

AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8 COM VISTA À REABILITAÇÃO

Sistematização de procedimentos e aplicação

LUCAS AUGUSTO DE CARVALHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Professor Doutor André Filipe Castanheira Alves Furtado

SETEMBRO DE 2020

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2018/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mestec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2018/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Avós

What we do in life, echoes in eternity

Maximus

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar o meu profundo agradecimento a todos os professores do Mestec que, de certa forma, me ajudaram na elaboração desta dissertação. Em especial ao Professor António Arêde pela disponibilidade, boa disposição e dedicação na orientação dada, sempre mostrando um elevado nível de conhecimento sobre o assunto estudado. Agradeço também ao Professor André Furtado e ao Dr. Rui Silva por terem me ajudado e acompanhado o meu trabalho, sendo essenciais para que eu pudesse concluir esta etapa da minha vida. Por fim, agradecer a minha esposa Caroline Bresciani por todo apoio. Meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo principal a elaboração de um documento de aplicação prática do Eurocódigo 8 parte 3, que possa servir de guião orientador para a avaliação e reabilitação sísmica de edifícios correntes, apoiada em uma sequência de procedimentos necessários e fundamentais da engenharia sísmica.

Para realização destes objetivos, apresentou-se numa primeira etapa os procedimentos teóricos para uma avaliação e reabilitação sísmica, desde a quantificação da ação sísmica, métodos de análise, até as verificações de segurança e propostas de intervenções e estratégias de reforço, criando assim uma sequência de procedimentos com clarificação de conceitos, parâmetros e estratégias de cálculo para uma avaliação sísmica.

Apresentou-se de seguida a elaboração da folha de cálculo de apoio as verificações de segurança. Na sequência é apresentado um simples caso de estudo que serviu para aplicar sumariamente a metodologia implementada para a avaliação de segurança sísmica elaborada na primeira parte, bem como a aplicação da folha de cálculo com o objetivo de validá-la, comparando seus valores (exigências e capacidades) com as do SeismoStruct (SeismoSoft -2020). Procurou-se nesta parte afinar o máximo possível os valores da folha de cálculo, colocando em prática os três métodos de análises preconizados no Eurocódigo 8 Parte 3, bem como os três estados limites de dano que uma estrutura pode sofrer.

No final, foi colocado em prática a sequência de procedimentos apresentada na primeira parte bem como a aplicação da folha de cálculo em um caso de estudo real.

PALAVRAS-CHAVE: avaliação e reabilitação sísmica, edifícios existentes, eurocódigo 8 parte 3, verificação de segurança sísmica.

ABSTRACT

This dissertation has as main objective the elaboration of a document of practical application of Eurocode 8 part 3, which can serve as a guiding guide for the seismic assessment and rehabilitation of current buildings, supported by a sequence of necessary and fundamental seismic engineering procedures.

To achieve these objectives, the theoretical procedures for seismic assessment and rehabilitation were presented in a first stage, from the quantification of seismic action, analysis methods, to safety checks and proposals for interventions and reinforcement strategies, thus creating a sequence procedures with clarification of concepts, parameters and calculation strategies for a seismic assessment.

The preparation of the spreadsheet supporting security checks was presented below. Following is a simple case study that served to summarily apply the methodology implemented for the seismic safety assessment elaborated in the first part, as well as the application of the spreadsheet with the aim of validating it, comparing its values (demand and capacity) with those of SeismoStruct (SeismoSoft - 2020). In this part, we tried to fine tune the values of the spreadsheet as much as possible, putting into practice the three methods of analysis recommended in Eurocode 8 Part 3, as well as the three limit states of damage that a structure can suffer.

In the end, the sequence of procedures presented in the first part was put into practice as well as the application of the spreadsheet in a real case study.

KEYWORDS: seismic assessment and rehabilitation, existing buildings, eurocode 8 part 3, verification of seismic safety.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DO TRABALHO.....	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO	2
2. AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO SÍSMICA	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. REQUISITOS FUNDAMENTAIS	3
2.2.1. ESTADOS LIMITES DE DANO DA ESTRUTURA	3
2.3. QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	5
2.3.1. SISMICIDADE LOCAL	5
2.3.2. IDENTIFICAÇÃO DOS TIPOS DE TERRENO	6
2.3.3. CLASSES DE IMPORTÂNCIA E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA	7
2.3.4. PERÍODO DE RETORNO	8
2.3.5. ACELERAÇÃO MÁXIMA	8
2.3.6. ESPECTRO DE RESPOSTA.....	9
2.3.7. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO.....	13
2.3.8. COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES	14
2.3.9. MASSA A CONSIDERAR.....	15
2.4. INFORMAÇÃO PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL	15
2.4.1. INFORMAÇÃO DE BASE NECESSÁRIA	16
2.4.2. NÍVEIS DE CONHECIMENTO	16
2.4.3. COEFICIENTES DE CONFIANÇA.....	17
2.5. ANÁLISE ESTRUTURAL	18
2.5.1. MÉTODOS DE ANÁLISE	18
2.5.2. SELEÇÃO DO MÉTODO DE ANÁLISE	18
2.5.2.1. Regularidade estrutural	18

2.5.2.2. Nível de conhecimento	19
2.5.2.3. Uniformidade da razão exigência/capacidade de deformação	19
2.5.3. ANÁLISE LINEAR POR FORÇAS LATERAIS.....	20
2.5.4. ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA	20
2.5.5. ANÁLISE ESTATICA NÃO LINEAR (PUSHOVER)	21
2.5.6. ABORDAGEM POR COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO (q)	26
2.5.7. CRITÉRIOS PARA MODELAÇÃO ESTRUTURAL	27
2.6. CONCEITOS BASE À VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	27
2.6.1. VÃO DE CORTE	27
2.6.2. ROTAÇÃO DA CORDA	28
2.6.3. RIGIDEZ EFETIVA	29
2.6.4. CONFINAMENTO DO BETÃO	30
2.7. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	31
2.7.1. CRITÉRIOS PARA A VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	31
2.7.2. EXIGÊNCIA SÍSMICA EM ELEMENTOS/MECANISMOS DÚCTEIS	34
2.7.3. EXIGÊNCIA SÍSMICA EM ELEMENTOS/MECANISMOS FRÁGEIS	34
2.7.4. CAPACIDADE EM ELEMENTOS/MECANISMOS DÚCTEIS	40
2.7.5. CAPACIDADE EM ELEMENTOS/MECANISMOS FRÁGEIS	48
2.8. ESTRATÉGIAS E TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO E REFORÇO	54
2.8.1. ESTRATÉGIAS DE INTERVENÇÃO	54
2.8.2. TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO E REFORÇO	54
2.9. SEQUÊNCIA DE OPERAÇÕES A ADOTAR	58
2.9.1. DESCRIÇÃO DE OPERAÇÕES	58
2.9.2. FLUXOGRAMA	59

3. ELABORAÇÃO E VALIDAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO PARA AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES SEGUNDO A EC8-3	61
3.1. INTRODUÇÃO	61
3.2. APRESENTAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO	63
3.3. APLICAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO - CASO DE ESTUDO 1	73
3.3.1. GEOMETRIA E DETALHAMENTO DE ARMADURAS	74
3.3.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	77

3.3.3. CARGAS VERTICAIS	79
3.3.4. AVALIAÇÃO SÍSMICA	80
3.3.4.1. Requisitos fundamentais	80
3.3.4.2. Quantificação da ação sísmica.....	80
3.3.4.3. Informação para avaliação estrutural	82
3.3.4.4. Análise estrutural	82
3.3.4.5. Modelação numérica	82
3.3.4.6. Verificação e comparação dos modelos de análise linear	83
3.3.4.7. Verificação da admissibilidade da análise linear	85
3.3.4.8. Verificação de segurança	87
3.4. VALIDAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO	94
3.4.1. VALIDAÇÃO DOS VALORES DA EXIGÊNCIA EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA	94
3.4.2. VALIDAÇÃO DOS VALORES DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA	97
3.4.3. VALIDAÇÃO DOS VALORES DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ESFORÇO TRANSVERSO	100
3.4.4. VALIDAÇÃO DO CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE.....	103
3.5. SÍNTESE	104
 4. CASO DE ESTUDO 2	 107
4.1. INTRODUÇÃO	107
4.2. GEOMETRIA E DETALHAMENTO DE ARMADURAS	108
4.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	109
4.4. CARGAS VERTICAIS	109
4.5. AVALIAÇÃO SÍSMICA	110
4.5.1. REQUISITOS FUNDAMENTAIS	110
4.5.2. QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	110
4.5.3. INFORMAÇÃO PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL	111
4.5.4. ANÁLISE ESTRUTURAL	112
4.5.5. MODELAÇÃO NUMÉRICA	112
4.5.6. VERIFICAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS MODELOS	113
4.5.7. VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE LINEAR	115
4.5.8. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	115
4.6. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO	118
4.7. SÍNTESE.....	119

