irregularidades (Fase 1).

- Verifica-se que a activação do comportamento dinâmico não exerce um efeito significativo no deslocamento máximo no arco 1, nas duas Fases 1 e 3.

A análise das linhas de influência do deslocamento vertical no nó do arco 1 onde ocorre o máximo deslocamento devido à passagem das cargas móveis (nó P1), permitiu ainda verificar que:

- O deslocamento máximo no arco regista-se numa secção situada entre ½ e ⅔ do vão, num passo de cálculo registado após os três primeiros eixos do veículo terem passado sobre essa secção transversal.
- Nos casos em que o comportamento não linear é activado verifica-se menor recuperação do deslocamento vertical no arco nos passos de cálculo subsequentes à passagem do veículo na secção onde é registado o deslocamento vertical máximo.
- No cálculo dinâmico linear correspondente à Fase 1 (sem irregularidades), quando a carga se encontra na zona do arco, a resposta não exibe componentes dinâmicas sendo coincidente com a resposta estática linear; para as mesmas posições de carga, incluindo os efeitos das irregularidades a componente dinâmica da resposta é significativa.
- Quando a carga está nas zonas de entrada e saída da ponte (sobre os encontros) a resposta exibe, em ambas as fases da análise dinâmica linear (sem e com irregularidades), uma componente dinâmica, que é maior quando são incluídos os efeitos das irregularidades.
- Activando o comportamento não linear nas análises dinâmicas, quando as cargas móveis se encontram nas zonas de entrada e saída da ponte, verifica-se que a componente dinâmica exibida no deslocamento vertical do nó P1 é superior à que é registada quando as cargas móveis estão sobre o arco. Como tal, atendendo à posição das cargas móveis em relação ao nó P1, conclui-se que a vibração registada no arco decorre da vibração transmitida pelo enchimento.
- Comparando os resultados traduzidos nas duas linhas de influência do cálculo dinâmico não linear com idênticos parâmetros obtidos através do calculo estático não linear verifica se que o deslocamento do nó P1 é menor neste último caso, apenas quando as cargas estão na zona de entrada da ponte; no restante percurso o resultado é bastante próximo do obtido quando é activado o comportamento dinâmico, verificando-se que a consideração do cálculo dinâmico tem pouca influência na resposta desta ponte.

Os resultados na análise permitiram então concluir que os efeitos dinâmicos registados com a carga sobre o arco advêm essencialmente da resposta dinâmica do veículo (incluída nos valores das cargas móveis actuantes na ponte e que traduzem a influência da interacção entre o veículo, a ponte

e as irregularidades do pavimento na amplificação da resposta do veículo), sendo desprezável a influência da resposta dinâmica da ponte; nas restantes posições da carga (na zona dos encontros) os efeitos dinâmicos advêm também da resposta dinâmica da ponte, determinada principalmente pelo comportamento do enchimento.

Para averiguar a influência no amortecimento traduzido na resposta (numérica) o estudo de sensibilidade ao parâmetro de amortecimento definido no modelo permitiu verificar boa concordância entre a resposta dinâmica não linear e a resposta estática não linear usando valores entre 1.5 e 2% para o parâmetro de amortecimento. Verificou-se que quando é considerado o valor de 1.5% para o coeficiente de amortecimento, o deslocamento máximo no arco 1 aumenta apenas 5.8% em relação à análise, referida nos parágrafos anteriores, em que foi usado 2% para aquele parâmetro.

Na análise do modelo ***M2D-TIMP*** considerando as cargas móveis com a velocidade de 30 km/h obteve-se um coeficiente de agravamento de 108% entre os resultados do cálculo linear estático e do cálculo não linear dinâmico com irregularidades.

A comparação entre a resposta mais desfavorável devido às cargas móveis nos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** e a resposta estática não linear considerando as cargas (estáticas) na mesma posição permitiu verificar que no cálculo com as cargas móveis o deslocamento vertical no arco é 22% superior no modelo ***M2D-ENCH*** e 186% superior no modelo ***M2D-TIMP***, o que denota a influência (significativa) da história de cargas na resposta não linear da ponte.

Para o modelo 3D a resposta às cargas rolantes efectuada com base num cálculo linear estático sem irregularidades e num cálculo dinâmico linear com irregularidades permitiu verificar que o agravamento registado no deslocamento vertical máximo no arco 1 entre os dois cálculos corresponde a cerca de 11%. A identificação do passo de carga para o qual se obteve a resposta mais gravosa na ponte, permitiu ainda avaliar o coeficiente de amplificação dinâmico de 1.04 correspondente à resultante das cargas do veículo aplicadas nesse passo de carga, amplificação essa que resulta da análise dinâmica do veículo correspondente à fase 2.

Por fim, considerando a acção (estática) do veículo com intensidades crescentes na posição mais gravosa na zona do arco, realizaram-se análises não lineares dos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M3D***, cujos resultados puderam ser comparados entre si, tendo-se verificado existir boa concordância, entre os resultados das simulações 2D e 3D.

Para a mesma posição de carga realizaram-se também, com base o modelo ***M3D***, análises considerando as propriedades dos materiais relativas ao cenário após reabilitação (cenário 3), considerando neste caso as hipóteses para o comportamento dos materiais com e sem resistências de pico e coesão, verificando-se existirem reduzidas diferenças entre os dois tipos de materiais. A aná-

lise dos resultados das simulações numéricas que representam os dois cenários (1 e 3) permitiram obter as seguintes conclusões:

- Verifica-se que na direcção longitudinal do arco ocorre abertura nas juntas transversais nas zonas traccionadas do arco mas sem que se forme um mecanismo de roturas, atestando o bom funcionamento do arco.
- A existência de deformações plásticas no enchimento apenas numa zona limitada do enchimento sob a carga atesta o bom funcionamento também do enchimento.
- Na direcção transversal verifica-se existir abertura das juntas longitudinais do arco e também separação e escorregamento entre os tímpanos e a zona central da ponte, constituída pelo enchimento e pavimento, sendo a separação entre elementos concentrada nas camadas superiores e mais gravosa no cenário 1. Na base dos tímpanos verifica-se nos dois cenários que se mantém o contacto entre o enchimento e os tímpanos.
- A simulação da resposta após a reabilitação permitiu verificar uma redução nos efeitos do carregamento expressa nos parâmetros da resposta do arco (deslocamento vertical, tensões principais nos blocos, tensões e deformações nas juntas) verificando-se no deslocamento vertical máximo uma redução de 25% na hipótese sem coesão e de 29% na hipótese com coesão. As tensões principais mínimas nos blocos diminuem entre 23 e 32% e as máximas cerca de 58%. Quanto às tensões nas juntas verifica-se nas tensões normais mínimas (de compressão) uma redução entre 19 e 25%. Nas tensões de tracção, no caso da simulação com coesão, verifica-se que não é excedida a resistência à tracção. As tensões de corte nas juntas transversais também diminuem entre 11 e 25% e nas juntas longitudinais cerca de 50%.

Tendo como base os mesmos dois cenários de constituição dos materiais considerando a posição de carga sobre o encontros, verificou-se o seguinte:

- No cenário após reabilitação (cenário 3) os deslocamentos verticais máximos diminuem cerca de 80% em relação aos deslocamentos verticais máximos registados no cenário antes da reabilitação considerando uma ponte em condições normais de funcionamento (cenário 1).
- Quando é considerado o caso de carga correspondente ao peso próprio e acção do veículo (com intensidade 1) no cenário 3 não ocorrem deformações plásticas no enchimento e no cenário 1 ocorrem apenas numa zona limitada sob a carga.
- A resultante das reacções horizontais nos apoios dos tímpanos e molduras dos arcos correspondem a 6% da carga vertical aplicada considerando a acção do peso próprio no cenário 1 e 1.3% no cenário 3, verificando-se que a adição da carga do veículo conduz a acréscimos na resultante das forças horizontais que valem 6% da carga adicionada no caso do cenário 1 e 3.7% no cenário 3.

- O deslocamento horizontal máximo que traduz o movimento para fora dos tímpanos devido à acção do peso próprio e acção do veículo corresponde a 3.4 mm no cenário 1; no cenário 3 considerando a hipótese do comportamento dos materiais com coesão e resistências de pico o deslocamento vale 0.18 mm e sem coesão nem resistências de pico vale 0.34 mm.
- A degradação de cargas no enchimento apresenta na direcção longitudinal um ângulo de degradação de cerca de 30º, verificando-se que parte da carga (9%) é transmitida ao arco.

Considerando por fim o cenário de constituição dos materiais que traduz o comportamento de uma ponte em condições degradadas (cenário 2) obtiveram-se as seguintes conclusões:

- A acção do veículo tipo II do RSA com intensidade dois aplicada a ¼ do vão em conjunto com a acção do peso próprio conduz à formação de um mecanismo de quatro rótulas no arco, verificando-se ser possível prosseguir o cálculo até este nível de carga devido ao efeito estabilizador do enchimento. Para o nível de carga 3P não se obteve convergência no processo de cálculo não linear.
- Em relação ao vão livre do arco (L=7.5 m) o deslocamento vertical máximo no arco devido à acção do peso próprio corresponde a L/4046, adicionando a carga do veículo com intensidade unitária obtém-se L/247 e com intensidade de dois, L/61.
- Comparando a resposta da ponte para o mesmo caso de carga (peso próprio e veículo tipo II do RSA a ¼ de vão com intensidade dois) considerando os cenários correspondentes a uma ponte em condições usuais de serviço e uma ponte em estado degradado (cenário 1 e 2, respectivamente) verifica-se que no primeiro cenário as deformações máximas no enchimento são duas ordens de grandeza inferiores às deformações máximas verificadas no cenário 2, constatando-se também que o valor máximo de abertura das juntas entre blocos do arco (1.9 mm) no cenário 1 é cerca de 32 vezes inferior ao valor máximo registado no cenário 2 (60.9 mm).
- Verifica-se que a posição de carga do veículo no arco 1 a ¼ de vão é mais gravosa que a posição do veículo centrada a ½ vão, para a qual, não se verifica a formação de um mecanismo de rótulas no arco considerando o nível de intensidade de carga de dois, o que acontece com a carga a ¼ de vão.
- Considerando uma carga concentrada aplicada a ½ vão é mobilizado um mecanismo de cinco rótulas no arco para um nível de carga de 450 kN.
- A resposta da ponte com a carga na zona do encontro também exibe no enchimento deformações máximas elevadas ($\varepsilon_y^{tot} = 13.01\%$ e $\varepsilon_y^{tot} = -6.52\%$ para o caso de cargas correspondente ao peso próprio e acção do veículo) em correspondência com igualmente apreciáveis valores das deformações plásticas nessas zonas ($\varepsilon_y^{p} = 13.01\%$ e $\varepsilon_y^{p} = -5.28\%$).

6.3 – CASO DE ESTUDO DA PONTE DA LAGONCINHA

6.3.1 – Descrição da ponte e enquadramento do trabalho

Com o estudo da ponte da Lagoncinha, que se apresenta nesta secção, pretendeu-se avaliar a resposta da ponte à acção do tráfego rodoviário através do modelo de cargas rolantes apresentado no Capítulo 5 usando para o efeito o modelo geométrico baseado no MEF discretizado num trabalho precedente (Costa, 2002) e considerando, no presente trabalho, os modelos constitutivos JOINT_SOFT_CY_T e DRUCKER_PRAGER, respectivamente, para as juntas e material de enchimento, também apresentados no Capítulo 5.

Trata-se de uma ponte de tipologia medieval em alvenaria de granito com cerca de 130 m de comprimento e 3.5 m de largura, constituída por seis arcos, três de volta inteira e os restantes levemente ogivais, conforme se pode observar no alçado incluído na Figura 6.109.



Figura 6.109: Alçado de montante da ponte da Lagoncinha (DGEMN, 1957).

A ponte em estudo foi discretizada com elementos finitos volumétricos contínuos nas zonas dos enchimentos, lajeta de distribuição, pavimento, talhantes e quebrantes. Por sua vez, os blocos dos arcos foram discretizados com elementos finitos volumétricos individualizados por elementos de junta. Este tipo de elementos foi usado também na discretização das interfaces entre arcos e o enchimento e entre os talhantes e quebrantes e o corpo principal da ponte.

Como referido anteriormente, foi usada a malha de elementos finitos usada no contexto de um trabalho precedente (Costa, 2002) onde é apresentada uma descrição detalhada sobre a metodologia e outros aspectos que serviram de base à definição da malha de elementos finitos se ilustra na Figura 6.110.

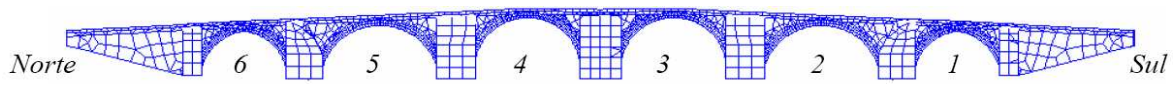


Figura 6.110: Vista de jusante da malha elementos finitos da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002).

As condições fronteira adoptadas no modelo consistiram em bloquear as translações na base dos arcos, dos enchimentos e dos talhantes e quebrantes, isto é, na superfície de contacto entre aqueles elementos e a sua fundação. Na base e extremidades dos encontros foram impostas condições fronteira do mesmo tipo.

A definição das propriedades do modelo numérico, nomeadamente as características mecânicas dos materiais, foi efectuada com base em resultados de ensaios laboratoriais e das observações registadas na fase de inspecção, posteriormente, ajustados de forma a se obter concordância entre as frequências e modos de vibração medidas *in situ* e as determinadas numericamente através da análise modal linear da estrutura (Costa, 2002). Na Tabela 6.56 incluem-se os valores que caracterizam as três primeiras frequências e tipos de modo de vibração calculados e identificados experimentalmente. Nas Tabelas 5.57 e 5.58 incluem-se, respectivamente, os parâmetros elásticos atribuídos aos elementos volumétricos e juntas.

Tabela 6.56: Frequências próprias calculadas e identificadas da ponte da Lagoncinha.

Frequências calculadas (Hz)	Frequências identificadas (Hz)	Tipo de modo de vibração
3.814	3.918	1º modo transversal
4.782	4.687	2º modo transversal
5.481	5.334	3º modo transversal

Tabela 6.57: Propriedades mecânicas dos elementos volumétricos.

Zona de blocos	Módulo de Elasticidade (GPa)	Peso específico (kN/m^3)	Coeficiente de Poisson
Arcos	25 a 35	26	0.2
Talhantes e quebrantes	0.6 a 4.9	19 a 21	0.2
Enchimento	0.4 a 6.5	18 a 21	0.2 a 0.33
Lajeta de distribuição	10	25	0.2
Pavimento	2.1	25	0.2

Tabela 6.58: Propriedades mecânicas das juntas.

Tipos de juntas	Rigidez Normal (MPa/mm)	Rigidez Tangencial (MPa/mm)
Juntas entre os blocos dos arcos	4.46 a 6.24	0.48 a 0.69
Juntas entre os arcos e o enchimento	4.0 a 65.0	1.67 a 27.1
Juntas entre os talhantes e quebrantes e a restante estrutura	0.0032	0.0038

No que se refere às leis constitutivas usadas na análise não linear, para os elementos de junta na zona dos arcos 5 e 6 (que correspondem, respectivamente, ao arco mais flexível da ponte e ao arco onde se verificou existir maior concentração de danos) usou-se o modelo JOINT_SOFT_CY_T considerando as leis de carga em compressão e corte definidas no trabalho precedente e os ciclos de descarga/recarga em compressão definidos com base nas leis determina-

das nos ensaios laboratoriais de compressão cíclica em juntas secas, apresentados no Capítulo 4, também usados na análise da ponte de S. Lazaro e ilustrados na Figura 6.6-b. A superfície de cedência de Mohr-Coulomb foi definida considerando o ângulo de atrito de 35.6º e coesão nula.

O comportamento não linear do material de enchimento na zona do arco 5 foi definido através do modelo DRUCKER_PRAGER com endurecimento e plasticidade não associada considerando para a fase elástica os parâmetros de deformabilidade apresentados na Tabela 6.57 e a superfície de cedência definida com base nos resultados dos ensaios triaxiais no material de enchimento da ponte de Vila Fria apresentados no Capítulo 4, considerando-se um ângulo de atrito de 35.5º, coesão 9.4kPa e ângulo de dilatância 6º.

Trata-se assim de uma configuração hipotética, dado que, não existindo outros dados, se pretende avaliar a influência das irregularidades nesta ponte.

6.3.2 – Efeito do tráfego rodoviário

A influência da velocidade das cargas rolantes considerando a interacção veículo-ponte e perfil de irregularidades do pavimento foi avaliada mediante cálculos lineares dinâmicos nas três fases da análise considerando as velocidades de 20, 30, 60 e 90 km/h.

O número de passos, *n*, usado nos cálculos dinâmicos foi determinado através da equação (5.85), onde o intervalo de tempo de cada passo considerado foi 0.01 s e o comprimento total a percorrer pelo veículo 157.74 m (ver Tabela 6.59).

Tabela 6.59: Número de passos de cálculo e distância percorrida em cada passo para $\Delta t = 0.01s$ e diferentes velocidades consideradas.

	Velocidade (km/h)			
	20	30	60	90
n	2723	1816	947	605
Δx (m)	0.056	0.083	0.160	0.250

Adicionalmente, foram realizados cálculos não lineares (dinâmicos e estáticos) considerando a passagem das cargas rolantes e o perfil de irregularidades para a velocidade de 90 km/h; neste caso activou-se o comportamento não linear das juntas entre blocos dos arcos 5 e 6 e também nas juntas entre os dois referidos arcos e o enchimento.

Posteriormente, procedeu-se também à análise da resposta não linear da ponte considerando o efeito da acção do tráfego mediante cálculos estáticos e a posição do veículo mais desfavorável em

termos do deslocamento vertical no arco 5. Neste caso activou-se também o comportamento não linear do enchimento.

O coeficiente de amortecimento considerado nos cálculos dinâmicos lineares foi de 5% e nos cálculos não lineares foi de 1.5%. No caso da análise dinâmica linear foi efectuado um estudo de sensibilidade face ao coeficiente de amortecimento e ao incremento de tempo, considerando valores entre 3 e 5 % para o caso do coeficiente de amortecimento e valores entre 0.01 e 0.005 s para o incremento de tempo, verificando-se, como resultados desse estudo, tratarem-se de parâmetros pouco influentes na resposta dinâmica linear.

6.3.2.1 – Resposta do veículo

Nos gráficos da Figura 6.111 mostra-se, a título de exemplo, a evolução das reacções no eixo 3 para as velocidades de 20, 30, 60 e 90 km/h e na Figura 6.112 os correspondentes espectros determinados com base na transformada rápida de Fourier (FFT), neste caso para os oito rodados do veículo.

De acordo com os gráficos da Figura 6.112, as maiores amplitudes do espectro FFT verificam-se para a velocidade de 60 km/h, na gama de frequências naturais do veículo associadas aos modos globais (1.6 a 3.2 Hz). Para as velocidades de 20 e 30 km/h o espectro FFT exibe maiores amplitudes para a gama de frequências entre 3 e 6 Hz, que correspondem às frequências naturais da ponte, pelo que é razoável admitir que, possa ser esta a mais gravosa para a ponte.

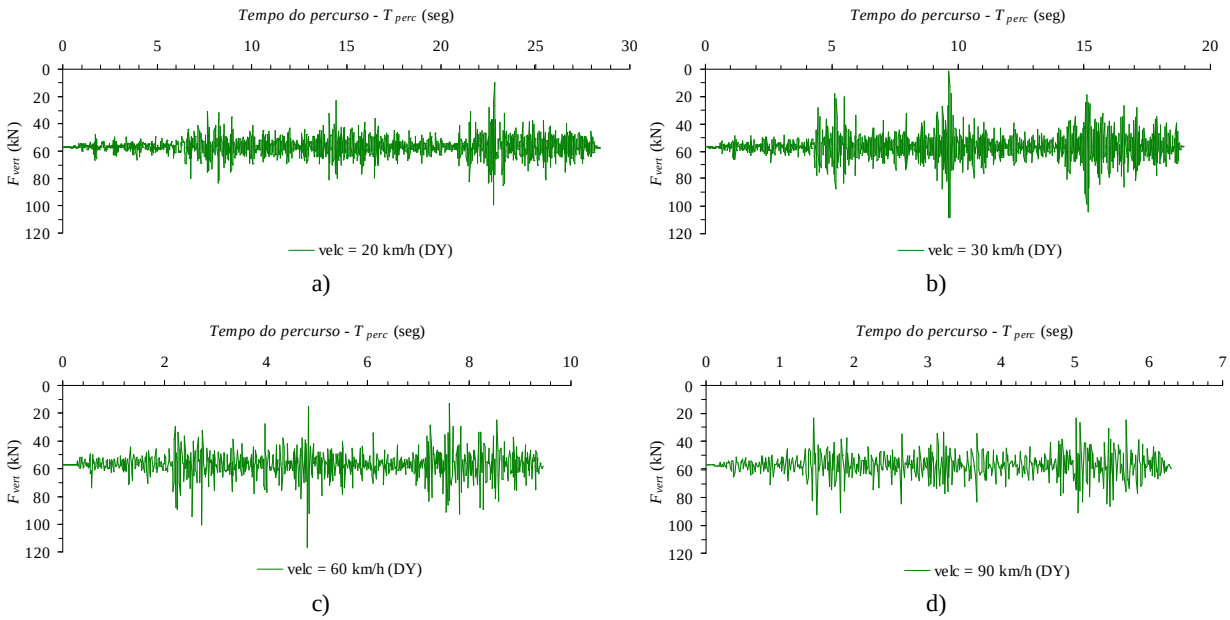


Figura 6.111: Influência da velocidade na resposta do veículo. Reacções no eixo 3 para as velocidades de 20 km/h (a), 30 km/h (b), 60 km/h (c), 90 km/h (d).

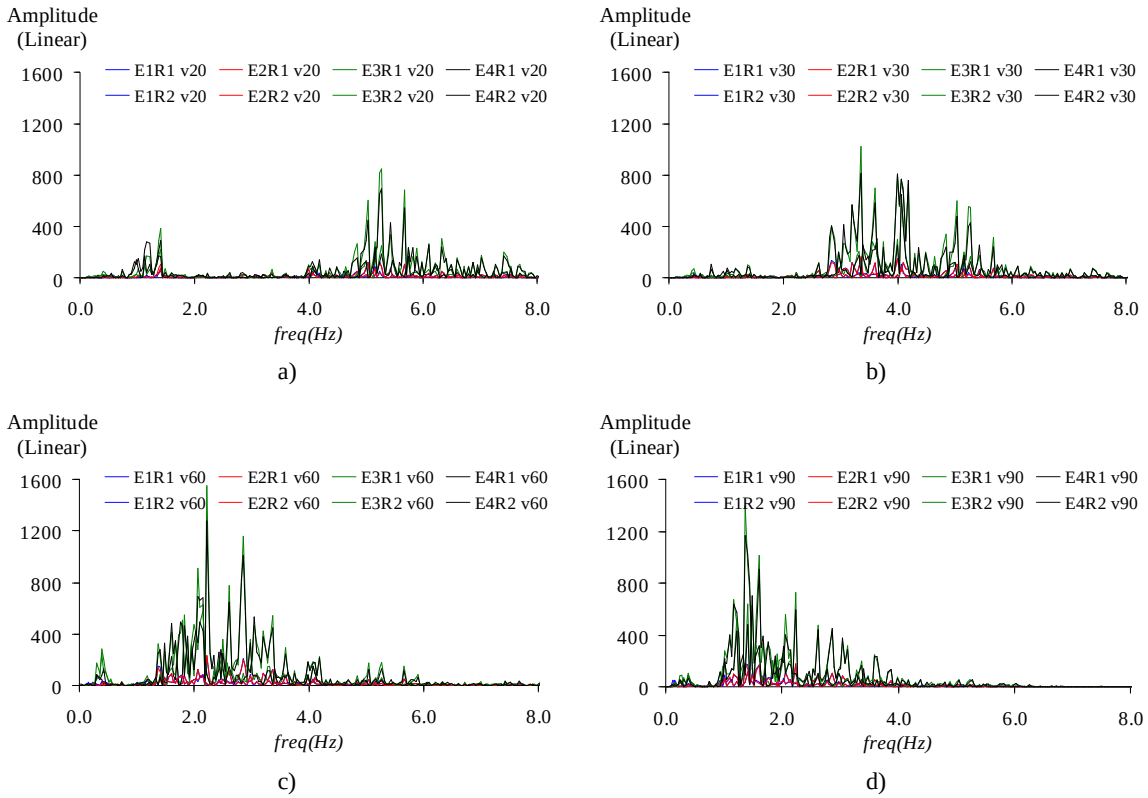


Figura 6.112: Transformada rápida de Fourier (FFT) correspondente à resposta do veículo, face à acção dos assentamentos do tabuleiro e irregularidades, no rodado 1 do eixo 3 para as velocidades de 20 km/h (a), 30 km/h (b), 60 km/h (c), 90 km/h (d).

Na Tabela 6.60 apresentam-se os coeficientes de agravamento, entre a resposta dinâmica do veículo e resposta estática, determinados de acordo com a expressão (6.2b), correspondentes às reacções nos rodados em cada um dos quatro eixos do veículo. Os valores apresentados na tabela indicam que os efeitos dinâmicos na resposta do veículo face à actuação dos assentamentos, constituídos pela soma dos deslocamentos da ponte e irregularidades do pavimento, são maiores para a velocidade de 60 km/h, verificando-se que o máximo acréscimo (140 %), entre os valores das reacções nos rodados, obtidos na resposta estática do veículo e na resposta dinâmica, ocorre no eixo 4.

Tabela 6.60: Coeficientes de agravamento máximos relativos às reacções nos rodados.

Velocidade	$coef_{DY_2}$ (%)			
(km/h)	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 3	Eixo 4
20	36	44	74	96
30	46	56	90	131
60	54	64	105	140
90	42	49	75	105

6.3.2.2 – Resposta da ponte à acção das cargas rolantes.

6.3.2.2 – a) Análise linear dinâmica

Na Figura 6.113 apresentam-se as linhas de influência do deslocamento vertical no nó P1 do arco 2 (ver Figura 6.113-a) devido à passagem do veículo no sentido Norte-Sul considerando os quatro valores de velocidade (20, 30, 60 e 90 km/h). As linhas representadas a traço grosso referem-se à resposta linear dinâmica da ponte sem incluir na análise os efeitos das irregularidades e as linhas a troço fino à resposta linear dinâmica incluindo os efeitos das irregularidades (Fase 1 e Fase 3, respectivamente).

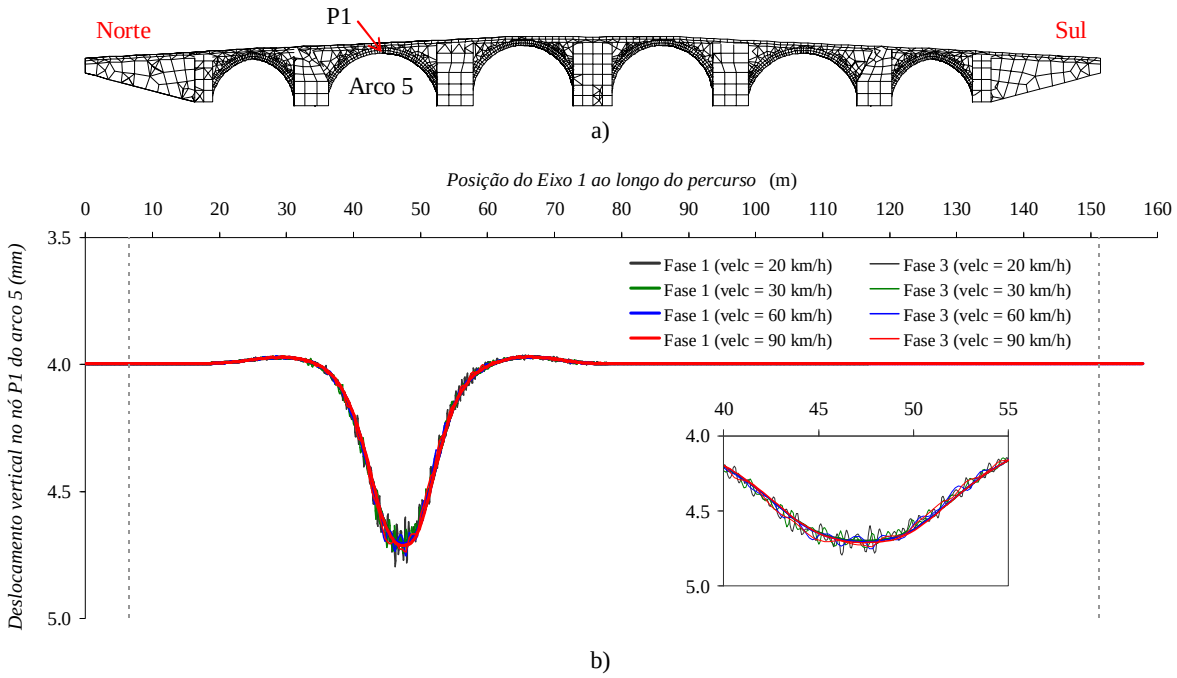


Figura 6.113: Linhas de influência do deslocamento vertical. Resposta linear dinâmica da ponte para cargas rolantes sem e com efeito das irregularidades (Fase 1 e Fase 3, respectivamente).

Na Tabela 6.61incluem-se os correspondentes valores máximos dos deslocamentos verticais máximos no nó P1 do arco 5 devidos à passagem do veículo, incluindo-se também o coeficiente de agravamento entre a resposta obtida na Fase 1 e Fase 3.

Tabela 6.61: Deslocamentos verticais máximos no nó P1 do Arco 5 devidos à passagem do veículo. Resultados da análise linear dinâmica.

	$d_v^{dy\,l}$ (mm)			
Velocidade (km/h):	20	30	60	90
Fase 1 - sem irregularidades	4.70	4.70	4.70	4.70
Fase 3 - com irregularidades	4.80	4.74	4.75	4.74
Coeficiente de agravamento	2%	1%	1%	1%

Os resultados mostram que a resposta dinâmica linear da ponte face à passagem das cargas rolantes sem incluir as irregularidades do pavimento (Fase 1) exibe componentes dinâmicas muito reduzidas, verificando-se que o deslocamento máximo no nó P1 é independente da velocidade. Quando é considerado o perfil de irregularidades no contacto rodado-pavimento (Fase 3), as oscilações exibidas na linha de influência do deslocamento vertical (ver linhas a traço fino na Figura 6.113) denotam a presença de componentes dinâmicas mais significativas, todavia o agravamento provocado pela soma das irregularidades ao perfil de assentamentos no contacto rodado-pavimento é muito reduzido, obtendo-se no máximo um acréscimo de 2% do deslocamento vertical para a velocidade de 20 km/h (ver Tabela 6.61).

6.3.2.2 – b) Análise não linear

A resposta não linear da ponte face à passagem das cargas rolantes e irregularidades do pavimento foi obtida considerando as hipóteses de cálculo dinâmico e estático e a velocidade de 90 km/h. A opção por este valor da velocidade deveu-se ao facto de assim ser considerado um menor número de passos na história de cargas e consequentemente diminuir o tempo de cálculo necessário. Neste caso, optou-se também por interromper o percurso das cargas sobre o pavimento, na zona do arco 5, dado que o comportamento não linear dos materiais foi activado apenas na zona do arco 5, sendo que no cálculo dinâmico o percurso das cargas foi definido entre as secções 0 m e 60 m e no cálculo estático considerou-se a passagem do veículo entre as secções 32.8 m e 49.6 m.

Na Figura 6.114 apresentam-se as linhas de influência do deslocamento vertical do nó P1, cuja localização foi já indicada na Figura 6.113, determinadas nos cálculos não lineares dinâmico e estático. Os correspondentes valores máximos do deslocamento vertical apresentam-se também na Tabela 6.62 juntamente com o valor máximo obtido para a mesma velocidade no cálculo dinâmico linear.

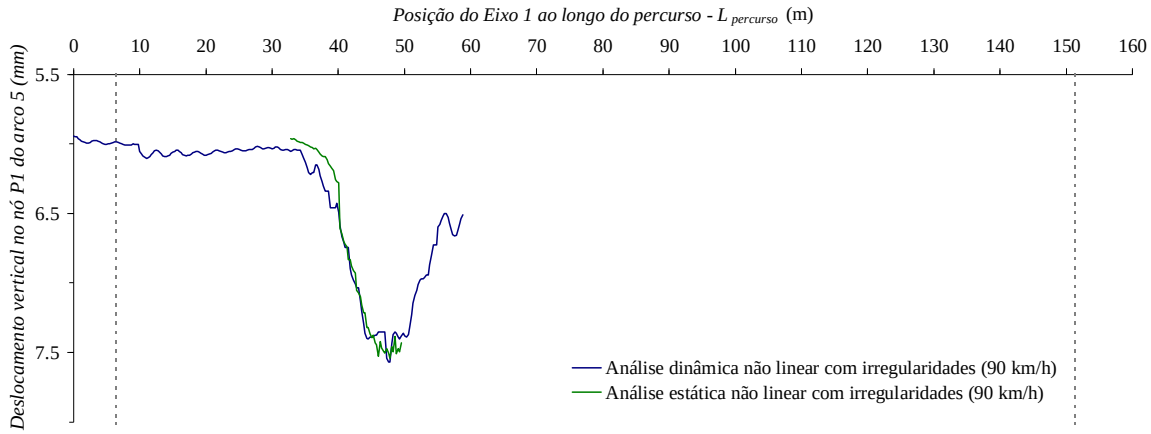


Figura 6.114: Linhas de influência do deslocamento vertical. Resposta não linear dinâmica da ponte para cargas rolantes com efeito das irregularidades (Fase 3).

Tabela 6.62: Deslocamentos verticais máximos no nó P1 do Arco 5 devidos à passagem do veículo e efeitos das irregularidades do pavimento. Resultados da análise dinâmica linear, não linear dinâmica e não linear estática para a velocidade de 90 km/h.

	$d_v^{dy\ l}$ (mm)	$d_v^{dy\ nl}$ (mm)	$d_v^{st\ nl}$ (mm)
Velocidade (km/h):	90	90	-
Fase3 - com irregularidades	4.74	7.57	7.54

No caso da resposta não linear dinâmica para a velocidade de 90 km/h verifica-se que o valor do deslocamento vertical, 7.57 mm, aumenta cerca de 60% em relação ao valor 4.74 mm obtido no cálculo dinâmico linear. Através da análise não linear estática o deslocamento vertical máximo obtido vale 7.54 mm, 0.4% inferior ao deslocamento máximo resultante do cálculo não linear dinâmico.

6.3.2.3 – Resposta da ponte à acção da carga estática do veículo

Atendendo aos resultados dos cálculos referidos na secção anterior, identificaram-se os casos de carga mais desfavoráveis no sentido de proceder a novos cálculos activando o comportamento não linear dos materiais (juntas e enchimento) considerando a actuação de cargas estáticas nas posições de carga mais desfavoráveis registadas no cálculo dinâmico linear com irregularidades. Para o efeito foram usados os correspondentes valores das forças concentradas correspondentes às reacções determinadas na análise dinâmica do veículo para a velocidade de 30 km/h que se apresentam na Tabela 6.63, onde se indicam também os valores das reacções nos quatro eixos do veículo e correspondentes posições para as velocidades de 20, 60 e 90 km/h.

Comparando os valores totais das reacções incluídos na penúltima linha na Tabela 6.63 com o peso total do veículo obtêm-se os coeficientes de amplificação dinâmica que variam entre 1.08 e 1.02 para as três velocidades mais elevadas e para a velocidade mais baixa verifica-se que aquele coeficiente é inferior à unidade.

Tabela 6.63: Valores das reacções nos rodados correspondentes à posição mais desfavorável sobre a ponte.

Velocidade (km/h) Posição do eixo 1 (m)	20 46.3	30 47.4	60 47.7	90 47.8
Cargas por eixo do veículo (kN)				
Eixo 1 rodado 1	49.99	51.54	56.71	55.60
rodado 2	52.76	48.64	53.96	53.99
Eixo 2 rodado 1	35.87	45.77	41.49	42.87
rodado 2	42.44	43.78	43.31	45.62
Eixo 3 rodado 1	45.57	67.53	72.99	62.37
rodado 2	58.93	58.15	56.90	57.11
Eixo 4 rodado 1	33.89	57.15	32.47	33.35
rodado 2	42.55	42.43	39.75	39.89
Total	362.00	414.99	397.58	390.80
Coeficiente de amplificação dinâmica	0.94	1.08	1.03	1.02

Na Tabela 6.64 incluem-se os resultados da análise não linear estática considerando a acção do peso da ponte e veículo com os três níveis de intensidade indicados (1, 1.5 e 3.3), em termos do deslocamento vertical no nó P1 do Arco 5 e o comportamento não linear nas juntas dos arcos 5 e 6. Na Tabela 6.65 incluem-se idênticos resultados activando também o comportamento não linear no material de enchimento.

Tabela 6.64: Resultados do cálculo não linear estático considerando a acção do peso da ponte e as cargas do veículo com intensidades crescentes. Juntas do arco 5 e 6 com comportamento não linear.

Intensidade da carga do veículo:	0	1	1.5	3.3
d_v (mm)	5.94	6.70	7.05	9.10

Tabela 6.65: Resultados do cálculo não linear estático considerando a acção do peso da ponte e as cargas do veículo com intensidades crescentes. Juntas e enchimento na zona do arco 5 e 6 com comportamento não linear.

Intensidade da carga do veículo:	0	1	1.5	3.3
d_v (mm)	6.11	7.22	7.84	9.82

Activando simultaneamente o comportamento não linear nas juntas e na zona de enchimento sobre o arco 5 o deslocamento vertical regista um aumento de 7.2% em relação ao cálculo onde o comportamento não linear é apenas activado nas juntas.

Verifica-se que o deslocamento vertical regista uma tendência de crescimento linear à medida que se aumenta a intensidade da acção do veículo.

Comparando o valor do deslocamento obtido no cálculo dinâmico não linear considerando as cargas rolantes sobre a ponte, $d_v^{dy\ nl} = 7.57mm$ (ver Tabela 6.62), com o valor determinado no cálculo estático, $d_v^{est\ nl} = 6.70mm$ (ver Tabela 6.64) verifica-se que o efeito da história de cargas conduz a um valor do deslocamento vertical 11.5% superior ao obtido no cálculo estático considerando apenas a posição de carga mais desfavorável.

6.3.2.4 – Síntese geral dos resultados da análise da ponte da Lagoncinha

Para o estudo da resposta da ponte da Lagoncinha à acção de cargas rolantes com efeitos das irregularidades foi usado o modelo geométrico discretizado num trabalho precedente (Costa, 2002) considerando os modelos constitutivos JOINT_SOFT_CY_T e DRUCKER_PRAGER, respectivamente, para as juntas e material de enchimento.