5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	121
5.1. CONCLUSÕES	121
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Estados limites de dano - adaptado de Costa, R, Providencia, P. (2019).....	4
Fig. 2 - Representação do espectro de resposta elástica	9
Fig. 3 - Representação do espectro de resposta elástica do tipo 1 e 2 recomendados para terrenos dos tipos A a E com 5% de amortecimento	11
Fig. 4 - Representação do espectro de resposta elástico e de cálculo com diferentes coeficientes de comportamento (Romão, X. - 2019)	12
Fig. 5 - Curva de capacidade da estrutura – adaptado de Costa, R, Providencia, P. (2019)	22
Fig. 6 - Curvas de capacidade bilinear equivalente e original do SDOF	23
Fig. 7 - Determinação do deslocamento alvo (d_t^*) para o sistema equivalente – períodos curtos	25
Fig. 8 - Determinação do deslocamento alvo (d_t^*) para o sistema equivalente - períodos médios e longos	26
Fig. 9 - Definição da rotação da corda (θ) - (Mpampatsikos, V. <i>et al</i> – 2008)	28
Fig. 10 - Efeito do confinamento devido às cintas – adaptado de Costa, A. (2020).....	30
Fig. 11 - Consequências da deficiente cintagem das zonas críticas – adaptado de Costa, A. (2020).....	31
Fig. 12 - Definição da exigência sísmica para mecanismos frágeis em análise lineares	33
Fig. 13 - Definição da rotação da corda para colunas – adaptado de Mpampatsikos, V. <i>et al</i> (2008) ..	35
Fig. 14 - Definição da rotação da corda para vigas – adaptado de Mpampatsikos, V. <i>et al</i> (2008)	35
Fig. 15 - Esforços na periferia do nó viga-pilar - adaptado de Costa, R, Providencia, P. (2019)	40
Fig. 16 - Determinação da capacidade última de rotação da corda de elemento com base na curvatura última da secção de extremidade - adaptado de Costa, R, Providencia, P. (2019)	45
Fig. 17 - Modelo de treliça de acordo com a EC2-1-1	48
Fig. 18 - Exemplo de encamisamento de betão armado em vigas e pilares	55
Fig. 19 - Exemplo de encamisamento com cantoneiras e chapas transversais de aço em pilares	55
Fig. 20 - Exemplo de reforço com FRP	56
Fig. 21 - Exemplo de novo sistema de contraventamento em aço	56
Fig. 22 - Exemplo da adição de paredes de betão entre pilares	57
Fig. 23 - Exemplo de rigidificação da fundação devido a inserção de novas paredes de contraventamento.....	57
Fig. 24 - Fluxograma/procedimentos para a avaliação e reabilitação sísmica de edifícios existentes ..	59
Fig. 25 - Modelo do pórtico ICONS (caso de estudo 1) sem alvenaria feita com recurso ao programa SeismoStruct (SeismoSoft – 2020)	62
Fig. 26 - Modelo do pórtico ICONS (caso de estudo 1) com alvenaria feita com recurso ao programa SeismoStruct (SeismoSoft – 2020)	62

Fig. 27 - Modelo do pórtico ICONS (caso de estudo 1) sem alvenaria feita com recurso ao programa SAP (CSI – 2020)	63
Fig. 28 - Ilustração da folha de cálculo – primeira parte	64
Fig. 29 - Ilustração da folha de cálculo – segunda parte - 1	65
Fig. 30 - Ilustração da folha de cálculo – segunda parte - 2	65
Fig. 31 - Ilustração da folha de cálculo – terceira parte - 1	66
Fig. 32 - Ilustração da folha de cálculo – terceira parte - 2	66
Fig. 33 - Ilustração da folha de cálculo – terceira parte - 3	67
Fig. 34 - Ilustração da folha de cálculo – terceira parte - 4	68
Fig. 35 - Ilustração da folha de cálculo – terceira parte - 5	69
Fig. 36 - Ilustração da folha de cálculo – terceira parte - 6	69
Fig. 37 - Ilustração da folha de cálculo – quarta parte	70
Fig. 38 - Pórticos ensaiados no âmbito do projeto ICONS – Varum, H. (2003)	73
Fig. 39 - Alçado do pórtico sem alvenaria – Rodrigues (2005)	74
Fig. 40 - Planta do pórtico; Pormenores da geometria e armadura da laje – Varum, H. (2003)	74
Fig. 41 - Geometria e pormenores de armadura das vigas – Varum, H. (2003)	75
Fig. 42 - Quadro resumo da geometria e pormenores de armadura das vigas – Rodrigues, H. (2005)	76
Fig. 43 - Quadro resumo da geometria e pormenores de armadura dos pilares – Rodrigues, H. (2005)	76
Fig. 44 - Alçado do pórtico com alvenaria – Rodrigues, H. (2005)	77
Fig. 45 - Bloco de alvenaria – Varum, H. (2003)	78
Fig. 46 - Esquema de cargas estáticas verticais – Varum, H. (2003)	79
Fig. 47 - Zoneamento sísmico em Portugal Continental – EC8-1	80
Fig. 48 - Espectro de resposta elástico para o sismo tipo 1 e 2 e para os estados limites NC, SD e DL	81
Fig. 49 - Espectro de cálculo (com $q = 2,0$) para o sismo tipo 1 e 2 e para os estados limites NC, SD e DL	82
Fig. 50 - Exemplo da discretização longitudinal das barras e da discretização das secções transversais respetivamente	83
Fig. 51 - Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico em SeismoStruct (sem alvenaria)	84
Fig. 52 - Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico em SeismoStruct (com alvenaria)	84
Fig. 53 - Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico em SAP (sem alvenaria)	85

Fig. 54 - Ilustração da folha de cálculo – Cálculo da admissibilidade linear	85
Fig. 55 - Admissibilidade análise linear para o pórtico sem alvenaria	86
Fig. 56 - Admissibilidade análise linear para o pórtico com alvenaria	86
Fig. 57 - Percentagem de elementos não verificados – Sismos 1 e 2 – Mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria	92
Fig. 58 - Percentagem de elementos não verificados – Sismos 1 e 2 – Mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria	92
Fig. 59 - Elementos não verificados no estado limite NC em uma análise por coeficiente de comportamento “ q ” – Mecanismo dúctil – Sismo tipo 1 – Pórtico sem alvenaria	93
Fig. 60 - Percentagem de elementos não verificados – sismos 1 e 2 – Mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria	93
Fig. 61 - Percentagem de elementos não verificados – sismos 1 e 2 – Mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria	94
Fig. 62 - Quociente dos valores da exigência da rotação da corda entre SeismoStruct e folha de cálculo obtidos através de uma análise linear, no que diz respeito aos pilares	95
Fig. 63 - Quociente dos valores da exigência da rotação da corda entre SeismoStruct e folha de cálculo obtidos através de uma análise linear, no que diz respeito as vigas	95
Fig. 64 - Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares - Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite NC	97
Fig. 65 - Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite NC	98
Fig. 66 - Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite SD	98
Fig. 67 - Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite SD	98
Fig. 68 - Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite DL	99
Fig. 69 - Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite DL	99
Fig. 70 - Quociente entre os valores do vão de corte teórico (M/V) e simplificado ($L/2$) em pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD	100
Fig. 71 - Quociente entre os valores do vão de corte teórico (M/V) e simplificado ($L/2$) em vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD	100

Fig. 72 - Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite NC	101
Fig. 73 - Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito às vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite NC	101
Fig. 74 - Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD	101
Fig. 75 - Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito às vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD	102
Fig. 76 - Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite DL.....	102
Fig. 77 - Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito às vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite DL.....	102
Fig. 78 - Comparação dos valores do momento resistente	103
Fig. 79 - Direções estudadas do bloco de habitação do edifício Parnaso (Milheiro, J. – 2008).....	107
Fig. 80 - Disposição dos pórticos em planta ao nível do piso 1 (Freitas, R. – 2008).....	108
Fig. 81 - Pórticos longitudinais: A) Pórtico I; B) Pórtico II e III (Milheiro, J. - 2008).....	108
Fig. 82 - Espectro de resposta elástico para o sismo tipo 1 e 2 - Estado limite SD - Porto	111
Fig. 83 - Espectro de resposta elástico para o sismo tipo 1 e 2 - Estado limite SD - Lisboa	111
Fig. 84 - Modelo em SAP2000 e em SeismoStruct do edifício Parnaso respetivamente	113
Fig. 85 - Primeiro modo de vibração do edifício Parnaso (direção Y) – Modelo numérico em SeismoStruct	114
Fig. 86 - Segundo modo de vibração do edifício Parnaso (direção X) – Modelo numérico em SeismoStruct	114
Fig. 87 - Primeiro modo de vibração do edifício Parnaso (direção Y) – Modelo numérico em SAP2000.....	114
Fig. 88 - Segundo modo de vibração do edifício Parnaso (direção X) – Modelo numérico em SAP2000.....	114
Fig. 89 - Percentagem de elementos não verificados em uma análise Pushover – Estado limite SD – Mecanismo dúctil – Edifício Parnaso	116
Fig. 90 - Percentagem de elementos não verificados em uma análise Pushover – Estado limite SD – Mecanismo frágil – Edifício Parnaso	116
Fig. 91 - Percentagem de elementos não verificados em uma análise linear por espectro de resposta – Estado limite SD – Mecanismo dúctil – Edifício Parnaso	117

- Fig. 92 - Percentagem de elementos não verificados em uma análise linear por espectro de resposta
– Estado limite SD – Mecanismo frágil – Edifício Parnaso 117
- Fig. 93 - Elementos que quase não verificaram a segurança - SD - mecanismo dúctil - direção Y... 118

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 1 – Aceleração máxima de referência (a_{gR}) de acordo com a EC8-1	5
Quadro 2 - Tipos de terreno de acordo com a EC8-1	6
Quadro 3 - Classes de importância para os edifícios	7
Quadro 4 - Coeficientes de importância (γ_1)	8
Quadro 5 - Coeficientes multiplicativos da ação sísmica para obtenção da aceleração máxima (γ_1).....	9
Quadro 6 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico	10
Quadro 7 - Valor básico do coeficiente de comportamento (q_0), para sistemas regulares em altura....	13
Quadro 8 - Valores recomendados para o coeficiente ψ_2 para edifícios.....	14
Quadro 9 - Valores recomendados para o coeficiente ψ_2 para edifícios (continuação).....	15
Quadro 10 - Valores do coeficiente φ	15
Quadro 11 - Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise e CF de acordo com a EC8-3	17
Quadro 12 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico	19
Quadro 13 - Resumo dos critérios para análise e verificações de segurança de mecanismos dúcteis	33
Quadro 14 - Resumo dos critérios para análise e verificações de segurança de mecanismos frágeis	34
Quadro 15 – Ficheiros a se obter para a utilização da rotina em Matlab para a verificação de segurança sísmica	71
Quadro 16 - Valores nominais da resistência do betão (C16/20) e do aço (FeB22K).....	77
Quadro 17 - Valores médios das propriedades mecânicas do betão (C16/20) obtidos através de ensaios	78
Quadro 18 - Valores médios das propriedades mecânicas do aço (FeB22K) obtidos através de ensaios	78
Quadro 19 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para o terreno tipo B	81
Quadro 20 - Determinação da aceleração máxima para o caso de estudo 1	81
Quadro 21 - Verificação da admissibilidade da análise linear (resumo).....	86
Quadro 22 - Quadro resumo – Mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria	88
Quadro 23 - Quadro resumo – Mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria	89
Quadro 24 - Quadro resumo – Mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria	90
Quadro 25 - Quadro resumo – Mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria	91
Quadro 26 – Comparação dos valores da exigência sísmica entre o SeismoStruct e a folha de cálculo para as vigas – valores em mrad	96
Quadro 27 - Valores nominais da resistência do betão (C16/20) e do aço (A235NL).....	109

Quadro 28 - Cargas permanentes.....	109
Quadro 29 - Sobrecargas e coeficientes de redução.....	110
Quadro 30 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para o terreno tipo B	110
Quadro 31 - Determinação da aceleração máxima para o caso de estudo 2	111
Quadro 32 - Modos de vibração e frequências do edifício Parnaso sem alvenaria	113
Quadro 33 – Verificação da admissibilidade da análise linear	115

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

EC8-3	eurocódigo 8 Parte 3
NC	estado limite de colapso iminente
SD	estado limite de danos severos
DL	estado limite de limitação de danos
CF	coeficiente de confiança
$A_{E,d}$	valor de cálculo da ação sísmica
A_{sw}	área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície num terreno tipo A
a_{gR}	aceleração máxima de referência
a_v	coeficiente que tem em conta a translação de momentos fletores
d	altura útil da armadura tracionada
d'	altura útil da armadura comprimida
d_{bL}	valor do diâmetro médio das armaduras tracionadas
E_d	valor de cálculo do efeito das ações
f_c	valor médio da tensão de rotura a compressão do betão
f_y	valor médio da tensão de cedência do aço, dividido pelo coeficiente de confiança
f_{yw}	valor da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso
$G_{k,j}$	valor característico da ação permanente j
h	altura da secção transversal
L_{pl}	comprimento da rótula plástica
L_V	comprimento do vão de corte
P	valor da ação do pré-esforço
P_R	probabilidade de excedência da ação
$Q_{k,i}$	valor característico da ação variável i
s	espaçamento dos estribos
S	coeficiente do solo
$S_e(T)$	espectro de resposta elástica
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

T_L	período de vida útil da estrutura
T_R	período de retorno considerado
T_{NCR}	período de retorno de referência
$v_{s,30}$	velocidade média das ondas de corte
z	braço do binário das forças interiores
ε_y	igual a f_y/E_s
θ	ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga
θ_y	rotação da corda na cedência
ϕ_y	curvatura na cedência da secção de extremidade
ϕ_u	curvatura última da secção de extremidade
ϕ_y	curvatura na cedência da secção de extremidade
α	ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga
α_{cw}	coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
σ_{cp}	tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devido ao esforço axial
v_1	coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
η	coeficiente de correção do amortecimento
$\Psi_{2,i}$	fator para determinação do valor quase permanente de ações em valores característicos

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO TRABALHO

A exigência de um sismo é uma das ações mais importantes, na maioria dos casos, sobre uma estrutura corrente e este assunto causa uma maior relevância quando se trata de edifícios antigos, que em sua generalidade não foram efetivamente concebidos e dimensionados para resistir à estas ações.

Após devastadores eventos sísmicos ocorridos no mundo, começou a haver uma preocupação relativamente ao assunto, daí o surgimento das primeiras normas sobre dimensionamento sísmico. Em Portugal, a primeira legislação técnica que obriga ao cálculo sísmico de edifícios novos surgiu em 1958, mas com a falta de mecanismos eficazes de fiscalização, tanto em obra como em projeto, muitas vezes esta legislação não foi seguida à risca (SPES - 2012).

Assim, a avaliação do comportamento sísmico de edifícios existentes na atualidade é de extrema necessidade, não só devido as práticas de dimensionamento utilizadas no passado como também o estado de conservação destas estruturas (NCREP - 2020).

No que diz respeito a reabilitação de edifícios em Portugal em um passado recente, foram essencialmente feitas visando apenas as condições de habitabilidade e estética, sendo exceções as situações em que a segurança estrutural foi levada em consideração. No final de 2019, veio então a tornar-se obrigatória a elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica na maioria das intervenções de reabilitação, com a entrada em vigor do Decreto-Lei 95-2019 e a portaria 302/2019, reforçando a necessidade de avaliar o comportamento de uma estrutura perante uma ação sísmica e, se necessário, efetuar o seu devido reforço sísmico.

Com isso, haverá provavelmente um aumento significativo de avaliações e reabilitações sísmicas no contexto nacional, levando assim a comunidade técnica a se atualizar dos procedimentos e normas em vigor sobre o assunto.

Esta situação vem de encontro ao âmbito deste trabalho, que tem como abordagem principal a sistematização de procedimentos da EC8 Parte 3, trazendo todos os pontos relevantes para uma correta avaliação e verificação de segurança, de forma a possibilitar um melhor entendimento das imposições descritas pela norma. Este trabalho abordará também a criação de uma rotina de cálculo que será de extrema valia para o processo de verificação destas estruturas.

1.2. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo principal a elaboração de um documento de aplicação prática do Eurocódigo 8 parte 3, abordando todos os procedimentos necessários e fundamentais para a correta avaliação e reabilitação sísmica de edifícios correntes.

Inclui-se também a organização e elaboração de uma folha de cálculo para apoio as verificações de segurança, cobrindo todos os estados limites estipulados pela EC8-3, bem como os métodos de análise linear, estática não linear e por coeficiente de comportamento “ q ”. Pretende-se efetuar a respetiva validação dos valores resultantes da folha de cálculo através de um simples caso de estudo.

Por último, pretende-se efetuar uma avaliação de segurança sísmica para um caso prático real apoiada na metodologia implementada para aplicação da EC8-3 e utilizando a respetiva folha de cálculo para apoio a verificação de segurança.

1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em três capítulos principais:

O capítulo 2 é responsável por caracterizar e sistematizar os procedimentos necessários para uma profícua avaliação e reabilitação sísmica. É neste capítulo que se encontra propriamente as etapas de cálculo devidamente documentadas para a clarificação de conceitos e parâmetros e estratégias de cálculo numa perspetiva de aplicação prática.

O capítulo 3 é dedicado a elaboração e a validação dos valores da folha de cálculo, sendo abordado passo a passo o processo de desenvolvimento da mesma. No fim deste capítulo será feita uma avaliação de segurança sísmica em um simples caso de estudo que servirá para validar os valores da folha de cálculo.

O capítulo 4, por fim, é dedicado à aplicação prática do que se desenvolveu nos capítulos 2 e 3, utilizando como caso de estudo um edifício anterior aos regulamentos com exigências de projeto sísmico.