A influência da velocidade das cargas rolantes foi avaliada por meio de cálculos lineares dinâmicos nas três fases da análise considerando as velocidades de 20, 30, 60 e 90 km/h.

A resposta dinâmica do veículo face à actuação dos assentamentos, constituídos pela soma dos deslocamentos da ponte e irregularidades do pavimento permitiu verificar o seguinte:

- Para a velocidade de 60 km/h obtêm-se coeficientes de amplificação dinâmica superiores aos verificados para as restantes velocidades consideradas no cálculo, registando-se nas reacções do eixo 3 o maior coeficiente de amplificação dinâmica de 2.4.
- Os espectros FFT das reacções nos rodados caracterizam-se por maiores amplitudes na gama de frequências naturais do veículo associadas aos modos globais (1.6 a 3.2 Hz) para a velocidade de 60 km/h e na gama de frequências entre 3 e 6 Hz, que correspondem às frequências naturais da ponte, as maiores amplitudes dos espectros registam-se para as velocidades de 20 e 30 km/h.
- Considerando o passo de carga mais gravoso para a ponte (avaliado na Fase 3 com a velocidade de 30 km/h) verifica-se que a resultante das reacções do veículo, nesse passo de carga, correspondem a um coeficiente de amplificação dinâmico de 1.08.

O estudo do comportamento da ponte à acção das cargas rolantes permitiu obter as seguintes conclusões:

- A resposta dinâmica linear da ponte face à passagem das cargas rolantes sem incluir as irregularidades do pavimento (Fase 1) exibe componentes dinâmicas muito reduzidas, verificando-se que o deslocamento máximo no arco (no nó P1 onde se regista o valor máximo do deslocamento) é independente da velocidade. Quando é considerado o perfil de irregularidades no contacto rodado-pavimento (Fase 3), as oscilações exibidas na linha de influência do deslocamento vertical denotam a presença de componentes dinâmicas mais significativas, todavia o agravamento provocado pela soma das irregularidades ao perfil de assentamentos no contacto rodado-pavimento é muito reduzido, obtendo-se no máximo um acréscimo de 2% do deslocamento vertical para a velocidade de 20 km/h.
- No caso da resposta não linear dinâmica para a velocidade de 90 km/h verifica-se que o valor do deslocamento vertical (7.57 mm) aumenta cerca de 60% em relação ao valor (4.74 mm) obtido no cálculo dinâmico linear. Através da análise não linear estática o deslocamento vertical máximo obtido (7.54 mm) é 0.4% inferior ao deslocamento máximo resultante do cálculo não linear dinâmico.

Seleccionando a posição mais desfavorável das cargas para a resposta do arco 1 em termos do deslocamento vertical máximo obtém-se as seguintes conclusões:

- Activando simultaneamente o comportamento não linear nas juntas e na zona de enchimento sobre o arco 5 o deslocamento vertical regista um aumento de 7.2% em relação ao cálculo onde o comportamento não linear é apenas activado nas juntas.
- Verifica-se que o deslocamento vertical regista uma tendência de crescimento linear à medida que se aumenta a intensidade da acção do veículo.
- Comparando o valor do deslocamento obtido no cálculo dinâmico não linear considerando as cargas rolantes sobre a ponte, $d_v^{dy\ nl} = 7.57mm$, com o valor determinado no cálculo estático, $d_v^{est\ nl} = 6.70mm$ verifica-se que o efeito da história de cargas conduz a um valor do deslocamento vertical 11.5% superior ao obtido no cálculo estático considerando apenas a posição de carga mais desfavorável.

6.4 – CASO DE ESTUDO DA PONTE DE VILA FRIA

6.4.1 – Enquadramento e descrição da ponte

A ponte de alvenaria de pedra de Vila Fria foi construída recentemente por iniciativa da Câmara Municipal de Felgueiras (CMF) com o objectivo de substituir uma antiga passagem em condições de segurança deficientes.

A nova Ponte de Vila Fria cuja vista geral se ilustra na Figura 6.115 possui um perfil longitudinal simétrico em cavalete. O tabuleiro, com 6.0 metros de largura, apoia-se em cinco arcos de volta perfeita com vãos que variam entre 4.28 e 5.79 metros. Os talhamares existentes nos 4 pilares centrais possuem secção triangular. No lado jusante existem talhantes, no prolongamento dos seis pilares, com secção rectangular. Os arcos apoiam-se nestes pilares de pedra e transmitem os seus esforços às microestacas de fundação, através de um maciço de encabeçamento em betão armado. Cada encontro com 11.6 metros é constituído por dois muros ala de secção variável em altura, preenchido no seu interior por um enchimento em *tout-venant*. Na camada mais à superfície do enchimento da ponte foi adicionada uma pequena quantidade de cimento (cerca de 7% em peso).

A estrutura de alvenaria dos arcos, pilares, tímpanos e talhamares é constituída por blocos de pedra de granito e juntas de argamassa hidrofugada (SECIL, 2005) com espessura de aproximadamente 7 mm. O pavimento é constituído por lajedo regular em granito (ver Figura 5.79-c) e as guardas laterais também são construídas em blocos de pedra de idêntico material.

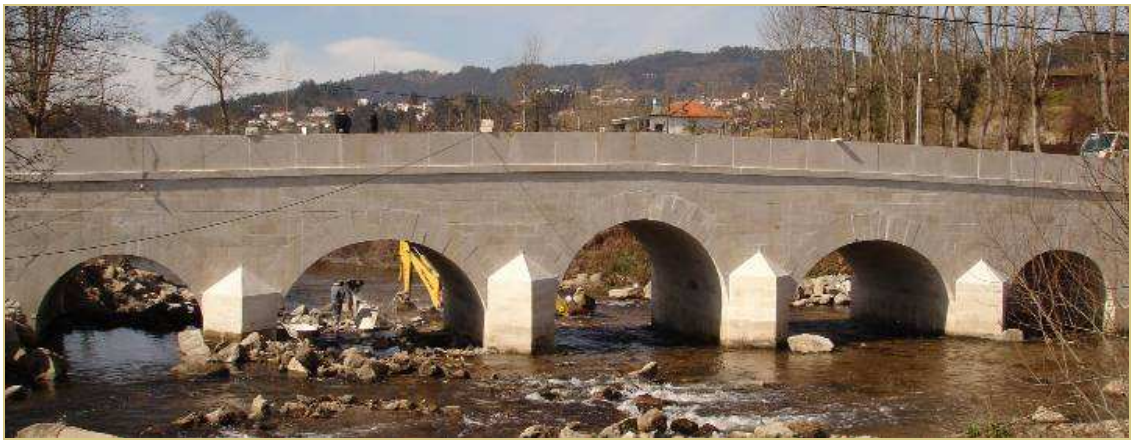


Figura 6.115: Vista Geral da Ponte.

A iniciativa contou com o apoio do Instituto da Construção (IC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) ao abrigo de um protocolo de colaboração entre a CMF e o IC com o objectivo de contribuir para o conhecimento da resposta estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra. Neste contexto, foi desenvolvido na FEUP um estudo pluridisciplinar, que abarca quer a componente de modelação e análise estrutural, cujos resultados se apresentam nesta secção, quer a de experimentação local sobre a construção e em laboratório sobre amostras de materiais, no contexto da qual se inclui a caracterização dos materiais apresentada no Capítulo 4.

6.4.1.1 – Critérios de base para o projecto

A elaboração do projecto para a nova ponte procurou respeitar vários critérios e condicionantes do local. Entre eles, tal como para qualquer outro tipo de ponte, atendeu-se à topografia do local e às condicionantes do meio ambiente em que a ponte está inserida que, neste caso, se trata de uma zona rural. Na Figura 6.116 apresenta-se uma planta de implantação e envolvente do local onde se inclui também a localização da ponte antiga.

Adicionalmente, as linhas orientadoras definidas pela Câmara indicavam que a Ponte deveria ser em alvenaria de pedra de granito, respeitando os pegões existentes (dentro do possível) e vencendo esses vãos com arcos de volta inteira, sendo que a largura do tabuleiro deveria ser aumentada para permitir a passagem de tráfego rodoviário (Costa *et al.*, 2001c).

Para a definição da forma geral da ponte atendeu-se às tipologias correntes das pontes de pedra romanas e medievais (ver secção 2.3). Neste contexto, e do ponto de vista da forma global, a ponte de Vila Fria possui tipologia idêntica à das pontes medievais, apesar de ser uma ponte actual. Deve-se isto ao facto de os arcos pelos quais é constituída possuírem diferentes formas, sendo o central mais elevado e, como consequência, o perfil longitudinal do tabuleiro apresentar duas rampas que convergem sobre o coroamento do arco central; sendo estas de facto características correntes das antigas pontes medievais. Já a forma circular dos arcos e as grandes dimensões das aduelas constituem características mais usuais das pontes romanas.

Finalmente, experiência dos autores em estudos precedentes sobre pontes de alvenaria de pedra (Costa, 2002) e outras estruturas de alvenaria, bem como, outros estudos neste domínio efectuados por outros autores, que serão citados mais a frente neste trabalho, contribuíram para o entendimento do funcionamento deste tipo de estruturas e por conseguinte para a definição da solução encontrada.

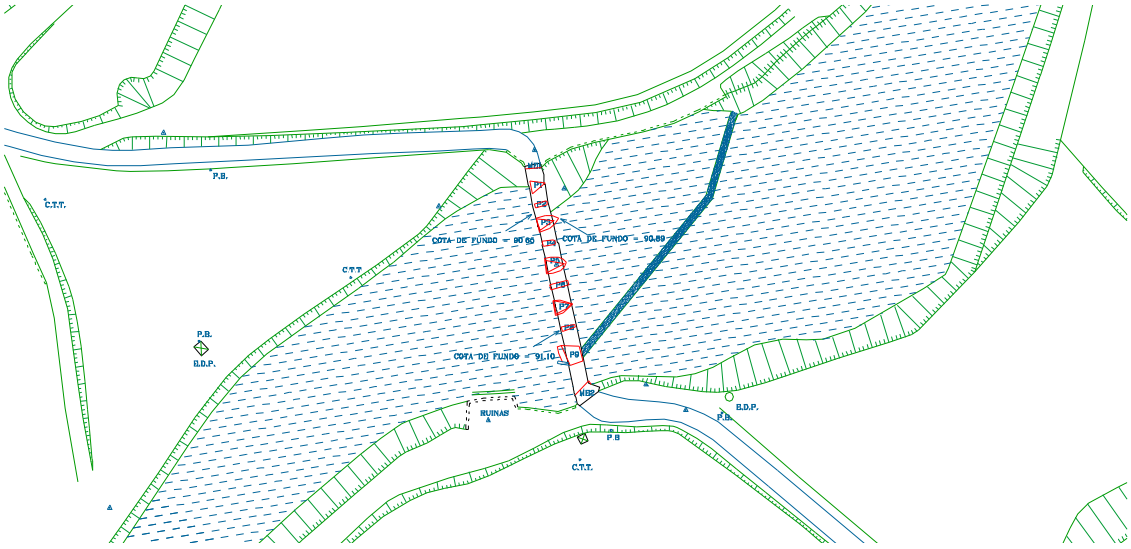


Figura 6.116: Planta da e envolvente do local e localização da ponte antiga.

As dimensões dos vários componentes da ponte foram previamente estimadas com base em relações empíricas de natureza geométrica obtidas a partir de um conjunto de observações em pontes em arco de alvenaria de pedra pelos autores Lagomarsino (1999) e Gambarotta (1999) a propósito, respectivamente, do estudo das pontes de alvenaria da linha ferroviária Genova-Ovada e do estudo, mais geral, sobre as pontes de alvenaria dos sistemas rodoviário e ferroviário de Itália (Costa *et al.*, 2004b).

No Anexo 6.3 incluem-se os detalhes da aplicação desse estudo baseado nas relações geométricas apresentadas nos trabalhos referidos no parágrafo anterior.

Na Figura 6.117 apresenta-se o alçado de jusante da ponte cotado incluindo-se também notação dos diversos elementos estruturais. Os valores adoptados para a espessura dos arcos, largura em planta do pilar da ponte, espessura do enchimento na zona do coroamento do arco, espessura camada de sub-base e espessura do pavimento estão incluídos na Tabela 6.66. Sendo simétrica a geometria da ponte as dimensões atribuídas às zonas dos arcos 4 e 5 e dos pilares 4, 5 e 6 são idênticas às apresentadas para os elementos que constam na Tabela 6.66 considerando o eixo de simetria que passa pelo centro do arco 3.

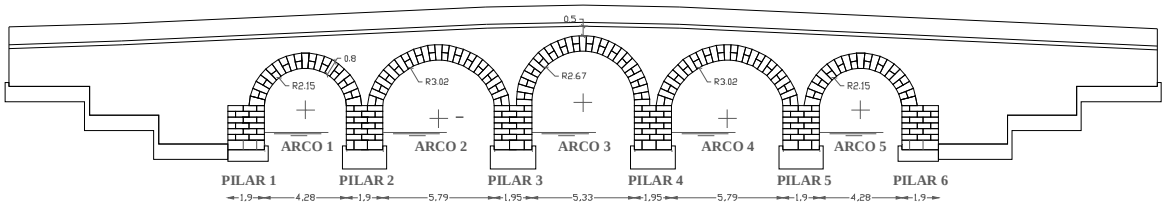


Figura 6.117: Alçado de montante da ponte de Vila Fria.

Tabela 6.66: Dimensões atribuídas: (a) espessura dos arcos, (b) largura em planta dos pilares e (c) outros.

a) Arcos

	Vão (m)	Flecha (m)	Espessura (m)
Arco 1	4.30	2.15	0.80
Arco 2	5.80	2.90	0.80
Arco 3	5.30	2.65	0.80

Nota: Dimensões dos arcos 4 e 5 idênticas às dos arcos 2 e 1.

b) Pilares

	Altura do Pilar (m)	Largura em Planta do Pilar (m)
Pilar 1	2.00	1.90
Pilar 2	2.00	1.90
Pilar 3	2.00	1.95

Nota: Dimensões dos pilares 4, 5 e 6 idênticas às dos pilares 3, 2 e 1.

c) Outros

	Espessura (m)
Enchimento no coroamento dos arcos (valor mínimo)	0.51
Camada de sub-base	0.13
Pavimento (lajedo de pedra)	0.20
Tímpanos (valor mínimo)	0.80

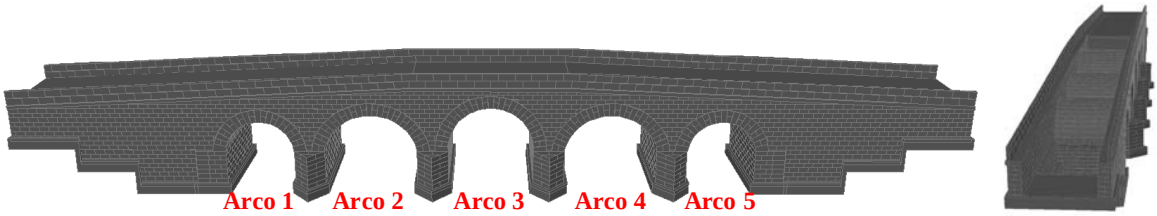
Para verificação da segurança dos arcos da ponte de Vila Fria foi aplicado o teorema do limite inferior da análise plástica, inicialmente usado em estruturas de alvenaria por Heyman (Heyman, 1969). Considerou-se a aplicação deste método ao arco 2 que, para a acção do peso próprio, corresponde ao arco mais desfavorável por ser o que apresenta maior flexibilidade; de facto, os restantes arcos têm espessura idêntica e vãos menores do que este (Costa, 2007). Este procedimento foi repetido para o referido arco para mais dois casos de carga: num deles foi considerado o peso próprio do arco, o peso do tímpano, uma sobrecarga uniformemente distribuída ao longo do tabuleiro e uma acção "tipo faca" aplicada na zona de fecho do arco; no outro caso foi usado um carregamento caracterizado pela actuação das cargas permanentes em simultâneo com uma sobrecarga uniformemente distribuída e um veículo tipo definidos no RSA (1983) para pontes de classe II.

O valor mínimo a atribuir à espessura foi definido de modo a que, considerando arcos com aduelas de espessura constante, a linha de pressões ficasse contida no seu interior. Assim, a envolvente correspondente aos três casos de carga considerados conduziu a um valor mínimo para a espessura do arco de 0.67 m correspondente ao carregamento constituído pelas cargas permanentes, sobrecarga uniformemente distribuída e veículo tipo.

A espessura realmente atribuída ao arco 2 foi de 0.80 m, a que corresponde o factor geométrico de segurança de 1.2, sendo este expresso pela relação entre a espessura real do arco e a espessura mínima necessária ao equilíbrio estático do mesmo (Costa, 2007).

Uma vez estabelecidas todas as dimensões e a forma da ponte, o modelo geométrico final foi desenhado em AutoCAD (Autodesk-Inc., 1999) de modo a definir um modelo 3D incluindo todos os elementos da ponte que pudesse ser usado nas fases posteriores da análise numérica e da execução da obra. Foram também definidos alçados (montante e jusante), cortes transversais em várias secções da ponte, desenhos de execução de pilares e arcos, tímpanos e contrafortes e respectivos mapas com a dimensão e forma dos blocos de pedra de modo a constituir, juntamente com o modelo 3D, as peças desenhadas do projecto de execução (Costa *et al.*, 2001c).

Na Figura 6.118 apresentam-se uma representação esquemática em perspectiva da ponte de Vila Fria, vista de montante e vista de nascente, sem os elementos de enchimento.



a) b)

Figura 6.118: Representação esquemática em perspectiva da ponte de Vila Fria vista de montante (a) e vista de nascente sem o enchimento (b).

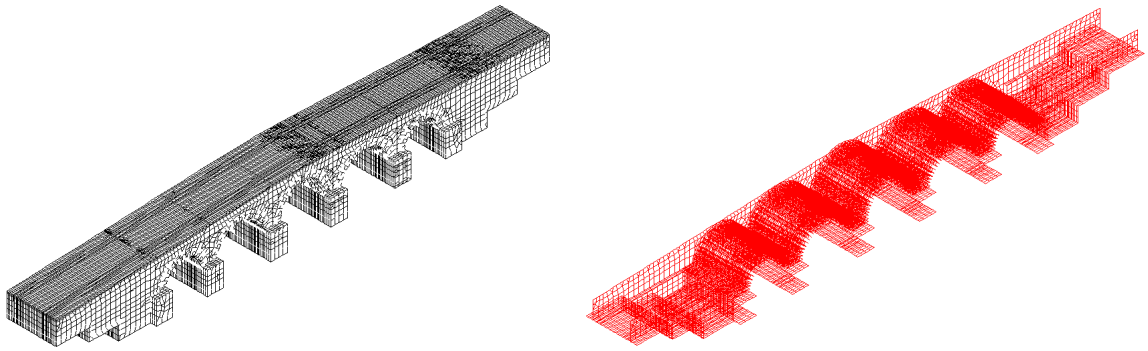
Por fim, a construção da nova ponte procurou respeitar os processos e técnicas de construção utilizados antigamente neste tipo de obras. Uma descrição detalhada da sequência construtiva preconizada pode ser consultada em Costa (2007).

6.4.2 – Discretização da geometria e condições fronteira

A análise numérica da ponte foi efectuada por meio de modelação tridimensional da estrutura com base no método dos elementos finitos recorrendo ao programa de cálculo CAST3M (CEA, 2003). Para tal utilizou-se um modelo baseado na simulação do comportamento dos diferentes materiais, em que a alvenaria dos arcos e dos tímpanos, na zona do corpo principal da ponte sobre os arcos e pilares, foi discretizada com base numa estratégia de micro modelação simplificada usando elementos volumétricos para os blocos de pedra e elementos de junta planos de espessura nula para as interfaces entre blocos. Os restantes elementos da estrutura, enchimentos, pavimento, pilares, tímpanos da zona dos encontros, talhantes e maciços de fundação foram discretizados utilizando elementos de volume contínuos definidos a partir do contorno geométrico exterior de cada um daqueles elementos, de modo a permitir considerar diferente comportamento em cada um deles e as interfaces entre os distintos componentes da estrutura utilizando elementos de junta.

Para discretização da geometria através do método dos elementos finitos foram implementados procedimentos específicos que permitiram agilizar esta etapa da modelação estrutural. Tais procedimentos baseiam-se, numa primeira fase, na definição da malha 2D de elementos finitos que define o alçado longitudinal, obtendo-se a malha 3D através de operações que envolvem a translação da malha 2D de modo a definir na direcção transversal os tímpanos, enchimento, arcos, pilares e os quebrantes. A malha de elementos finitos 3D dos talhantes foi adicionada numa fase posterior, dada a sua forma triangular, atendendo todavia à compatibilidade de nós e elementos finitos entre o corpo principal da ponte e os talhantes.

A caracterização geométrica baseou-se nas peças desenhadas que constituem o projecto, que se referiram na secção anterior. Nas Figuras 6.119-a e 6.119-b apresentam-se respectivamente as malhas de blocos e juntas da ponte.



a) b)

Figura 6.119: Malha de blocos da ponte Malha de juntas da ponte

As condições fronteira foram estabelecidas através de apoios rígidos no sentido de bloquear os deslocamentos entre a base dos maciços de fundação em contacto com o leito do rio. Nos paramentos verticais dos encontros da ponte foram adicionados elementos contínuos com o objectivo de simular o contacto entre paramentos verticais dos encontros e o terreno através de elementos de junta. Para o efeito foram adicionados elementos contínuos com espessura de 0.20 m na direcção longitudinal da ponte (no sentido da saída da ponte) e estabelecidas condições fronteira rígidas nos paramentos exteriores dos novos elementos de modo a bloquear os seus deslocamentos horizontais.

6.4.3 – Modelos de comportamento dos materiais

Na Tabela 6.67 são apresentados os parâmetros elásticos atribuídos aos materiais do modelo numérico traduzidas em termos de módulo de elasticidade (E) e peso específico (ρ) para os blocos e em termos de rigidez normal (k_n) e tangencial (k_s) para as juntas. Os valores apresentados traduzem

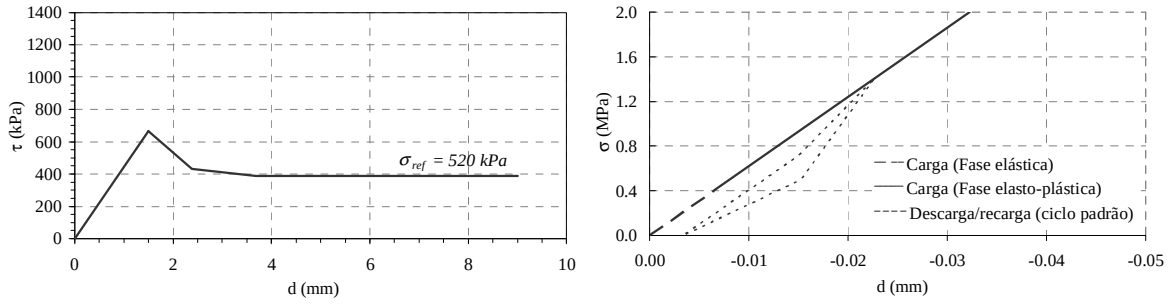
os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais apresentados no Capítulo 4. Posteriormente, a calibração do modelo numérico foi efectuada através da comparação entre os resultados da análise numérica e idênticos resultados obtidos por via experimental registados no sistema de aquisição durante a realização de ensaios de vibração ambiental e ensaios de carga como será referido adiante.

Tabela 6.67: Parâmetros elásticos dos materiais.

Elementos volumétricos				Juntas		
Zonas	E (GPa)	ρ (kN/m^3)	ν	Zonas	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)
Maciço de fundação	10.00	25	0.20	Entre blocos dos arcos	62.00	0.44
Pavimento	1.00	25	0.20	Entre enchimentos e blocos	0.53	0.21
Camada superior do enchimento	0.65	21	0.20	Maciço de fundação e pilares		
Camada inferior do enchimento	0.03	21	0.33	Encontro montante	30.10	0.22
Blocos dos arcos, tímpanos e pilares	22.00	26	0.20	Pilares P1, P2, P3	30.10	0.22
Macro elementos de alvenaria dos talhantes	8.50	26	0.20	Pilares P4, P5, P6	62.00	0.44
Macro elementos de alvenaria dos pilares	8.50	26	0.20	Encontro jusante	30.10	0.22
Macro elementos de alvenaria dos tímpanos	8.50	26	0.20			

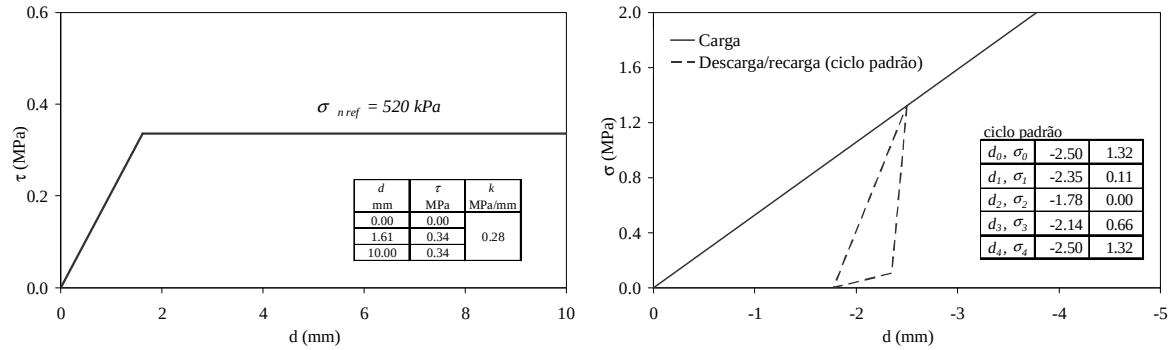
Os elementos volumétricos usados para simular os blocos de pedra foram considerados com comportamento linear elástico controlado em termos de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) e do seu peso especifico (ρ). Como referido anteriormente, tais grandezas foram estimadas experimentalmente por meio dos ensaios laboratoriais realizados em amostras dos materiais usados na construção referidos no Capítulo 4.

O comportamento dos elementos de junta foi simulado com recurso ao modelo não linear de atrito de Coulomb sem dilatância, JOINT_SOFT_CY_T, apresentado no Capítulo 5 e implementado no contexto deste trabalho no programa CAST3M. Os parâmetros de resistência e deformabilidade que caracterizam o comportamento destes elementos foram definidos a partir dos resultados dos ensaios das juntas, realizados em amostras dos materiais apresentados no Capítulo 4. Nas Figuras 6.120 e 6.121 apresentam-se, respectivamente, as curvas de comportamento nas direcções de corte e normal das juntas argamassadas da estrutura de alvenaria e das juntas entre enchimento e alvenaria.



a) b)

Figura 6.120: Curvas de comportamento nas direcções de corte (a) e normal (b) das juntas argamassadas da estrutura de alvenaria.



a) b)

Figura 6.121: Curvas de comportamento nas direcções de corte (a) e normal (b) das juntas entre enchimento e alvenaria.

O material de enchimento aplicado na camada inferior (tipo *tout-venant*) foi simulado com base no modelo de Drucker-Prager sem endurecimento e plasticidade não associada, disponível no programa CAST3M e apresentado no Capítulo 5. Os parâmetros do modelo, incluídos nas Tabela 6.68-a, foram calibrados de modo a reproduzir os resultados dos ensaios triaxiais, apresentados no Capítulo 4, realizados em amostras remexidas representativas do material aplicado em obra. Para o caso do material aplicado na camada superior, constituído por uma mistura de *tout-venant* e uma percentagem de cimento (7%) foi usado o no modelo de Drucker-Prager com amaciamento e plasticidade não associada, cujos parâmetros (ver Tabela 6.68-b) foram também cali-

Tabela 6.68: Parâmetros constitutivos do modelo de Drucker-Prager do material de enchimento com (a) e sem (b) mistura de cimento.

		a)	b)	
Ângulo de atrito	ϕ	32.9	30.2	(º)
Ângulo de dilatância	ψ	32.9	6.0	(º)
Coesão	C	1050.0	13.1	(kPa)
Módulo de endurecimento	H	-74	0.0	(MPa)

brados com base nos resultados dos ensaios triaxiais realizados em amostras de material idêntico ao aplicado em obra. Os resultados da calibração dos modelos usados para simular o comportamento dos materiais do enchimento foram apresentados no Capítulo 5.

Tratando-se de uma estrutura de alvenaria de grandes dimensões para a qual se pretendeu simular o comportamento não linear 3D com recurso a um modelo numérico detalhado os tempos de cálculo exigidos são muito elevados. Este aspecto, a par com a exigência requerida em termos da caracterização dos parâmetros de comportamento do modelo não linear, constitui umas das principais dificuldades para levar a cabo a análise computacional. No que se refere à caracterização dos parâmetros constitutivos, uma vez que se dispõe para esta ponte de uma extensa campanha de ensaios, este aspecto não constitui o principal condicionante, porém as implicações no tempo de cálculo motivadas pela extensão da ponte condicionaram as opções de análise, tendo-se optado por não activar o comportamento não linear em toda a extensão da malha de elementos de junta e dos enchimentos. Para o efeito seleccionaram-se apenas zonas específicas daqueles elementos (juntas e enchimento) para as quais se activou o comportamento não linear. Para além disso, como será referido mais adiante, os resultados do cálculo linear e a prévia comparação com os resultados medidos *in situ* durante os ensaios de carga evidenciaram a elevada rigidez da estrutura apontando para incursões muito reduzidas no domínio não linear.

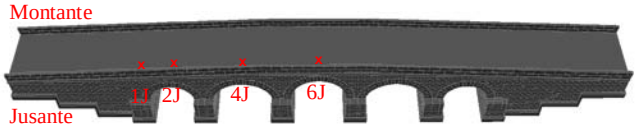
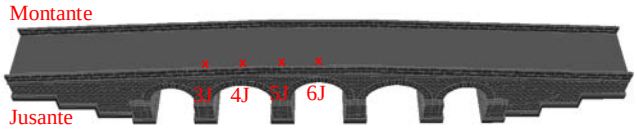
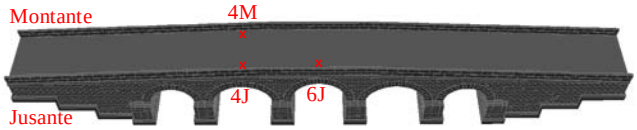
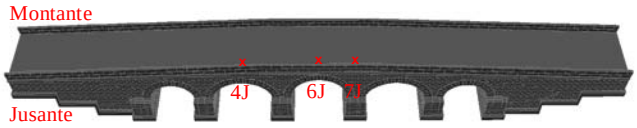
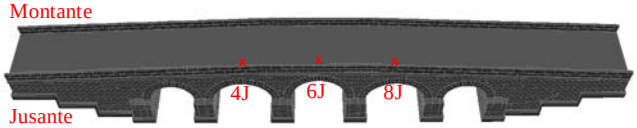
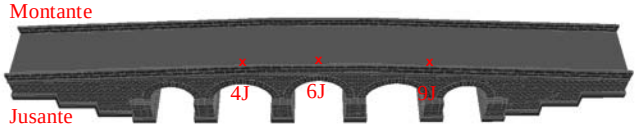
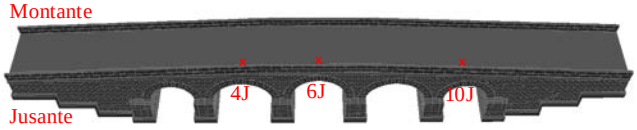
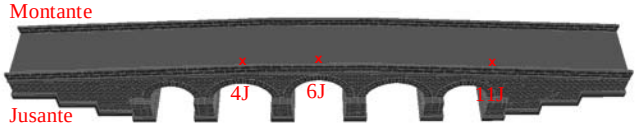
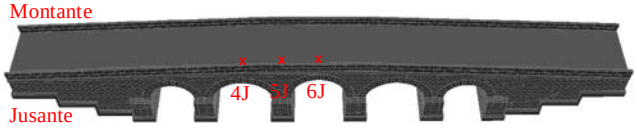
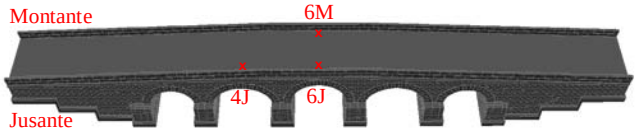
6.4.4 – Calibração do modelo com base em ensaios de vibração *in situ*

Os parâmetros mecânicos utilizados no estudo numérico foram obtidos através de ensaios experimentais e a validação do modelo foi conseguida comparando os valores ou parâmetros obtidos na análise numérica com os medidos *in situ*. Em particular, a caracterização das propriedades dinâmicas da estrutura (frequências próprias e modos de vibração) obtidas com base em ensaios dinâmicos de vibração ambiental permitiu comparar os resultados experimentais com os obtidos por meio do modelo numérico.

6.4.4.1 – Técnica de ensaio

A técnica de ensaio seguida para obter os registos de vibração na ponte de Vila Fria foi idêntica ao descrito anteriormente para o caso da ponte de S. Lázaro (secção 0). No caso da ponte de Vila Fria utilizaram-se quatro macro-sismógrafos (com a colaboração do VIBest - Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas) que foram colocados sobre o tabuleiro nas onze secções transversais da ponte, numeradas de 1 a 11 na Tabela 6.69 e identificadas com as letras J e M consoante a posição do sismógrafo na secção transversal se encontre no lado jusante ou no lado montante.

Tabela 6.69: Ensaios de vibração.

Ensaio	Pontos	Sismógrafo	Posição dos sismógrafos
1	4J	827	
	6J	828	
	1J	825	
	2J	826	
2	4J	827	
	6J	828	
	3J	825	
	5J	826	
3	4J	827	
	6J	828	
	4M	825	
4	4J	827	
	6J	828	
	7J	825	
5	4J	827	
	6J	828	
	8J	825	
6	4J	827	
	6J	828	
	9J	825	
7	4J	827	
	6J	828	
	10J	825	
8	4J	827	
	6J	828	
	11J	825	
9	4J	827	
	6J	828	
	5J	825	
10	4J	827	
	6J	828	
	6M	825	

Nos dez ensaios realizados, dois dos sismógrafos permaneceram fixos nas secções de referência identificadas na Tabela 6.69 por 4J e 6J e os restantes sismógrafos foram colocados nos restantes pontos com a sequência também ilustrada na Tabela 6.69.

A partir dos registos de vibração medidos *in situ* foi possível avaliar com confiança apenas duas frequências naturais e correspondentes amplitudes modais cujos resultados se apresentam na secção seguinte.

6.4.4.2 – Características dinâmicas determinadas experimentalmente

As características dinâmicas medidas *in situ* foram calculadas pelo VIBest utilizando programas de análise e de processamento de sinal que se baseiam na transformada rápida de Fourier (FFT), usando técnicas de amplitude de pico.

A primeira frequência identificada ($f = 6.0Hz$) refere-se a um modo transversal, cujas amplitudes modais, na direcção transversal da ponte em cada ponto de amostragem, se ilustra na Figura 6.122-a. A segunda frequência identificada ($f = 12.7Hz$) refere-se a um modo vertical, incluindo-se na Figura 6.122-b uma esquematização do modo através da representação das amplitudes modais na direcção vertical da ponte.

De acordo com a representação das configurações modais apresentadas na Figura 6.122 verifica-se tratarem-se de modos assimétricos, sendo exibidas amplitudes de vibração mais elevadas no lado Poente da ponte nos dois modos. Este aspecto revelado nos ensaios dinâmicos é consentâneo com o perfil geológico e geotécnico do local ilustrado na Figura 6.123 juntamente com a representação em alçado da implantação da ponte na qual se inclui os maciços de encabeçamento de estacas, pilares, arcos e contorno dos tímpanos, pavimento e guardas laterais.

Verifica-se que os maciços de encabeçamento das estacas correspondentes aos apoios dos três arcos do lado poente estão localizados junto a uma camada constituída por aterros heterogéneos e que neste lado da ponte a camada constituída por granito decomposto a medianamente alterado com núcleos pouco alterados, na qual foram ancoradas as micro-estacas, está localizada a maior profundidade que no lado nascente da ponte.

Esta evidência justifica que possam ocorrer maiores deslocamentos transversais nas micro-estacas localizadas nesta zona, dado que a correspondente resistência lateral das camadas atravessadas pelas estacas é menor nesta zona do que na zona das estacas correspondentes aos dois apoios do arco situado no lado nascente.

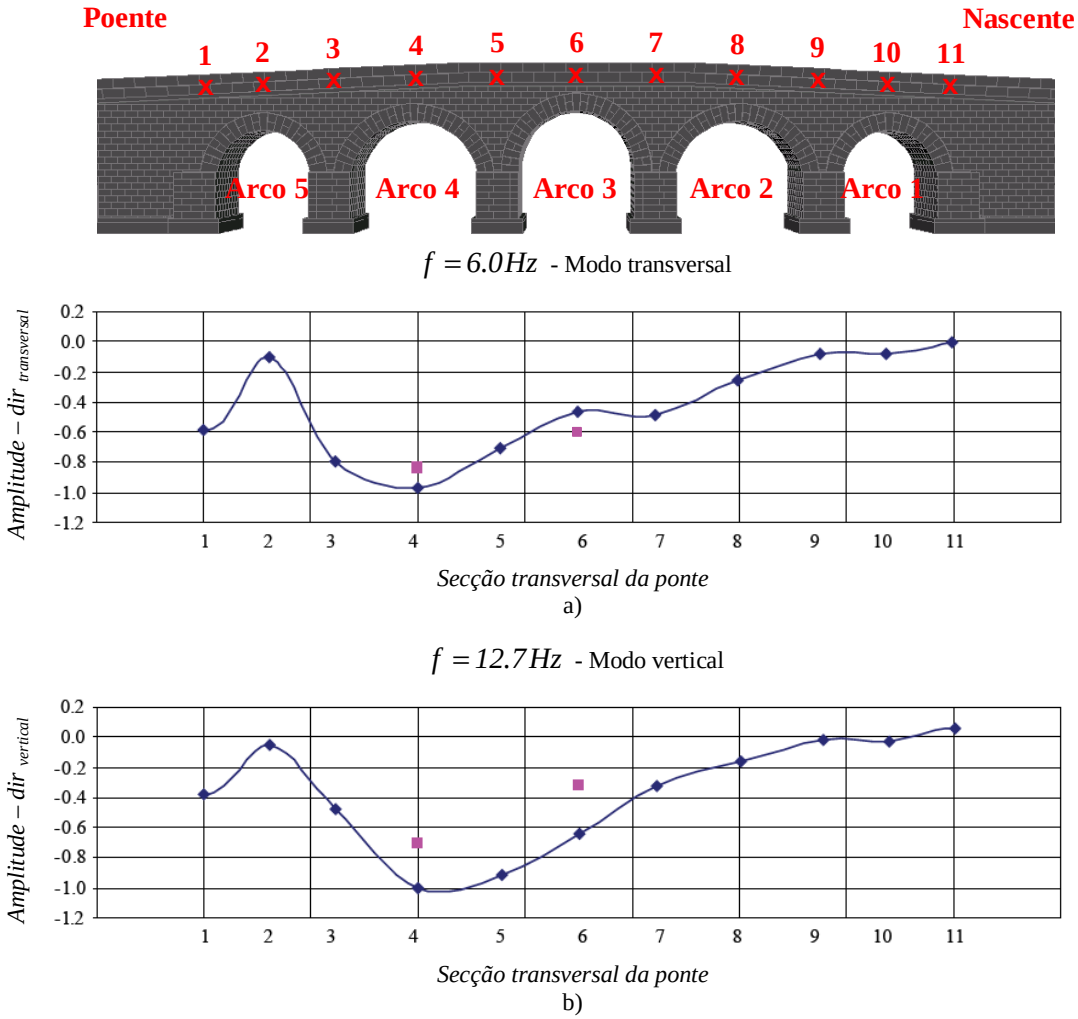


Figura 6.122: Frequências naturais e amplitudes das configurações modais nos pontos amostrados a jusante (a azul) e a montante (a rosa). a) Primeiro modo transversal e b) primeiro modo vertical.