2

AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO SÍSMICA

2.1. INTRODUÇÃO

A avaliação e reabilitação estrutural tem em vista decidir se a segurança estrutural de um edifício existente é aceitável ou insuficiente face a uma determinada ação e, mediante o resultado, adotar estratégias de intervenção e reforço para que a estrutura suporte a ação desejada. Para uma correta avaliação e reabilitação, é necessário ter em conta diversos procedimentos. Procedimentos estes que estão descritos na EN 1998 parte 1 e parte 3 de uma forma abrangente. Este capítulo tem como objetivo apresentar de uma forma prática os conceitos básicos e necessários destes procedimentos, numa ordem que seja de fácil aplicação.

2.2. REQUISITOS FUNDAMENTAIS

2.2.1. ESTADOS LIMITES DE DANO DA ESTRUTURA

De acordo com a EN 1998-3, os requisitos fundamentais fazem referência ao estado limite de dano que uma estrutura pode sofrer. Cada estado limite possui um período de retorno específico, ou seja, intensidades sísmicas diferentes, e são caracterizados por:

- Estado de limitação de dano (DL – “Damage Limitation”): A estrutura encontra-se com danos ligeiros, os elementos estruturais apresentam deslocamentos laterais permanentes desprezíveis, não experimentando o comportamento não linear, ou seja, não entraram em plastificação, conservando a sua resistência e rigidez. Estado limite caracterizado essencialmente por fendilhação distribuída em elementos não estruturais e de reparação viável. De acordo com o Anexo Nacional da EC8-3, corresponde a um período de retorno de 73 anos, com uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos.
- Estado de danos severos (SD – “Significant Damage”): A estrutura encontra-se com danos significativos, mas apresenta alguma resistência e rigidez laterais e os pilares são capazes de suportar cargas verticais. Estrutura apresenta deslocamentos permanentes moderados. Elementos não estruturais em sua maioria apresentam dano, mas sem roturas para fora do plano. A reparação da estrutura não é, provavelmente, económica. De acordo com o Anexo Nacional da EC8-3, corresponde a um período de retorno de 308 anos, com uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos.

- Estado de colapso iminente (NC – “Near Collapse”): A estrutura encontra-se severamente danificada (próximo ao colapso), com resistência e rigidez laterais residuais muito reduzidas e deslocamentos permanentes importantes. Estrutura incapaz de resistir a outro sismo, mesmo que seja de intensidade moderada. Os pilares são capazes de suportar cargas gravíticas e a maioria dos elementos não estruturais encontram-se colapsados. De acordo com o Anexo Nacional da EC8-3, corresponde a um período de retorno de 975 anos, com uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos.

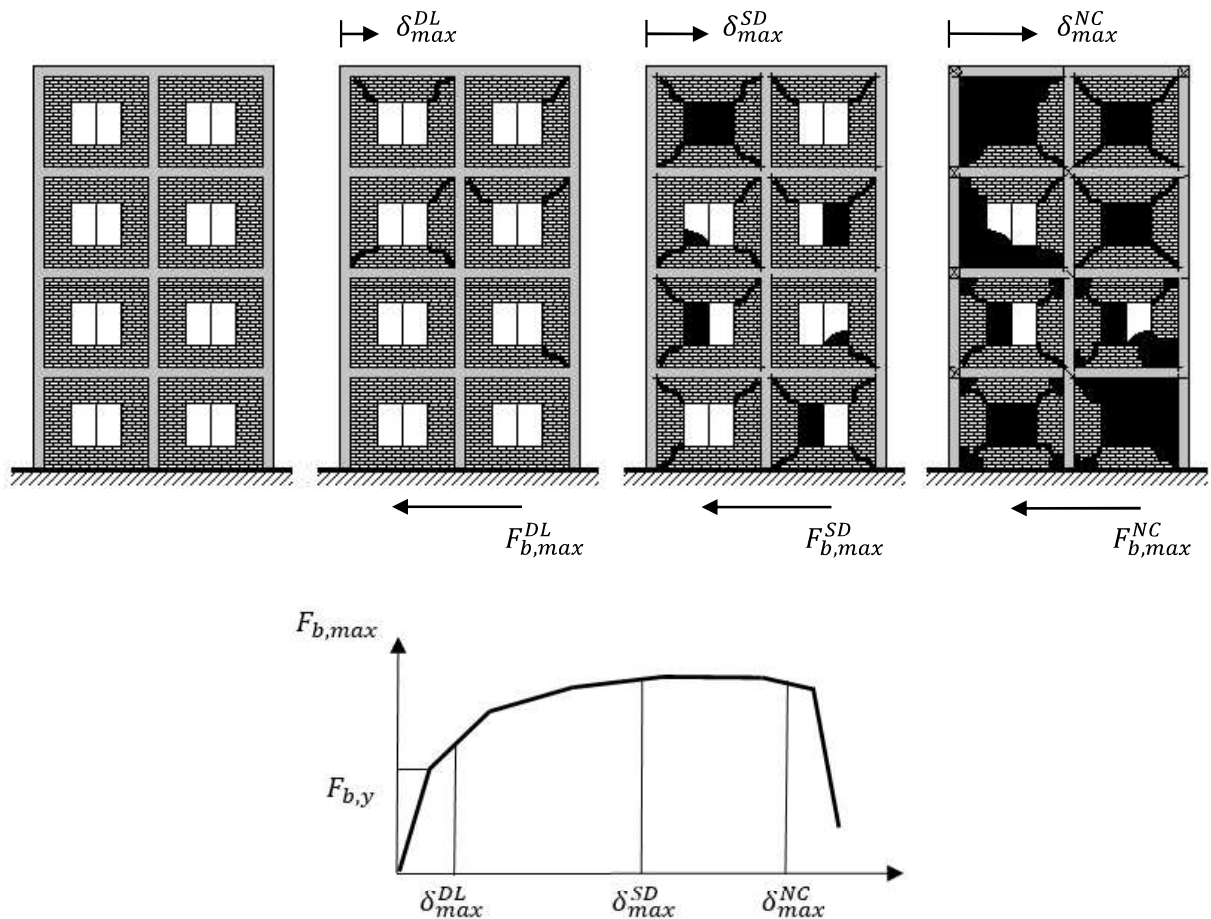


Fig.1 – Estados limites de dano - adaptado de Costa, R, Providencia, P. (2019)

Em Portugal, de acordo com o Anexo Nacional da EC8-3, os estados limites a verificar dependem da classe de importância do edifício (ver 2.3.3 do presente trabalho).

Para os edifícios pertencentes às classes de importância I e II devem ser verificados os seguintes estados limites:

- Estado limite de danos severos (SD)

Para os edifícios pertencentes às classes de importância III e IV devem ser verificados os seguintes estados limites:

- Estado limite de colapso iminente (NC);
- Estado limite de danos severos (SD);
- Estado limite de limitação de danos (DL).

2.3. QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

“De uma forma simples, os sismos têm origem, muito frequentemente, num movimento de rotura de uma falha ativa na litosfera, movimento súbito esse que produz uma série de ondas elásticas que se propagam nas camadas superiores do globo terrestre. Quando estas ondas atingem a fundação de um edifício, sujeitam-na a um movimento oscilatório mais ou menos violento, com aceleração variável no tempo, a_g , e duração relativamente curta.” (Costa, R, Providencia, P. – 2019)

A ação sísmica em uma determinada região do globo terrestre pode ser representada então por uma aceleração máxima de referência (a_{gR}). No entanto, o efeito da ação sísmica sobre uma determinada estrutura depende das características da mesma. O Eurocódigo 8 quantifica esta ação sísmica sobre uma determinada estrutura através de espectros de resposta, ou seja, gráficos que representam a resposta máxima de uma estrutura sob determinados sismos.

2.3.1. SISMICIDADE LOCAL

De acordo com o parágrafo 3.2.1(1) da EC8-1, é de responsabilidade das autoridades nacionais dividir os territórios nacionais em zonas sísmicas, dependendo da sismicidade local. Esta pode ser descrita através do valor de referência da aceleração máxima na base de um terreno tipo A (a_{gR}).

Para definição do zoneamento sísmico, consideram-se dois tipos de ação sísmica:

- Sismo Tipo 1: sismo mais afastado, de magnitude elevada (superior a 5,5), com epicentro a grande distância;
- Sismo Tipo 2: sismo mais próximo, de magnitude moderada (inferior a 5,5), com epicentro a pequena distância.

Segue abaixo quadro presente no Anexo Nacional da EC8-1, que define o zoneamento sísmico a considerar no dimensionamento de estruturas em Portugal.

Quadro 1 – Aceleração máxima de referência (a_{gR}) de acordo com a EC8-1

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Este valor de referência da aceleração máxima na base de um terreno tipo A, escolhido pelas autoridades nacionais, de acordo com a nota 1 do ponto 2.1 da EC8-1, corresponde ao período de retorno de referência T_{NCR} de 475 anos para o requisito de não ocorrência de colapso apresentado na EC8-1, que é aproximadamente equivalente ao estado limite de danos severos presente na EC8-3, conforme especificado na nota presente no parágrafo 2.1(1) da mesma. Este assunto é abordado com maior aprofundamento em 2.3.4 e 2.3.5 do presente trabalho.

2.3.2. IDENTIFICAÇÃO DOS TIPOS DE TERRENO

O tipo de terreno influencia na resposta do sismo à estrutura, devido a isto, o terreno deverá ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor de NSPT. A velocidade média das ondas de corte ($v_{s,30}$), deverá ser calculada de acordo com a seguinte expressão, em que h_i e v_i representam a espessura (em metros) e a velocidade das ondas de corte respetivamente:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (1)$$

Apresenta-se no Quadro 2 a identificação dos tipos de terreno de acordo com a EC8-1:

Quadro 2 – Tipos de terreno de acordo com a EC8-1

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	$v_{s,30}$	NSTP	Cu
		(M/s ²)		(KPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10 – 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S ₁	-	-	-

Com a classificação do tipo de terreno é possível definir os valores dos períodos T_B , T_C e T_D e do coeficiente do solo S que definem os espectros de resposta elástica (ver 2.3.6 do presente trabalho).

2.3.3. CLASSES DE IMPORTÂNCIA E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA

A EC8-1 atribui 4 classes de importância aos edifícios como forma de diferenciá-los em termos de exposição sísmica. Estas classes são em função dos seguintes parâmetros:

- Perda de vidas humanas;
- Da importância para a segurança pública e para a proteção civil logo após o sismo;
- Das consequências sociais e económicas do colapso.

Quadro 3 – Classes de importância para os edifícios

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública. Exemplo: edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso. Exemplo: escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

As classes de importância são caracterizadas por diferentes coeficientes de importância (γ_1), em que por definição este valor é igual a 1,0 para os edifícios pertencentes a classe II.

A classe II representa um período de retorno de 475 anos, do qual também é conhecido por período de retorno de referência (T_{NCR}). Partindo deste período e conhecendo os valores dos coeficientes de importância recomendados para as classes I, III e IV, que são 0,8, 1,2 e 1,4 respetivamente e adotando o valor de “ k ” igual a 3,0, de acordo com a EC8-1, foi possível verificar que estas classes de importância correspondem a períodos de retorno de 243, 821 e 1303 anos respetivamente.

Com essa informação, foi possível determinar os valores dos coeficientes de importância aplicáveis a Portugal utilizando a expressão 2, que resultaram nos valores do Quadro 4.

$$\gamma_1 = \left(\frac{T_{NCR}}{T_R} \right)^{-\frac{1}{k}} \quad (2)$$

Em que:

k depende da zona sísmica. Em Portugal continental, para sismo tipo 1 é igual a 1,5, para sismo tipo 2 é igual a 2,5. Para o arquipélago dos Açores é igual a 3,6;

T_{NCR} período de retorno de referência (475 anos);

T_R período de retorno considerado.

Quadro 4 – Coeficientes de importância (γ_I)

Classe de importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

2.3.4. PERÍODO DE RETORNO

O Anexo Nacional da EC8-3 informa que em Portugal deve-se considerar os seguintes períodos de retorno para a definição da ação sísmica de referência associada a cada um dos três estados limites:

- Estado limite de colapso iminente (NC): Período de retorno de 975 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos;
- Estado limite de danos severos (SD): Período de retorno de 308 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos;
- Estado limite de limitação de danos (DL): Período de retorno de 73 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos;

No entanto, se pretender avaliar a estrutura para um sismo com diferente período de retorno, pode-se, com a metodologia usada na expressão 2, determinar os valores dos coeficientes de importância para esse novo período de retorno.

Este novo período de retorno considerado (T_R) é em função da probabilidade de excedência da ação (P_R) juntamente com o valor do período da vida útil (T_L) da estrutura. Ou seja, caso pretenda-se alterar a probabilidade de excedência do sismo ou alterar o valor do período de vida útil da estrutura, é possível determinar o período de retorno considerado através da expressão 3, e de seguida, utilizar a expressão 2 para determinar o seu consequente coeficiente de importância.

$$T_R = \left(\frac{-T_L}{\ln(1 - P_R)} \right) \quad (3)$$

2.3.5. ACELERAÇÃO MÁXIMA

Como indicado em 2.3.1 do presente capítulo, a EC8-1 indica valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}) correspondente a um período de retorno de referência de 475 anos, que condiz a uma probabilidade de excedência de 10% em um tempo de vida útil de projeto igual a 50 anos.

Seguindo o raciocínio dos subcapítulos anteriores, com a determinação do adequado coeficiente de importância para um determinado período de retorno considerado, pode-se assim determinar o respetivo valor da aceleração máxima (a_g) através da expressão 4, multiplicando o coeficiente de importância pelo valor da aceleração máxima de referência (a_{gR}) presente no Quadro NA. I da EC8-1.

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 = a_{gR} \cdot \left(\frac{T_{NCR}}{T_R} \right)^{-\frac{1}{k}} \quad (4)$$

A EC8-3 indica valores dos coeficientes de importância para a obtenção da aceleração máxima para os três estados limites, de acordo com os períodos de retorno indicados em 2.3.4 do presente capítulo.

Quadro 5 – Coeficientes multiplicativos da ação sísmica para obtenção da aceleração máxima (γ_1)

Estado limite	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2 (Continente)	Sismo Tipo 2 (Açores)
De colapso iminente (NC)	1,62	1,33	1,22
De danos severos (SD)	0,75	0,84	0,89
De limitação de dano (DL)	0,29	0,47	0,55

2.3.6. ESPECTRO DE RESPOSTA

Como já referido anteriormente, a EC8-1 utiliza espectros de resposta para representar a ação sísmica na superfície do terreno sobre uma determinada estrutura, nas duas direções horizontais e na direção vertical (que em muitos casos pode ser ignorada). O efeito da ação do sismo na direção horizontal é representado por um único espectro de resposta que é válido para as duas direções horizontais. Estes espectros de resposta são gráficos que representam a resposta máxima de uma estrutura sobre determinados sismos e são em função da sismicidade local e das características da estrutura.

Espectro de resposta elástica horizontal

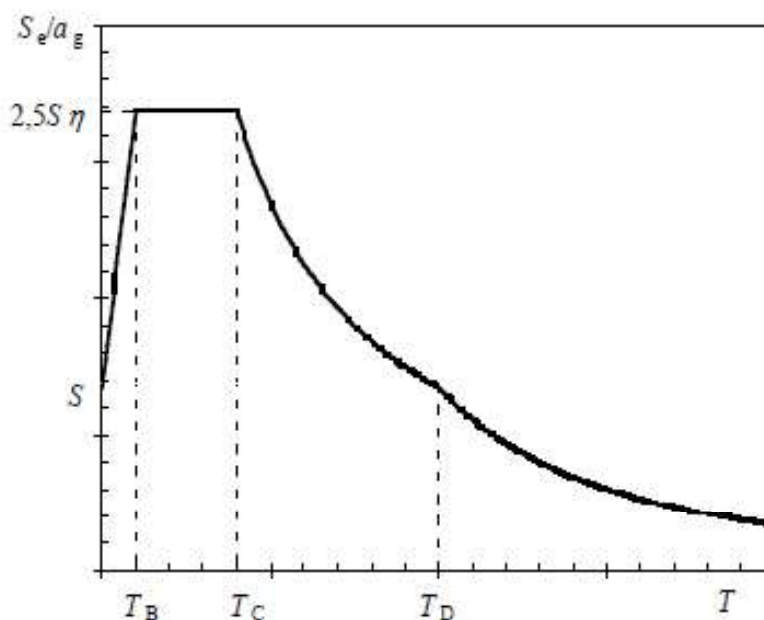


Fig.2 – Representação do espectro de resposta elástica

O espectro de resposta elástica horizontal é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (8)$$

em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica;

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície num terreno tipo A;

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S coeficiente do solo;

η coeficiente de correção do amortecimento.

As variáveis anteriormente indicadas condicionam o formato do espectro. Os parâmetros T_B , T_C , T_D e S_{max} constam no Quadro NA.3.2 do Anexo Nacional da EC8-1 e são indicados abaixo:

Quadro 6 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico

Tipo de terreno	Ação sísmica Tipo 1				Ação sísmica Tipo 2			
	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0	1,8	0,1	0,25	2,0

Nota-se, ao observar o Quadro 6 e a representação do espectro elástico, que entre T_B e T_C os períodos são curtos, entre T_C e T_D os períodos são médios e de T_D em diante os períodos são longos. Nota-se também que o patamar de aceleração constante do sismo Tipo 2 é mais curto do que o do sismo Tipo 1.