Incluindo esta hipótese no modelo numérico através de atribuição de distintos valores da rigidez de corte das juntas existentes entre os pilares e os maciços de encabeçamento de estacas nas zonas duas zonas referidas anteriormente obtiveram-se modos de vibração (numéricos) assimétricos tal como os registados nos ensaios dinâmicos.

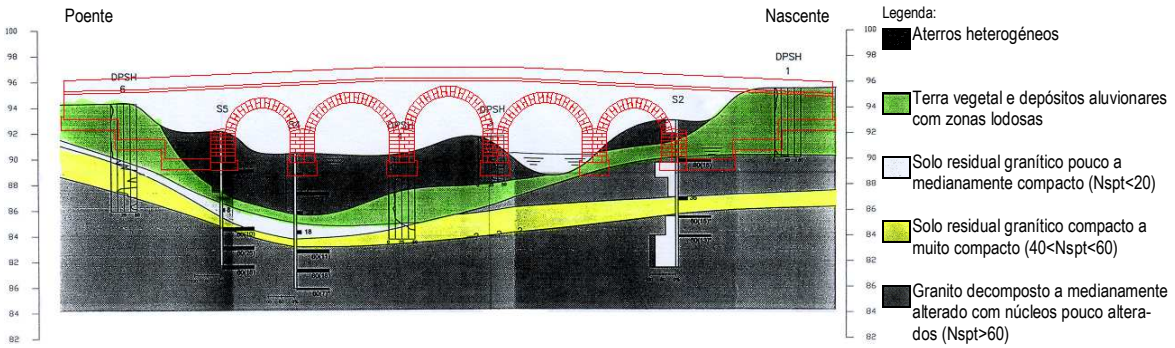


Figura 6.123: Perfil geológico e localização da ponte de Vila Fria (a vermelho).

6.4.4.3 – Características dinâmicas do modelo numérico

Na Figura 6.124 apresentam-se os modos de vibração e correspondentes frequências naturais calculadas com base no modelo numérico (calibrado) da ponte de Vila Fria.

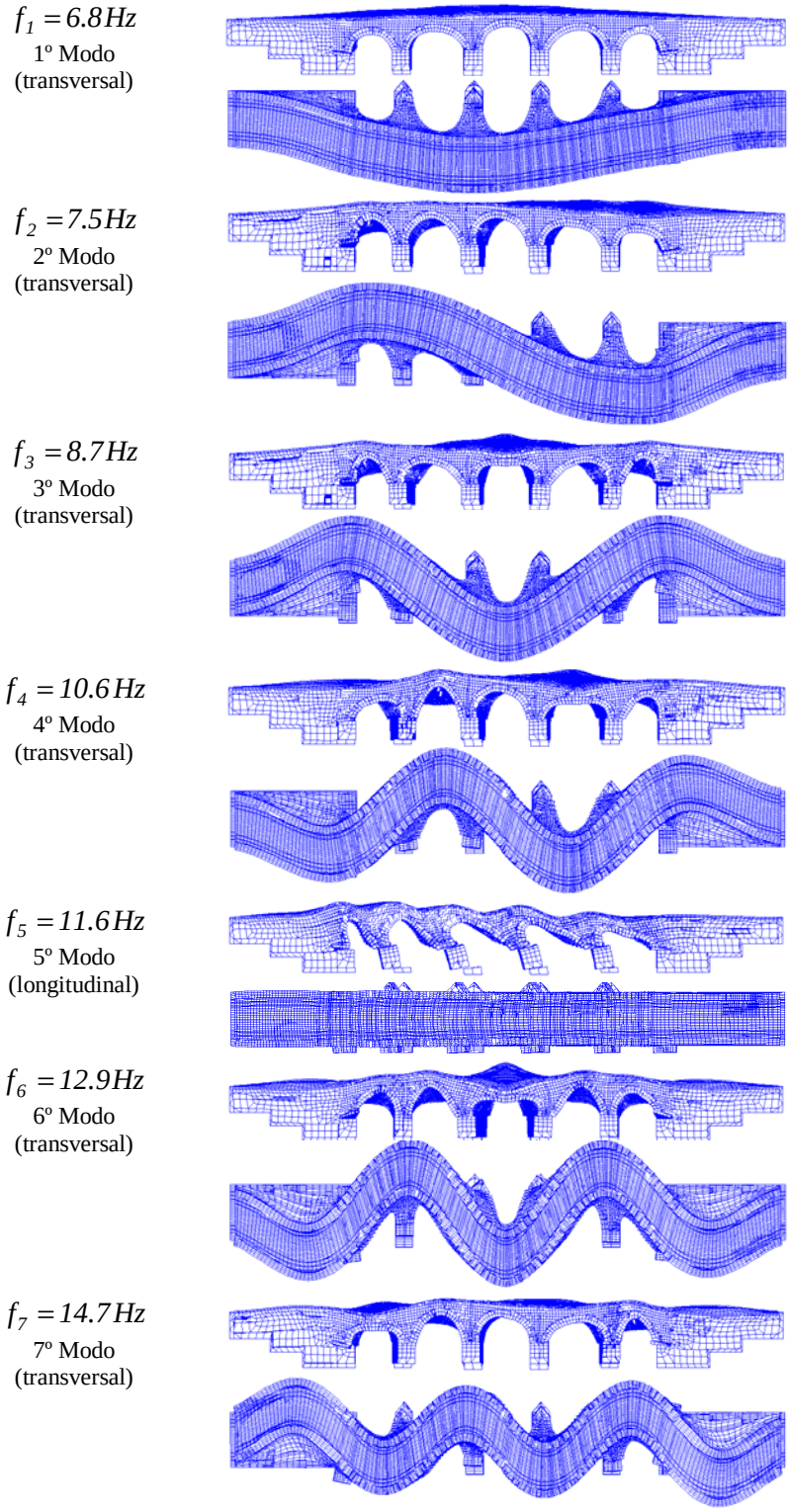


Figura 6.124: Frequências naturais e modos de vibração. Modelação 3D.

Tabela 6.70: Características dinâmicas calculadas numericamente (a) e identificadas *in situ* (b).

a)		b)	
Frequências calculadas (Hz)	Tipo de modo de vibração	Frequências identificadas (Hz)	Tipo de modo de vibração
6.8	1º modo (transversal)	6.0	1º modo transversal
7.5	2º modo (transversal)		
8.7	3º modo (transversal)		
10.6	4º modo (transversal)		
11.6	5º modo (longitudinal)		
12.9	6º modo (transversal)	12.7	1º modo vertical
14.7	7º modo (transversal)		

6.4.5 – Efeito do peso próprio e tráfego rodoviário

Nesta secção apresentam-se os resultados numéricos relativos à análise da ponte de Vila Fria sob acção do seu peso e do tráfego rodoviário e estabelecem-se considerações relativas aos resultados obtidos comparando-os com os resultados registados no sistema de monitorização instalado na ponte durante a realização de ensaios de carga.

Os ensaios de carga na ponte foram realizados utilizando quatro veículos carregados com a sua capacidade máxima em torno de 39 toneladas cujos pesos por eixos e peso total estão indicados na Tabela 6.71 e cujas características geométricas e dinâmicas foram apresentadas e discutidas no Capítulo 5.

Tabela 6.71: Pesagem dos camiões utilizados no ensaio de carga.

	Matricula	Peso total (kg)	Peso nos eixos dianteiros (kg)	Peso nos eixos traseiros (kg)
1	41-80-PD	38740	14408	24332
2	92-46-PB	39680	14499	25181
3	90-17-IH	39400	14801	24599
4	31-29-IE	39520	14928	24592

Os percursos das cargas dos veículos nos ensaios de carga foram definidos com o objectivo e obter os efeitos estruturais mais desfavoráveis. Para o efeito foram adoptadas três combinações de veículos sobre o tabuleiro com paragens em várias posições (Costa, 2007). A combinação mais desfavorável consistiu em dois camiões dispostos lado a lado no sentido transversal, com a resultante dos eixos traseiros dos camiões a ser posicionada sucessivamente a ¼ de vão e a ½ vão de cada arco.

Embora não seja correspondente à maior carga total considerada nos ensaios de carga este caso de carga produziu os efeitos mais desfavoráveis uma vez que assim se obtém um máximo efeito das cargas concentradas no arco (Arêde *et al.*, 2007). Na Figura 6.125 ilustra-se a configuração dos veículos na ponte na posição mais desfavorável para o arco 4, o mais instrumentado e no qual

se estimou serem apresentados os efeitos mais pronunciados e em relação ao qual será também dado destaque nos resultados da análise numérica.

No cálculo foram consideradas cargas concentradas equivalentes aos veículos constituídas por forças pontuais distanciadas entre si de 2 m (transversalmente) e aplicadas nas posições correspondentes aos rodados dos dois veículos ilustrados na Figura 6.125.

Os resultados da simulação numérica foram comparados com os resultados medidos *in situ* durante os ensaios de carga considerando a mesma posição indicada na Figura 6.125, que no contexto dos ensaios de carga se designa posição 1F.

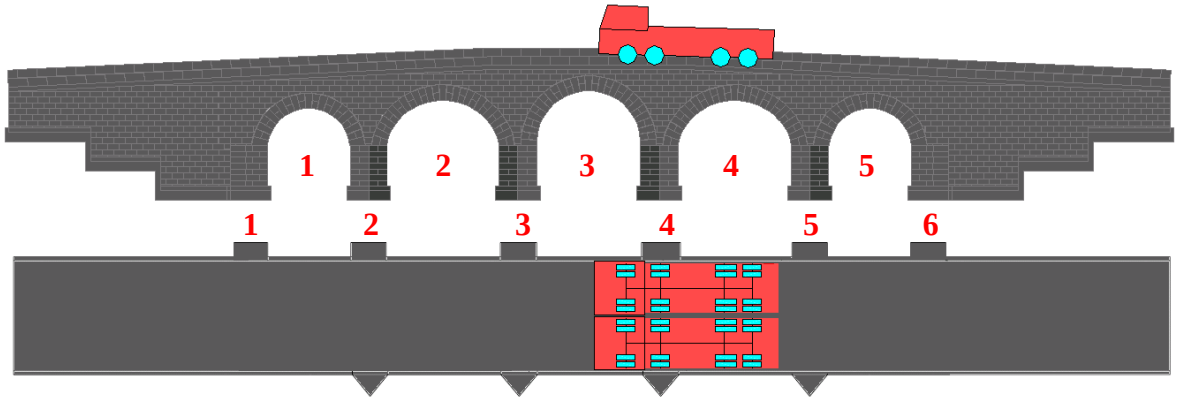


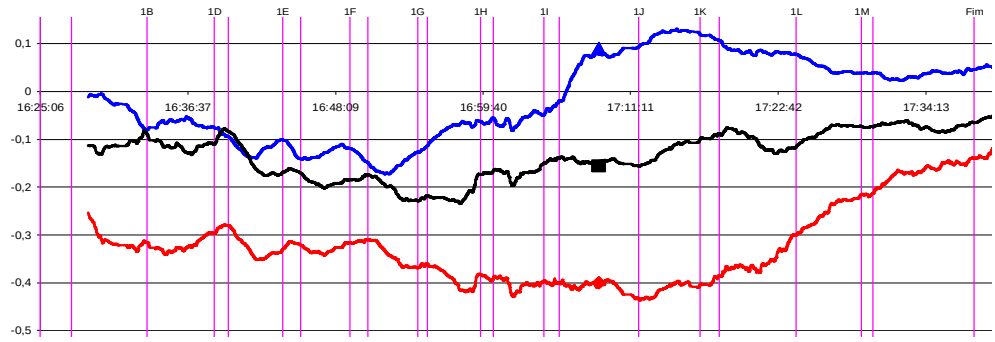
Figura 6.125: Esquematização das cargas concentradas consideradas na análise da ponte (posição 1F).

Na Figura 6.126-a apresentam-se os resultados dos acréscimos de deslocamentos verticais no coroamento do arco e pilares, valores esses registados durante o ensaio de carga considerando os dois veículos dispostos lado a lado nas posições a ¼ e ½ do vão dos arcos e também as posições centradas com o eixo dos pilares (designado no contexto dos ensaios de carga por percurso 1). O acréscimo de deslocamento vertical no eixo do arco aferido para a posição de carga 1F correspondeu a ***0.31 mm***.

Na Figura 6.126-b mostra-se a evolução das tensões na célula de carga C7, que se localiza na zona do coroamento do arco 4 no eixo da ponte. Os resultados são apresentados para todas as posições do percurso 1, verificando-se que a situação mais desfavorável corresponde à posição 1F e corresponde a um acréscimo de tensão de compressão de ***170 kPa***.

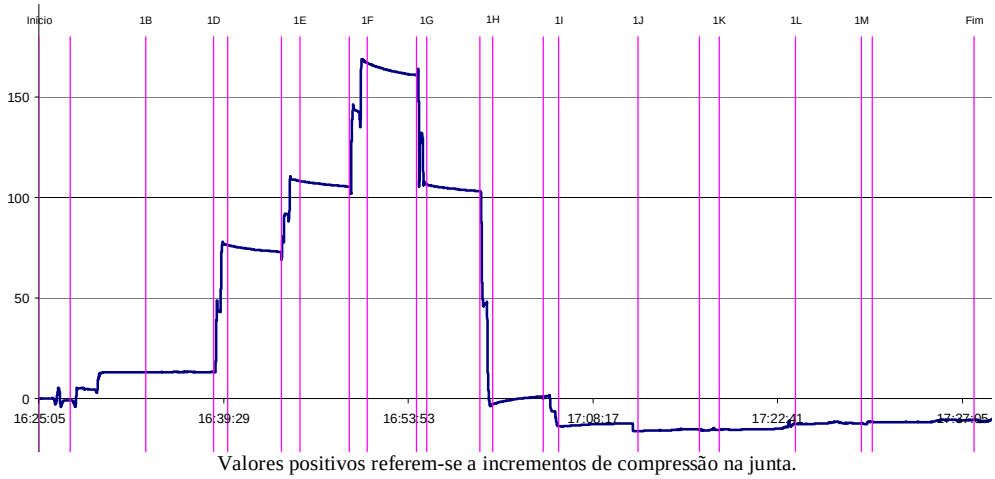
Na Figura 6.126-c apresentam-se os resultados dos incrementos de deslocamento de fecho na junta de fecho do arco 4 na zona na face de jusante. Resultados marcados com losangos e quadrados referem-se aos sensores no intradorso e extradorso, respectivamente, e os resultados com a marca em forma de triângulo referem-se ao sensor diagonal. Nos três sensores, verifica-se que ape-

nas ocorre fecho, sendo o agravamento máximo registado na posição 1F e corresponde a ***0.16 mm*** no intradorso.



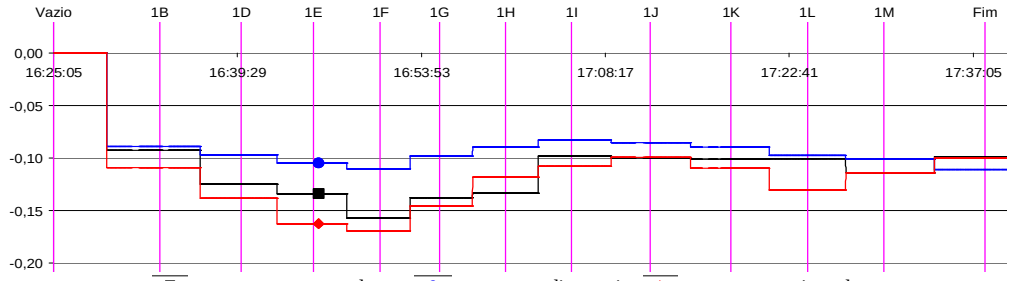
- sensor no pilar 5; - sensor no eixo do arco 4; - sensor no pilar 6.
Valores negativos referem-se a movimentos para baixo.

a)



Valores positivos referem-se a incrementos de compressão na junta.

b)



- sensores no extradorso; - sensores diagonais; - sensores no intradorso.
Valores negativos referem-se a incremento de fecho na junta.

c)

Figura 6.126: Resultados do ensaio de carga para o arco 4. Incremento de deslocamentos verticais (mm) no coroamento do arco (a). Incremento de tensões (kPa) na célula de carga C7 (b). Incremento de deslocamentos normais (mm) nas juntas no coroamento de arco (c), (Costa, 2007).

Para efeitos comparativos entre os resultados do modelo numérico e os resultados medidos *in situ* durante o ensaio de carga (Costa, 2007) apresentam-se na Tabela 6.72 os valores dos acréscimos do deslocamento vertical, das tensões de compressão e da deformação normal na junta no coroamento do arco 4 devidos à actuação da carga do veículo na posição 1F.

Na simulação do ensaio de carga activou-se o comportamento não linear das juntas e enchimento apenas na zona do arco 4.

Tabela 6.72: Resultados da simulação numérica e do ensaio de carga relativos ao acréscimo de carga dos veículos na posição 1F.

Efeito	Localização	Resultados numéricos	Resultados experimentais
Deslocamento vertical (mm)	Coroamento do arco 4 – eixo da ponte	0.34	0.31
Tensão normal (kPa)	Coroamento do arco 4 – eixo da ponte	140	170
Fecho da junta (mm)	Coroamento do arco 4 – face de jusante	0.001	0.16

Os resultados apresentados na Tabela 6.72 mostram uma concordância bastante razoável entre as medidas experimentais e cálculos numéricos, pelo menos para os efeitos do deslocamento vertical e tensão normal verificando-se que o valor teórico da deformação normal de fecho da junta é muito menor que o valor experimental.

Na Figura 6.127 apresenta-se a deformada nas secções transversais da ponte na zona do arco 4 por efeito do seu peso e acção dos veículos de acordo com a posição considerada no caso de carga referido nos parágrafos anteriores (ver Figura 6.125), sendo incluídos na referida Figura 6.127 os resultados do cálculo linear e não linear.

Na Tabela 6.73 apresentam-se os valores máximos das tensões principais de compressão e tracção nos blocos e os deslocamentos verticais máximos, registados nos cálculos lineares não lineares. Nas Tabelas 6.72 e 6.73 são apresentados os valores das tensões normais e tangenciais nas juntas e correspondentes deformações considerando as mesmas condições de análise.

O valor máximo do deslocamento vertical total (peso próprio e carga dos camiões) registado no cálculo não linear no arco 4 corresponde a 0.77 mm. O deslocamento vertical máximo corresponde a 1.30 mm e regista-se no pavimento na zona sob as cargas concentradas dos eixos traseiros aplicadas a ½ do arco central.

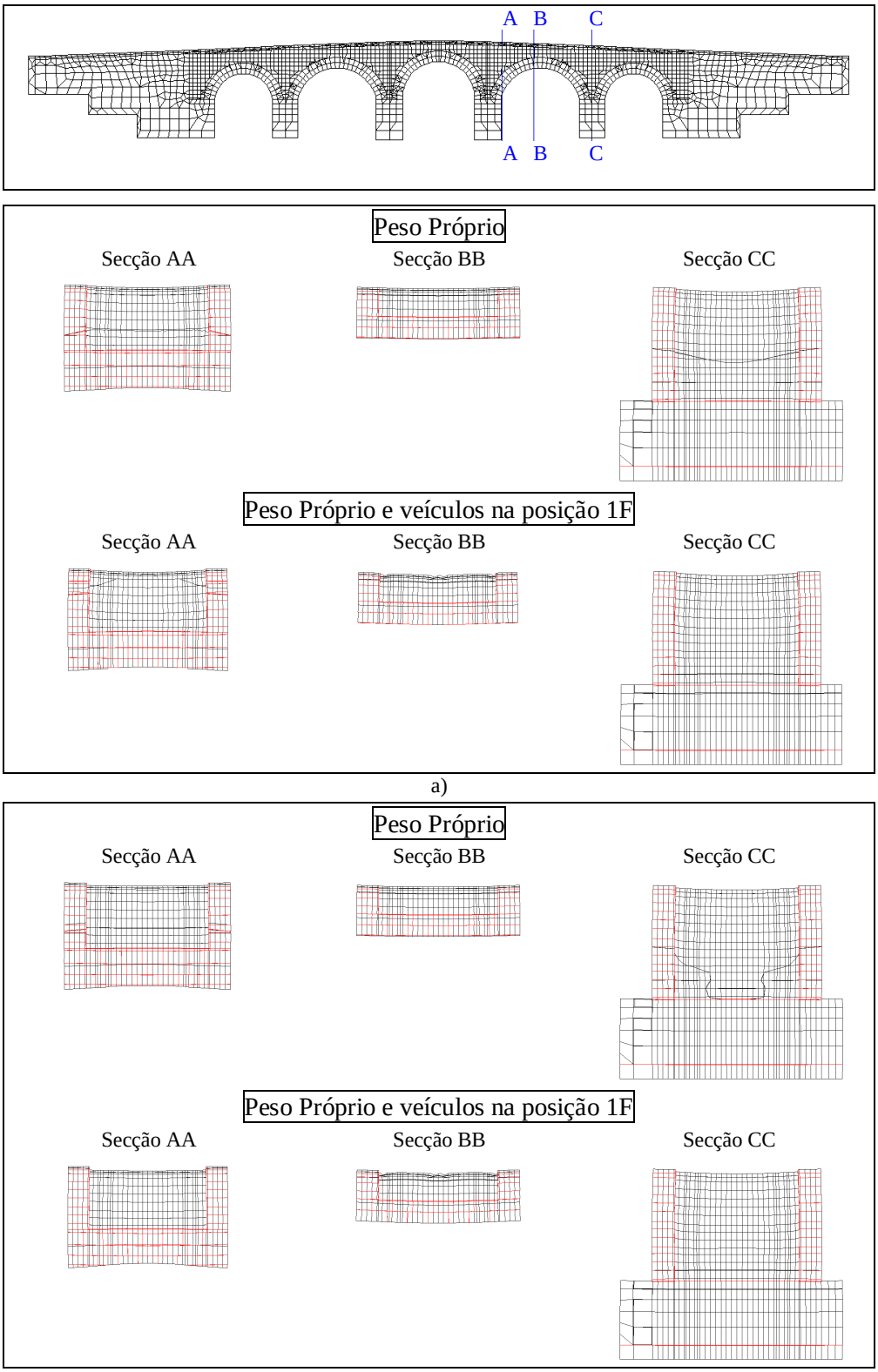


Figura 6.127: Deformada da ponte devido ao peso próprio. Cálculo linear (a) e não linear (b).

Tabela 6.73: Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos verticais. Cálculo linear (a) e não linear (b).

Caso de carga / Blocos da zona do arco 4	a) σ_1^+ (MPa)	a) σ_3^- (MPa)	a) d_v (mm)	b) σ_1^+ (MPa)	b) σ_3^- (MPa)	b) d_v (mm)
Peso próprio						
Pavimento	0.05	-0.09	0.71	0.07	-0.07	0.72
Enchimento (camada superior)	0.04	-0.08	0.71	0.06	-0.08	0.72
Enchimento (camada inferior)	0.01	-0.04	0.70	0.01	-0.05	0.71
Arco (fiadas sob o tímpano de montante)	0.44	-0.87	0.36	0.36	-0.81	0.36
Arco (fiadas sob o tímpano de jusante)	0.39	-0.80	0.36	0.35	-0.73	0.36
Arco (fiadas sob o enchimento)	0.47	-1.00	0.43	0.29	-1.05	0.45
Tímpano de montante	0.22	-1.14	0.35	0.27	-1.06	0.34
Tímpano de jusante	0.23	-1.11	0.34	0.27	-1.07	0.34
Pilares	0.10	-0.43	0.12	0.10	-0.41	0.12
Contrafortes	0.15	-0.43	0.10	0.14	-0.42	0.10
Peso próprio + veículo						
Pavimento	0.65	-3.01	1.23	0.66	-3.02	1.30
Enchimento (camada superior)	0.06	-0.23	0.93	0.06	-0.26	1.00
Enchimento (camada inferior)	0.01	-0.05	0.77	0.01	-0.06	0.82
Arco (fiadas sob o tímpano de montante)	0.48	-0.97	0.55	0.40	-0.87	0.61
Arco (fiadas sob o tímpano de jusante)	0.43	-0.84	0.55	0.42	-0.73	0.61
Arco (fiadas sob o enchimento)	0.52	-1.11	0.68	0.36	-1.21	0.77
Tímpano de montante	0.35	-1.34	0.54	0.57	-1.27	0.57
Tímpano de jusante	0.35	-1.30	0.53	0.50	-1.23	0.56
Pilares	0.12	-0.52	0.13	0.11	-0.49	0.13
Contrafortes	0.18	-0.47	0.11	0.16	-0.45	0.10

Tabela 6.74: Tensões máximas e mínimas nas juntas. Cálculo linear (a) e não linear (b).

Acção / Juntas da zona do arco 4	a) $\sigma_n^{máx}$ (MPa)	a) σ_n^{min} (MPa)	a) τ_s (MPa)	b) $\sigma_n^{máx}$ (MPa)	b) σ_n^{min} (MPa)	b) τ_s (MPa)
Peso próprio						
Juntas transversais do arco	-0.07	-0.54	0.02	-0.06	-0.50	0.02
Juntas longitudinais do arco	0.31	-0.44	0.02	0.15	-0.34	0.03
Juntas entre camadas do arco	0.36	-0.53	0.01	0.13	-0.45	0.01
Juntas entre o enchimento e o arco	0.00	-0.07	0.02	0.00	-0.07	0.02
Juntas entre os tímpanos e o arco	0.35	-1.47	0.05	0.15	-1.45	0.05
Juntas entre os tímpanos e o enchimento	0.02	-0.02	0.03	0.00	-0.02	0.01
Juntas entre os pilares	-0.18	-0.79	0.07	-0.10	-0.75	0.07
Juntas entre os pilares e o enchimento	0.00	-0.06	0.01	-0.01	-0.05	0.01
Peso próprio + veículo						
Juntas transversais do arco	-0.03	-0.68	0.04	-0.05	-0.65	0.04
Juntas longitudinais do arco	0.40	-0.48	0.03	0.15	-0.37	0.03
Juntas entre camadas do arco	0.39	-0.59	0.02	0.12	-0.52	0.02
Juntas entre o enchimento e o arco	0.00	-0.08	0.03	0.00	-0.10	0.04
Juntas entre os tímpanos e o arco	0.85	-1.70	0.06	0.15	-1.72	0.05
Juntas entre os tímpanos e o enchimento	0.03	-0.04	0.06	0.00	-0.04	0.03
Juntas entre os pilares	-0.20	-0.90	0.09	-0.09	-0.80	0.10
Juntas entre os pilares e o enchimento	0.00	-0.06	0.02	0.00	-0.04	0.01

Tabela 6.75: Abertura/fecho e escorregamento das juntas. Cálculo linear (a) e não linear (b).

Acção / Juntas da zona do arco 4	a) $\delta^{máx}$ (mm)	a) δ^{min} (mm)	a) $\gamma^{máx}$ (mm)	b) $\delta^{máx}$ (mm)	b) δ^{min} (mm)	b) $\gamma^{máx}$ (mm)
Peso próprio						
Juntas transversais do arco	0.00	-0.01	0.05	0.00	-0.01	0.06
Juntas longitudinais do arco	0.01	-0.01	0.05	0.03	-0.01	0.06
Juntas entre camadas do arco	0.01	-0.01	0.03	0.04	-0.01	0.03
Juntas entre o enchimento e o arco	0.00	-0.12	0.09	0.02	-0.13	0.11
Juntas entre os tímpanos e o arco	0.06	-0.02	0.11	0.06	-0.02	0.11
Juntas entre os tímpanos e o enchimento	0.04	-0.04	0.15	0.05	-0.03	0.33
Juntas entre os pilares	0.00	-0.01	0.15	0.00	-0.01	0.16
Juntas entre os pilares e o enchimento	-0.01	-0.11	0.06	-0.01	-0.10	0.08
Peso próprio + veículo						
Juntas transversais do arco	0.00	-0.01	0.08	0.00	-0.01	0.10
Juntas longitudinais do arco	0.01	-0.01	0.06	0.05	-0.01	0.07
Juntas entre camadas do arco	0.01	-0.01	0.04	0.06	-0.01	0.03
Juntas entre o enchimento e o arco	0.00	-0.15	0.14	0.02	-0.19	0.20
Juntas entre os tímpanos e o arco	0.01	-0.03	0.13	0.09	-0.03	0.12
Juntas entre os tímpanos e o enchimento	0.05	-0.07	0.27	0.05	-0.08	0.48
Juntas entre os pilares	0.00	-0.01	0.20	0.00	-0.01	0.23
Juntas entre os pilares e o enchimento	0.00	-0.11	0.08	-0.01	-0.10	0.14

Em face dos resultados obtidos, através do aumento das máximas tensões nos blocos e nas juntas devido às acções do tráfego rodoviário relativamente aos resultados obtidos considerando a acção do peso próprio, verifica-se que a influência do tráfego rodoviário no comportamento da ponte na zona do arco 4 não parece ser muito significativa para aquelas grandezas.

As maiores diferenças registadas verificam-se nas tensões principais nas zonas pavimento e enchimento localizadas sob os eixos traseiros do veículo; observa-se também que, no pavimento ocorre o máximo deslocamento vertical e o maior agravamento neste parâmetro por efeito das cargas concentradas que representam a acção do veículo.

Por efeito da acção do veículo o incremento máximo das tensões principais (mínimas e máximas) nos blocos do arco corresponde a 24%, verificando-se também que o incremento das tensões normais de compressão nas juntas transversais entre blocos e nas juntas entre camadas de blocos não ultrapassa os 30%. Nestas juntas verifica-se que as tensões de corte aumentam 100%. Nas juntas transversais do arco verifica-se que a tensão normal máxima é de compressão o que significa as aduelas se mantêm em contacto entre o intradorso e o extradorso, ainda que o correspondente valor de fecho seja inferior a 0.01 mm como se pode constatar na Tabela 6.75 onde se apresentam os valores arredondados às centésimas. Nas juntas longitudinais verifica-se ocorrer abertura das juntas e os valores máximos das tensões normais (de tracção) incluídos na Tabela 6.74 para esta zona de juntas corresponde ao valor limite da resistência à tracção considerado no modelo constitutivo. Nas juntas entre tímpanos e enchimento em resultado da actuação da carga do veículo e do peso pró-

prio, verifica-se um incremento de 100% no valor máximo da tensão normal de compressão e um incremento de 200% nas tensões de corte, sendo estas juntas as que registam os maiores agravamentos destas grandezas, o que se verifica também em relação às deformações de fecho (que aumentam 167%).

A grandeza das deformações nas juntas entre blocos é bastante reduzida, verificando-se que nas juntas entre a alvenaria e o enchimento as deformações nas juntas são mais elevadas porém mesmo assim também bastante reduzidas. Este aspecto atesta a elevada rigidez conferida a esta estrutura e é consentâneo com as curvas de comportamento fornecidas ao modelo de comportamento como parâmetros de entrada definidas com base nos ensaios de caracterização das juntas apresentado no Capítulo 4.

Comparando os resultados do cálculo linear e não linear verifica-se também que as diferenças são reduzidas o que está de acordo com as reduzidas incursões no domínio não linear do comportamento dos materiais. No arco verifica-se que as tensões de corte são iguais nos dois tipos de análise. As tensões normais máximas de tracção diminuem como consequência da limitação de resistência à tracção definida no modelo de comportamento. Esta diminuição das tensões de tracção provoca uma redistribuição das tensões normais de compressão (máximas e mínimas). Como se pode verificar nas juntas transversais, que se mantêm em compressão em toda a extensão do arco entre o intradorso e o extradorso, as tensões normais máximas de compressão aumentam de -0.03 MPa para -0.05 MPa e as tensões normais mínimas de compressão diminuem de -0.68 MPa para -0.65 MPa. Este aspecto mostra que a activação do comportamento não linear nas juntas é responsável por uma redistribuição dos esforços no arco conduzindo a que também as tensões principais nos blocos diminuam.

No que se refere aos resultados das tensões nos blocos da estrutura de alvenaria da ponte, constata-se que os valores máximos das tracções e das compressões são compatíveis com as resistências à tracção da pedra determinadas nos ensaios laboratoriais; por outro lado, as máximas compressões nas juntas entre blocos apresentam valores correntes neste tipo de estruturas de alvenaria de pedra, i.e. muito abaixo da respectiva resistência à compressão.

6.4.6 – Síntese do estudo da ponte de Vila Fria

Com o estudo numérico da ponte de Vila Fria apresentado nos parágrafos anteriores pretendeu-se avaliar a resposta estrutural à acção do peso próprio e do tráfego rodoviário, recorrendo para o efeito a um modelo de cálculo estático não linear 3D.

O estudo da ponte enquadra-se num vasto projecto de investigação que envolveu, nomeadamente, a componente numérica de simulação estrutural, incluída neste capítulo, e a componente experimental de caracterização mecânica dos materiais constituída pela campanha de ensaios laboratoriais e *in situ*, apresentada no Capítulo 4, e caracterização mecânica da estrutura através dos ensaios dinâmicos *in situ* de vibração ambiental e ensaios de carga.

O sistema de monitorização implementado na ponte permitiu registar a resposta da ponte durante os ensaios de carga, obtendo-se os parâmetros da resposta da ponte apresentados num trabalho precedente (Costa, 2007), parâmetros esses que foram comparados com idênticos parâmetros numéricos.

Tratando-se de uma estrutura de grandes dimensões, a opção por um modelo de simulação detalhado 3D, requereu a implementação de procedimentos eficientes para discretização da geometria através do método dos elementos finitos e definição dos parâmetros constitutivos dos materiais associadas a cada zona da malha de elementos finitos. Refira-se também que tais procedimentos foram desenvolvidos e implementados na fase inicial dos trabalhos envolvidos nesta tese, tendo por isso sido também usados na modelação da ponte de S. Lázaro que ocorreu numa fase posterior. A aplicação da estratégia de modelação nas duas pontes permitiu evidenciar a eficiência e rapidez do esquema seguido na discretização.

A realização de ensaios de vibração ambiental permitiu determinar as características dinâmicas da ponte, verificando-se que as configurações modais identificadas experimentalmente representam modos assimétricos. Este aspecto revelado nos ensaios dinâmicos foi corroborado com as características do perfil geológico e geotécnico do local, com base no qual se constatou que o terreno na zona da ponte onde foram exibidas maiores amplitudes de vibração (o lado Poente da ponte) é a constituída por uma camada com características geotécnicas mais fracas e que neste lado da ponte a camada na qual foram ancoradas as micro-estacas, está localizada a maior profundidade que no lado nascente da ponte.

Esta hipótese foi incluída no modelo numérico através de atribuição de distintos valores da rigidez de corte das juntas existentes entre os pilares e os maciços de encabeçamento de estacas nas zonas duas zonas referidas anteriormente obtendo-se assim modos de vibração (numéricos) assimétricos tal como os registados nos ensaios dinâmicos.

A caracterização experimental da ponte obtida nos ensaios de carga através do registo dos parâmetros mecânicos da resposta no sistema de monitorização implementado na ponte permitiu calibrar o modelo numérico estrutural estudado neste trabalho. Para o efeito, avaliou-se a resposta numérica da ponte na posição mais desfavorável determinada nos ensaios de carga, activando o

comportamento não linear dos materiais (juntas e enchimento) na zona da ponte onde foram avaliados os efeitos mais gravosos. Esta opção permitiu diminuir o tempo de cálculo requerido para a análise numérica.

A comparação entre os resultados numéricos e experimentais monitorizados, em termos do deslocamento vertical e da tensão normal, mostram uma concordância bastante razoável, verificando-se porém que a deformação normal de fecho da junta monitorizada *in situ* é muito maior que a calculada no modelo numérico.

A comparação entre a resposta linear e a resposta não linear considerando a acção do peso próprio e carga dos veículos na posição estudada na simulação do ensaio de carga permitiu evidenciar que a influência da acção do tráfego rodoviário no comportamento da ponte na zona do arco 4 não parece ser muito significativa.

Nas juntas transversais do arco verifica-se que as aduelas se mantêm em contacto entre o intradorso e o extradorso, ocorrendo abertura das juntas longitudinais do arco e nas juntas entre os tímpanos e o enchimento. Porém, a grandeza das deformações nas juntas é bastante reduzida. Este aspecto atesta a elevada rigidez conferida a esta estrutura e é consentâneo com as curvas de comportamento fornecidas ao modelo de comportamento como parâmetros de entrada definidas com base na campanha de ensaios laboratoriais de caracterização das juntas.

Os resultados das tensões nos blocos mostram que os valores máximos das tracções e das compressões são compatíveis com as resistências da pedra determinadas nos ensaios laboratoriais; as máximas compressões nas juntas entre blocos apresentam também valores muito abaixo da respectiva resistência à compressão.

Comparando os resultados do cálculo linear e não linear verifica-se também que as diferenças são reduzidas o que é consentâneo com a reduzidas incursões no domínio não linear do comportamento dos materiais.

Apesar do esquema seguido na discretização do modelo numérico ser bastante eficiente e rápido, a dimensão da ponte e o detalhe definido no modelo 3D quer em termos da caracterização geométrica quer em termos dos modelos constitutivos usados para aproximar o comportamento dos materiais conduziu naturalmente a um problema numérico de grandes dimensões. Este aspecto traduzido em termos do tempo requerido para o cálculo inviabilizou a prossecução do plano de trabalhos inicialmente proposto para este trabalho, no qual se pretendia avaliar a resposta dinâmica não linear à passagem do tráfego rodoviário por via da estratégia de modelação de cargas móveis incluindo o efeito das irregularidades.