O valor do coeficiente do solo (S) considera a amplificação da ação sísmica mediante o tipo de solo que a estrutura se encontra. Poderá ser determinado pelas expressões:

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad (9)$$

$$1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (10)$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1 \quad (11)$$

O valor do coeficiente de correção do amortecimento (η) tem como objetivo considerar a capacidade de dissipação de energia da estrutura e poderá ser determinado através da expressão 12, em que (ξ) é o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem. Para um amortecimento viscoso de 5%, $\eta = 1$.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55 \quad (12)$$

Segue a baixo a expressão 13 para definição do espectro de resposta elástica do deslocamento horizontal ($S_d(T)$), que deve ser obtido em função do espectro de resposta elástica da aceleração ($S_e(T)$), de acordo com a EC8-1.

$$S_d(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (13)$$

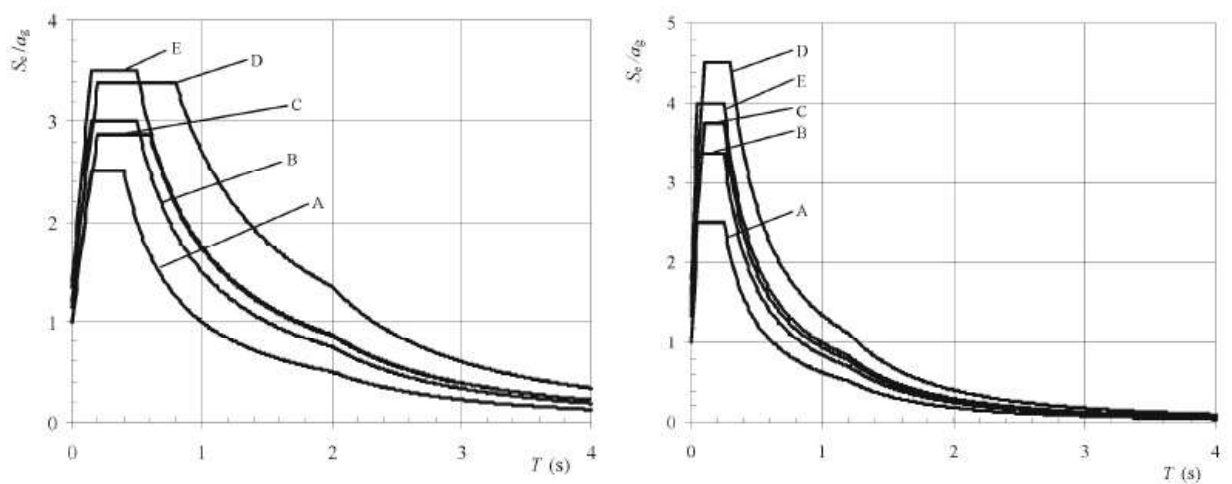


Fig.3 – Representação do espectro de resposta elástica do tipo 1 e 2 recomendados para terrenos dos tipos A a E com 5% de amortecimento

Espectro de resposta de cálculo

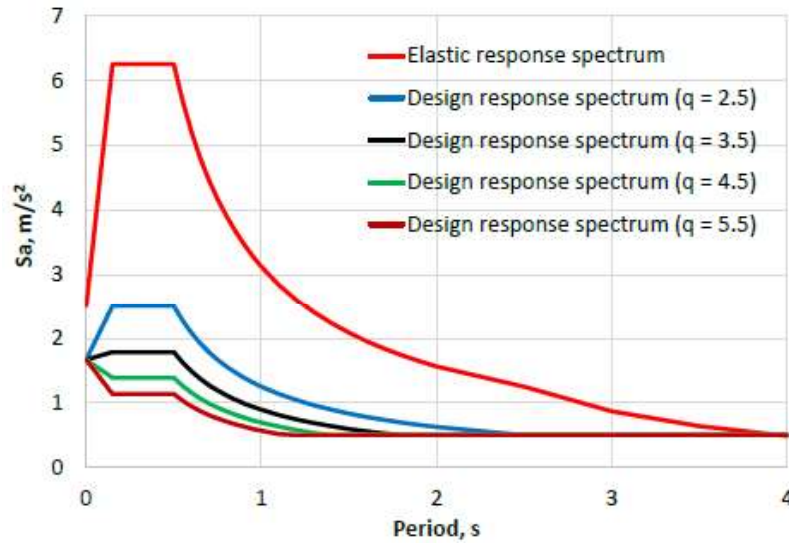


Fig.4 – Representação do espectro de resposta elástico e de cálculo com diferentes coeficientes de comportamento (Romão, X. - 2019)

Pode se dizer que, o espectro de cálculo é um espectro de resposta elástica reduzido pelo coeficiente de comportamento (q). A EC8-1 adota esta abordagem a fim de evitar uma análise inelástica da estrutura.

Vale lembrar que este espectro deve ser utilizado única e exclusivamente quando o edifício é avaliado através de uma abordagem por coeficiente de comportamento (q); para os restantes métodos de análises deverá ser utilizado o espectro de resposta elástica.

A EC8-1 fundamenta esta abordagem informando que uma certa estrutura dúctil, ou seja, uma estrutura que tem capacidade de resistir as ações sísmicas em regime não linear, pode ser dimensionada para uma força sísmica inferior do que às que corresponderiam a uma resposta elástica linear. Esta ductilidade é incluída através do coeficiente de comportamento (q), e este fator depende exclusivamente da capacidade de dissipação de energia e da classe de ductilidade da estrutura (ver 2.3.7 do presente trabalho). Quanto maior a ductilidade da estrutura, maior será o coeficiente de comportamento.

Para a direção horizontal, o espectro de resposta de cálculo é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{e,d}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{e,d}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{e,d}(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (16)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_{e,d}(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (17)$$

em que β é um fator que pretende garantir um limite mínimo de aceleração espectral nos ramos descendentes do espectro. Seu valor recomendado é 0,2.

2.3.7. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

O coeficiente de comportamento (q) utilizado no espectro de resposta de cálculo, é em função dos diferentes níveis de ductilidade que uma estrutura pode ter de acordo com o ponto 5.2.1 da EC8-1.

O parágrafo 4.2(3) da EC8-3 diz que poderá ser adotado um valor de $q = 1,5$ e 2,0 para estruturas de betão e de aço respetivamente. Poderão ser adotados valores superiores, caso sejam devidamente justificados, através da expressão:

$$q = q_o k_w \geq 1,5 \quad (18)$$

em que:

q_o valor básico do coeficiente de comportamento, depende do tipo de sistema estrutura e da sua regularidade em altura (ver Quadro 7);

k_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Quadro 7 – Valor básico do coeficiente de comportamento (q_o), para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Para edifícios irregulares em altura, o valor de q_o deverá ser reduzido em 20%. α_u e α_1 são definidos em 5.2.2.2 da EC8-1 e variam de 1,1 a 1,5 dependendo do seu sistema estrutural.

O coeficiente k_w é definido por:

$$k_w = \begin{cases} 1,0, \text{ PARA SISTEMAS PORTICADOS OU SISTEMA MISTOS EQUIVALENTES A PÓRTICOS} \\ \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1, \text{ MAS NÃO INFERIOR A } 0,5 \text{ PARA SISTEMAS DE PAREDES,} \\ \text{SISTEMAS EQUIVALENTES A PAREDES E SISTEMA TORSIONALMENTE FLEXIVEIS} \end{cases} \quad (19)$$

em que α_0 é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural. Caso as esbeltezas h_{wi}/l_{wi} (altura da parede i e comprimento da secção da parede i respetivamente), de todas as paredes de um sistema estrutural não diferirem significativamente, a esbelteza α_0 pode ser definida por:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi}/l_{wi} \quad (19.a)$$

2.3.8. COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES

As combinações de ações para situações de projeto sísmicas em estado limite último, de acordo com o parágrafo 6.4.3.4(1) da EC0, dependem exclusivamente das forças de inércia causadas pelo movimento sísmico e pelas forças gravíticas no ato sísmico em combinação quase permanente de ações. O formato geral dos efeitos das ações pode ser expresso por:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{E,d}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad (20)$$

em que:

- E_d valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$ valor característico da ação permanente j ;
- P valor da ação do pré-esforço;
- $A_{E,d}$ valor de cálculo da ação sísmica;;
- $Q_{k,j}$ valor característico da ação variável i ;
- $\Psi_{2,i}$ fator para determinação do valor quase permanente de ações em valores característicos.

Quadro 8 – Valores recomendados para o coeficiente Ψ_2 para edifícios

Ação	Ψ_2
<i>Sobrecargas em edifícios</i>	
Categoria A: zonas de habitação	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	0,8
Categoria F: zonas de tráfego de veículos com peso máximo de 30 kN	0,6
Categoria G: zonas de tráfego de veículos com peso entre 30 kN a 160 kN	0,3
Categoria H: coberturas	0
<i>Ação da neve em edifícios</i>	

Quadro 9 – Valores recomendados para o coeficiente Ψ_2 para edifícios (continuação)

Ação	Ψ_2
Obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,20
Obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0
<i>Ação do vento em edifícios</i>	0
<i>Temperatura em edifícios (exceto incêndios)</i>	0

2.3.9. MASSA A CONSIDERAR

A EC8-3 informa que a massa a considerar para o cálculo das forças de inércia associadas à ação sísmica é determinada através das forças gravíticas referente as cargas permanentes e variáveis, conjugadas à seguinte combinação:

$$E_d = E\{G_{k,j}; \Psi_{E,i} Q_{k,i}\} \quad (21)$$

em que $\Psi_{E,i}$ diz respeito a um coeficiente de combinação para ações variáveis, que tem como objetivo encobrir a possibilidade da carga variável $Q_{k,i}$ não estar presente em toda a estrutura durante a ocorrência sísmica. Este coeficiente é dado pela expressão:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (22)$$

em que o valor do coeficiente φ é em função do tipo de uso do edifício e é definido no Quadro 10:

Quadro 10 – Valores do coeficiente φ

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A-C*	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F* e arquivos		1,0

2.4. INFORMAÇÃO PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

O princípio base da avaliação e reabilitação de estruturas é a inspeção e diagnóstico, que são ações prévias essenciais a qualquer intervenção para permitir um conhecimento adequado da estrutura. Para intervir é preciso conhecer, para conhecer é preciso investigar, inspecionar (Guedes, J. – 2019). Assim, para a avaliação da resistência aos sismos de estruturas existentes é de elevada importância a recolha de informações de acordo com o capítulo 3 da EC8-3 para que se possa conhecer a estrutura.