6.5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos apresentados neste capítulo tiveram como objectivo avaliar o desempenho de diferentes estratégias de modelação numérica recorrendo ao Método dos Elementos Finitos e a modelos constitutivos da alvenaria e do enchimento na simulação da resposta estrutural de três pontes existentes, considerando a acção do peso próprio e do tráfego rodoviário, este último mediante cargas rolantes incluindo os efeitos da interacção ponte-veículo-irregularidades do pavimento e cargas estáticas em posições de carga determinadas.

Para o efeito recorreu-se a modelações 2D e 3D assentes numa estratégia de micro-modelação com base na geometria real das pontes e propriedades mecânicas dos materiais aferidas em ensaios de caracterização *in situ* e em laboratório e, complementarmente, calibradas através de testes numéricos de validação e ensaios de vibração ambiental.

Foram testados os modelos constitutivos correspondentes aos diferentes tipos de materiais usados na construção deste tipo de pontes, considerando para a alvenaria: juntas com e sem preenchimento de argamassa com o comportamento descrito através do modelo JOINT_SOFT_CY_T (aqui mais desenvolvido face a outras versões existentes) e blocos de pedra com comportamento linear elástico. O comportamento dos materiais de enchimento do tipo granular (*tout-venant*) e do tipo coesivo (*tout-venant* com cimento) foi aproximado usando o modelo DRUCKER-PRAGER.

A calibração dos modelos foi realizada através da comparação das características dinâmicas calculadas numericamente com idênticos parâmetros determinados *in situ* com base em ensaios de vibração ambiental. No caso da ponte de Vila Fria foram também comparados os parâmetros mecânicos da resposta estrutural com os parâmetros determinadas nas campanhas de ensaios para caracterização dos materiais e com os parâmetros registados no sistema de monitorização durante a realização de ensaios de carga.

Dos resultados da análise dos casos de estudo, para a acção do peso próprio e tráfego rodoviário, constatou-se que os valores máximos da tensão de compressão e da tensão de tracção obtidos nos blocos dos arcos, são compatíveis, respectivamente, com as resistências à compressão e à tracção da pedra neste tipo de estruturas determinadas nos ensaios laboratoriais.

A análise da resposta obtida mediante o modelo de cargas móveis considerando o comportamento não linear dos materiais evidenciou a influência da história de carga ao longo do pavimento no agravamento dos efeitos registados na resposta estrutural das pontes, verificando-se maiores agravamentos quando se considera o comportamento não linear dos materiais e um percurso de cargas móveis sobre o tabuleiro face a um cálculo com cargas estáticas.

No estudo constatou-se também que os parâmetros estruturais da resposta das pontes não parecem ser muito agravados pelas irregularidades nem pela activação do comportamento dinâmico. Porém, a conjugação da análise do registo dos perfis de irregularidades dos pavimentos da ponte da Lagoncinha e da ponte de S. Lázaro e a identificação das frequências naturais do veículo permitiu verificar que os comprimentos de onda das irregularidades no intervalo de 0.60 a 5.2 m são os que mais contribuem para a excitação do veículo com frequências naturais entre 1.6 e 14.4 Hz circulando a 30 km/h (velocidade para a qual se registaram efeitos mais gravosos na ponte na gama de valores entre 12 e 90 km/h no estudo da ponte de S. Lázaro). Por seu turno, as maiores amplitudes do espectro de Fourier do perfil de irregularidades da referida ponte verifica-se ocorrerem na gama de comprimentos de onda entre 0.08 e 0.2 m, afastando-se portanto do intervalo de comprimentos de onda mais significativos para a excitação do veículo. Além disso, constata-se ainda que a gama de frequências relevantes para o veículo (entre 1.6 e 3.3 Hz) são inferiores às frequências naturais estimadas para as pontes de S. Lázaro e da Lagoncinha. Os dois aspectos referidos contribuem assim para justificar que os efeitos das cargas rolantes não tivessem sido muito agravados pelas irregularidades e pela activação do comportamento dinâmico.

A análise referida no parágrafo anterior permite ainda concluir ser expectável que os efeitos dinâmicos associados a veículos com frequências naturais mais elevadas e velocidades mais baixas sejam predominantes face aos efeitos associados a veículos com frequências mais baixas e velocidades mais altas.

Pese embora os aspectos referidos no parágrafo anterior se terem revelado determinantes para a amplificação dos efeitos que advêm da interacção do sistema veículo-ponte-irregularidades, importa referir que, por questões de limitação de tempo para a conclusão deste trabalho, o estudo focou apenas um caso de carga definido com base num único tipo de veículo e num percurso simples sobre a ponte, não tendo sido abordados outros casos de carga, nomeadamente, considerando veículos com frequências naturais mais elevadas ou outro tipo de percursos constituídos por um comboio de veículos circulando no mesmo sentido e em sentidos opostos.

De referir também que o estudo se centrou na avaliação dos efeitos em termos de resposta estrutural das pontes e não nas questões de segurança da circulação e do conforto dos utilizadores, aspectos estes que são condicionados, respectivamente, pelas acelerações registadas na ponte e nos veículos e que também não foram evidenciados neste trabalho. Neste contexto importa avaliar a influência do coeficiente de amortecimento estrutural nas respostas calculadas e, por conseguinte, proceder à caracterização experimental do amortecimento das pontes, caracterização essa que não foi possível incluir neste trabalho.

Em termos do deslocamento vertical máximo no arco devido às cargas móveis aplicadas na zona do mesmo, o estudo de sensibilidade face à variação do parâmetro de amortecimento definido no modelo (2%) permitiu constatar reduzida influência na resposta (numérica), quando são usados valores entre 1.5 e 2%. Porém, no restante percurso das cargas móveis (fora da zona do arco), verifica-se existir maior amplificação dinâmica na resposta da ponte considerando valores de amortecimento mais baixos.

Não obstante as dificuldades apontadas anteriormente, a estratégia de modelação detalhada usada para avaliar os efeitos do tráfego rodoviário, mostrou-se adequada e, actualmente, apropriada para pontes de menor dimensão, dado que as principais dificuldades encontradas foram relacionadas com os tempos de cálculo exigidos.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na sequência da exposição detalhada do trabalho que consta dos capítulos anteriores, apresentam-se neste ponto as principais conclusões que dele foi possível extrair.

O comportamento mecânico dos materiais e a interacção 3D entre os diferentes elementos das pontes em arco de alvenaria de pedra determinam os modos de rotura assim como os danos e degradações estruturais presentes nestas construções. Porém, a caracterização da resposta estrutural que advém da actuação das cargas do peso próprio e tráfego rodoviário permite distinguir modos de rotura, danos e degradações estruturais associados, uns essencialmente, ao comportamento na direcção longitudinal e, outros, ao comportamento na direcção transversal. Os primeiros são determinados pelos mecanismos de rótulas dos arcos (tracção nas juntas transversais do arco) e os segundos são influenciados pela interacção entre enchimento, tímpanos e arco, da qual resultam abertura (rotura por tracção) e escorregamento (rotura por corte) nas interfaces (longitudinais) destes elementos.

Para além dos mecanismos resistentes e interacção entre elementos estruturais associados à transmissão das cargas (tráfego e peso próprio) e também às vibrações induzidas pelo tráfego e aos assentamentos dos apoios, os danos e degradações presentes nas pontes de alvenaria de pedra resultam de processos complexos que envolvem diversos fenómenos de deterioração dos materiais de natureza físico-química, mecânica e erosiva, decorrentes da passagem do tempo e de planos de manutenção e/ou intervenções de reabilitação desadequados. Dada a sua natureza, estas anomalias

aparecem, em geral, disseminadas em toda a construção e, em geral, menos influenciadas pela interdependência entre os mecanismos de equilíbrio e transmissão de cargas e o comportamento estrutural específico de um determinado elemento estrutural.

Os danos e degradações decorrentes da passagem do tempo são os mais frequentes nestas construções, porém as acções de manutenção, como a limpeza das superfícies, manutenção do sistema de impermeabilização e drenagem, refechamento das juntas e reposição de pedras desalinhadas e outras acções de manutenção que visem impedir o prosseguimento da deterioração são, em geral, suficientes para repor o regular funcionamento destas construções.

A longevidade de muitas das actuais pontes em pedra em funcionamento é por si só uma evidência que permite atestar o bom desempenho destas construções. Tal deve-se ao tipo de materiais que são empregues (alvenaria de pedra e material de enchimento) e também à elevada robustez das soluções construídas. As pontes de pedra são, aliás, um exemplo de sustentabilidade comparativamente com as modernas pontes em betão armado e pré-esforçado ou em estrutura metálica que, em geral, requerem custos de manutenção mais elevados.

Assim, as principais intervenções das pontes em arco visam corrigir os efeitos da deterioração dos materiais e da estrutura com o objectivo de impedir o prosseguimento da deterioração ou através da reposição das soluções existentes sem alterar a genuinidade da obra. Este aspecto tem importância reforçada nas pontes com interesse patrimonial que, pela sua importância, exigem cuidados de conservação que as preservem para a posteridade sem alterar a autenticidade da obra.

As soluções de reforço mais usadas nas pontes em que o aspecto patrimonial não é determinante têm-se baseado na adição de elementos de betão armado, tirantes transversais e pregagens longitudinais, bem como injecções de caldas de cimento no enchimento.

O conhecimento do comportamento é então indispensável para estabelecer planos de manutenção, reabilitação e reforço. Neste contexto a caracterização dos materiais e dos sistemas estruturais assume uma importância primordial. Assim, para caracterização do comportamento dos materiais neste trabalho recorreu-se ao caso de estudo da ponte de Vila Fria, uma ponte recentemente construída pela Câmara Municipal de Felgueiras, cujo projecto contou com o apoio do Instituto da Construção e da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que aproveitou a oportunidade para prosseguir uma linha de investigação sobre o comportamento de estruturas antigas de alvenaria, na qual este trabalho também se insere. Entre os trabalhos desenvolvidos no âmbito da caracterização experimental dos materiais, os focados neste trabalho consistiram na caracterização mecânica do comportamento dos enchimentos, das juntas de alvenaria e das juntas entre o enchimento e a pedra.

A campanha experimental para caracterização mecânica da alvenaria e enchimentos utilizados na construção da ponte de Vila Fria permitiu estimar os parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais usados na construção possibilitando, posteriormente, a definição de modelos numéricos estruturais com recurso a micro-modelação através do método dos elementos finitos e a simulação numérica do seu comportamento.

A parametrização e ajuste (teórico) da resposta observada nos ensaios de corte e compressão em juntas secas, juntas argamassadas e juntas entre enchimento e pedra permitiu caracterizar o modelo de comportamento de juntas JOINT_SOFT_CY_T. Os parâmetros mecânicos assim obtidos foram também comparados, com outros resultados experimentais encontrados na bibliografia. Este estudo comparativo em conjunto com a simulação numérica dos ensaios laboratoriais realizados no âmbito da presente tese e de ensaios em paredes encontrados na bibliografia, permitiu também calibrar o referido modelo JOINT_SOFT_CY_T.

O modelo de juntas JOINT_SOFT_CY_T usado para a modelação das juntas da alvenaria no âmbito deste trabalho constitui uma actualização dos anteriores modelos existentes no programa CAST3M ao qual foram adicionadas novas funcionalidades relacionadas com o comportamento cíclico na direcção normal e acoplamento de danos em tracção e corte. Trata-se de um modelo que assenta num contexto de micro-modelação simplificada em as descontinuidades entre blocos são discretizadas através de elementos finitos de interface com espessura nula, representando planos potenciais de fendilhação (abertura da junta), esmagamento e escorregamento da alvenaria.

Para calibração do modelo simularam-se os ensaios laboratoriais de corte e compressão realizados com amostras realizadas com material idêntico ao usado na ponte de Vila Fria, ensaios esses que serviram de base para a definição da evolução do modelo em termos da degradação da rigidez e da resistência na direcção normal; verificou-se então muito boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, nomeadamente no que diz respeito aos parâmetros de resistência traduzidos pelos três critérios de cedência (atrito, tracção e compressão). A principal dificuldade na simulação destes ensaios reside no facto de se considerar um único valor da rigidez corte elástica (numérico) e nos resultados ensaios experimentais se observar que esta depende da tensão normal do ensaio.

Adicionalmente foram simulados os ensaios de paredes encontrados na bibliografia. A opção por estes ensaios justificou-se dado existir uma extensa campanha para caracterização dos materiais usados na construção das referidas paredes verificando-se boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais.

Para a caracterização física e mecânica do material de enchimento foram realizados alguns ensaios de laboratório sobre amostras reconstituídas a partir de material extraído da ponte de Vila Fria, nomeadamente, ensaios de determinação do peso volúmico e do teor em água natural e ensaios de compressão triaxial.

Com os resultados experimentais obtidos nos ensaios de caracterização mecânica dos enchimentos, foram obtidos os parâmetros caracterizadores do comportamento segundo o modelo constitutivo elasto-plástico de Drucker-Prager com endurecimento/amaciamento e plasticidade não associada.

A calibração obtida por comparação entre os resultados da simulação numérica e os resultados experimentais dos ensaios triaxias em amostras de *tout-venant* permitiu evidenciar a adequabilidade do modelo para representar o comportamento do material, nomeadamente, a relação tensão-deformação, os fenómenos de dilatância e os parâmetros de resistência.

Para este efeito foi também usado o modelo de dano DAMAGE_TC, verificando-se porém que este não traduz bem a dilatância observada no comportamento deste material.

Finalmente, apresentaram-se os resultados da simulação numérica de três pontes em arco de alvenaria de pedra, a ponte de S. Lázaro, a ponte da Lagoncinha e a ponte de Vila Fria, considerando as propriedades dos materiais correspondentes à situação actual das pontes. No caso da ponte de S. Lázaro, recentemente reabilitada, foram ainda considerados dois cenários hipotéticos de caracterização dos materiais com o objectivo de traduzir o comportamento antes da reabilitação configurando num dos casos uma ponte em condições degradadas e noutro uma ponte em condições normais de serviço.

Os blocos foram definidos com comportamento linear elástico. O comportamento das juntas entre blocos e entre a alvenaria e o enchimento e o comportamento do material de enchimento foram definidos com modelos não lineares, no caso das juntas com o modelo JOINT_SOFT_CY_T e no caso do enchimento com o modelo DRUCKER_PRAGER, ambos implementados no programa de cálculo CAST3M usado neste estudo.

Os parâmetros mecânicos foram definidos com base nos resultados de ensaios de caracterização dos materiais realizados sob amostras extraídas (ou usadas) nas pontes de Vila Fria e da Lagoncinha, parâmetros esses que foram enquadrados com os resultados obtidos outros estudos similares. Para o mesmo efeito foram também usados os resultados dos ensaios de vibração ambiental realizados *in situ*, comparando os resultados das características dinâmicas (modos de vibração e frequências naturais) obtidos por via experimental e numérica

A realização de ensaios de vibração ambiental e os resultados daí obtidos constituiu uma etapa fundamental para a caracterização mecânica das estruturas e calibração dos modelos numéricos adoptados, na medida em que, utilizando procedimentos de ensaio relativamente simples e que não causam interferências no comportamento nem no funcionamento da ponte se obtêm resultados que fornecem muita informação sobre a estrutura, em particular sobre as suas características de rigidez. O tratamento dos resultados dos ensaios dinâmicos, no que se refere à estimativa das frequências naturais, e à indicação das zonas e direcções de menor rigidez das pontes, é conseguido com relativa facilidade mediante a utilização de programas comerciais, vocacionados para processamento de sinal e análise modal. No entanto, a etapa correspondente à caracterização completa dos modos de vibração revela-se mais exigente.

Tal dificuldade advém da elevada rigidez destas estruturas sendo que nos sinais registados as componentes de ruído são muito elevadas. Por outro lado os equipamentos envolvidos na realização do ensaio (que estão essencialmente vocacionados para outro tipo de estruturas muito mais flexíveis como é o caso das pontes de grande vão construídas em betão armado) podem não ser os mais adequados para os casos em estudo.

Para calibração dos modelos adoptados, no caso da ponte de Vila Fria, foram também comparados os resultados numéricos e experimentais monitorizados durante a realização de ensaios de carga. Os resultados numéricos, em termos do deslocamento vertical e da tensão normal, mostram uma concordância bastante razoável com os resultados experimentais, constatando-se porém que a deformação normal de fecho na junta monitorizada é muito menor no modelo numérico que a registada no ensaio *in situ*.

O estudo do comportamento dinâmico de pontes face à passagem do tráfego rodoviário incluiu o efeito da interacção entre o veículo e a ponte e das irregularidades do pavimento através da aplicação de cargas móveis, cargas essas que representam as reacções amplificadas do veículo no contacto roda-pavimento. Para o efeito seguiu-se uma metodologia simplificada englobando três fases de análise e estudando separadamente os dois sistemas: ponte e veículo.

Na primeira fase procedeu-se ao estudo do modelo numérico da ponte simulando a acção do veículo através de uma sucessão cargas concentradas aplicadas no pavimento (fase 1). Nesta fase foi avaliada a história de assentamentos do pavimento em correspondência com os pontos de aplicação das cargas móveis. Na fase seguinte (fase 2) procedeu-se à análise dinâmica do veículo considerando a acção dos assentamentos do pavimento (obtidos na fase 1) e as amplitudes das irregularidades medidas no pavimento da ponte. Foram então obtidos os novos valores das cargas móveis,

que representam as forças (reacções) amplificados no contacto roda-pavimento que, por fim, foram usadas na fase 3 que correspondeu a um novo cálculo da ponte.

Face a estas solicitações, foram calculadas as deformações e tensões normais e tangenciais nas juntas, avaliadas as tensões principais nos blocos de pedra e estimadas as deformações globais da ponte. Por fim, foram discutidos e comparados os parâmetros da resposta das estruturas para as várias fases da análise.

O estudo numérico da ponte de S. Lázaro permitiu avaliar vários aspectos da resposta estrutural face à acção do peso próprio e tráfego rodoviário e também o desempenho de diferentes estratégias de modelação numérica, nomeadamente no que se refere ao tipo de modelação 2D e 3D, aos modelos constitutivos dos materiais e à acção do tráfego.

Para tal efeito consideraram-se três cenários para a constituição e estado de degradação dos materiais (alvenaria e enchimento) definindo os correspondentes parâmetros mecânicos de forma a traduzir o comportamento de pontes antigas, uma em normais condições de serviço (cenário 1), outra apresentando degradação dos materiais (cenário 2) e uma terceira após reabilitação (cenário 3).

Em conjunto com o estudo do caso das pontes da Lagoncinha e da ponte de Vila Fria, os cenários 1 e 3 relativos à ponte de S. Lázaro permitiram atestar a elevada robustez deste tipo de estruturas, encontrando-se uma resposta estrutural menos robusta no caso de estudo relativo ao cenário da ponte de S. Lázaro apresentando degradação dos materiais.

Em relação aos efeitos da acção do tráfego rodoviário o estudo permitiu evidenciar a influência da história de carga e da activação do comportamento não linear dos materiais no agravamento da resposta estrutural da ponte, verificando-se que os correspondentes parâmetros estruturais não parecem ser muito agravados pelas irregularidades.

A estratégia de modelação detalhada adoptada para o estudo das pontes face à acção do peso próprio e acção rodoviária mostrou-se adequada para os objectivos propostos. As principais dificuldades encontradas foram relacionadas com os tempos de cálculo exigidos para as análises numéricas. Este aspecto foi particularmente condicionante no caso de estudo da ponte de Vila Fria. Por se tratar de uma ponte de grandes dimensões, o modelo tridimensional detalhado impossibilitou que fossem realizadas análises dinâmicas não lineares com as cargas móveis devido a questões de limitação de tempo para a conclusão deste trabalho. Porém, para casos práticos de pontes de menor dimensão, como é exemplo a ponte de S. Lázaro, cuja extensão é bem mais reduzida que a da ponte de Vila Fria (motivo pelo qual se optou por escolher este caso para a aferição da metodologia), a estratégia de modelação mostrou-se adequada.

Pese embora as dificuldades sentidas na análise da ponte de Vila Fria relacionadas com os tempos de cálculo exigidos, refira-se que a rápida evolução dos computadores permite considerar num horizonte próximo que esta limitação possa ser ultrapassada, possibilitando assim considerar viável a utilização das metodologias desenvolvidas num número apreciável de casos. A este respeito refira-se, por exemplo, que aquando da realização dos trabalhos de mestrado realizados pela autora (Costa, 2002) também no domínio de análise numérica de pontes em arco de alvenaria de pedra, para além de tempos de cálculo requeridos no cálculo serem elevados, os condicionamentos dos modelos de simulação numérica usados estavam relacionados com a limitação da capacidade de memória dos computadores então disponíveis, situação que actualmente está ultrapassada.

7.2 – SUGESTÕES PARA FUTURO DESENVOLVIMENTO

Na sequência do estudo efectuado com o presente trabalho, verifica-se que há ainda uma vasta área de trabalho a desenvolver, sendo destacadas nos, parágrafos seguintes, algumas das questões mais importantes a abordar em desenvolvimentos futuros.

Relativamente às análises computacionais não lineares tridimensionais salienta-se a necessidade de alguns melhoramentos com vista a diminuir o tempo de cálculo, nomeadamente através da implementação de estratégias que permitam a redução da dimensão das matrizes envolvidas no modelo numérico quer seja através de técnicas de subestruturação e condensação de matrizes ou por utilização de macro-elementos com densidades mais grosseiras de elementos finitos em algumas zonas da ponte, como por exemplo o enchimento por se tratar de um elemento de grande extensão ou os talhantes e os quebrantes por se tratarem de elementos secundários. A utilização de macro-modelos de alvenaria em detrimento dos micro-modelos em algumas zonas da ponte, como tímpanos e arcos secundários, constitui outra hipótese de cálculo que poderá permitir reduzir a dimensão das matrizes envolvidas no cálculo numérico, uma vez que nestes modelos a discretização geométrica da alvenaria não requer a duplicação dos nós nas interfaces entre blocos necessária para a definição do comportamento dos elementos de junta.

Nas fases de pré- e pós-processamento de análise numérica refere-se a necessidade de implementar novos procedimentos de “input” e “output” que agilizem a utilização em grande escala dos procedimentos já adoptados na análise de outras pontes em arco. Refere-se ainda que o recurso a processamento paralelo aliado à utilização de processadores mais eficientes, aspectos que estão em desenvolvimento no Joint Research Centre da Comissão Europeia em Ispra, Itália, permitirão por si só reduzir os tempos de cálculo aceitando-se assim que os procedimentos usados neste trabalho, em

conjunto com a utilização de novos interfaces nas fases de “input” e “output” possam constituir uma estratégia para utilização de forma mais intensiva.

No modelo de comportamento não-linear das juntas aponta-se a pertinência da utilização do modelo JOINT_SOFT_CY_T com elementos de junta finita com o objectivo de incluir os efeitos de Poisson na argamassa, permitir a utilização blocos e juntas com as geometrias reais (sem necessidade de considerar a geometria expandida dos blocos) e assim melhorar a aproximação do comportamento da alvenaria. A utilização de elementos de junta finita permitirá incluir melhoramentos no modelo JOINT_SOFT_CY_T relacionados com os fenómenos de abertura e fecho, nomeadamente, nos fenómenos associados ao esmagamento das rugosidades nas juntas secas e da argamassa nas juntas preenchidas. Nesta linha de investigação refira-se também a necessidade de uma melhor caracterização das leis de comportamento cíclico relacionada com a quantificação da parcela irrecuperável do deslocamento de fecho observada em ciclos sucessivos de carga/descarga, com vista ao estabelecimento de lei teóricas adaptadas ao modelo de junta finita.

Uma melhor aproximação do comportamento na direcção de corte nas juntas no ramo elástico poderá ainda advir da possibilidade de se considerar a rigidez corte dependente da tensão normal, como verificado nos ensaios de corte realizados no âmbito desta tese, assim como, a possibilidade de serem consideradas curvas de corte para as duas direcções.

Ao nível dos modelos de comportamento uma primeira linha de desenvolvimentos deverá consistir na possibilidade de adaptar o modelo de dano contínuo DAMAGE_TC para aproximar o comportamento das zonas do enchimento nomeadamente no que se refere aos fenómenos de dilatância característicos destes materiais.

Outros possíveis desenvolvimentos relacionam-se com a necessidade de incluir o solo de fundação para atender aos efeitos da interacção entre o solo e a estrutura. Este aspecto poderá ter especial interesse no caso da simulação da ponte de Vila Fria, na qual se verificam diferentes condições na fundação.

Numa outra linha de futuros desenvolvimentos, julga-se ser de significativa importância incluir na análise da resposta às cargas móveis a passagem sucessiva de vários veículos circulando num único sentido e também em sentidos opostos, bem como, a simulação de pontes e da passagem de veículos com características dinâmicas diversas, incluindo-se neste estudo a análise das acelerações registadas na ponte e nos veículos para avaliação das questões de segurança da circulação e do conforto dos utilizadores, bem como, a análise da influência do coeficiente de amortecimento estrutural nas respostas calculadas procurando analisar a importância deste parâmetro no comportamento da ponte.

A caracterização do amortecimento deste tipo de estruturas constitui outra linha de investigação com especial interesse para a simulação numérica do comportamento dinâmico destas pontes. Neste contexto, a realização de ensaios de vibração ambiental recorrendo a técnicas mais eficientes constitui por si só uma área de estudo que importa desenvolver.

Por fim, a simulação do comportamento das pontes com reforços e investigação sobre a eficiência dos mesmos no comportamento estrutural após intervenção julga-se da maior urgência que, em boa verdade estava nos horizontes deste trabalho mas que, por limitações de tempo já não foi possível abordar. Além disso aponta-se também a necessidade de a caracterização mecânica dos materiais deste tipo de estruturas após a reabilitação e/ou reforço, já que existe actualmente maior disponibilidade de modelos de comportamento, com maior ou menor grau de sofisticação, mas continua a haver escassez de informação sobre os parâmetros a usar.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdou, L.; Saada, R. A.; Meftah, F. e Mebarki, A. (2006). *Experimental investigations of the joint-mortar behaviour*. Mechanics Research Communications, Vol.33(3), pp.370-384.

Abrams, D. P. (2001). *Performance-Based Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings*. Unpublished work. Pavia, ROSE School, University of Pavia.

Aires-Barros, L. (2001). *As rochas dos monumentos portugueses*. Tipologias e patologias. Vol I. Lisboa, Instituto Portugues do Património Arquitectónico.

Aires-Barros, L. (2002). *Património Cultural Construído: algumas notas para o seu estudo e preservação*. Pedra & Cal, n.º 13, pp. 11-14, GECoRPA - Grémio das Empresas de Conservção e Restauro do Património Arquitectónico.

Álamo, J. (2001). *Análisis Estructural de Puentes Arco de Fábrica. Criterios de Comprobación*. Tesis Doctoral, Universidade Politécnica de Madrid.

Almeida, C. (2000). *Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar à Acção dos Sismos*. Tese de Mestrado, FEUP.

Almeida, J. (2002). *Caracterização da Alvenaria Submetida a Esforços de Tracção*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho.

Almeida, J. (2003). *Gestão de pontes rodoviárias. Um modelo aplicável em Portugal*. Tese de Mestrado, FEUP.

Andreaus, U. (1996). *Failure Criteria for Masonry Panels under In-Plane Loading*. Journal of Structural Engineering, Vol.122(1), pp.37-46.

Anthoine, A.; Magenes, G. e Magonette, G. (1995). *Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls*. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, Holland.

Appleton, J. e Silva, J. (2002). *Reabilitação e reforço da ponte de Tavira*. Revista Pedra & Cal, n.º 14, pp. 12-14, GECoRPA - Grémio das Empresas de Conservção e Restauro do Património Arquitectónico.

Arêde, A.; Costa, P.; Costa, A.; Costa, C. e Noites, L. (2007). *Monitoring and testing of a new stone masonry arch bridge in Vila Fria*, Portugal. 5th International Conference on Arch Bridges, Funchal.

Ashurst, D. (1992). *An asssessment of repair and strengthening tecniques for brick and stone masonry arch bridges*. Report 284. TRL - Transport Research Laboratory.

ASTM (1995). *Splitting tensile strength of of Intact Rock Core Specimens*. D3967-95a. West Conshohocken, PA, American Society for Testing and Materials.

ASTM (2000). *Annual Book of ASTM Standards*. Section 4, Construction Section 04.08, Soil and rock (I): D 420 - D 5779, West Conshohocken, PA, American Society for Testing and Materials.

ASTM (2002). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens*. D2938-95. West Conshohocken, PA, American Society for Testing and Materials.

ASTM (2004). *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*. D2435-04. West Conshohocken, PA, American Society for Testing and Materials.

Atkinson, R. H.; Amadei, B. P.; Saeb, S. e Sture, S. (1989). *Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear*. Journal of Structural Engineering, Vol.115 (9), pp.2276-2296.

Autodesk-Inc. (1999). AutoCAD2000. U.S.

Azevedo, J.; Sincraian, G. e Lemos, J. (2000). *Seismic Behavior of Blocky Masonry Structures*. Earthquake Spectra, pp.337-365.

Baratta, A. e Corbi, I. (2003). *Consolidamento di Strutture Murarie con Fibre di Carbono*. XXXII Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana per L'Analisi delle Sollecitazioni, Salerno.

Barton, N. (1973). *Review of a new shear strength criterion for rock joints*. Engineering Geology.

Barton, N. e Bandis, S. (1982). *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*. 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, pp.739-760.

Barton, N. e Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.10 (1-2), pp.1-54.

Beer, G. (1985). *An Isoparametric Joint/Interface Element for Finite Element Analysis* I.J.N.M.E., Vol.21(585 600).

Bell, B. (2004). *European Railway Bridge Demography*. WP1-02-T-040601-F-Deliverable D 1.2. Sweden, Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives, Project co-funded by the European Commission within the Sixth Framework Programme.

Belmonte, C. (2009). *Free vibration test on S. Lázaro bridge*. Relatório interno não publicado. Porto, FEUP.

Bersche-Rolt Ltd. (2005). *Masonry Reinforcement for Arch Bridge. Abridged Presentation on the Bersche-Rolt Retrofitted System*. Bridge Owners Forum web site, http://www.bridgeforum.com/bof/subgroups/masarch/.

Berto, L.; Saetta, A.; Scotta, R. e Vitaliani, R. (2002). *An orthotropic damage model for masonry structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.55(2), pp.127-157.

BETTOR (2007). *ALBARIA™ STRUTTURA*. Ficha técnica, BASF - Construction Chemicals España, S.L., comercializado em Portugal por Bettor Mbt Portugal,S.A., http://www.constructionsystems.basf-cc.es/ES/productos-sistemas/fichas-tecnicas/Documents/albaria-struttura.pdf.

Bićanić, N.; Stirling, C. e Pearce, C. J. (2003). *Discontinuous modelling of masonry bridges*. Computational Mechanics, Vol.31(1-2), pp.60-68.

Binda, L.; Tiraboschi, C.; Roberti, G. M.; G.Baronio e Cardani, G. (1995). *Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype*. Reports 5.0. Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

Blasi, C. e Sesum, S. (2001). *Kriva Cuprija bridge in Mostar: Analysis of the causes of its collapse*. ARCH'01 - 3rd International Conference on Arch Bridges Paris, pp.647-653.

Boothby, T. E.; Hulet, K. e Stanton, T. (2004). *Inspection, assessent, and monitoring of railroad Arch bridges in Southwestern Pennsylvania*. 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona.

Bouabaz, M. e Horner, M. (1990). *Modelling and Predicting Bridge Repair and Maintenance Costs*. Bridge Management. London, Taylor & Francis Ltd.

Braga, F. e Liberatore, D. (1990). *A finite element for the analysis of the response of masonry buildings*. 5th North American Masonry Conference, Urbana - Campaign, University of Illinois.

Brencich, A. (2007). *Guide to the execution and control of repairs. Workshop on Masonry Arch Bridges*. Paris, UIC - International Union of Railways.

Brencich, A. e Gambarotta, L. (2007). *Guide to the High Level Assessment of Masonry Bridges*. Workshop on Masonry Arch Bridges. Paris, UIC - International Union of Railways.

Brencich, A.; Corradi, C. e Sterpi, E. (2004). *Experimental Approaches to the compressive response of solid clay brick masonry*. 13th International Brick and Block Masonry Conference, Amsterdam.

Bridle, R. J. e Hughes, T. G. (1990). *An energy method for arch bridge analysis*. Proc. Inst. Civ. Engrs, Vol.89, pp.pp. 375–385.

Brincker, R. (2001). *Introductory Seminar: ARTeMIS EXTRACTOR SOFTWARE*. Lisboa.

Brookes, C. L. e Mullet, P. (2004). *Service Load Testing, Numerical Simulation and Strengthening Masonry Arch Bridges*. 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona.

BS (1983). *British standard testing concrete method for determination of the compressive strength of concrete cores* BS 1881 :120: 1983 part 120. British Standard BS 1881, London, British Standards Institution.

Cabrita, H. e Cardoso, H. (1997). *Pontes em Portugal*. Secil.

Caetano, E. (1992). *Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais*. Tese de Mestrado, FEUP.

Caetano, E. (2000). *Dynamics of Cable-stayed Bridges: Experimental Assessment of Cable Structure Interaction*. Tese de Doutoramento, FEUP.

Calçada, R. (1995). *Efeitos Dinâmicos em Pontes Resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*. Tese de Mestrado, FEUP.

Calçada, R. (2001). *Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias*. Tese de Doutoramento, FEUP.

Cambridge Systematics (2001). *PONTIS release 4 User's Manual*. AASHTO. Washington D.C.

Campos Costa, A. P. N. (1993). *A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas*. FEUP.

Campos e Matos, A. (1986). *Análise dos estados de tensão e deformação em maciços de solos e rochas diaclasadas*. Verificação da segurança. Tese de Doutoramento, FEUP.

Carol, I.; López, C. e Roa, O. (2001). *Micromechanical analysis of quasi-brittle materials using fracture-based interface elements*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.52(1-2), pp.193-215.

Cavicchi, A. e Gambarotta, L. (2005). *Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction*. Engineering Structures, Vol.27(4), pp.605-615.

CEA (2003). *Manuel d'utilisation de CAST3M*. by P. Pasquet, Commissariat à l'Énergie Atomique, www cast3m.cea.fr.

CEN (1999a). *Methods of test for mortar for masonry*. EN 1015-10: 1999 Part 10, Determination of dry bulk density of hardened mortar. Brussels, European Committee for Standardization, pp.7.

CEN (1999b). *Methods of test for mortar for masonry*. EN 1015-11: 1999 Part 11, Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar. Brussels, European Committee for Standardization, pp.12.

CEN (2002). *Methods of test for mortar for masonry*. EN 1015-18: 2002 Part 18, Determination of water absorption coefficient due to capillary action of herdened mortar. Brussels, European Committee for Standardization, pp.8.

CEN (2004). Eurocode (EC) 8: *Design of structures for earthquake resistance*. EN 1998-1: 2004 Part 1, General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, European Committee for Standardization.

Chetouane, B.; Dubois, F.; Vinches, M. e Bohatier, C. (2005). *NSCD discrete element method for modelling masonry structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.64(1), pp.65-94.

Choo, B.; Coutie, M. e Gong, N. (1990). *Analysis of masonry arch bridges by a finite element method*. Forth Rail Bridge Centenary International Conference, Edinburgh.

Colli, S. (2004). *Un nuovo modello meccanico di giunto per l'analisi delle strutture murarie*. Tesi di Laurea, Università Degli Studi di Trento.

Corradi, M. e Filemio, V. (2004). *A brief comparison between mechanical aspects and construction of arch bridges during the XVIII and XIXth centuries*. 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona, P. Roca e C. Molins (ed.).

Costa, A. e Paupério, E. (2002). *Relatório de Inspecção da Ponte de D. Zameiro*. OU6-RVT15-A-NG21. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Arêde, A. e Costa, C. (2001c). *Ponte de Vila Fria*. Projecto. IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Arêde, A. e Paupério, E. (2001a). *Relatório de Inspecção da Ponte de Ázere*. OU1-RVT4-B-NG6. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Arêde, A. e Paupério, E. (2001b). *Relatório de Inspecção da Ponte de Esporão*s. OU2-RVT5-A-NG7. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Arêde, A. e Paupério, E. (2005a). *Relatório de Inspecção a Antiga Ponte Ferroviária*. IC40-RVT63-A-NG76. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Costa, C.; Arêde, A. e Costa, A. G. (2008). *Metodologias de modelação numérica de estruturas de alvenaria de pedra*. Sismo 1998 - Açores. Uma década depois, C. S. Oliveira, A. Costa e J. C. Nunes (ed.).

Costa, A.; Guedes, J. e Costa, P. (2003a). *Relatório de Inspecção da Ponte D. Goimil*. IC9-RVT28-A-NG36. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Guedes, J. e Paupério, E. (2005b). *Relatório de Inspecção da Ponte de Vilar de Mouros*. DGEMN30-RVT64-A-NG77. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Guedes, J.; Paupério, E. e Costa, P. (2003b). *Relatório de Inspecção da Ponte de Prozelo*. DGEMN21-RVT20-A-NG28. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Guedes, J.; Paupério, E.; Costa, P. e Oliveira, J. (2003c). *Relatório de Inspecção da Ponte de Ronfos*. IC4-RVT23-A-NG31. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Guedes, M.; Paupério, E. e Lopes, V. (2006). *Relatório de Inspecção da Ponte de S. Lázaro*. IC60-RVT106-A-NG131. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Paupério, E. e Costa, P. (2003d). *Relatório de Inspecção da Ponte Nova de Vizela*. IC14-RVT35-A-NG44. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, A.; Paupério, E. e Lopes, V. (2007). *Especificações para a ponte de S. Lázaro*. IC68-RO23-B-NG139. NCREP, IC-Instituto da Construção da FEUP.

Costa, C. (2002). *Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário*. Tese de Mestrado, FEUP, disponível em http://ncrep.fe.up.pt/web/artigos/2002CCosta_tese_mestrado.pdf.

Costa, C. e Pegon, P. (2005). *An automatic procedure for finite thickness joint generation. Application with a new joint element*. Report EUR - EN. ISPC, CEC, JRC - Ispra (VA), Italy.

Costa, C.; Arêde, A. e Costa, A. (2004a). *Caracterização dinâmica e análise sísmica da ponte da Lagoncinha*. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães.

Costa, C.; Arêde, A. e Costa, A. (2004b). *Modelação numérica da Ponte de Vila Fria. Do projecto à entrada em serviço*. A Intervenção no Património - Práticas de Conservação e Reabilitação, Porto, DGEMN, FEUP.

Costa, C.; Pegon, P.; Arêde, A. e Castro, M. (2005). *Implementation of the damage model in tension and compression with plasticity in CAST3M*. Report EUR - EN. ISPC, CEC, JRC - Ispra (VA), Italy.

Costa, P. (2007). *Análise da Construção e do Comportamento duma Ponte de Pedra*. Tese de Mestrado, FEUP.

Crisfield, M. (1985). *Finite Element and Mechanism Methods for the Analysis of Masonry and Brickwork Arches*. Research Report 19. TRL - Transport Research Laboratory.

Crisfield, M. A. (1991). *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. Volume I: Essentials. J. W. &Sons.

Crisfield, M. A. (1997). *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. Volume II: Advanced Topics, Chichester, UK, John Wiley &Sons Ltd.

Cruz, S. (1994). *Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias em Vias de Alta Velocidade*. Tese de Mestrado, FEUP.

CSS (1999). *Strengthening of Railtrack Owned Highway Bridges - Guidance for Implementation*. CSS/SCOTS/LoBEG/Railtrack, Country Surveyors' Society.

CSS (2000). *Funding for Bridge Maintenance*. CSS Bridges Group, Country Surveyors' Society.

DGEMN (1957). Ponte da Lagoncinha. Boletim n.º 87. Boletim da Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, MOP.

Dhanasekar, M.; Page, A. W. e Kleeman, P. W. (1985). *The failure of brick masonry under biaxial stresses*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers London, Vol.Part 2, Vol.79, pp.295-313.

Díez, P. e Pegon, P. (2002). *Error Assessment of Structural Computations Including Joints*. Fifth World Congress on Computational Mechanics, Vienna, J. Eberhardsteineer, H. A. Mang e F. G. Rammerstorfer (ed.).

DIN (1988). *Determination of absolute density, dry density, compactness and porosity of natural stone and mineral aggregates*. Deutsches Institut fur Normung.

EP (2005). *Reabilitação e reforço estrutural da ponte da Formigosa. Projecto de execução*. Documento interno não publicado, Estradas de Portugal.

Esteves, P. (2007). *Estudo de soluções de reforço em pontes em arco de alvenaria de pedra*. Relatório de Seminário do 5º Ano da Licenciatura em Engenharia Civil. Documento interno não publicado. Instituto Politécnico de Tomar.

Fanning, P. J. e Boothby, T. E. (2001). *Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges*. Computers & Structures, Vol.79(29-30), pp.2645-2662.

Fanning, P. J.; Boothby, T. E. e Roberts, B. J. (2000). *Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment*. Construction and Building Materials, Vol.15(1), pp.51-60.

Fanning, P. J.; Salomoni, V. e Sloan, S. W. (2003). *Nonlinear Modelling of a Multi-span arch Bridge under service Load Conditions*. Structural Faults and Repair, M. C. Forde (ed.).

Faria, R. (1994). *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*. Tese de Doutotamento, FEUP.

Fauchoux, G. e Abdunur, C. (1998). *Strengthening Masonry Arch Bridges Though Balckfill Replacement by Concrete*. 2nd International Conference on Arch Bridges, Venice, Balkema, A. Sinopoli (ed.).

Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos*: Volume I - Conceitos e princípios fundamentais, FEUP Edições.

Ferreira, L. e Serra, J. (2007). *Avaliação da Segurança de Pontes em Arco de Alvenaria de pedra do Concelho de Tomar Recorrendo a Métodos Simplificados*. Relatório de Seminário do 5º Ano da Licenciatura em Engenharia Civil. Instituto Politécnico de Tomar.

Flanning, P. J.; Boothby, T. E. e Salomoni, V. (2004). *Modellazione Tridimensionale di Ponti ad Arco in Muratura*: Accettare una Sfida. XV Congresso Italiano di Meccanica Computazionale. AIMETA, Itália.

Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto: Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Tese de Doutoramento, FEUP.

Foraboschi, P. (2004). *Strengthening of Masonry Arches with Fiber-Reinforced Polymer Strips*. Journal of Composites for Construction, Vol.8(3), pp.191-202.

Foti, D. e Monaco, P. (2000). *Post-tensioned masonry: state of the art*. Progress in Structural Engineering and Materials, Vol.2(3), pp.311-318.

Gago, A. (2004). *Análise estrutural de arcos, abóbadas e cúpulas. Contributo para o estudo do património construído*. Tese de Doutoramento, IST.

Gago, A., A. S. ; Alfaiate, J. V. e Almeida, J. R. d. (2003). *Simulação Numérica de um Ensaio Experimental Efectuado numa Ponte em Alvenaria de Pedra*. VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional, Évora.

Galasco, A.; Lagomarsino, S. e Penna, A. (2006). *On the Use of Pushover Analysis for Existing Masonry Buildings*. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland.

Gambarotta, L. (1999). *Sperimentazione e Modellazione di Ponti ad Arco in Muratura*. Pubblicazione Serie I, n.º 11. Atti Giornata di Studio sulla Sperimentazione dei ponti, CIAS, Politecnico di Milano, Trento, pp.250-277.

Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. (1996). *Sulla risposta dinamica di pareti in muratura*. Atti del convegno La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto, Messina.

Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. (1997a). *Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Wall*. Part I: The Mortar Joint Model and its Applications. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.26(4), pp.423-439.

Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. (1997b). *Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Wall*. Part II: The Continuum Modesl and its Applications. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.26(4), pp.441-462.

García-Catalán, R. e Álamo, J. (2006). *Catalogue os damages for masonry arch bridges*. UIC Project I/03/U/285. WP3: Optimised inspection and monitoring aof masonry arch bridges. Paris, UIC - International Union of Railways.

Garrity, S. (2001). *The Strengthening of Single Span Masonry Arch Bridge Using Near-Surface Reinforcement*. 3rd International Conference on Arch Bridges, Paris, C. Abdunur (ed.).

GeoSIG (1999). *GSR-12/16/18 - Operation Manual*, by J. Grob. Switzerland, GoeSIG AG.

Giambanco, G.; Rizzo, S. e Spallino, R. (2001). *Numerical analysis of masonry structures via interface models*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.190(49-50), pp.6493-6511.

Gifford and Partners Ltd. (2004). *Archtec – Verification of Structural Analysis*. Gifford and Partners Report by Brookes CL, Bridge Owners Forum web site, http://www.bridgeforum.com/bof/subgroups/masarch/.

Gilbert, M. (1993). *The Behaviour of Masonry Arch Bridges Containing Defects*. Tese de Doutoramento, University of Manchester.

Gilbert, M. e Melbourne, C. (1994). *Rigid-block analysis to masonry arches*. Structural Engineering, Vol.72, pp.pp. 356–361.

Goodman, R.; Taylor, R. e Brekke, T. (1968). *A model for the mechanics of jointed rock*. J. Soil Mech. Foundation Div. (ASCE) pp.637-659.

Guedes, J.; Paupério, E. e Costa, P. (2002). *Relatório de Inspecção à Ponte sobre o Rio Sul*. OU4-RVT13-A-NG19. NCREP. IC-Instituto da Construção da FEUP.

Hamid, A. A. H., A.C.; Drysdale, R.G. (1979). *Shear Strength of Concrete Masonry Joints*. Journal of the Structural Division, Vol.105(7), pp.1227-1240.

Hamid, A. e Drysdale, R. G. (1988). *Flexural Tensile Strength of Concrete Block*. Masonry Journal of Structural Engineering, Vol.114(1), pp.50-66.

Harvey, W. J. (1995). *Loaded ribs or complex systems - a personal view of our ability to model arch bridge behaviour*. 1st International Conference on Arch bridges, Bolton. UK

Harvey, W.; Vardy, A.; Craig, R. e Smith, F. (1989). *Load tests on a full scale model four metre span masonry arch bridge*. CR155. TRL - Transport Research Laboratory.

Hawk, H. (1999). BRIDGIT: *User-Friendly Approach to Bridge Management*. International Bridge Management Conference, Denver.

Healey, T. e Counsell, J. (1998). *Widening and strengthening of London's Kingston Bridge*. 2nd International Conference on Arch bridges, Venice, Balkema, A. Sinopoli (ed.).

Healey, T. e Counsell, J. (2001). *Widening and strengthening of Kingston Bridge, London*. 3rd International Conference on Arch bridges, Paris, C. Abdunur (ed.).

Hendry, A. W.; Davies, S. R. e Royles, R. (1985). *Tests on stone masonry arch at Bridgemill - Girvan*. Contractor Report CR7. TRL - Transport Research Laboratory.

Hendry, A. W.; Davies, S. R.; Royles, R.; Ponniah, D.; Forde, M. e Komeyli-birjandi, F. (1986). Load test to collapse on a masonry arch bridge at Bargower, Strathclyde. Contractor Report CR7. TRL - Transport Research Laboratory.

Heyman, J. (1969). *The safety of masonry arches*. International Journal of Mechanical Sciences 11.

Hobbs, B.; Gilbert, M. e Molyneaux, T. (1998). *Effects of vehicle impact loading on masonry arch parapets*. 2nd International Conference on Arch bridges, Balkema, A. Sinopoli (ed.), pp.281-287.

ICERR (2001). *Reabilitação da Ponte da Sancheira*. Projecto de execução realizado pela BETTAR, SA, Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária.

ICOMOS (2004). *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. Tradução para português por P. B. Lourenço e D. V. Oliveira, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil. http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Recommendations_ICOMOS.pdf.

IEP (2001). *Reabilitação/reparação geral da Ponte Pedrinha*. Projecto de execução realizado pela BETTAR, SA. Documento interno não publicado, Instituto de Estradas de Portugal.

IEP (2002). *Alargamento e reforço da Ponte de Caninhas*. Projecto de execução realizado pela Consulplano, S.A.. Documento interno não publicado, Instituto de Estradas de Portugal.

IEP (2004a). *Ponte internacional de Segura sobre o rio Erges*. Memória descritiva e justificativa do projecto de reabilitação e reforço estrutural. Documento interno não publicado, Instituto de Estradas de Portugal.

IEP (2004b). *Projecto de reabilitação e reforço estrutural da ponte do Real*. Projecto de execução realizado pela Tecnofisil. Documento interno não publicado, Instituto de Estradas de Portugal.

IHRU (1992a). *Ponte da Cava Velha*. Sistema de Informação para o Património Arquitectónico - SIPA. Nº IPA: PT011603020015. http://www.monumentos.pt, Instituto da Habitação e Reabilitação Urbana.

IHRU (1992b). *Ponte de Longroiva*. Sistema de Informação para o Património Arquitectónico - SIPA. Nº IPA: PT020909070010. http://www.monumentos.pt, Instituto da Habitação e Reabilitação Urbana.

IHRU (1992c). *Ponte sobre o Lima*. Sistema de Informação para o Património Arquitectónico - SIPA. Nº IPA: PT011606160004. http://www.monumentos.pt, Instituto da Habitação e Reabilitação Urbana.

IHRU (1993). *Ponte de Trajano*. Sistema de Informação para o Património Arquitectónico - SIPA. Nº IPA: PT011703510001. http://www.monumentos.pt, Instituto da Habitação e Reabilitação Urbana.

IHRU (1998). *Ponte de São Lázaro*. Sistema de Informação para o Património Arquitectónico - SIPA. Nº IPA: PT011315010002. http://www.monumentos.pt, Instituto da Habitação e Reabilitação Urbana.

IHRU (1999). *Ponte de Ucanha*. Sistema de Informação para o Património Arquitectónico - SIPA. Nº IPA: PT011820080001. http://www.monumentos.pt, Instituto da Habitação e Reabilitação Urbana.

IHRU (2001). *Ponte de Vila Ruiva*. Sistema de Informação para o Património Arquitectónico - SIPA. Nº IPA: PT040207040002. http://www.monumentos.pt, Instituto da Habitação e Reabilitação Urbana.

IPQ (2000a). *Métodos de ensaio para pedra natural*. NP EN 1925 2000. Determinação do coeficiente de absorção de água por capilaridade. Caparica, Instituto Português da Qualidade, pp.13.

IPQ (2000b). *Métodos de ensaio para pedra natural*. NP EN 1926 2000, Determinação da resistência à compressão. Caparica, Instituto Português da Qualidade, pp.19.

IPQ (2007). *Métodos de ensaio para pedra natural*. NP EN 14580. Determinação do módulo de elasticidade estático Caparica, Instituto Português da Qualidade.

Jurina, L. e Mazzoleni, M. (2004). *Ponti in muratura: verifiche statiche ed interventi di consolidamento con la tecnica dell'arco armato*. Corso di aggiornamento e specializzazione: Ponti e viadotti: ispezioni visive e tecniche di risanamento, Bolzano.

Kaliakin, V. N. e Li, J. (1995). *Insight into deficiencies associated with commonly used zero-thickness interface elements*. Computers and Geotechnics, Vol.17(2), pp.225-252.

Kamiński, T. (2007). *Three-dimensional modelling of masonry arch bridges based on predetermined planes of weakness*. 5th International Conference on Arch Bridges, Funchal.

Khalaf, F. M. (2005). *New Test for Determination of Masonry Tensile Bond Strength*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol.17(6), pp.725-732.

Kiang Hwee, T. e Patoary, M. K. H. (2004). *Strengthening of Masonry Walls against Out-of-Plane Loads Using Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement*. Journal of Composites for Construction, Vol.8(1), pp.79-87.

Lagomarsino, S.; Resemini, S. e Rossi, B. (1999). *Analisi teorico-sprimentale per la sicurezza dei ponti della linea ferroviaria Genova-Ovada*. Atti del corso CIAS: Progetto, costruzione e

controllo dei ponti: il ruolo della sperimentazione. Milano, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Genova.

Le Pape, Y.; Anthoine, A. e Pegon, P. (2001). *Seismic assessment of masonry structures. Multi-scale numerical modelling*. Historical Constructions, P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), Guimarães.

LNEC (1969). *Agregados. Análise granulométrica*. E 233 - 1966, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

LNEC (2000). *Ensaios de Mecânica das Rochas na Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar*. Relatório Técnico. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Loo, Y. e Yang, Y. (1991). *Cracking and Failure Analysis of Masonry Arch Bridges*. J. Struct. Engrg., Vol.Volume 117(Issue 6), pp.1641-1659.

Lopez, J.; Oller, S.; Oñate, E. e Lubliner, J. (1999). *A homogeneous constitutive model for masonry*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.46(10), pp.1651-1671.

Lotfi, H. R. e Shing, P. B. (1991). *An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis*. Computers & structures, Vol.41(3), pp.413-425.

Lotfi, H. R. e Shing, P. B. (1994). *Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures*. Journal of Structural Engineering, Vol.120(1), pp.63-80.

Lourenço, P. B. (1996). *Computational Strategies for Masonry Structures*. Tese de Doutoramento, Delft University of Technology.

Lourenço, P. B. (1999). *Métodos computacionais na mecânica dos sólidos não-linear*. Relatório 99-DEC/E-1. Universidade do Minho.

Lourenço, P. B. (2004). *Current experimental and numerical issues in masonry research*. International Workshop on Masonry Walls and Earthquakes. Universidade do Minho, Guimarães.

Lourenço, P. B. e Rots, J. G. (1997). *Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures*. Journal of Engineering Mechanics, Vol.123(7), pp.660-668.

Luciano, R. e Sacco, E. (1997). *Homogenization technique and damage model for old masonry material*. International Journal of Solids and Structures, Vol.34(24), pp.3191-3208.

Magenes, G. e Fontana, A. (1998). *Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings*. Proceedings of the British Masonry Society, Vol.8, pp.190-195.

Martínez, J. e Castillo, L. (2004). *The Adaptation of Masonry Arch Bridges. The Cerezo Bridge Experience*. 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona, P. Roca and C. Molins (Eds.).

Martins, F. (2001). *Rehabilitation of the Minho line's Areosa and Afife masonry railway bridges*. Historical Constructions, Guimarães, P. B. Lourenço e P. Roca (ed.), pp.1159-1164.

Martins, F. (2006). *Beneficiação da Ponte Ferroviária de Canharda*. JPEE - Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa.

Mathworks (2006). *MATHLAB R2006b*. Massachusetts, The MathWorks, Inc.

McKibbins, L.; Melbourne, C.; Sawar, N. e Gaillard, C. (2006). *Masonry arch bridges: condition appraisal and remedial treatment*. London, CIRIA.

McNary, W. S. (1985). *Mechanics of Masonry in Compression*. Journal of structural engineering, Vol.111(4), pp.857.

Melbourne, C. e Tomor, A. (2004). *Fatigue Performance of Composite and Radial-Pin Reiforcement on Multi-Ring Masonry Arches*. 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona, P. Roca e C. Molins (ed.).

Melbourne, C. e Tomor, A. (2006). *A new assessment method for masonry arch bridges*. IABMAS'06, Porto.

Melbourne, C.; Begimgil, M. e Gilbert, M. (1995). *The load test to collapse of a 5m span brickwork arch bridge with tied spandrel walls*. 1st International Conference on Arch Bridges, Bolton, UK.

Mendonça, T. e Villar, M. (2002). *Bridge Management System - GOA*. IABMAS - 1st International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Barcelona.

Meneses, J. (2007). *Fichas de trabalhos da disciplina de Geologia de Engenharia*. Documento interno não publicado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

MEXE (1963). *Military Engineering Experimental Establishment*. Solog Study B38 Christchurch, Hampshire, U.K.,

Miri, M. e Hughes, T. (2004). *Increased Load Capacity of Arch Bridges Using Slab Reinforced Concrete*. 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona, P. Roca e C. Molins (ed.).

Mistler, M.; Butenweg, C. e Anthoine, A. (2004). *Evaluation of the Failure Criterion for Masonry by Homogenisation*. 7th International Conference on Computational Structures Technology, Scotland, Civil-Comp Press, B. H. V. Topping e C. A. M. Soares (ed.).

Modena, C.; Valluzzi, M. R.; da Porto, F.; Casarin, F. e Bettio, C. (2004). *Structural Upgrading of a Brick Masonry Arch Bridge at the Lido (Venice)*. 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona, P. Roca e C. Molins (ed.).

Molina, J.; Le Pape, Y. e Pegon, P. (2001). *Seismic assessment of masonry structures – Experimental program*. Historical Constructions, Guimarães, P. B. Lourenço e P. Roca (ed.).

Morbiducci, R. (2003). *Nonlinear parameter identification of models for masonry*. International Journal of Solids and Structures, Vol.40(15), pp.4071-4090.

Mullett, P. e Rance, J. (2003). *Applied Discrete Element Technology: The Assessment and Strengthening of Masonry Arches*. www.nafems.org.

Murty, C.; Dayal, U.; Arlekar, J.; Chaubey, S. e Jain, S. (2001). *Seismically Defficient Structures: Engineering Lessons*. GIS@development, March.

Muszynski, L. C. e Purcell, M. R. (2003). *Use of Composite Reinforcement to Strengthen Concrete and Air-Entrained Concrete Masonry Walls against Air Blast.* Journal of Composites for Construction, Vol.7(2), pp.98-108.

NCREP (2006). *Base de dados do Núcleo de Conservação e Reabilitação d' Edifícios e Património*, disponível em http://ncrep.fe.up.pt/, acedido em 2006.

Ngo, D. e Scordelis, A. (1967). *Finite element analysis of reinforced concrete beams*. ACI Journal

NP (1966). *Solos. Determinação da densidade das partículas*. NP 83 1965. Lisboa, Ministério da Economia, Inspecção Geral dos Produtos Agrícolas e Industriais, pp.3.

NP (1970). *Inertes para argamassas e betões determinação das massas volúmicas e da absorção de água de britas e godos*. NP 581 1969. Lisboa, Ministério da Economia, Inspecção Geral dos Produtos Agrícolas e Industriais.

OCDE (1998). *Dynamic interaction between vehicles and infrastructure experiment (DIVINE).* Technical Report DSTI/DOT/RTR/IR6(98)1/FINAL. Paris, Organisation for Economic Co-operation and Development.

Oliveira, D. (2003). *Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.

Oliveira, D. V. e Lourenço, P. B. (2003). *Validação de um Modelo de Junta para o Comportamento Cíclico*. VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional, Universidade de Évora.

Oliveira, D. V. e Lourenço, P. B. (2004). *Repair of Stone Masonry Arch Bridge*. 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona, P. Roca e C. Molins (ed.).

Oñate, E.; Hanganu, A.; Barbat, A. e Oller, S. (1997). *Structural analysis and durability assessment of constructions using a finite element damage model*. Structural Analysis of Historical Constructions, Barcelona, CIMNE, P. Roca et al. (ed.).

Page, A. (1978). *Finite Element Model for Masonry*. Journal of the Structural Division (ASCE), Vol.104 (88), pp.1267-1285.

Page, J. (1987). *Load Tests to Collapse on Two Arch Bridges at Preston, Shropshire and Prestwood, Staffordshire*. Research Report 110. Crowthorne, TRL - Transport Research Laboratory.

Page, J. (1988). *Load Tests to Collapse on Two Arch Bridges at Torksey and Shinafoot*. Research Report 159. Crowthorne, TRL - Transport Research Laboratory.

Page, J. (1989). *Load Tests to Collapse on Two Arch Bridges at Strathmashie and Barlae*. Research Report RR201. Crowthorne, Transport Research Laboratory.

Page, J. (1993). *Masonry Arch Bridges. State of the Art Review*. Research Report RR201. Transport Research Laboratory.

Page, J. (1996). *A guide to repair and strengthening of masonry arch highway bridges*. Report 204. TRL - Transport Research Laboratory.

Papa, E. (1996). *A unilateral damage model for masonry based on a homogenisation procedure*. Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Vol.1(4), pp.349-366.

Patton, F. D. (1966). *Multiple Modes of Shear Failure in Rock*. 1st congr. Int. Soc. Rock Mech, Lisbon, Vol.1.

Pegon, P. (2002). *New joint elements in CAST3M*. Club Cast3m, Paris.

Pegon, P. e Pinto, V. (1996). *Seismic Study of Monumental Structures - Structural Analysis, Modelling and Definition of Experimental Model*. Peport EUR 16387 EN. JRC - Ispra (VA), Italy.

Pegon, P.; Pinto, A. V. e Anthoine, A. (1995). *Numerical simulation of historical buildings subjected to earthquake loading*. STREMA, Chania, GB.

Pegon, P.; Pinto, A. V. e Geradin, M. (2001). *Numerical modelling of stone-block monumental structures*. Computers & Structures, Vol.79(22-25), pp.2165-2181.

Penna, A. (2002). *Una procedura a macroelementi per l'analisi dinamica non lineare di edifici in muratura*. Tesi di Dottorato, Politecnico di Milano.

Pereira, H. e Valverde, J. (2005). *Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Natural Existentes no Concelho de Tomar*. Relatório de Seminário do 5º Ano da Licenciatura em Engenharia Civil. Documento interno não publicado. Instituto Politécnico de Tomar.

Peterson, P. (1981). *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*. Report TVBM-1007. Lund Institute of Technology.

Pietruszczak, S. e Ushaksaraei, R. (2003). *Description of inelastic behaviour of structural masonry*. International Journal of Solids and Structures, Vol.40(15), pp.4003-4019.

Pimentel, R. (2008). *Caracterização do Tráfego Ferroviário e dos seus Efeitos em Pontes de Pequeno Vão*. Tese de Mestrado, FEUP.

Pina-Henriques, J. e Lourenço, P. B. (2004). *Masonry Micro-Modelling adopting a Discontinuous Framework.* Proc. 7th International Conference on Computational Structures Technology, Lisbon, Portugal, Vol.paper 195, CD-ROM.

Pina-Henriques, J. L. (2005). *Masonry under compression failure analysis and long-term effects*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.

Pinto, J. (1993). *Vibrações em Pontes de Tirantes Devido ao Tráfego Rodoviário*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil,

Pinto, P. (1998). *Pontes romanas de Portugal*. Associação Juventude e Património.

Pippard, A. J. S. (1948). *The approximate estimation of safe loads on masonry bridges*. Institution of Civil Engineers.

Pluijm, V. D. (1999). *Out of Plane Bending of Masonry Behaviour and Strenght*. Eindnove University of Technology.

Ramos, L. (2002). *Análise experimental e numérica de estruturas históricas de alvenaria.* Tese de Mestrado, Universidade do Minho

Resemini, S. e Lagomarsino, S. (2004). *Sulla vulnerabilitá sismica dei ponti ad arco in muratura*. XI Convegno Nazionale L'ingegneria sismica in Italia. Genova.

Ribeiro, A. S. (1998). *Pontes Antigas Classificadas*. Ministério do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território - Junta Autónoma de Estradas

Rocha, M. (1981). *Mecânica das Rochas*. LNEC, Lisboa.

RSA (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios Pontes*. Decreto Lei nº235 C/83. Imprensa Nacional. Casa da moeda, E.P.

Ruivo, A.; Martins, M. e Pereira, V. (2005). *Catálogo das Pontes em Arco de Alvenaria Existentes no Concelho de Torres Novas*. Relatório de Seminário do 5º Ano da Licenciatura em Engenharia Civil. Documento interno não publicado. Instituto Politécnico de Tomar.

SECIL (2005). *Argamassa de Alvenaria Hidrofugada*. Ficha técnica, SECIL Martingança, http://www.palegessos.com/fotos/766.pdf.

Silva, R. (2008). *Contribuição para a Caracterização Experimental do Comportamento Cíclico de Juntas de Alvenaria de Pedra e Sua Aplicação ao Estudo da Resposta Sísmica de Pequenas Construções Tradicionais*. Tese de Mestrado Integrado, FEUP.

Smith, B. S. e Carter, C. (1971). *Hypothesis for Shear Failure of Brickwork*. Journal of the Structural Division, Vol.97(4), pp.1055-1062.

Snyman, M. F.; Bird, W. W. e Martin, J. B. (1991). *A Simple Formulation of a Dilatant Joint Element Governed by Coulomb Friction*. Engineering Computations, Vol.8, pp.215-229.

Sousa, J. (1998). *Túneis em maciços terrosos*. Comportamento e modelação numérica. Tese de Mestrado, FCTUC.

STAP (2005). *Relatório final da obra: Ponte de Remondes na EN 216*. EP - Estradas de Portugal. Documento interno não publicado. Lisboa,

Sumon, S. (1998). *Repair and Strengthening of Five Full Scale Masonry Arch Bridges*. 2nd International Conference on Arch Bridges, Venice, Balkema, A. Sinopoli (ed.).

Sutcliffe, D.; Yu, H. e Page, A. (2001). *Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls*. Computers & Structures, Vol.79(14), pp.1295-1312.

SVS (2004). Artemis Extractor 4.0. Aalborg East, Denmark, Structural Vibration Solutions Aps.

Teles, M. e Begonha, A. (2005). *Patologia da pedra*. Apontamentos da disciplina de Patologia dos Materiais da Especialização em Reabilitação do Património Edificado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. Series on Innovations in Structures and Construction, Vol 1, London, Imperial College Press.

Triantafillou, T. C. (1998). *Strengthening of Masonry Structures Using Epoxy-Bonded FRP Laminates*. Journal of composites for construction, Vol.2(2), pp.96.

UIC (2003). *Assessment, Reliability and Maintenance of Masonry Arch Bridges*. UIC Project I/03/U285, Sumary Report. Paris, International Union of Railways.

UIC (2004). *Assessment, Reliability and Maintenance of Masonry Arch Bridges*. Z. Orban (ed.), UIC - Masonry Arch Bridges Study Group, State-of-the-Art Research Report. Paris, International Union of Railways.

Vasconcelos, G. (2005). *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*. Tese de doutoramento, Universidade do Minho.

Vasconcelos, G. e Lourenço, P. (2004). *Análise experimental do comportamento de paredes de alvenaria de pedra não reforçada sob acções cíclicas no plano*. Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, pp.713-724.

Wang, X. J. e Harvey, W. J. (1991). *Snap-through buckling analysis of shallow masonry arches*. 1st International Conference on Arch Bridges, Bolton, Thomas Telford.

Zienkiewic, O. C. e Taylor, R. L. (1989). *The finite element method*. Vol. 2, 4th Ed. McGraw-Hill Book Company.

Zucchini, A. e Lourenço, P. B. (2004). *A coupled homogenisation-damage model for masonry cracking*. Computers & Structures, Vol.82(11-12), pp.917-929.

ANEXOS

Do Capítulo 2

Anexo 2.1: Sequência de danos até à rotura dos vários ensaios efectuados em pontes de alvenaria em arco.

Do Capítulo 3

Anexo 3.1: Identificação dos danos e soluções de reforço realizadas em pontes em Portugal.

Do Capítulo 4

Anexo 4.1: Aspecto das juntas argamassadas após ensaio de corte.

Anexo 4.2: Curvas experimentais de comportamento em corte de juntas argamassadas.

Anexo 4.3: Deslocamento normal versus deslocamento tangencial. Curvas experimentais das juntas argamassadas.

Anexo 4.4: Curvas experimentais de comportamento em corte das juntas argamassadas. Aproximação dos ramos de amaciamento por troços rectos.

Anexo 4.5: Curvas experimentais de comportamento em corte de juntas argamassadas. Aproximação com amaciamento exponencial.

Anexo 4.6: Comparação entre curvas de corte e deslizamento. Curvas de comportamento experimentais e aproximação linear das juntas argamassadas.

Anexo 4.7: Aspecto das juntas secas após ensaio de deslizamento.

Anexo 4.8: Tensão de corte versus deslocamento horizontal. Curvas experimentais dos ensaios de deslizamento em juntas secas.

Anexo 4.9: Deslocamento normal versus deslocamento tangencial. Curvas experimentais dos ensaios de deslizamento em juntas secas.

Anexo 4.10: Tensão de compressão versus deslocamento vertical. Curvas experimentais de comportamento à compressão.

Anexo 4.11: Caracterização dos ramos de carga registados nos ensaios de compressão.

Anexo 4.12: Caracterização dos ramos de descarga e recarga em termos dos valores da rigidez dos pares de valores do deslocamento e da tensão registados nos ensaios de compressão.

Anexo 4.13: Tensão de corte versus deslocamento horizontal. Curvas experimentais de comportamento ao corte de juntas entre pedra e *tout-venant*.

Anexo 4.14: Caracterização do material de enchimento da Ponte de Vila Fria.

Do Capítulo 5

Anexo 5.1: Formulação do elemento de junta.

Do Capítulo 6

Anexo 6.1: Resposta não linear da ponte de S. Lázaro face à acção do peso considerando as juntas do pavimento com comportamento linear.

Anexo 6.2: Análise da distribuição de cargas verticais na direcção transversal da ponte de S. Lázaro.

Anexo 6.3: Definição das dimensões dos elementos estruturais da ponte com base em relações geométricas verificadas em pontes existentes.

Anexo 2.1: Sequência de danos até à rotura dos vários ensaios efectuados em pontes de alvenaria em arco (Page, 1993)

Dano / Ponte	Danos (ligeiros) nos tímpanos		Fendas longitudinais no arco		Início do mecanismo de rótulas no arco	Colapso dos tímpanos e enchimento		Mecanismo de rótulas no arco	Mecanismo global longitudinal	Esmagamento	Outros
	no plano	para fora do plano	sob o tímpano	outro local		no plano	para fora do plano				
Bridgemill	2º Separação entre os tímpanos e arco	3º	1º		4º Evidência de mecanismo de quatro rótulas			5º Colapso com mecanismo de quatro rótulas			
Bargover		Dano inicial existente		Dano inicial existente. 1º agravamento da fenda e saída de material de enchimento por lá						2º Colapso	
Preston								Mecanismo global de quatro rótulas	Mecanismo global de quatro rótulas	Esmagamento	
Preswood											
Torksey	1º Separação entre os tímpanos e arco junto ao coroamento		Dano inicial existente					2º Colapso com "snap-through" de três rótulas na zona desacada do arco			
Shinafoot	1º	2º	Dano existente				3º	4º Colapso com mecanismo de quatro rótulas			
Strathmashie				Dano inicial existente. 1º agravamento da fenda e saída de material de enchimento por lá		2º Colapso do tímpano com arrastamento do arco					3º Rotura devido à saída do enchimento pela fenda no arco
Barlae	1º Separação entre os tímpanos e enchimento e arco			2º	3º	5º Colapso do tímpano com arrastamento do arco		4º Colapso de metade do arco envolvendo "snap-through" de três rótulas			

Anexo 3.1: Identificação dos danos e soluções de reforço realizadas em pontes em Portugal.

Identificação da ponte	
Ponte rodoviária internacional de segura sobre o rio Erges (IEP, 2004a) Ponte com 89 m de extensão, cinco arcos com vãos entre 7.45 e 9.96 m em alvenaria de granito. Objectivo da intervenção: Reabilitação e reforço. Dono de obra: IEP – Instituto de Estradas de Portugal	
Danos	Intervenção
Deficiências no comportamento transversal da ponte com fissuras longitudinais no intradorso dos arcos. Deformação longitudinal num dos arcos e fendas verticais nos tímpanos. Abertura excessiva das juntas. Deficiências no estado de conservação.	Colocação de tirantes (passivos) transversais ao nível dos tímpanos e dos arcos. Injecção com calda de cimento no enchimento. Colocação de uma laje de betão no pavimento, tela de impermeabilização sob o betuminoso. Reabilitação do sistema de drenagem. Remoção da vegetação e limpeza das faces da alvenaria com jacto de água. Picagem e refechamento das juntas. Limpeza dos taludes e leito do rio na zona envolvente.

Identificação da ponte	
Ponte rodoviária do Real (IEP, 2004b) Ponte com 67.8 m de extensão. Um arco com cerca de 8 m, uma passagem agrícola e uma passagem hidráulica. Arcos e charneiras de granito, restantes paramentos de alvenaria de xisto. Objectivo da intervenção: Reforço e alargamento. Dono de obra: IEP - Instituto de Estradas de Portugal	
Danos	Intervenção
Fenda longitudinal no intradorso do arco. Perda de argamassa nas juntas. Degradação e falta de pedras do arco da passagem agrícola. Deficiências no estado de conservação	Injecção com argamassa de cimento em toda a extensão do enchimento. Tirantes (passivos) distribuídos em toda a extensão dos tímpanos e encontros. Remoção da vegetação. Limpeza e refechamento das juntas com argamassa de cal hidráulica e areia em todos os paramentos. Limpeza e desmatação do leito do rio e envolvente. Laje de betão armado. Betuminoso. Guardas laterais e acrotérios.

Identificação da ponte	
Ponte rodoviária da Formigosa (EP, 2005) Ponte com 67.8 m de extensão, quatro arcos em alvenaria de xisto. Objectivo da intervenção: Reforço e alargamento. Dono de obra: IEP - Instituto de Estradas de Portugal	
Danos	Intervenção
A ponte encontrava-se globalmente em bom estado.	Idêntica à solução usada na ponte do Real

Identificação da ponte	
Ponte rodoviária Pedrinha (IEP, 2001) Ponte com onze arcos em alvenaria de granito. Objectivo da intervenção: Reforço e alargamento. Dono de obra: IEP - Instituto de Estradas de Portugal	
Danos	Intervenção
(Informação indisponível)	Desmonte e reconstrução de quatro contrafortes e cintagem de todos. Tirantes transversais nos tímpanos. Injecção de calda de cimento no enchimento Pregagens com ancoragens de costura nos arcos Laje de betão armado, guarda corpos e betuminoso.

Identificação da ponte	
Ponte rodoviária de Caninhas (IEP, 2002) Ponte com três arcos em alvenaria de granito. Objectivo da intervenção: Reforço e alargamento. Dono de obra: IEP - Instituto de Estradas de Portugal	
Danos	Intervenção
(Informação indisponível)	Tirantes transversais em toda a extensão dos tímpanos. Consolidação com calda de cimento na zona do enchimento Laje, guardas e pavimento.

Identificação da ponte	
Ponte Rodoviária da Sancheira (ICERR, 2001) Ponte com 270 m de extensão com dois arcos e estrutura de alvenaria de pedra e tijolo. Objectivo da intervenção: Reforço e alargamento. Dono de obra: ICERR - Instituto para a Conservação e Exploração Rodoviária	
Danos	Intervenção
Deformação das paredes laterais de tímpano. Abatimento do pavimento. Rotação e assentamento das fundações. Irregularidade no escoamento do rio.	Tirantes transversais nos tímpanos dos encontros. Injecção de caldas de cimento no enchimento. Abertura de um novo arco. Laje de betão armado assente sobre microestacas encabeçadas por carlingas transversais inseridas no enchimento e seladas na fundação. Sistema de drenagem do tabuleiro.

Identificação da ponte	
Ponte rodoviária de Remondes (STAP, 2005) Ponte com 91.6 m de extensão com cinco arcos e estrutura de alvenaria de pedra e tijolo. Objectivo da intervenção: Reforço e alargamento. Dono de obra: ICERR - Instituto para a Conservação e Exploração Rodoviária	
Danos	Intervenção
Fenda longitudinal no intradorso num arco. Deficiente manutenção.	Limpeza da poluição biológica. Reparação e selagem das fendas com injecção de calda de cimento não retráctil. Injecções com calda de cimento no enchimento. Tirantes (passivos aderentes) transversais nos tímpanos. Reforço de um arco com laje de betão armado no intradorso aplicada com betão projectado. Maciços de betão no pilar e encontro adjacentes ao arco reforçado, encamisamento do pilar. Pregagens nas fundações

Identificação da ponte	
Ponte Ferroviária de Canharda (Martins, 2006) Ponte com 86.5 m, com cinco arcos de 12 m e estrutura de alvenaria de granito. Objectivo da intervenção: Conservação e consolidação. Dono de Obra: REFER EP	
Danos	Intervenção
Desgaste e erosão da pedra. Presença de sais, escorrências e eflorescências nos intradorsos devido a dissolução de sais presentes no material de enchimento. Fendas longitudinais entre a moldura e a parte central do arco Vegetação e desmoronamento do capeamento nos guarda-corpos.	Tirantes transversais (passivos e aderentes) nos tímpanos sobre os arcos. Pregagens entre as pedras das molduras e o enchimento. Refechamento e injecção das fendas no intradorso dos arcos junto às molduras e na base dos pilares com calda cimentícia de material não retráctil. Injecção do enchimento sobre os arcos com calda cimentícia. Impregnação de hidrófugo à base de resinas de silicone modificadas na base dos pilares. Limpeza da alvenaria. Beneficiação do sistema de drenagem.