É em função da quantidade e da qualidade da informação recolhida que deve ser escolhido um nível de fiabilidade para a avaliação do projeto. Este nível de fiabilidade é representado pela definição dos níveis de conhecimento e seu respetivo coeficiente de confiança.

2.4.1. INFORMAÇÃO DE BASE NECESSÁRIA

A informação de base necessária deve ser recolhida a partir de diversas fontes, podendo ser:

- Projeto da estrutura e eventuais alterações;
- Códigos e normas em vigor na época da construção do edifício;
- Trabalhos de campo;
- Medições e ensaios in-situ e/ou em laboratório.

E deverá cobrir os seguintes aspetos:

- Sistema estrutural e avaliação dos critérios de regularidade de acordo com o ponto 4.2.3 da EC8-1;
- Tipo de fundação;
- Tipo de terreno;
- Dimensões e propriedades mecânicas dos elementos estruturais;
- Estado de conservação e propriedades mecânicas dos materiais;
- Disposições construtivas inadequadas;
- Critérios de cálculo sísmico utilizados no projeto inicial, nomeadamente o valor do coeficiente de comportamento q ;
- Descrição da utilização atual e/ou futura do edifício.

2.4.2. NÍVEIS DE CONHECIMENTO

Não é viável que uma estrutura existente seja avaliada como uma estrutura nova, isto porque, além de nem sempre ser possível obter todas as informações listadas no ponto 2.4.1, uma estrutura existente pode conter patologias ocultas e/ou ter sido submetida a uma ação accidental desconhecida, levando assim a um nível de incerteza superior ao de uma estrutura nova. Por outro lado, as propriedades dos materiais existentes no caso de uma reabilitação podem ser determinadas com um nível de fiabilidade maior do que as estruturas novas.

Devido a isto e de acordo com a informação obtida da estrutura, a EC8-3 atribui três níveis de conhecimento em que uma estrutura existente deve ser classificada:

- KL1: conhecimento limitado;
- KL2: conhecimento normal;
- KL3: conhecimento integral.

Estes níveis de conhecimento são atribuídos a estrutura com base em três fatores:

- Geometria: características geométricas dos elementos estruturais e não estruturais que possam afetar a resposta estrutural;
- Disposições construtivas: para elementos de betão incluem: a quantidade e pormenorização das armaduras, ligação entre pavimentos e a estrutura resistente às ações laterais. Para mais detalhes, ver parágrafo 3.3.1 da EC8-3;
- Materiais: as propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

A geometria pode ser identificada por:

- Desenhos de dimensionamento geral e desenhos de pormenor;
- Inspeção visual;
- Inspeção integral.

As disposições construtivas podem ser identificadas por:

- Projeto simulado;
- Inspeção in situ limitada; alargada ou completa.

Os materiais podem ser identificados por:

- Ensaaios destrutivos e não destrutivos;
- Ensaaios in situ limitados; alargados ou completos
- Definição dos níveis de inspeção de ensaio.

Determinado o nível de conhecimento adequado para a estrutura, é possível determinar o método de análise admissível para a verificação de segurança estrutural, bem como os valores a adotar para o coeficiente de confiança.

Quadro 11 – Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise e CF de acordo com a EC8-3

Nível de conhecimento	Geometria	Disposições construtivas	Materiais	Análise	CF
KL1	A partir dos desenhos de dimensionamento geral do projeto e de uma inspeção visual de uma amostragem ou a partir de uma inspeção integral	Projeto simulado de acordo com a prática de origem e a partir de uma inspeção in situ limitada	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir de ensaios in situ limitados	Linear	CF_{KL1}
KL2		A partir dos desenhos de pormenor de origem incompletos com uma inspeção in situ limitada ou a partir de uma inspeção in situ alargada	A partir das especificações do projeto de origem com ensaios in situ limitados ou a partir de ensaios in situ alargados	Todas	CF_{KL2}
KL3		A partir dos desenhos de pormenor de origem com uma inspeção in situ limitada ou a partir de uma inspeção in situ completa	A partir dos relatórios de ensaios de origem com ensaios in situ limitados ou a partir de ensaios in situ completos	Todas	CF_{KL3}

2.4.3. COEFICIENTES DE CONFIANÇA

De acordo com a EC8-3, o valor das propriedades dos materiais a ser utilizado em uma verificação de segurança deve ser os valores médios obtidos a partir de ensaios in situ e de outras fontes de informação e depois corrigidos através do coeficiente de confiança (CF), para o nível de conhecimento apropriado.

Esta correção deve ser feita de duas formas, dependendo da circunstância:

- Dividindo o valor médio das propriedades dos materiais pelo coeficiente de confiança (CF) quando pretende-se calcular a capacidade de um elemento estrutural (resistência à flexão, corte, etc.); no caso da capacidade resistente de mecanismos frágeis, as propriedades dos materiais também devem ser divididas pelo coeficiente parcial de

segurança do material (γ_m) quando trata-se de elementos sísmicos primários, de acordo com o que é adiante descrito nas subsecções 2.7.1 e 2.7.5;

- Multiplicando o valor médio das propriedades dos materiais pelo coeficiente de confiança (CF) quando pretende-se calcular a resistência de um mecanismo dúctil (flexão) com o intuito de determinar a exigência sobre um mecanismo frágil (corte), no que diz respeito a uma análise linear (ver ponto 2.7.3 do presente trabalho).

Os valores a atribuir aos coeficientes de confiança são em função do nível de conhecimento que se tem na estrutura. Os valores recomendados de acordo com a EC8-3 são:

CF = 1,35 para KL1: conhecimento limitado;

CF = 1,20 para KL2: conhecimento normal;

CF = 1,00 para KL3: conhecimento integral.

2.5. ANÁLISE ESTRUTURAL

Após a fase descrita em 2.4, deve ser definido um modelo fiável da estrutura, que permita a determinação dos efeitos das ações em todos os elementos estruturais para a combinação sísmica. Assim, é possível dar sequência à análise estrutural e a devida verificação de segurança da estrutura.

Abaixo será abordado os métodos de análise propostos pela EC8, os critérios para seleção e por fim, uma breve descrição dos métodos.

2.5.1. MÉTODOS DE ANÁLISE

A exigência imposta pela combinação sísmica nos elementos da estrutura pode ser avaliada, de acordo com a EC8-3, utilizando os seguintes métodos:

- Análise linear por forças laterais;
- Análise modal por espectro de resposta;
- Análise estática não linear (pushover);
- Análise dinâmica temporal não linear;
- Abordagem por coeficiente de comportamento q .

2.5.2. SELEÇÃO DO MÉTODO DE ANÁLISE

A EC8-3 impõe três aspetos para a admissibilidade dos métodos de análise descritos acima na avaliação de uma estrutura:

- Regularidade estrutural;
- Nível de conhecimento;
- Uniformidade da razão exigência/capacidade de deformação.

2.5.2.1. Regularidade estrutural

O ponto 4.2.3 da EC8-1 impõe critérios de regularidade estrutural para efeitos de projeto sísmico resistente. Mediante estes critérios, as estruturas são classificadas como regulares ou irregulares, em planta ou em altura. Esta classificação permite admitir o tipo de modelo estrutural que pode ser utilizado (plano ou espacial) como também os métodos de análise permitidos.

A EC8-1 adota este critério pois o comportamento de uma estrutura diante de uma ação sísmica tem muito haver com sua regularidade. Edifícios regulares tendem a responder melhor diante de uma ação sísmica, em que a adoção de um método de análise mais simples é suficiente para atingir bons resultados sobre o comportamento da estrutura. Edifícios irregulares são propensos a responder de forma menos fiável, e análises simplificadas podem não ser suficientes para demonstrar o real comportamento da estrutura.

O Quadro 12 apresenta o tipo de modelo estrutural e os métodos de análise admissíveis mediante a classificação de regularidade da estrutura.