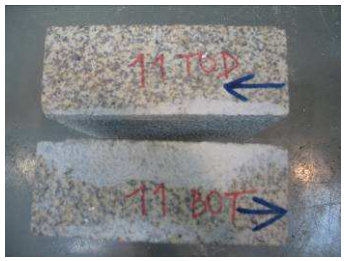
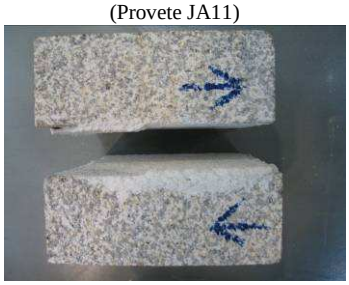
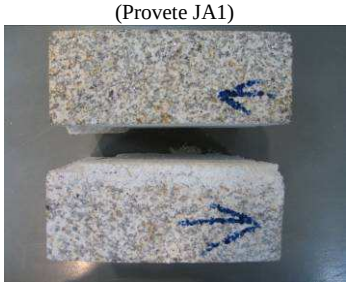
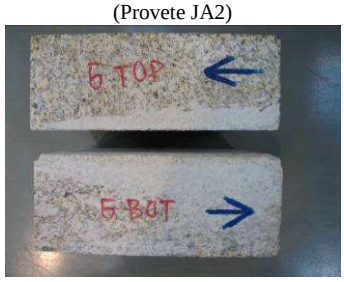
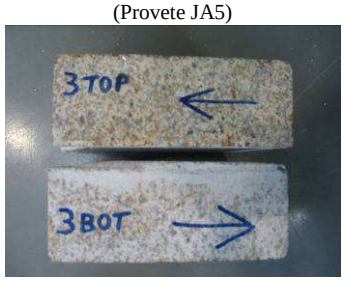
Identificação da ponte	
Ponte ferroviária de Areosa (Martins, 2001) Ponte com 21.6 m de extensão com um arco e estrutura em alvenaria de granito. Objectivo da intervenção: Reabilitação e reforço Dono de Obra: REFER EP	
Danos	Intervenção
Fendas no intradorso entre as molduras e a parte central do arco. Fendilhação distribuída no intradorso do arco. Abatimento ligeiro do arco na zona central. Aduelas deslocadas.	Tirantes (passivos e aderentes) e pregagens transversais no arco. Preenchimento das fendas com injecção de calda de cimento. Limpeza e refechamento das juntas com argamassa. Injecção com calda de cimento no enchimento.

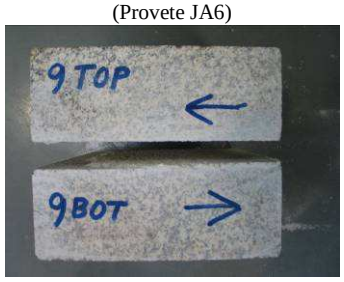
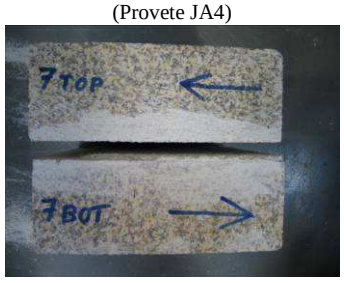
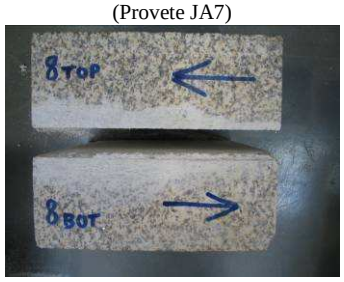
Identificação da ponte	
Ponte ferroviária de Afife (Martins, 2001) Ponte com 16.9 m com um arco e estrutura em alvenaria de granito. Objectivo da intervenção: Reabilitação e reforço Dono de Obra: REFER EP	
Danos	Intervenção
Fendas no intradorso entre as molduras e a parte central do arco. Fendilhação distribuída no intradorso do arco.	Preenchimento das fendas com injecção de calda de cimento. Limpeza e refechamento das juntas com argamassa. Injecção com calda de cimento no enchimento.

Identificação da ponte	
Ponte ferroviária pk 16+308 (REFER, 2004) Ponte com 20 m com um arco em alvenaria de calcário. Objectivo da intervenção: Reabilitação e reforço Dono de Obra: REFER EP	
Danos	Intervenção
Fenda longitudinal no intradorso em meia esquadra do arco. Fenda vertical no tímpano sobre a zona fendilhada do arco	Tirantes transversais passivos e aderentes. Refechamento das fendas com injecção de calda de cimento. Remoção de vegetação e limpeza da alvenaria. Limpeza da linha de água.

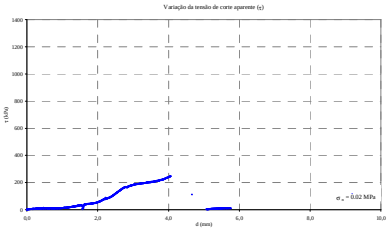
Identificação da ponte	
Ponte Ferroviária do Tâmega, pk 16+308 (REFER, 2005) Ponte com 313.22 m de extensão com onze arcos com vãos entre 18 e 30 m e pilares com cerca de 37 m em alvenaria de granito. Objectivo da intervenção: Reabilitação e reforço Dono de Obra: REFER EP	
Danos	Intervenção
Fissura vertical num dos pilares (P3). Alteração nas condições de escoamento.	Injecção e selagem das fendas no pilar (P3). Ancoragens passivas no pilar (P3). Cintagem do pilar (P3) com vigas pré-esforçadas. Injecções de consolidação dos pilares e das fundações e terrenos de fundação. Consolidação da fundação do pilar (P4) com betão moldado submerso. Protecção das fundações com enrocamento.

Anexo 4.1: Aspecto das juntas argamassadas após ensaio de corte.

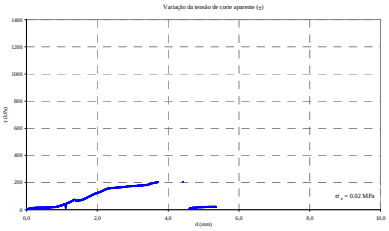
Ensaio n.º3 σ_n = 0.2 MPa Modo 2	 (Provete JA10)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)
Ensaio n.º4 σ_n = 0.2 MPa Modo 2	 (Provete JA11)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)
Ensaio n.º6 σ_n = 0.4 MPa Modo 3	 (Provete JA1)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)
Ensaio n.º7 σ_n = 0.4 MPa Modo 3	 (Provete JA2)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)
Ensaio n.º8 σ_n = 0.4 MPa Modo 1	 (Provete JA5)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)
Ensaio n.º10 σ_n = 0.8 MPa Modo 2	 (Provete JA3)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)

Ensaio n.º11 σ_n = 0.8 MPa Modo 2			
	(Provete JA6)	(vista da face inferior da junta)	(vista da face superior da junta)
Ensaio n.º12 σ_n = 0.8 MPa Modo 3			
	(Provete JA9)	(vista da face inferior da junta)	(vista da face superior da junta)
Ensaio n.º15 σ_n = 1.2 MPa Modo 3			
	(Provete JA4)	(vista da face inferior da junta)	(vista da face superior da junta)
Ensaio n.º16 σ_n = 1.2 MPa Modo 2			
	(Provete JA7)	(vista da face inferior da junta)	(vista da face superior da junta)
Ensaio n.º17 σ_n = 1.2 MPa Modo 2			
	(Provete JA8)	(vista da face inferior da junta)	(vista da face superior da junta)

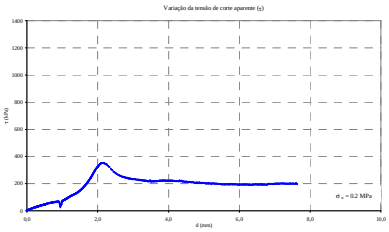
Anexo 4.2: Curvas experimentais de comportamento em corte de juntas argamassadas.



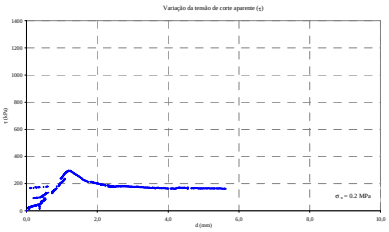
Ensaio 1 (JA14) $\sigma_n = 0.02\ MPa$



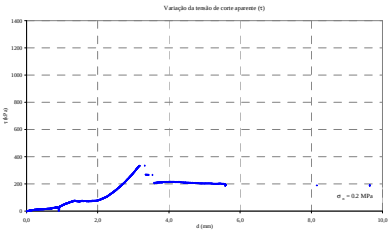
Ensaio 2 (JS21) $\sigma_n = 0.02\ MPa$



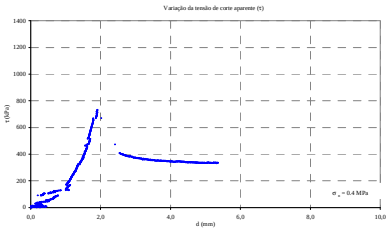
Ensaio 3 (JA10) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



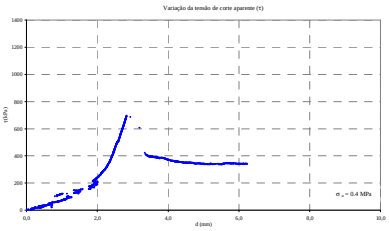
Ensaio 4 (JA11) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



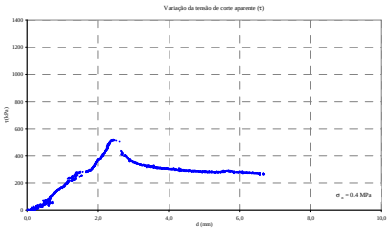
Ensaio 5 (JA13) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



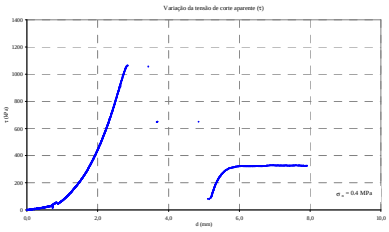
Ensaio 6 (JA1) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



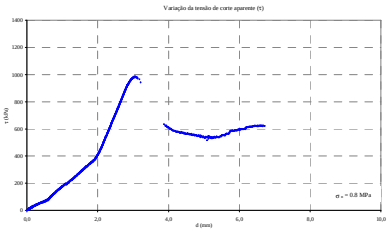
Ensaio 7 (JA2) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



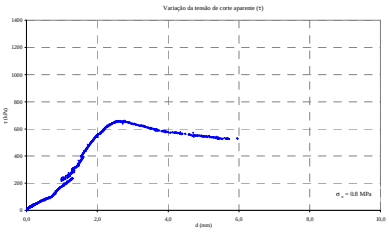
Ensaio 8 (JA5) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



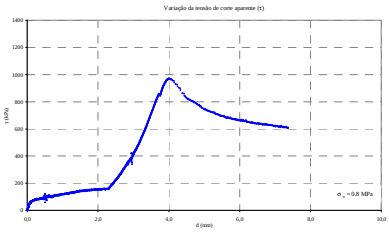
Ensaio 9 (JA15) $\sigma_n = 0.6\ MPa$



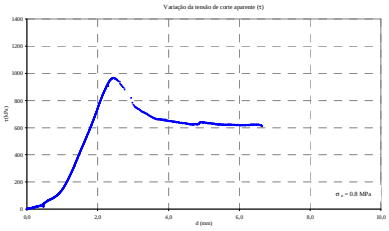
Ensaio 10 (JA3) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



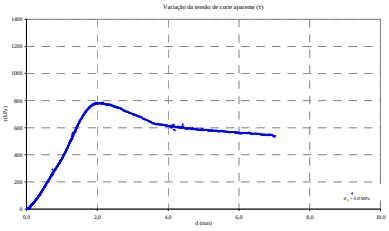
Ensaio 11 (JA6) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



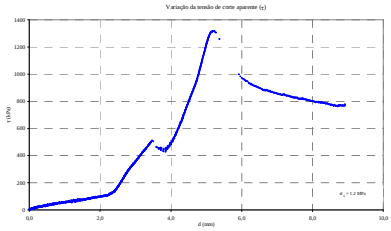
Ensaio 12 (JA9) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



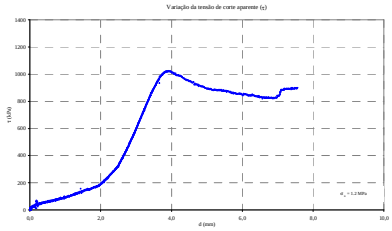
Ensaio 13 (JA12) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



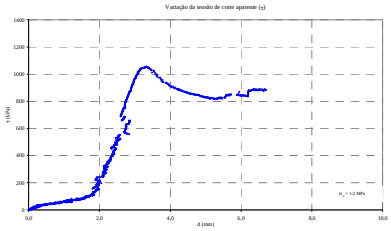
Ensaio 14 (JA17) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



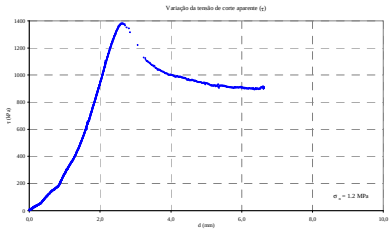
Ensaio 15 (JA4) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



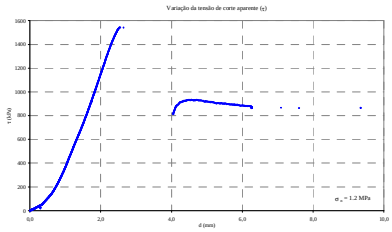
Ensaio 16 (JA7) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



Ensaio 17 (JA8) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

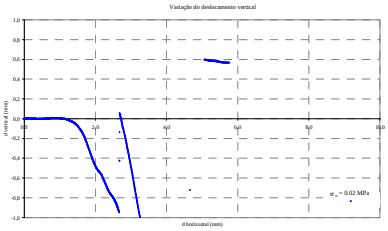


Ensaio 18 (JA16) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

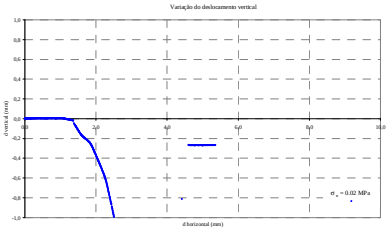


Ensaio 19 (JA18) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

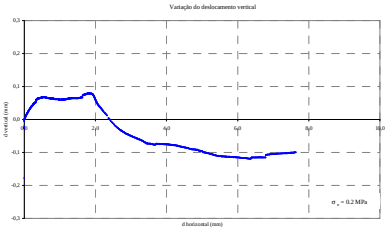
Anexo 4.3: Deslocamento normal *versus* deslocamento tangencial. Curvas experimentais das juntas argamassadas.



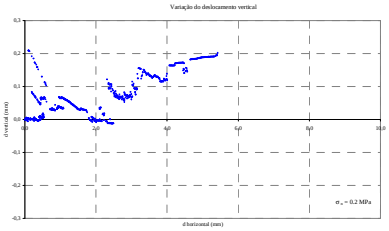
Ensaio 1 (JA14) $\sigma_n = 0.02\ MPa$



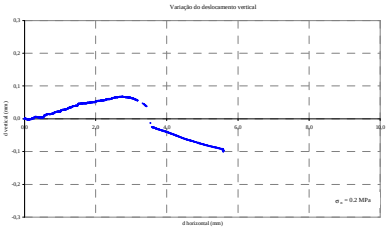
Ensaio 2 (JS19) $\sigma_n = 0.02\ MPa$



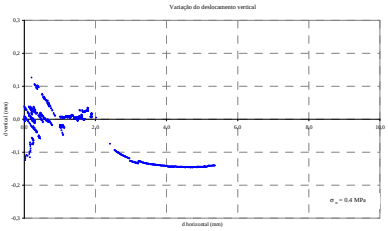
Ensaio 3 (JA10) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



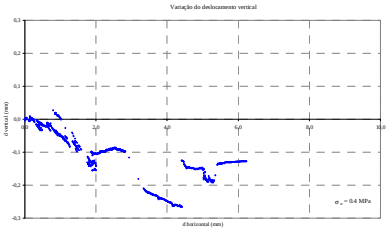
Ensaio 4 (JA11) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



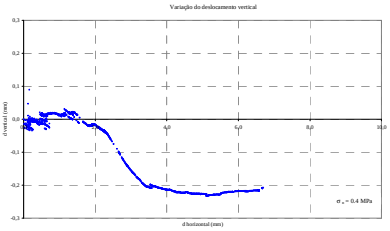
Ensaio 5 (JA13) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



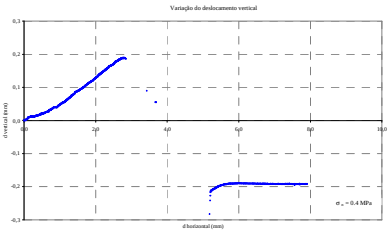
Ensaio 6 (JA1) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



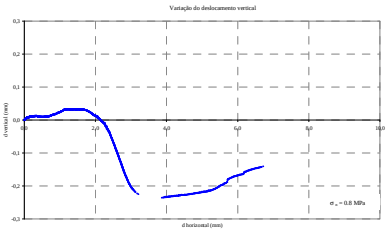
Ensaio 7 (JA2) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



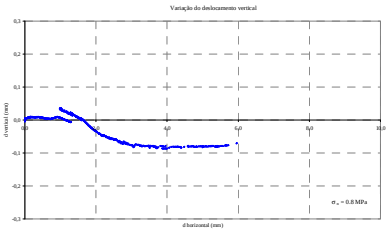
Ensaio 8 (JA5) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



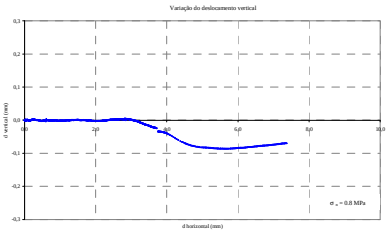
Ensaio 9 (JA15) $\sigma_n = 0.6\ MPa$



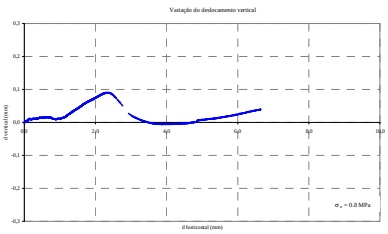
Ensaio 10 (JA3) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



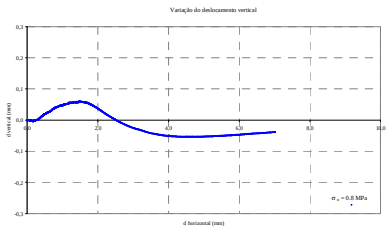
Ensaio 11 (JA6) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



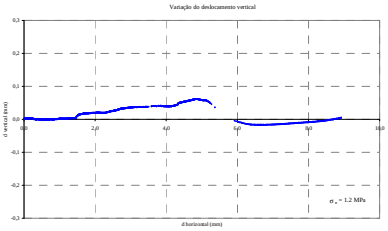
Ensaio 12 (JA9) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



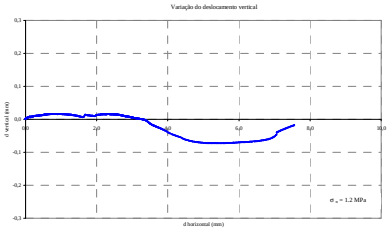
Ensaio 13 (JA12) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



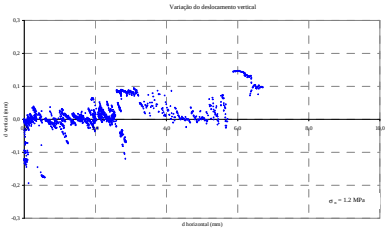
Ensaio 14 (JA17) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



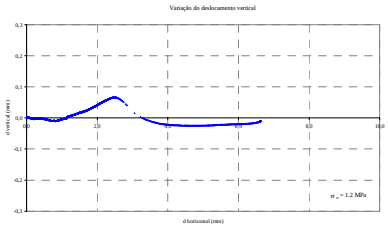
Ensaio 15 (JA4) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



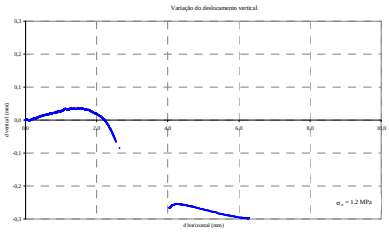
Ensaio 16 (JA7) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



Ensaio 17 (JA8) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

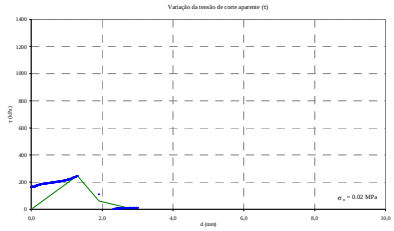


Ensaio 18 (JA16) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

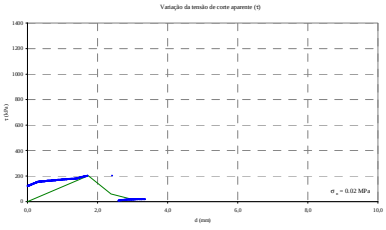


Ensaio 19 (JA18) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

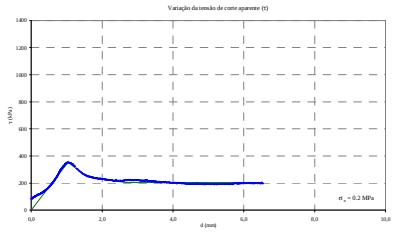
Anexo 4.4: Curvas experimentais de comportamento em corte das juntas argamassadas. Aproximação dos ramos de amaciamento por troços rectos.



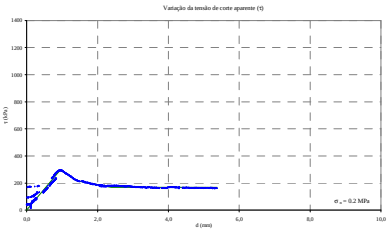
Ensaio 1 (JA14) $\sigma_n = 0.02\ MPa$



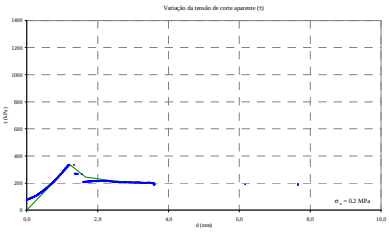
Ensaio 2 (JS21) $\sigma_n = 0.02\ MPa$



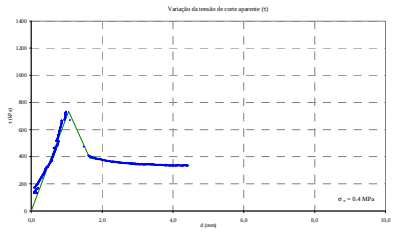
Ensaio 3 (JA10) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



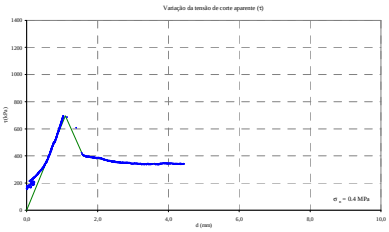
Ensaio 4 (JA11) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



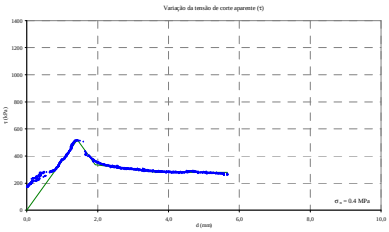
Ensaio 5 (JA13) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



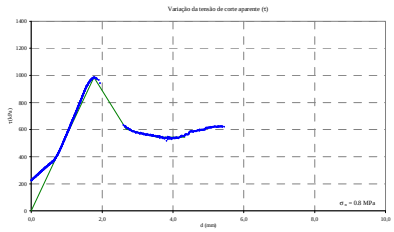
Ensaio 6 (JA1) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



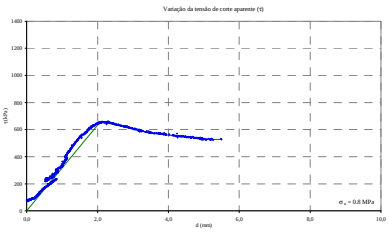
Ensaio 7 (JA2) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



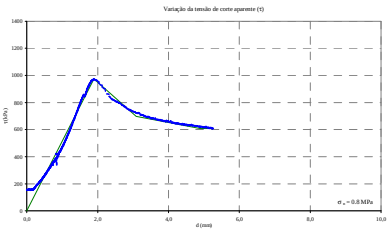
Ensaio 8 (JA5) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



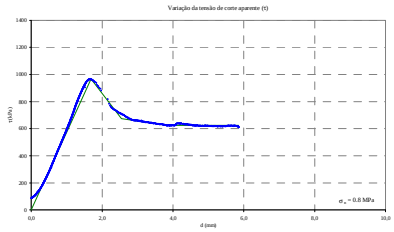
Ensaio 10 (JA3) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



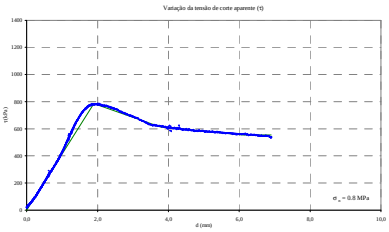
Ensaio 11 (JA6) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



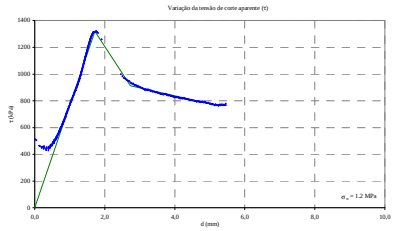
Ensaio 12 (JA9) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



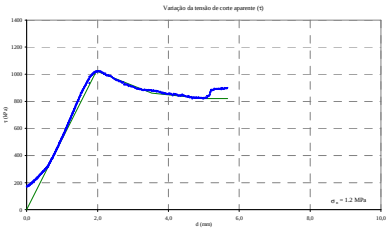
Ensaio 13 (JA12) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



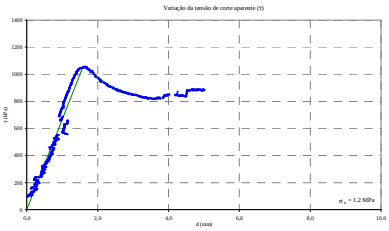
Ensaio 14 (JA17) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



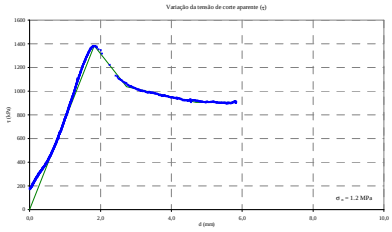
Ensaio 15 (JA4) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



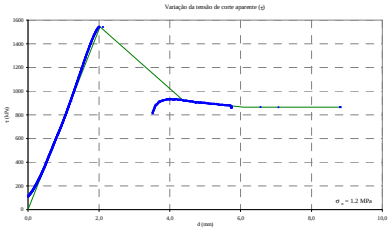
Ensaio 16 (JA7) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



Ensaio 17 (JA8) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

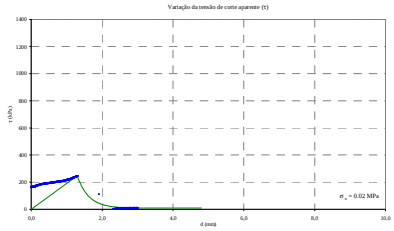


Ensaio 18 (JA16) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

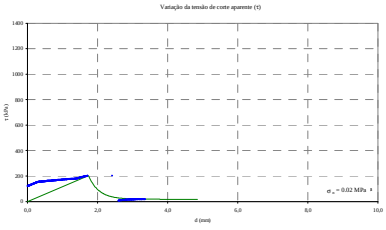


Ensaio 19 (JA18) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

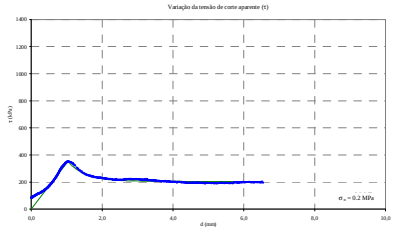
Anexo 4.5: Curvas experimentais de comportamento em corte de juntas argamassadas. Aproximação com amaciamento exponencial.



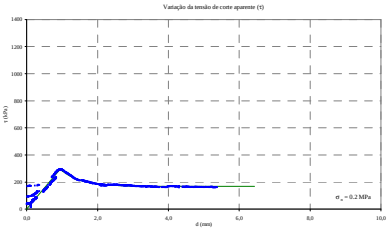
Ensaio 1 (JA14) $\sigma_n = 0.02\ MPa$



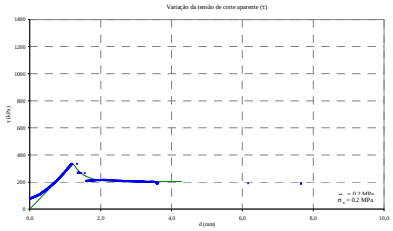
Ensaio 2 (JS21) $\sigma_n = 0.02\ MPa$



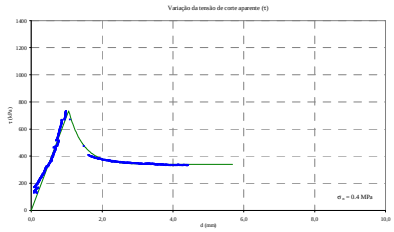
Ensaio 3 (JA10) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



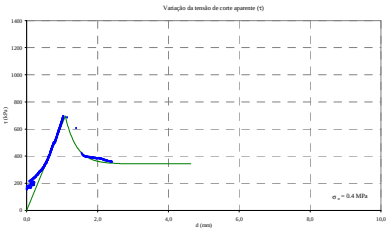
Ensaio 4 (JA11) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



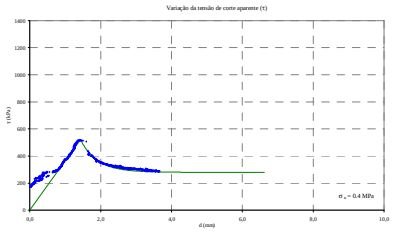
Ensaio 5 (JA13) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



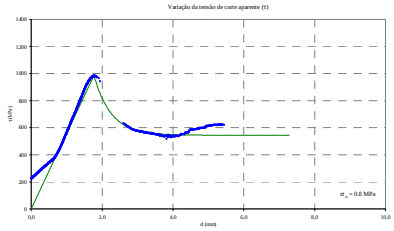
Ensaio 6 (JA1) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



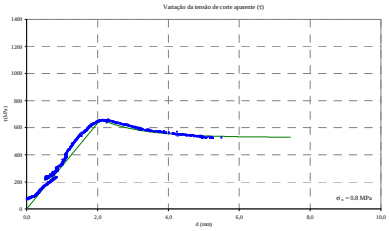
Ensaio 7 (JA2) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



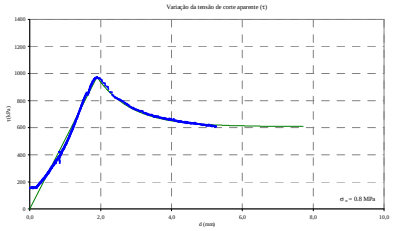
Ensaio 8 (JA5) $\sigma_n = 0.4\ MPa$



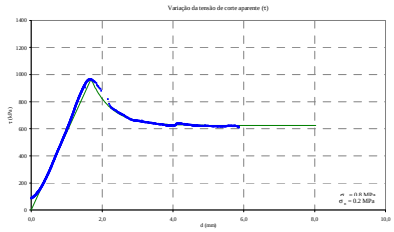
Ensaio 10 (JA3) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



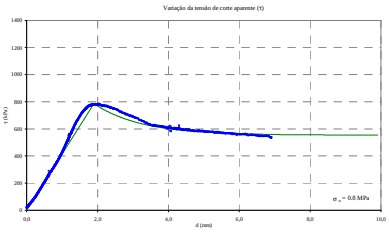
Ensaio 11 (JA6) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



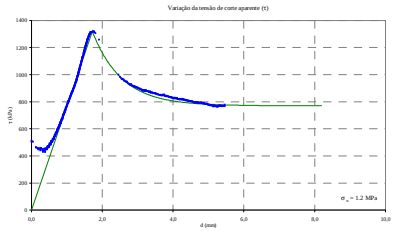
Ensaio 12 (JA9) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



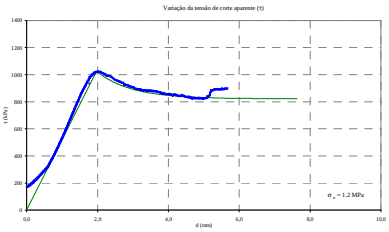
Ensaio 13 (JA12) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



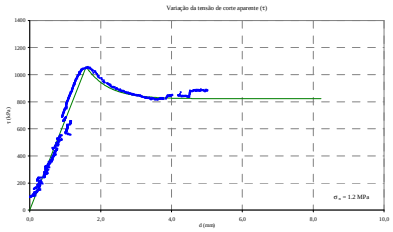
Ensaio 14 (JA17) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



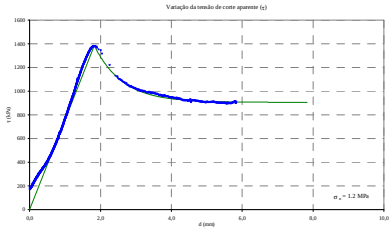
Ensaio 15 (JA4) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



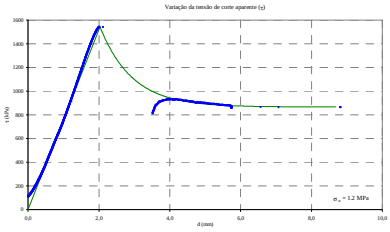
Ensaio 16 (JA7) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



Ensaio 17 (JA8) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

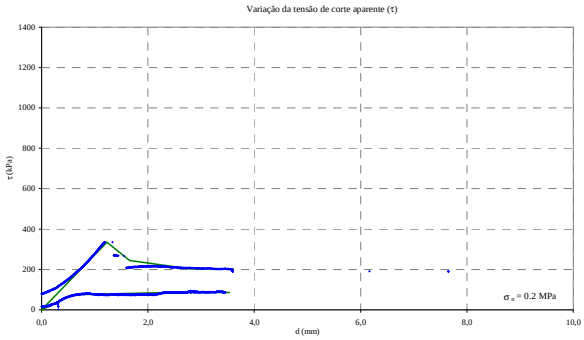


Ensaio 18 (JA16) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

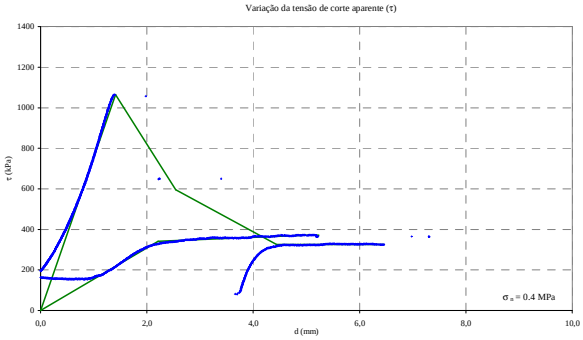


Ensaio 19 (JA18) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

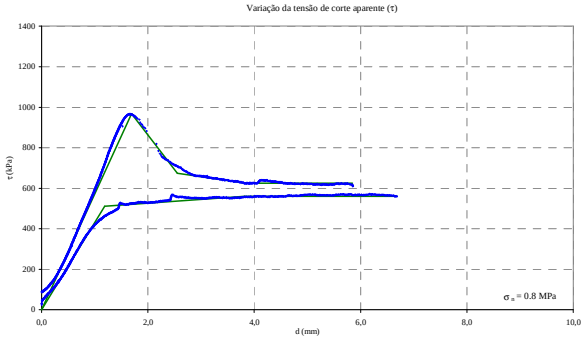
Anexo 4.6: Comparação entre curvas de corte e deslizamento. Curvas de comportamento experimentais e aproximação linear das juntas argamassadas.



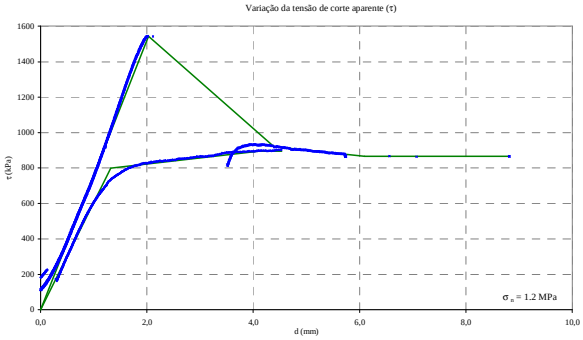
Ensaio 5d (JA13) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



Ensaio 9d (JA15) $\sigma_n = 0.4\ MPa$

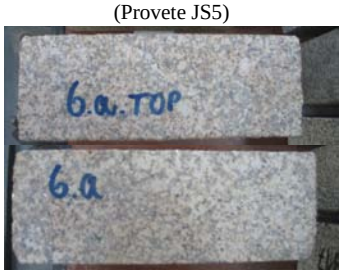
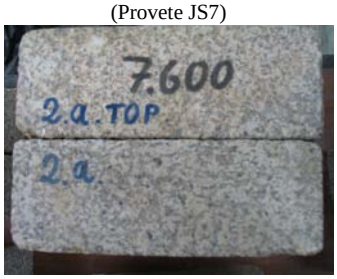


Ensaio 13d (JA12) $\sigma_n = 0.8\ MPa$

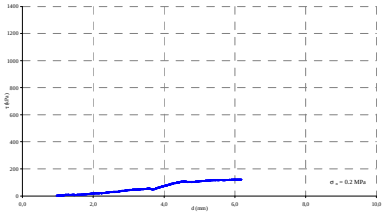


Ensaio 19d (JA18) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

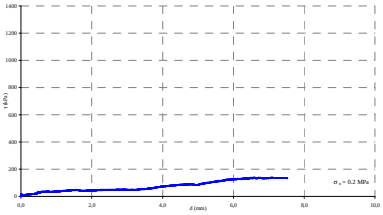
Anexo 4.7: Aspecto das juntas secas após ensaio de deslizamento.

Ensaio n.º1 σ_n=0.2MPa Ensaio n.º3 σ_n=1.0MPa Desgaste elevado	 (Provete JS5)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)
Ensaio n.º2 σ_n=0.2MPa Ensaio n.º11 σ_n=1.0MPa Desgaste elevado	 (Provete JS6)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)
Ensaio n.º4 σ_n=1.2MPa Ensaio n.º6 σ_n=2.3MPa Desgaste elevado	 (Provete JS3)	 (vista da face inferior da junta)	
Ensaio n.º5 σ_n=1.4MPa Desgaste baixo	 (Provete JS7)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)
Ensaio n.º7 σ_n = 2.3 MPa Ensaio n.º8 σ_n = 2.3 MPa Ensaio n.º9 σ_n = 2.1 MPa Ensaio n.º10 σ_n = 2.3 MPa Desgaste elevado	 (Provete JS2)	 (vista da face inferior da junta)	 (vista da face superior da junta)

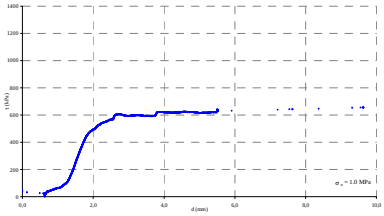
Anexo 4.8: Tensão de corte *versus* deslocamento horizontal. Curvas experimentais dos ensaios de deslizamento em juntas secas.



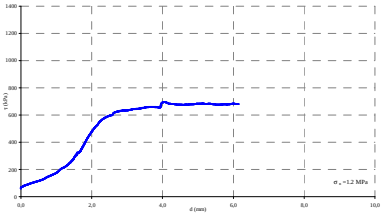
Ensaio 1 (JS5) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



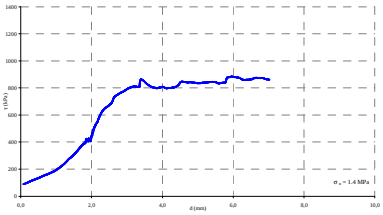
Ensaio 2 (JS6) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



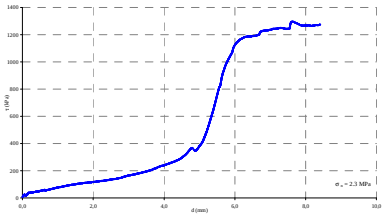
Ensaio 3 (JS5) $\sigma_n = 1.0\ MPa$



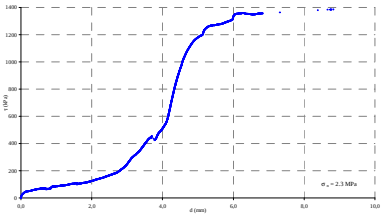
Ensaio 4 (JS3) $\sigma_n = 1.2\ MPa$



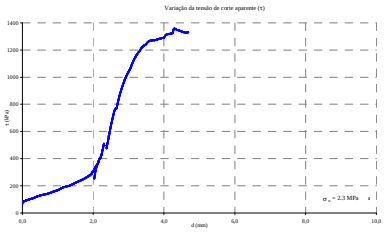
Ensaio 5 (JS7) $\sigma_n = 1.4\ MPa$



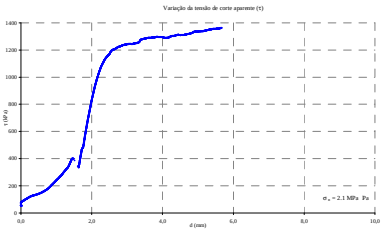
Ensaio 6 (JS3) $\sigma_n = 2.4\ MPa$



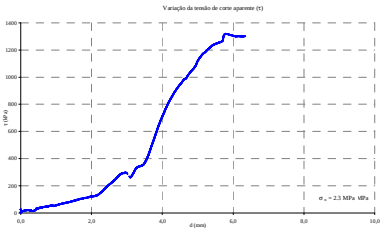
Ensaio 7 (JS2) $\sigma_n = 2.3\ MPa$



Ensaio 8 (JS2) $\sigma_n = 2.3\ MPa$

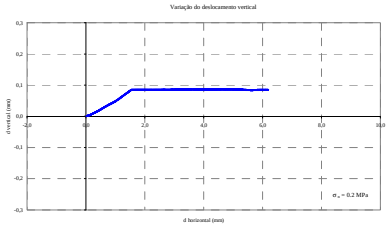


Ensaio 9 (JS2) $\sigma_n = 2.1\ MPa$

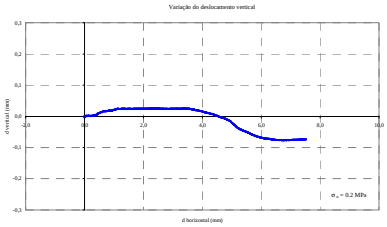


Ensaio 10 (JS2) $\sigma_n = 2.3\ MPa$

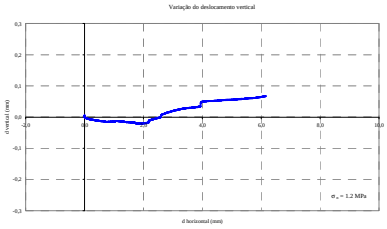
Anexo 4.9: Deslocamento normal *versus* deslocamento tangencial. Curvas experimentais dos ensaios de deslizamento em juntas secas.



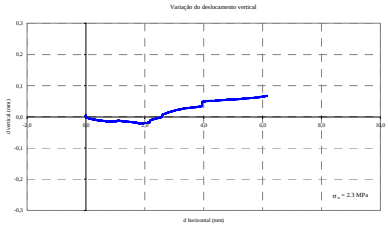
Ensaio 1 (JS5) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



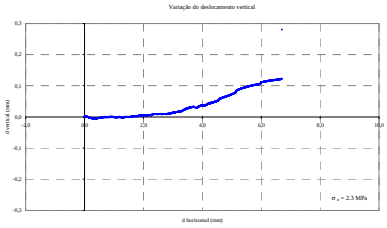
Ensaio 2 (JS6) $\sigma_n = 0.2\ MPa$



Ensaio 4 (JS3) $\sigma_n = 1.2\ MPa$

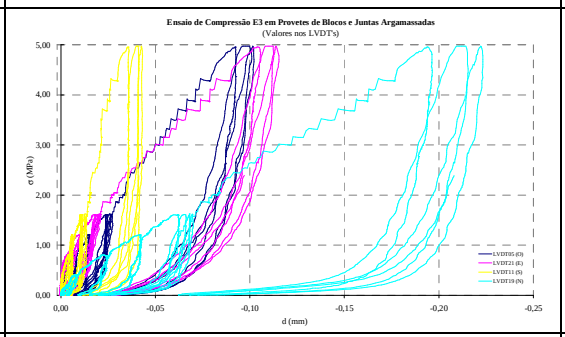
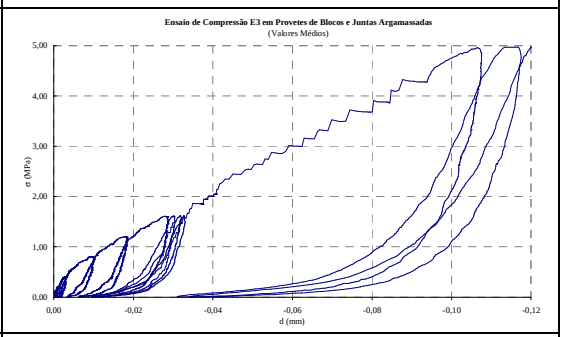
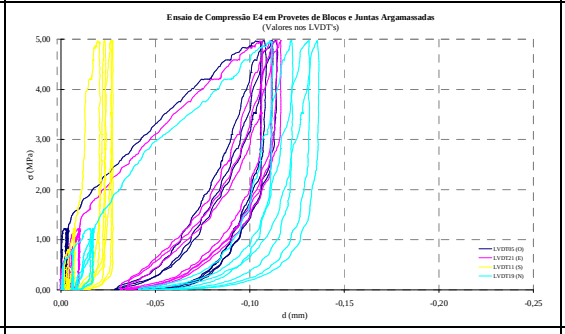
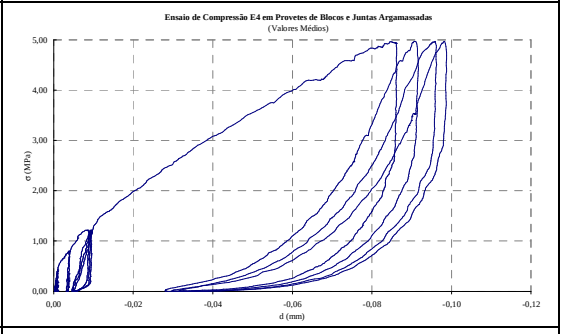
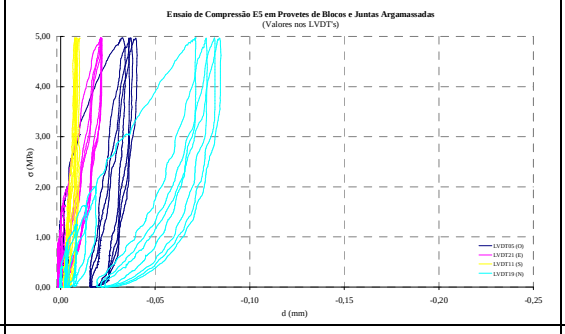
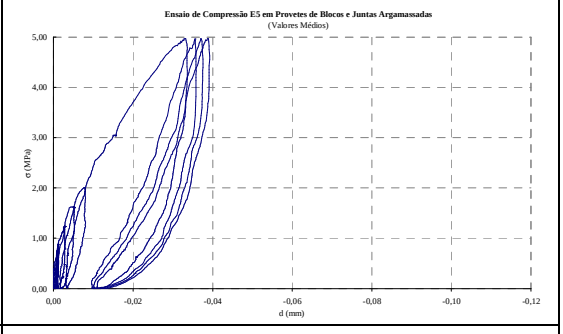
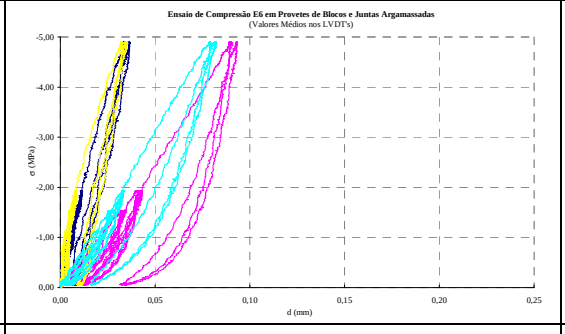
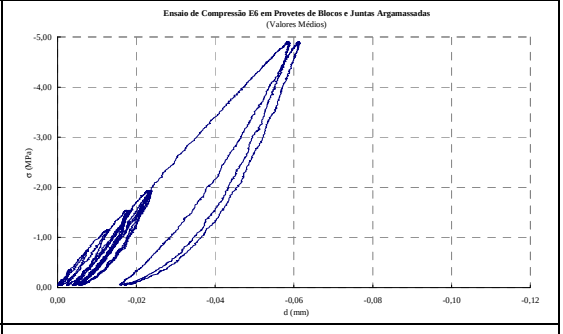
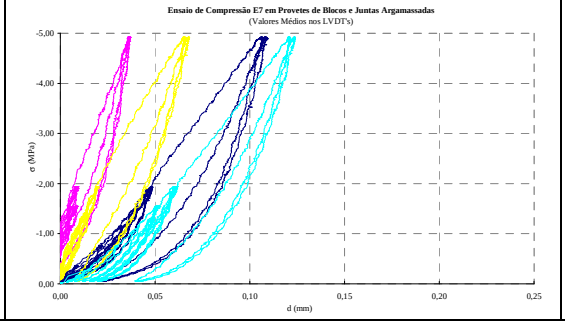
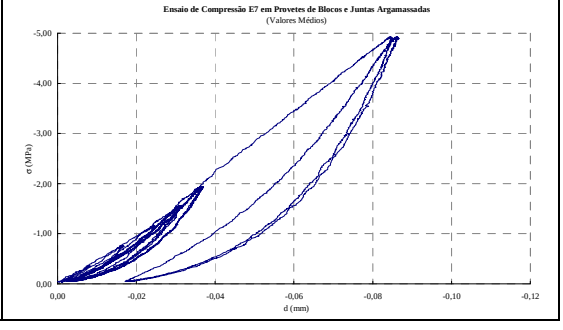


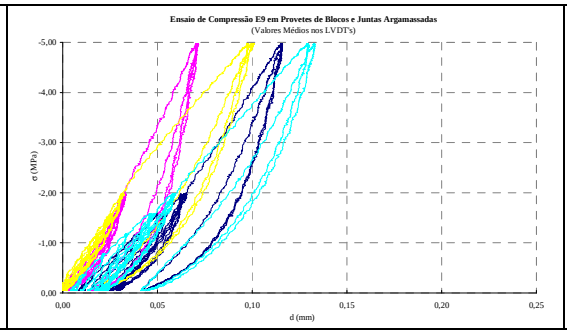
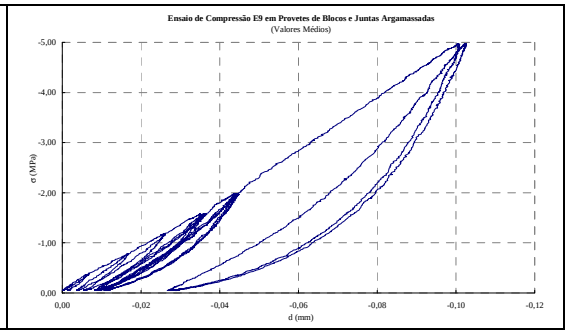
Ensaio 6 (JS3) $\sigma_n = 2.3\ MPa$



Ensaio 7 (JS2) $\sigma_n = 2.3\ MPa$

Anexo 4.10: Tensão de compressão *versus* deslocamento vertical. Curvas experimentais de comportamento à compressão.

Ensaio	Valores dos LVDT's	Valores médios
E3		
E4		
E5		
E6		
E7		

E9	 Ensaio de Compressão E9 em Provetes de Blocos e Juntas Argamassadas (Valores Médios nos LVDT's) σ (MPa) -5,00 -4,00 -3,00 -2,00 -1,00 0,00 0,00 0,05 0,10 0,15 0,20 0,25 d (mm)	 Ensaio de Compressão E9 em Provetes de Blocos e Juntas Argamassadas (Valores Médios) σ (MPa) -5,00 -4,00 -3,00 -2,00 -1,00 0,00 0,00 -0,02 -0,04 -0,06 -0,08 -0,10 -0,12 d (mm)

Anexo 4.11: Caracterização dos ramos de carga registados nos ensaios de compressão.

Valores da rigidez (MPa/mm)

Ensaio	k_1^c	k_2^c	k_3^c	k_4^c
E3	506	120	43	-
E4	412	121	65	45
E5	2086	276	145	113
E6	116	84	82	-
E7	48	67	62	-
E9	57	42	52	-

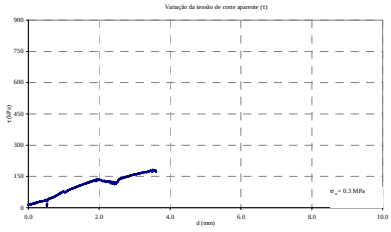
Valores do deslocamento (mm) e da tensão (MPa)

d_1^c	σ_1^c	d_2^c	σ_2^c	d_3^c	σ_3^c	d_4^c	σ_4^c
0.0002	0.12	0.0039	0.56	0.1071	4.96	-	-
0.0015	0.47	0.0061	1.08	0.0262	2.39	0.0833	4.97
0.0002	0.51	0.0040	1.55	0.0128	2.82	0.0319	4.98
0.0032	0.37	0.0127	1.17	0.0548	4.63	-	-
0.0242	1.16	0.0400	2.22	0.0767	4.48	-	-
0.0065	0.37	0.0404	1.81	0.1005	4.96	-	-

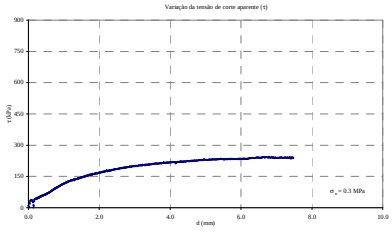
Anexo 4.12: Caracterização dos ramos de descarga e recarga em termos dos valores da rigidez dos pares de valores do deslocamento e da tensão registados nos ensaios de compressão.

Valores da rigidez (MPa/mm)					Valores do deslocamento (mm) e da tensão (MPa)							
Ensaio	k_1^d	k_2^d	k_1^r	k_2^r	d_0	σ_0	d_1	σ_1	d_2	σ_2	d_3	σ_3
E3	2567	127	633	200	0.0014	0.26	0.0013	0.11	0.0005	0.00	0.0007	0.11
	663	142	485	225	0.0031	0.47	0.0027	0.17	0.0015	0.00	0.0019	0.19
	242	27	74	159	0.0104	0.83	0.0074	0.11	0.0034	0.00	0.0067	0.25
	239	16	34	172	0.0187	1.19	0.0143	0.13	0.0061	0.00	0.0133	0.24
	266	16	28	167	0.0293	1.64	0.0240	0.24	0.0090	0.00	0.0216	0.35
	305	13	24	190	0.0313	1.73	0.0263	0.22	0.0093	0.00	0.0241	0.35
	245	10	21	170	0.0335	1.82	0.0268	0.18	0.0095	0.00	0.0246	0.31
	233	9	18	171	0.0345	1.86	0.0272	0.16	0.0097	0.00	0.0252	0.27
E4	2026	146	1265	889	0.0040	0.82	0.0037	0.05	0.0033	0.00	0.0037	0.54
	1577	41	283	283	0.0090	1.26	0.0083	0.16	0.0046	0.00	0.0073	0.78
	1798	36	275	323	0.0095	1.29	0.0088	0.14	0.0050	0.00	0.0081	0.85
	1789	32	259	405	0.0098	1.32	0.0091	0.12	0.0053	0.00	0.0086	0.84
E5	3416	229	6615	616	0.0012	0.78	0.0010	0.07	0.0007	0.00	0.0008	0.52
	1902	105	1972	365	0.0012	0.78	0.0008	0.03	0.0005	0.00	0.0008	0.64
	5011	607	7329	433	0.0012	0.77	0.0011	0.32	0.0006	0.00	0.0007	0.54
	6684	425	2539	429	0.0012	0.79	0.0012	0.26	0.0006	0.00	0.0008	0.58
	3975	190	2546	363	0.0029	1.23	0.0026	0.35	0.0008	0.00	0.0010	0.56
	1974	193	1387	350	0.0053	1.74	0.0047	0.58	0.0017	0.00	0.0022	0.62
	3425	201	1858	322	0.0081	2.14	0.0077	0.91	0.0032	0.00	0.0036	0.71
E6	153	59	92	108	0.0076	0.74	0.0044	0.25	0.0002	0.00	0.0040	0.35
	160	60	97	115	0.0132	1.21	0.0081	0.38	0.0017	0.00	0.0079	0.60
	188	57	92	130	0.0180	1.60	0.0122	0.52	0.0031	0.00	0.0118	0.79
	172	56	89	129	0.0191	1.69	0.0120	0.47	0.0035	0.00	0.0114	0.70
	175	55	91	136	0.0196	1.73	0.0123	0.47	0.0038	0.00	0.0130	0.83
	159	60	95	130	0.0248	2.17	0.0149	0.59	0.0051	0.00	0.0166	1.10
	157	60	94	130	0.0255	2.21	0.0151	0.59	0.0053	0.00	0.0166	1.06
	154	63	95	135	0.0265	2.30	0.0152	0.57	0.0062	0.00	0.0170	1.02
E7	81	29	43	58	0.0171	0.82	0.0107	0.30	0.0006	0.00	0.0101	0.41
	104	31	45	64	0.0243	1.16	0.0180	0.51	0.0016	0.00	0.0167	0.68
	105	30	46	80	0.0328	1.74	0.0216	0.57	0.0027	0.00	0.0224	0.92
	104	31	46	78	0.0323	1.72	0.0215	0.58	0.0024	0.00	0.0220	0.90
	102	31	45	76	0.0322	1.70	0.0214	0.59	0.0021	0.00	0.0210	0.85
	115	30	45	83	0.0380	2.08	0.0258	0.69	0.0030	0.00	0.0244	0.96
	115	30	45	83	0.0379	2.09	0.0257	0.68	0.0030	0.00	0.0245	0.96
	101	29	44	76	0.0370	1.95	0.0232	0.56	0.0039	0.00	0.0211	0.75
E9	91	43	53	62	0.0175	0.84	0.0134	0.47	0.0025	0.00	0.0127	0.54
	94	36	48	70	0.0261	1.20	0.0191	0.54	0.0043	0.00	0.0189	0.70
	97	36	49	71	0.0362	1.64	0.0265	0.69	0.0072	0.00	0.0261	0.92
	98	36	49	70	0.0371	1.68	0.0273	0.71	0.0076	0.00	0.0257	0.87
	107	35	48	71	0.0373	1.68	0.0282	0.70	0.0081	0.00	0.0255	0.83
	109	37	51	77	0.0447	2.04	0.0342	0.90	0.0099	0.00	0.0348	1.27
	107	36	49	80	0.0461	2.11	0.0348	0.89	0.0097	0.00	0.0350	1.23
	99	33	51	67	0.0447	1.98	0.0315	0.67	0.0111	0.00	0.0282	0.87
	153	59	92	108	0.0076	0.74	0.0044	0.25	0.0002	0.00	0.0040	0.35

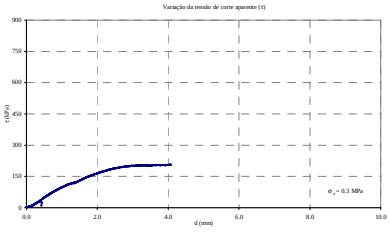
Anexo 4.13: Tensão de corte *versus* deslocamento horizontal. Curvas experimentais de comportamento ao corte de juntas entre pedra e tout-venant.



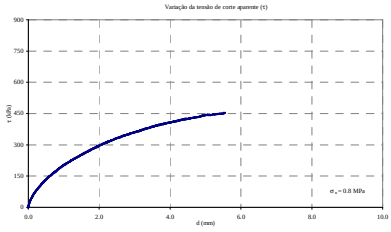
Ensaio 1 (JTV1) $\sigma_n = 0.3\ MPa$



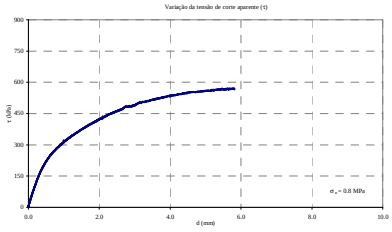
Ensaio 2 (JTV2) $\sigma_n = 0.3\ MPa$



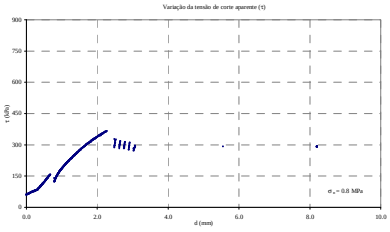
Ensaio 3 (JTV3) $\sigma_n = 0.3\ MPa$



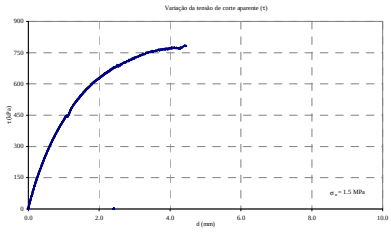
Ensaio 4 (JTV1) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



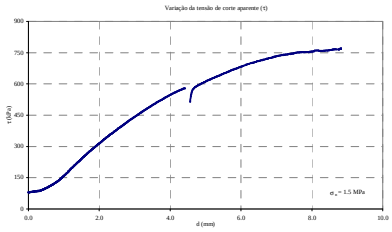
Ensaio 5 (JTV2) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



Ensaio 6 (JTV3) $\sigma_n = 0.8\ MPa$



Ensaio 7 (JTV1) $\sigma_n = 1.5\ MPa$



Ensaio 8 (JTV2) $\sigma_n = 1.5\ MPa$

Nota: Os valores de pico registados nos ensaios E1(JTV1) e E6(JTV3) correspondem à existência de pedras de maior dimensão na superfície de contacto entre o *tout-venant* e a pedra. Com o escorregamento da interface as pedras aí localizadas tendem a ser arrastadas; no entanto, este movimento, encontra grande resistência pois, dadas as dimensões das pedras, o mecanismo de deslizamento da interface envolve uma grande quantidade de material que aumenta a resistência ao escorregamento da interface.

Anexo 4.14: Caracterização do material de enchimento da Ponte de Vila Fria.

Análise granulométrica do material de enchimento da Ponte de Vila Fria, segundo a norma LNEC - E 233 - 1969.

MASSA TOTAL DA AMOSTRA (gf) $m_t = 9772,10$

MASSA RETIDA NO PENEIRO DE 4,76 mm (nº 4) (gf) $m'_{10} = 2974,40$

MASSA PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) $m'_{10} = 6797,70$

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)					
PENEIROS		MASSA RETIDA	% RETIDA TOTAL	% ACUMULADA RETIDA	% ACUMULADA PASSADA
ASTM		(gf)			
N°	mm	(mx)	$[N_x=(m_x/m_t)x100]$	(N'_x)	$(N''_x= 100 - N'_x)$
3"	76,10	0,00	0,00	0,00	100,0
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,0
1,5"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,0
1"	25,40	41,90	0,43	0,43	99,6
3/4"	19,00	555,40	5,68	6,11	93,9
1/2"	12,70	771,40	7,89	14,01	86,0
3/8"	9,51	486,90	4,98	18,99	81,0
4	4,76	1118,80	11,45	30,44	69,6
Resíduo		0,00	0,00	-	-
TOTAL		2974,40	30,44	-	-

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO DE 4,76 mm (nº4)					
MASSA DA AMOSTRA A ENSAIAR (gf) ma = 152,37					
$N''10 = (m'_{10} / m_t) \times 100 = 69,5623$					
PENEIROS		MASSA RETIDA	% RETIDA TOTAL	% ACUMULADA RETIDA	% ACUMULADA PASSADA
ASTM		(gf)			
N°	mm	(mx)	$[N_x=(m_x/m_t)x100]$	(N'_x)	$(N''_x= 100 - N'_x)$
10	2,000	30,28	13,82	44,26	55,7
20	0,841	26,60	12,14	56,41	43,6
40	0,420	25,41	11,60	68,01	32,0
80	0,180	27,51	12,56	80,57	19,4
140	0,106	12,89	5,88	86,45	13,5
200	0,075	6,60	3,01	89,46	10,5
< 200	< 0,075	23,08	10,54	-	-
TOTAL		152,37	69,56	-	-

Peso volúmico e absorção de água do material de enchimento da Ponte de Vila Fria.

a) Peso volúmico das partículas sólidas da fracção passada no peneiro n.º4 (<4.75 mm) (NP - 83, 1965)

1 - Calibragem

t_1	Temperatura de calibragem do picnómetro	(ºC)	29.0	29.0
m_1	Peso do picnómetro	(gf)	89.72	91.89
m_2	Peso do picnómetro + água destilada	(gf)	340.57	338.61

2 – Determinação do peso volúmico

-	Número do picnómetro	(gf)	7M	9M
m_3	Picnómetro + água destilada	(gf)	340.57	338.61
m_5	Picnómetro + provete + água destilada	(gf)	406.52	403.23
-	Número da cápsula	(gf)	7	9
A	Peso da cápsula	(gf)	257.59	264.41
B	Peso do provete seco + cápsula	(gf)	362.38	367.12
m_4=B-A	Peso do provete seco	(gf)	104.8	102.71
tx	Temperatura do ensaio	(º C)	29.0	29.0
K	Razão entre as densidades da água a temperatura do ensaio a 20° C		0.998	0.998
$\gamma_s = K\frac{m_4}{m_3-(m_5-m_4)}9.81$	Peso volúmico das partículas	(kN/m^3)	26.41	26.40
Média dos pesos volúmico das partículas		(kN/m^3)	26.4	

b) Peso volúmico das partículas sólidas e absorção de água da fracção retida no peneiro n.º4 (>4.75 mm) (NP – 581)

m_1	Peso do provete com as partículas saturadas	(gf)	5121
m_2	Peso do provete com as partículas saturadas imerso em água	(gf)	3151
m_3	Peso do provete com as partículas secas	(gf)	5050
T	Temperatura a que se realizou o ensaio	(ºC)	25
γ_w	Peso volúmico da água a temperatura a que se realizou o ensaio	(kN/m^3)	9.871
$m_3/(m_3-m_2)\,\gamma_w$	Peso volúmico das partículas sólidas impermeáveis	(kN/m^3)	26.25
$m_1/(m_1-m_2)\,\gamma_w$	Peso volúmico das partículas sólidas saturadas	(kN/m^3)	25.66
$m_3/(m_1-m_2)\,\gamma_w$	Peso volúmico das partículas sólidas secas	(kN/m^3)	25.30
$((m_1-m_3)/m_3)\,100$	Absorção de água	(%)	1.41

Peso volúmico do material recolhido no ensaio da garrafa de areia do material da 1ª camada do material de enchimento.

Número do Ensaio			1	2
Profundidade à superfície		(m)	1.00	1.00
m_4	Peso do solo húmido	(gf)	10 363	11 700
m_1	Peso da areia + garrafa inicial	(gf)	16 997	17 000
m_5	Peso da areia + garrafa final	(gf)	5 251	5 319
w_a	Teor em água do solo	(%)	5.2	5.3
$A=m_1-m_5$	Peso da areia no furo e no funil	(gf)	11 746	11 681
$B=A-m_2$	Peso da areia no furo	(gf)	8 020	7 955
$V=B/\gamma_a$	Volume do furo	(cm^3)	5 569	5 524
$\gamma_w=m4/V$	Peso volúmico húmido do solo	(kN/m^3)	18.25	20.78
$\gamma_d=100\gamma_w/(100+w_a)$	Peso volúmico seco do solo	(kN/m^3)	17.35	19.73

Peso Volúmico da Areia: γ_a=14.13 kN/m^3	Peso da Areia no Funil: m_2=3726 gf

Teor em água do material recolhido no ensaio da garrafa de areia.

Amostra			>19.1mm (a)	<19.1mm (b)
Profundidade		(m)	1.00	1.00
Número da cápsula			R	Z
m_1	Peso da cápsula	(gf)	268.00	143.46
m_2	Peso da cápsula + solo húmido	(gf)	4 443.00	1 432.29
m_3	Peso da cápsula + solo seco	(gf)	4 331.00	1 360.21
$w_s=m_3-m_1$	Peso do solo seco	(gf)	4 063.00	1 216.75
$w_w=m_2-m_3$	Peso da água	(gf)	112.00	72.08
$w_s/w_w x100$	Teor em água	(%)	2.8	5.9
w	Teor em água médio	(%)	2.8	5.9

Resultados do ensaio proctor

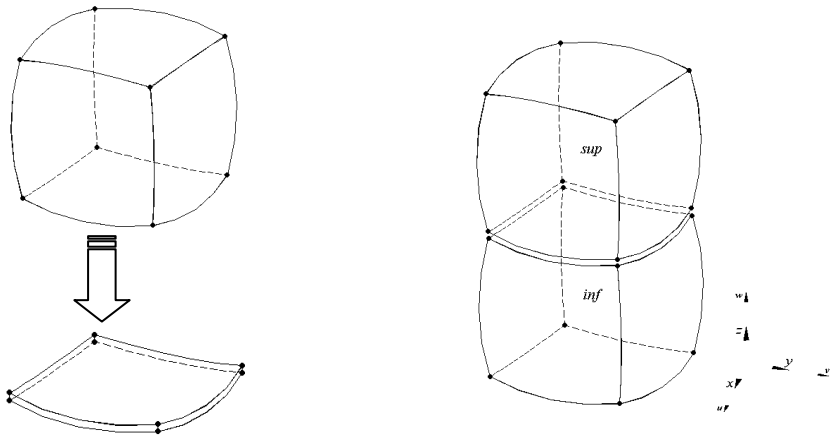
Tipo de compactação: pesada		
Peso do Pilão: 4540 gf	n.º de camadas: 5	Pm – Peso do molde: 2962 gf
Altura de queda: 457 mm	n.º de pancadas/camada: 55	V – Volume do molde: 2080 cm^3

P_t	Peso do molde + solo húmido	(g)	7 597
$P=P_t-P_m$	Peso do solo húmido	(g)	4 635
$\gamma_w=P/V$	Baridade húmida	(g/cm^3)	2.228
Número da cápsula			Z
m_1	Peso da cápsula	(g)	143.46
m_2	Peso da cápsula + solo húmido	(g)	1432.29
m_3	Peso da cápsula + solo seco	(g)	1 360.21
$w_s=m_3-m_1$	Peso do solo seco	(g)	1 216.75
$w_w=m_2-m_3$	Peso da água	(g)	72.08
$(w_w/w_s)x100$	Teor em água	(%)	5.9
w	Teor em água médio	(%)	5.9
$\gamma_w=(100\ \gamma_w)/(100+w)$	Baridade seca	(g/cm^3)	2.104

Anexo 5.1: Formulação do elemento de junta (Costa, 2002)

Geometria do elemento

A formulação do elemento de junta resulta da degeneração dum elemento sólido no qual se considera a espessura nula (ver Figura A5.1.1-a). Deste modo os elementos de junta possuem o mesmo número de nós que os usuais elementos finitos contínuos, permitindo assim a utilização conjunta dos elementos volumétricos e dos elementos de junta tal como se esquematiza na Figura A5.1.1-b.



a) b)

Figura A5.1.1: a) Degeneração dum elemento sólido elemento num elemento de junta. b) Utilização conjunta de elementos finitos sólidos e de elementos do tipo junta.

Campo de deslocamentos

O contacto entre dois elementos tridimensionais é definido à custa dos três graus de liberdade (u,v,w) de cada ponto das superfícies de contacto superior e inferior, conforme se apresenta nas equações (A5.1.1) e (A5.1.2) respectivamente.

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix}_{sup} = \sum_{i=1}^{n} N_i \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix}_{sup} = \sum_{i=1}^{n} N_i \{a\}_{sup} \qquad \text{(A5.1.1)}$$

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix}_{inf} = \sum_{i=1}^{n} N_i \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix}_{inf} = \sum_{i=1}^{n} N_i \{a\}_{sup} \qquad \text{(A5.1.2)}$$

Enquanto que, nos elementos finitos volumétricos, o resultado da integração nos pontos de Gauss é obtido em termos dos elementos do tensor das tensões expressos pelo vector $\{\sigma\}$, nos elementos de junta a grandeza obtida nos pontos de Gauss é o vector de tensões actuante na interface. Este vector é constituído pela componente normal σ_n e pelas componentes tangenciais τ_{s_1} e

τ_{s_2}, respectivamente orientadas segundo o versor $\hat{n}$ da normal à interface e segundo os versores $\hat{s}_1$ e $\hat{s}_2$ tangentes à mesma interface, tal como esquematizado na Figura A5.1.2 onde estão também incluídos aquelas componentes da tensão e a orientação dos sistemas de coordenadas globais (x,y,z) e locais adimensionais (ξ,η,ζ).

Assim, os deslocamentos segundo a direcção normal e tangencial à superfície da junta, referidos ao sistema de eixos local (ξ,η,ζ) obtêm-se através dos deslocamentos expressos pelas equações (A5.1.1) e (A5.1.2) à custa de uma transformação de coordenadas.

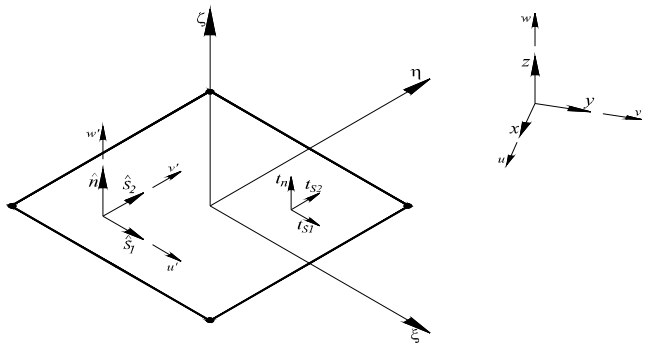


Figura A5.1.2: Transformação de coordenadas do elemento de junta.

Os versores $\hat{s}_1$, $\hat{s}_2$ e $\hat{n}$ são definidos através dos coeficientes da matriz transformação do sistema de coordenadas do referencial global para o referencial local que permite definir os deslocamentos da direcção normal e tangencial à junta, como se apresenta na equação,

$$\begin{Bmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{s}_1 & \hat{s}_2 & \hat{n} \end{bmatrix}^T \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} \tag{A5.1.3}$$

sendo que u' e v' definem os deslocamentos tangenciais nas direcções $\hat{s}_1$ e $\hat{s}_2$ e w' o deslocamento normal às superfícies de contacto na junta.

A equação (A5.1.3) pode ser reescrita considerando agora a matriz transformação $[\theta]^T$, para se obter

$$\begin{Bmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{Bmatrix} = [\theta]^T \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} \tag{A5.1.4}$$

e, fazendo intervir nas equações (A5.1.1) e (A5.1.2) a transformação de coordenadas considerada na equação (A5.1.3), obtém-se os deslocamentos tangenciais e normais dos pontos das faces superior e inferior da junta

$$\begin{Bmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{Bmatrix}_{sup} = [\theta]^T \left[N_{sup}\right] \{a_{sup}\} \tag{A5.1.5}$$

$$\begin{Bmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{Bmatrix}_{inf} = [\theta]^T \left[N_{inf}\right] \{a_{inf}\} \tag{A5.1.6}$$

Por sua vez, a diferença entre os deslocamentos das faces superior e inferior da junta, definidos nas equações (A5.1.5) e (A5.1.6), dá origem aos deslocamentos relativos dos nós da junta, escorregamento e abertura/fecho entre superfícies, traduzidos na expressão

$$\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_{s_1} \\ \gamma_{s_2} \\ \gamma_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{Bmatrix}_{sup} - \begin{Bmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{Bmatrix}_{inf} = [\theta]^T \left[N_{sup}\right] \{a_{sup}\} - [\theta]^T \left[N_{inf}\right] \{a_{inf}\} \tag{A5.1.7}$$

Definindo a matriz $\left[B^j\right]$ e os deslocamentos nodais $\left\{a^e\right\}$ respectivamente por

$$\left[B^j\right] = [\theta]^T \left[\left[N_{sup}\right] \quad \left[-N_{inf}\right]\right] \tag{A5.1.8}$$

$$\left\{a^e\right\} = \begin{Bmatrix} a_{sup} \\ a_{inf} \end{Bmatrix} \tag{A5.1.9}$$

obtém-se a relação entre os deslocamentos relativos em qualquer ponto e os deslocamentos nodais dos elementos de contacto, expressa por

$$\{\delta\} = \left[B^j\right] \left\{a^e\right\} \tag{A5.1.10}$$

Relação entre tensões e deslocamentos relativos

Comportamento linear elástico das juntas

A relação entre as tensões actuantes na interface e os respectivos deslocamentos relativos para o caso dum elemento de junta com comportamento linear elástico pode ser expresso por

$$\{\sigma\} = \left[D^j\right] \{\delta\} \tag{A5.1.11}$$

em que $\left[D^j\right]$ é a matriz de elasticidade da junta vem dada por

$$\left[D^j\right] = \begin{bmatrix} k_{S_1} & 0 & 0 \\ 0 & k_{S_2} & 0 \\ 0 & 0 & k_n \end{bmatrix} \tag{A5.1.12}$$

e onde os termos da diagonal principal se referem à rigidez tangencial e normal segundo cada um dos três eixos locais. De forma mais simplificada pode-se escrever:

$$\begin{cases} \tau_{s_1} = k_{s_1} \gamma_{s_1} \\ \tau_{s_2} = k_{s_2} \gamma_{s_2} \\ \sigma_n = k_n \delta_n \end{cases} \qquad \text{(A5.1.13)}$$

Considerando $\tau_s = \sqrt{\tau_{s_1}^2 + \tau_{s_2}^2}$, e admitindo a mesma rigidez tangencial k_s nas duas direcções, pode-se reescrever de forma mais simplificada a expressão (5.28)

$$\begin{cases} \tau_s = k_s \ \gamma \\ \tau_n = k_n \ \delta \end{cases} \qquad \text{(A5.1.14)}$$

em que $\gamma = \sqrt{\gamma_{s_1}^2 + \gamma_{s_2}^2}$.

Matriz de rigidez

O procedimento para obter a matriz de rigidez é semelhante ao usado nos elementos finitos contínuos, tendo em conta agora que a característica de espessura nula da junta reduz a integração apenas à superfície da interface, vindo então a matriz de rigidez dada por

$$\left[K_j\right] = \int_A \left[B^j\right]^T \left[D^j\right] \left[B^j\right] dA \qquad \text{(A5.1.15)}$$

Atendendo a que $dA = |J| \, d\xi \, d\eta$, em que $|J|$ é o determinante da matriz jacobiano da transformação de coordenadas, a matriz $[K]$ pode ser obtida com base na equação

$$\left[K_j\right] = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \left[B^j\right]^T \left[D^j\right] \left[B^j\right] |J| \, d\xi \, d\eta \qquad \text{(A5.1.16)}$$

Nas aplicações práticas, as integrações envolvidas nesta expressão são efectuadas numericamente utilizando as regras de quadratura de Gauss-Legendre usando (2x2) pontos de Gauss, no caso dos elementos de 8 nós.

Anexo 6.1: Resposta não linear da ponte de S. Lázaro face à acção do peso considerando as juntas do pavimento com comportamento linear

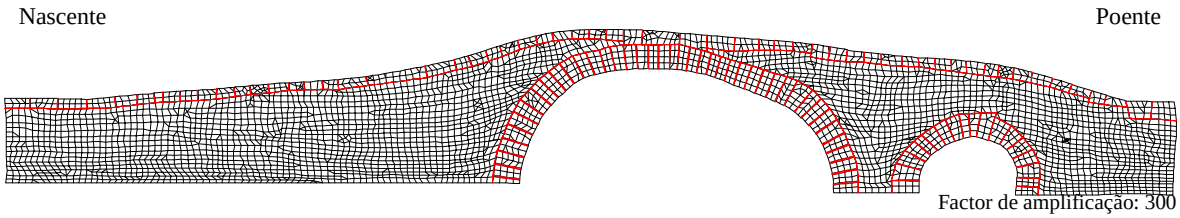
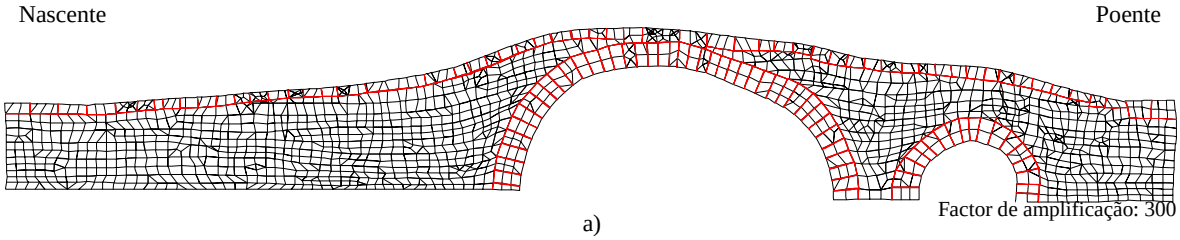
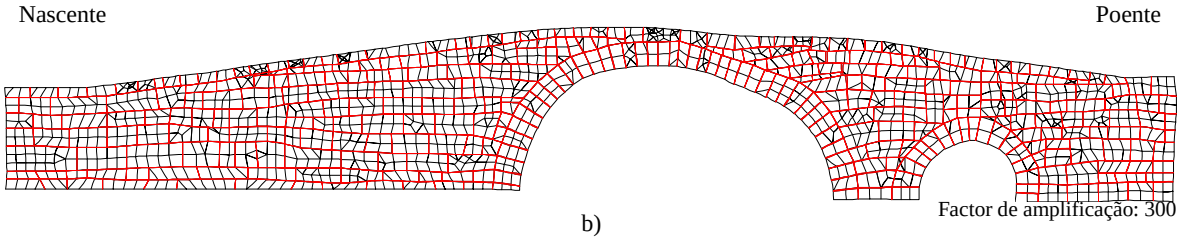


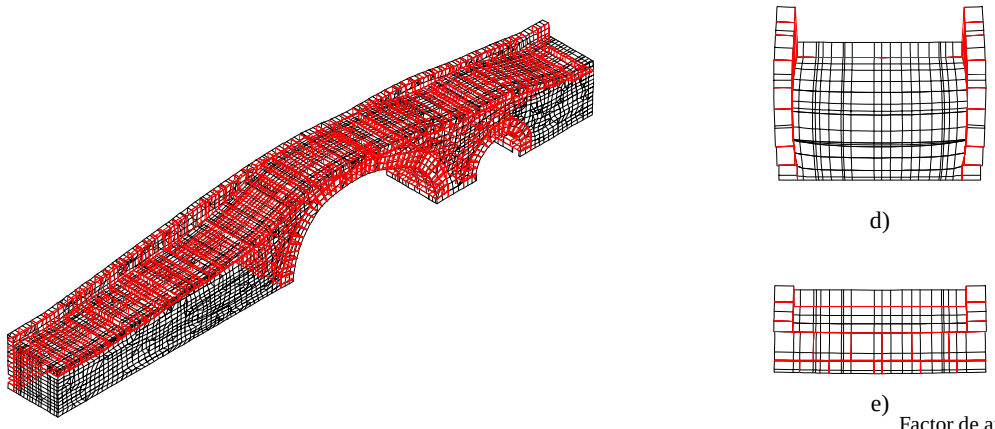
Figura A6.1.1: Deformada da ponte devido ao peso próprio do modelo ***M2D-ENCH***. Cálculo não linear.



a)

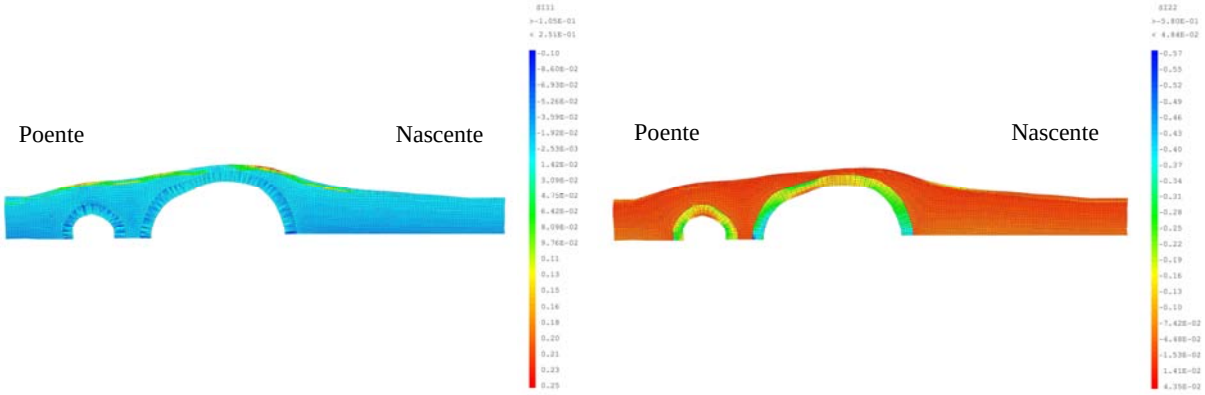


b)



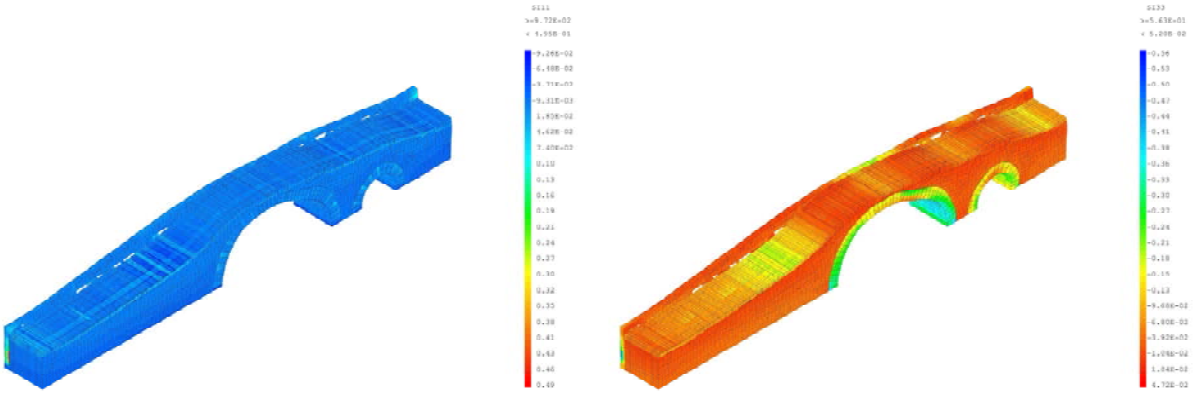
c) d) e)

Figura A6.1.2: Deformada da ponte devido ao peso próprio do modelo ***M3D***. Cálculo não linear. Secções longitudinais na zona do enchimento (a) e tímpanos (b), vista em perspectiva com um corte pela zona do enchimento (c) e secções transversais na zona do encontro (d) e do arco 1 (e).



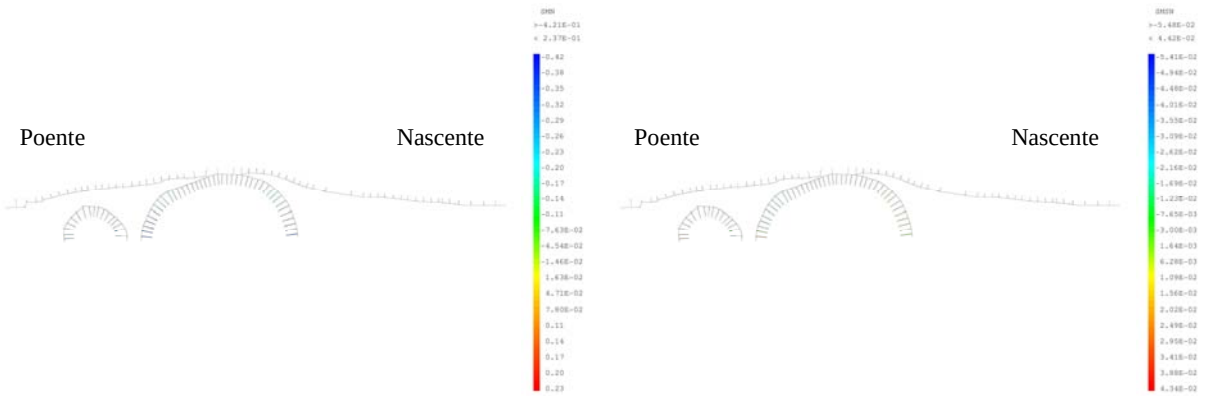
a) b)

Figura A6.1.3: Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos do modelo ***M2D-ENCH***.



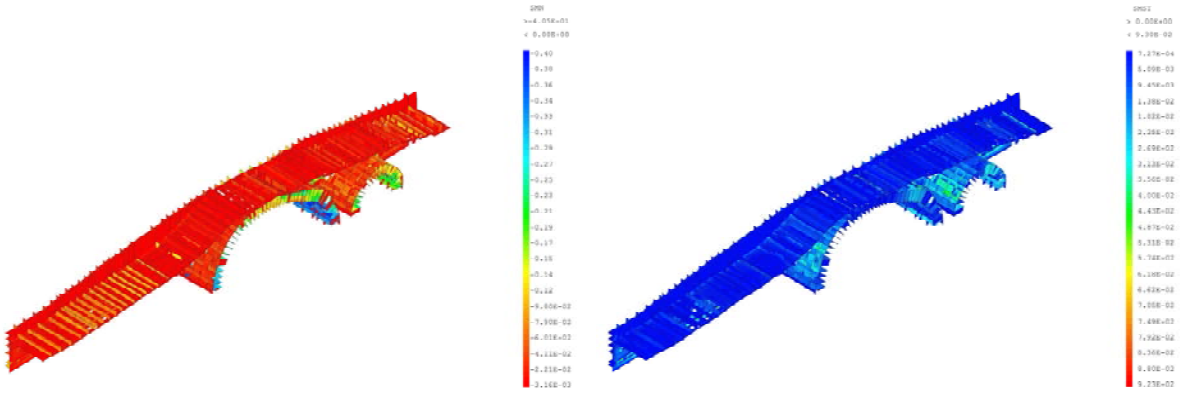
a) b)

Figura A6.1.4: Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.



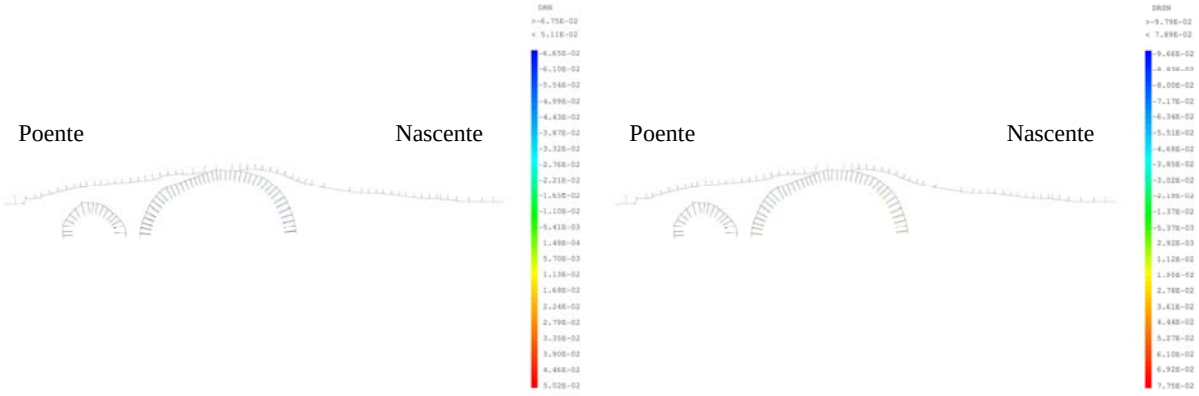
a) b)

Figura A6.1.5: Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-ENCH***.



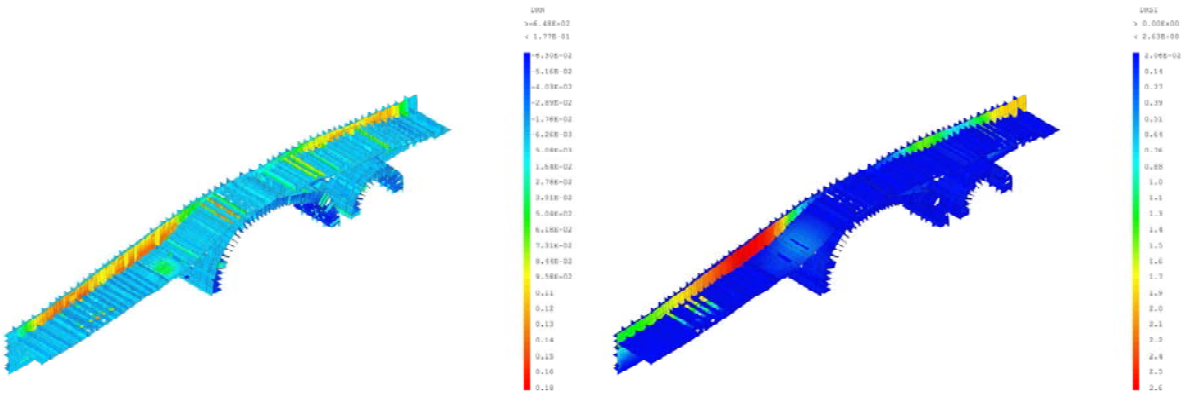
a) b)

Figura A6.1.6: Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.



a) b)

Figura A6.1.7: Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas do modelo ***M2D-ENCH***.



a) b)

Figura A6.1.8: Deformações normais (a) e tangenciais (b) nas juntas. Vista em perspectiva de um corte pela zona do enchimento do modelo ***M3D***.

Tabela A6.1.1: Tensões principais máximas e mínimas nos blocos e deslocamentos máximos devidos ao peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a) e ***M3D*** (b). Cálculo não linear.

	a)			b)		
Malha de blocos	σ_1^+ (MPa)	σ_2^- (MPa)	d_v (mm)	σ_1^+ (MPa)	σ_3^- (MPa)	d_v (mm)
Arco 1	0.04 (0)	-0.58 (+2)	1.34 (-10)	0.12 (0)	-0.48 (0)	1.33 (0)
Arco 2	0.04 (-25)	-0.38 (-11)	0.42 (+2)	0.16 (0)	-0.40 (0)	0.36 (-1)
Pavimento	0.25 (+68)	-0.22 (0)	2.70 (-1)	0.22 (0)	-0.22 (+5)	2.75 (-1)
Enchimento	0.01 (0)	-0.07 (0)	2.69 (-2)	0.01 (0)	-0.07 (0)	2.78 (-1)
Tímpanos	-	-	-	0.50 (0)	-0.56 (-4)	1.35 (-1)

(-) Zona não discretizada no modelo

Valores entre parêntesis: variação em percentagem face aos resultados apresentados na Tabela 6.17.

Tabela A6.1.2: Tensões máximas e mínimas nas juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a) e ***M3D*** (b). Cálculo não linear.

		a)			b)		
Malha de juntas		$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)	$\sigma_n^{máx}$ (MPa)	σ_n^{min} (MPa)	$\tau_s^{máx}$ (MPa)
Arco 1	(t)	-0.03 (+67)	-0.42 (-2)	0.03 (0)	-0.03(0)	-0.40 (0)	0.03 (0)
	(l)	-	-	-	0.00 (0)	-0.03 (+33)	0.01 (0)
Arco 2	(t)	-0.02 (+100)	-0.33 (-9)	0.03 (0)	-0.01 (0)	-0.34 (0)	0.04 (0)
	(l)	-	-	-	0.00 (0)	-0.02 (0)	0.01 (0)
Extradorso dos arcos		0.00 (0)	-0.10 (+10)	0.05 (0)	0.00 (0)	-0.15 (0)	0.08 (0)
Pavimento		0.24 (+100)	-0.16 (-31)	0.09 (+133)	0.00 (0)	-0.17 (+6)	0.04 (-25)
Tímpanos		-	-	-	0.00 (0)	-0.40 (0)	0.09 (0)
Entre tímpanos e enchimento		-	-	-	0.00 (0)	-0.10 (-10)	0.07 (0)

(-) Zona não discretizada no modelo

Valores entre parêntesis: variação em percentagem face aos resultados apresentados na Tabela 6.18.

Tabela A6.1.3: Abertura/fecho e escorregamento das juntas devidas à acção do peso próprio. Modelos ***M2D-ENCH*** (a) e ***M3D*** (b). Cálculo não linear.

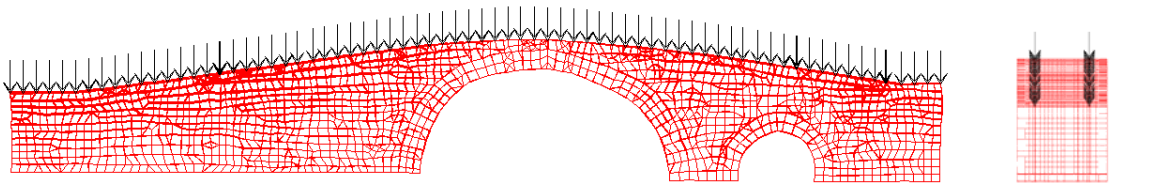
		a)			b)		
Malha de juntas		$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)	$\delta^{máx}$ (mm)	δ^{min} (mm)	$\gamma^{máx}$ (mm)
Arco 1	(t)	-0.004 (+75)	-0.07 (0)	0.05 (+200)	-0.004 (0)	-0.06 (0)	0.06 (0)
	(l)	-	-	-	0.07 (-14)	-0.004 (0)	0.02 (0)
Arco 2	(t)	-0.002 (-20)	-0.05 (-20)	0.05 (-20)	0.001 (+200)	-0.05 (0)	0.06 (-17)
	(l)	-	-	-	0.08 (0)	-0.003 (0)	0.03 (0)
Extradorso dos arcos		0.05 (-50)	-0.02 (+50)	-0.10 (+360)	0.05 (0)	-0.02 (0)	0.20 (-15)
Pavimento		0.04 (0)	-0.03 (0)	0.03 (+1300)	0.14 (-21)	-0.03 (0)	2.63 (-1)
Tímpanos		-	-	-	0.18 (0)	-0.06 (0)	0.30 (0)
Entre tímpanos e enchimento		-	-	-	0.15 (0)	0.02 (+350)	2.63 (-1)

(-) Zona não discretizada no modelo

Valores entre parêntesis: variação em percentagem face aos resultados apresentados na Tabela 6.19.

Anexo 6.2: Análise da distribuição de cargas verticais na direcção transversal da ponte de S. Lázaro

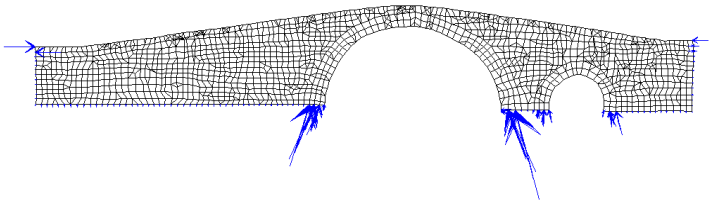
Na Figura A6.2.1 ilustra-se o alçado de montante e a vista de nascente da malha 3D da ponte com as cargas pontuais (de 10 kN) aplicadas no 72 nós do pavimento que definem os percursos correspondentes aos dois rodados do veículo usado no estudo dos efeitos da acção do tráfego rodoviário.



(vista de montante) (vista de nascente)

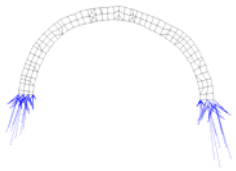
Figura A6.2.1: Modelo ***M3D***. Distribuição transversal das cargas pontuais.

Na Figura A6.2.2 ilustra-se a distribuição dos vectores reacção nas várias zonas da ponte cujos valores das componentes verticais e o correspondente valor em percentagem do total estão indicadas na Tabela A6.2.1.



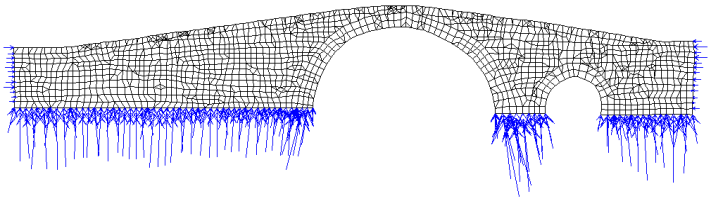
$\sum R_{vertical}$ = 426 kN

Zona central dos enchimentos e arcos



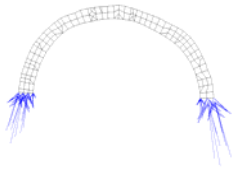
$\sum R_{vertical}$ = 246 kN

Zona central do arco1



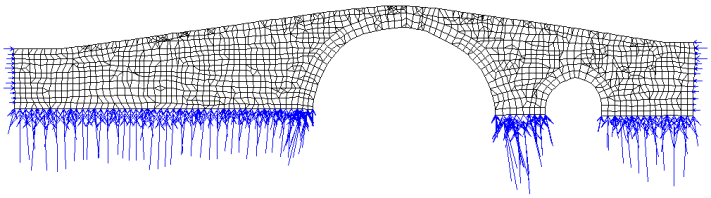
$\sum R_{vertical}$ = 494 kN

Zona lateral dos tímpanos e moldura dos arcos de montante



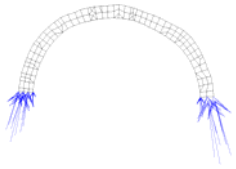
$\sum R_{vertical}$ = 70 kN

Zona da moldura de montante do arco1



$\sum R_{vertical}$ = 520 kN

Zona lateral dos tímpanos e moldura dos arcos de jusante



$\sum R_{vertical}$ = 89 kN

Zona da moldura de jusante do arco1

Figura A6.2.2: Modelo ***M3D***. Distribuição das reacções nos apoios devidas à aplicação das cargas pontuais.

Tabela A6.2.1: Resultantes das reacções verticais nas várias zonas da ponte. Modelo ***M3D***.

Zona (Ponte completa)	Resultante das reacções verticais (kN)	(%)	Zona (Arco 1)	Resultante das reacções verticais (kN)	(%)
Malha dos enchimentos e arcos da zona central	426	30	Malha do arco 1 da zona central	246	60
Malha dos tímpanos e moldura dos arcos da zona lateral de montante	494	34	Malha da moldura do arco 1 da zona lateral de montante	70	18
Malha dos tímpanos e moldura dos arcos da zona lateral de jusante	520	36	Malha da moldura do arco 1 da zona lateral de jusante	89	22
Malha total da ponte	1440	100	Malha total do arco 1	406	100

Os valores dos deslocamentos máximos registados em cada zona do modelo ***M3D*** incluem-se na Tabela A6.2.2.

Tabela A6.2.2: Deslocamentos máximos no modelo ***M3D*** devidos à aplicação das cargas pontuais.

Zona	Deslocamento (mm)
Central	
Pavimento	0.66
Enchimento	0.65
Arco 1	0.65
Arco 2	0.09
Lateral de montante	
Pavimento	0.65
Tímpano	0.63
Moldura do arco 1	0.65
Moldura do arco 2	0.12
Lateral de jusante	
Pavimento	0.65
Tímpano	0.63
Moldura do arco 1	0.65
Moldura do arco 2	0.12

Com base na análise da distribuição transversal das reacções nos apoios devido à aplicação das cargas pontuais no percurso dos rodados sobre o tabuleiro foram definidas as cargas a incluir nos modelos M2D através da expressão (A6.2.1),

$$P_{eixo}^{2D} = coef \times P_{eixo}^{3D} \qquad \text{(A6.2.1)}$$

onde P_{eixo}^{2D} representa o valor da carga por eixo a aplicar no modelo ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP***, equivalente ao valor da carga por eixo P_{eixo}^{3D} no modelo ***M3D*** que por sua vez corresponde à soma das cargas nos dois rodados que compõem o eixo $P_{eixo}^{3D} = P_{rod1}^{3D} + P_{rod2}^{3D}$. O coeficiente que multiplica P_{eixo}^{3D} e que permite obter P_{eixo}^{2D} representa a fracção da carga transmitida para a zona em estudo e dividida pela largura dessa mesma zona. Para o efeito, consideraram-se os valores das percentagens incluídas na última coluna da Tabela A6.2.1, i.e. 60% para a zona central do enchimento e 40% para as zonas laterais dos tímpanos, e as correspondentes larguras de 2.7 m e 0.6 m, obtendo-se os

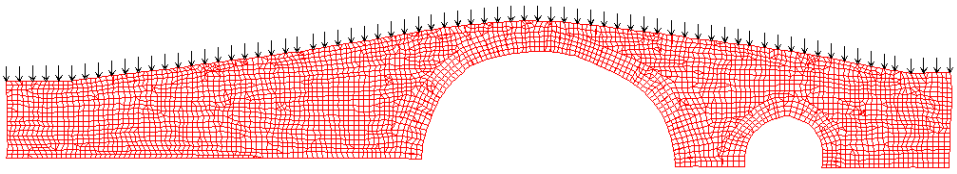
coeficientes incluídos na Tabela A6.2.3. Os valores dados para P_{eixo}^{2D} correspondem então a forças (expressas em kN) por unidade de largura (expressa em m), conforme convém numa análise 2D.

Tabela A6.2.3: Coeficientes de distribuição transversal das cargas para os modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP***.

	M2D-ENCH	***M2D-TIMP***
Percentagem da carga por eixo	60%	40%
Largura da zona considerada	2.7 m	0.6 m
Coeficiente de distribuição transversal	0.222 m^{-1}	0.667 m^{-1}

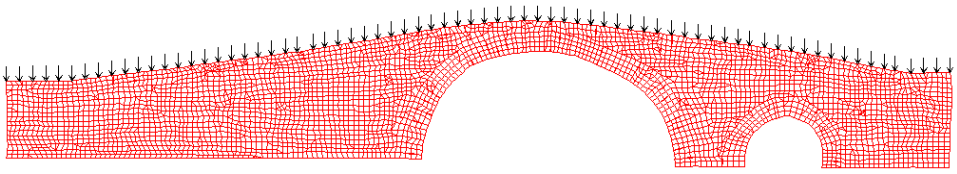
Os resultados obtidos nos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP***, cuja esquematização das cargas aplicadas se ilustra na Figura A6.2.3, apresentam-se na Figura A6.2.4 em termos da representação gráfica dos vectores correspondentes às reacções nos apoios e respectivos valores da resultante das reacções verticais devidas à aplicação das cargas pontuais. Os valores dos deslocamentos máximos nas várias zonas dos modelos ***M2D-ENCH*** e ***M2D-TIMP*** incluem-se na Tabela A6.2.4.

$$P_{eixo}^{2D} = 0.222 \times P_{eixo}^{3D}$$



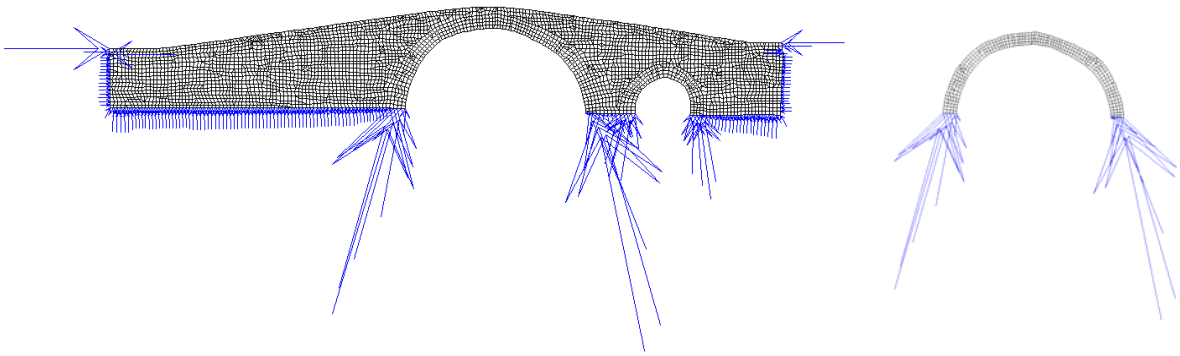
a)

$$P_{eixo}^{2D} = 0.667 \times P_{eixo}^{3D}$$



b)

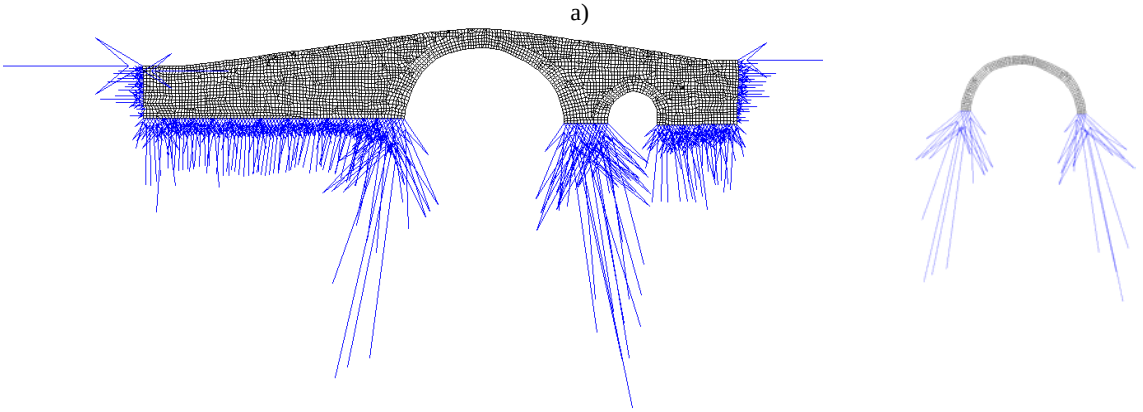
Figura A6.2.3: Distribuição transversal admitida para as cargas pontuais no modelo ***M2D-ENCH*** (a) e no modelo ***M2D-TIMP*** (b).



$\sum R_{vertical}$ = 320 kN
Zona central dos enchimentos e arcos

$\sum R_{vertical}$ = 111 kN
Zona central do arco1

a)



$\sum R_{vertical}$ = 960 kN
Zona central dos enchimentos e arcos

$\sum R_{vertical}$ = 193 kN
Zona central do arco1

b)

Figura A6.2.4: Distribuição das reacções nos apoios no modelo ***M2D-ENCH*** (a) e no modelo ***M2D-TIMP*** (b).

Tabela A6.2.4: Deslocamentos máximos no modelo ***M2D-ENCH*** (a) e no modelo ***M2D-TIMP*** (b).

Zona	a) Deslocamento (mm)	b) Deslocamento (mm)
Pavimento	0.75	1.06
Enchimento	0.75	0.97
Arco 1	0.57	1.05
Arco 2	0.08	0.09

Anexo 6.3: Definição das dimensões dos elementos estruturais da ponte com base em relações geométricas verificadas em pontes existentes.

De acordo com Lagomarsino *et al* (1999), são frequentes, nas pontes de alvenaria da linha ferroviária Genova-Ovada, as seguintes relações geométricas entre a espessura do arco (e) e o vão (L):

$$e=L/12 \text{ a } L/17 \quad \text{(A6.3.1)}$$

$$e=0.33+0.033L \quad \text{(A6.3.2)}$$

e para as dimensões do pilar o mesmo autor refere como mais frequentes as seguintes relações entre a largura em planta no sentido longitudinal (b), a altura do pilar (h) e o vão do arco (L):

$$b=0.2h+0.6 \quad \text{(A6.3.3)}$$

$$b=0.125L \quad \text{(A6.3.4)}$$

sendo os valores considerados em metros.

Finalmente, como mínimo para a espessura do enchimento na zona do coroamento do arco foi encontrado o valor de 40 cm e para a espessura do revestimento valores na ordem de 3 a 4 cm de material cimentício ou hidráulico e de 1.5 cm de asfalto betuminoso.

Por sua vez Gambarotta (1999) refere como mais frequentes em pontes de alvenaria de pedra dos sistemas rodoviário e ferroviário de Itália as seguintes relações empíricas entre as dimensões do arco

$$e=0.325+0.0347\,L \quad \text{(A6.3.5)}$$

$$e=0.32+L/15 \quad \text{(A6.3.6)}$$

$$e=0.1+0.2\cdot L^{1/2} \quad \text{(A6.3.7)}$$

$$e=0.2\cdot L^{1/2} \quad \text{(A6.3.8)}$$

$$e=(1+0.\,L)/3 \quad \text{(A6.3.9)}$$

$$e=0.43+0.05L \quad \text{(A6.3.10)}$$

sendo e a espessura, c a flecha e L o vão do arco em metros.

Para os pilares, o mesmo autor, refere as seguintes relações geométricas entre a largura em planta do pilar (Ss), a altura do pilar (h), a altura fictícia do pilar (h^*), a espessura do enchimento na zona do coroamento do arco (h_1), a flecha e, o vão L e a altura total H (ver Figura A6.3.1).

$$Ss=(0.6+0.04\,h^*)\cdot L^{1/2} \quad \text{(A6.3.11)}$$

$$Ss=(0.6+0.162L)\cdot[((h^*+0.25L)\cdot 0.865L)/(H(0.25L+e))]^{1/2} \quad \text{(A6.3.12)}$$

$$Ss=0.305+5L/24+h/6+h_1/12 \quad \text{(A6.3.13)}$$

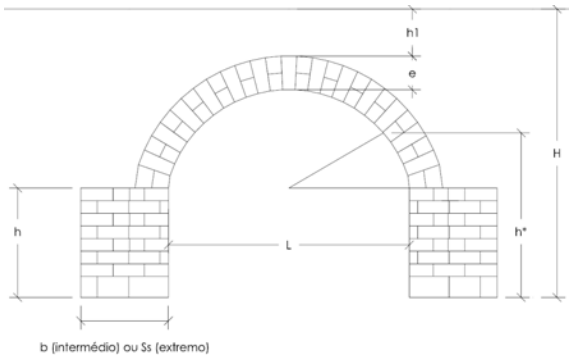


Figura A6.3.1: Parâmetros das fórmulas empíricas.

Na Tabela A6.3.1 apresentam-se os resultados relativos à aplicação das fórmulas anteriormente referidas e os valores adoptados para a espessura dos arcos, largura em planta do pilar da ponte, espessura do enchimento na zona do coroamento do arco, espessura da lajeta de compressão e espessura do pavimento.

Tabela A6.3.1: Dimensões atribuídas: (a) espessura dos arcos, (b) largura em planta dos pilares e (c) outros.

a) Arcos											
	Vão	Flecha	Espessura								
			Resultados das relações empíricas								Valores adoptados
			A6.3.1	A6.3.2	A6.3.3	A6.3.4	A6.3.5	A6.3.6	A6.3.7	A6.3.8	
Arco 1	4.30	2.15	0.36	0.47	0.47	0.62	0.51	0.41	0.48	0.65	0.80
Arco 2	5.80	2.90	0.48	0.52	0.53	0.72	0.58	0.48	0.53	0.72	0.80
Arco 3	5.30	2.65	0.44	0.50	0.51	0.68	0.56	0.46	0.51	0.70	0.80

Nota: Dimensões dos arcos 4 e 5 idênticas às dos arcos 2 e 1.

b) Pilares							
	Altura do Pilar	Largura em Planta do Pilar					
		Resultados das relações empíricas					Valores adoptados
		A6.3.9	A6.3.10	A6.3.11	A6.3.12	A6.3.13	
Pilar 1	2.00	1.00	0.54	1.41	1.03	1.57	1.90
Pilar 2	2.00	1.00	0.63	1.52	1.16	1.72	1.90
Pilar 3	2.00	1.00	0.69	1.60	1.19	1.83	1.95

Nota: Dimensões dos pilares 4, 5 e 6 idênticas às dos pilares 3, 2 e 1.

c) Outros	
	Espessura
Enchimento no coroamento dos arcos (valor mínimo)	0.51
Lajeta de sub-base	0.13
Pavimento (lajedo de pedra)	0.13
Tímpanos (valor mínimo)	0.80