Quadro 12 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade em planta	Tipo de modelo permitido	Regularidade em altura	Método de análise permitido
Sim	Plano ou espacial	Sim	Todos
Não	Espacial	Não	Todos menos forças laterais

2.5.2.2. Nível de conhecimento

Nem sempre uma análise mais rigorosa, como por exemplo as análises não lineares, são uma melhor alternativa para a avaliação de uma estrutura. Isto porque, para efetuar uma análise mais rigorosa é necessário ter um maior conhecimento sobre a estrutura do qual está a analisar, ou seja, caso o nível de conhecimento que se tem sobre uma estrutura seja escasso e/ou de baixa qualidade, uma análise não linear pode apresentar resultados menos fiáveis do que uma análise linear. O Quadro 11 aborda os níveis de conhecimento e os correspondentes métodos de análise permitidos de acordo com a EC8-3.

2.5.2.3. Uniformidade da razão exigência/capacidade de deformação

Para que a utilização do método de análise linear seja viável, incluindo naturalmente a análise modal por espectro de resposta, para além das imposições prescritas para estruturas novas da EC8-1 que foram descritas anteriormente, a EC8-3 impõe uma nova condição. Esta nova condição permite avaliar se a estrutura é capaz de assegurar uma distribuição uniforme da exigência relativa a ductilidade, ou seja, caso a estrutura entre em regime não linear com uma distribuição uniforme de rácios (ρ), a sua resposta em termos de deformações seja aceitável. Para concretizar esta condição, a EC8-3 utiliza a expressão 23, onde D se refere a exigência em termos de momentos fletores causadas pelas forças de inércia associadas a ação sísmica e pelas forças gravíticas, determinadas através de uma análise linear, e C a referida capacidade. Essas verificações são feitas para o conjunto das extremidades dos elementos estruturais dúcteis, ou seja, com $D/C \geq 1$. Assim, a análise linear para estimar as deformações inelásticas dos elementos só é admissível caso a relação $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ não exceda um valor máximo aceitável, que de acordo com o Anexo Nacional da EC8-3, este valor é igual a três.

$$\rho_i = D/C \quad (23)$$

Esta condição só é satisfeita em edifícios muito regulares, pelo que limita o uso de análises lineares.

2.5.3. ANÁLISE LINEAR POR FORÇAS LATERAIS

Este método de análise tem como finalidade representar a ação sísmica aplicando um conjunto de forças horizontais no modelo numérico, nas duas direções principais separadamente, de forma a determinar o valor máximo dos esforços e deslocamentos na estrutura.

Este tipo de análise poderá ser aplicado aos edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal, ou seja, o método baseia-se no primeiro modo de vibração da estrutura. Para satisfazer este requisito, a EC8-1 impõe duas condições:

- Satisfazerem os critérios de regularidade, apresentados em 2.5.2.1 do presente trabalho;
- Os períodos de vibração fundamentais T_1 nas duas direções principais sejam inferiores a:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0s \end{cases} \quad (24)$$

Este método pode-se resumir nos seis passos seguintes:

- Calcular o período fundamental da estrutura T_1 , que pode ser diferente para cada direção principal. O período fundamental pode ser determinado através de métodos mais rigorosos (Rayleigh), ou por métodos simplificados.
- Verificar se o método é admissível, de acordo com o Quadro 12 e a expressão 24.
- Calcular a força de corte na base, para cada direção horizontal, de acordo com o parágrafo 4.3.3.2.2 da EC8-1.
- Distribuir a força de corte na base pelos respetivos graus de liberdade (pavimentos), de acordo com o parágrafo 4.3.3.2.3 da EC8-1.
- Considerar os efeitos acidentais da torção, que consiste em majorar o efeito da ação sísmica em cada elemento de contraventamento por um coeficiente, de acordo com o parágrafo 4.3.3.2.4 da EC8-1.
- Cálculo da resposta estrutural e verificação da admissibilidade do método de análise com base na avaliação de $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ descrito em 2.5.2.3.

2.5.4. ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA

Este método de análise requer a realização de uma análise modal da estrutura para obter modos de vibração, frequências e períodos, com o objetivo de determinar as forças equivalentes a ser considerada na estrutura de modo a representar a ação sísmica.

Este método leva em conta todos os modos de vibração relevantes para representar o comportamento global da estrutura de forma rigorosa. A análise modal por espectro de resposta é admissível quando satisfaz os requisitos em 2.5.2 do presente trabalho.

Este método pode resumir-se nos três passos seguintes:

- Cálculo das frequências próprias e dos modos de vibração da estrutura;
- Cálculo da resposta estrutural por sobreposição dos modos de vibração considerados relevantes, onde, para cada modo de vibração da estrutura, os valores máximos da resposta (aceleração e deslocamento) são definidos pelos valores dos espectros de resposta correspondentes ao período do modo em questão;

- Verificação da admissibilidade do método de análise com base na avaliação de $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ descrito em 2.5.2.3.

2.5.5. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (PUSHOVER)

O método pushover presente no Anexo Nacional da EC8-1 diz respeito a uma análise estática não linear que consiste basicamente em solicitar a estrutura horizontalmente de forma progressiva, mantendo as forças gravíticas constantes e calcular os deslocamentos nos elementos para cada nível da solicitação horizontal, até ao colapso da estrutura.

Pelo facto de as análises lineares serem muito limitadas, o método pushover acaba por ser frequentemente usada para estimar o comportamento da estrutura em uma análise sísmica. Entre as análises não lineares, a pushover acaba por ser a mais simples, mas menos morosa e capaz de conduzir a resultados igualmente fiáveis.

Esta análise permite identificar os mecanismos de colapso da estrutura, perceber o seu comportamento em estádios próximos da rotura e ainda permite estabelecer uma curva de capacidade, que é a relação entre o deslocamento do nó de controlo e a força de corte basal e é responsável por caracterizar o comportamento da estrutura.

Os edifícios que não cumprem os critérios de regularidade em planta indicados no ponto 4.3.3.4.2.1(2), (3) da EC8-1 devem ser analisados através de um modelo espacial; os que cumprem, podem ser analisados através de dois modelos planos, um para cada direção horizontal principal do edifício.

O ponto 4.4.4.2 da EC8-3 informa ainda que deverão ser utilizados ao menos duas distribuições verticais de cargas laterais, uma distribuição “uniforme”, baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura e uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais determinada na análise elástica.

De acordo com Costa, R, Providencia, P. (2019); Fernandes, A. (2008) e o Anexo B da EC8-1, este método pode resumir-se nos passos seguintes:

- **Modelação estrutural:**

Pode ser plana ou espacial e considera-se o comportamento não linear dos elementos estruturais, incluindo a resistência pós-cedência e a sua ductilidade;

- **Quantificação da ação sísmica:**

Definição de um espectro de resposta de acordo com a sismicidade local, o tipo de terreno e a classe de importância do edifício;

- **Determinação da curva de capacidade:**

A curva de capacidade, como explicado anteriormente, é a relação entre o deslocamento do nó de controlo e a força de corte na base.

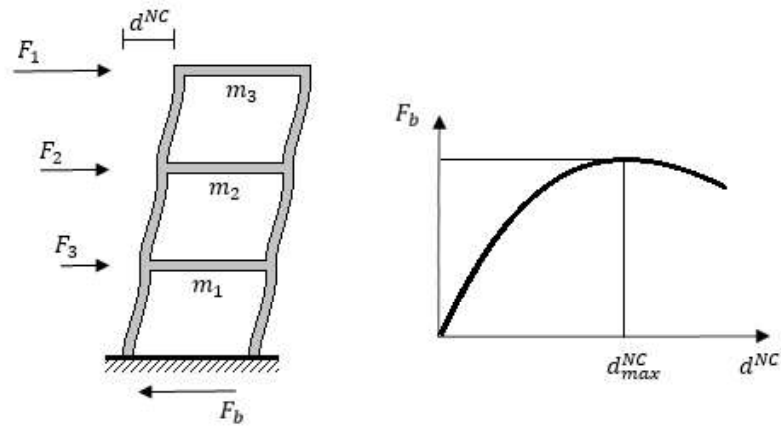


Fig.5 – Curva de capacidade da estrutura – adaptado de Costa, R, Providencia, P. (2019)

A Figura 4 representa uma curva de capacidade calculada através de uma análise pushover. Com a estrutura solicitada horizontalmente, com forças correspondentes às forças de inércia.

O nó de controlo é normalmente considerado no centro de gravidade do pavimento do topo da estrutura e as forças horizontais equivalentes são aplicadas no centro de massa dos pisos, levando em conta a excentricidade accidental.

Como não é possível definir exatamente o campo das forças de inércia, admite-se a seguinte relação entre as forças laterais normalizadas $\bar{F}_1$ e os deslocamentos normalizados Φ_i :

$$\bar{F}_1 = m_i \Phi_i \quad (25)$$

em que m_i é a massa do piso i .

Os deslocamentos são normalizados de tal forma que $\Phi_n = 1$, em que n é o nó de controlo. Em consequência disto, $\bar{F}_n = m_n$.

▪ Transformação num sistema equivalente de um só grau de liberdade

A análise pushover é baseada no pressuposto de que a resposta de uma estrutura de múltiplos graus de liberdade (MDOF) está diretamente ligada a um sistema equivalente com apenas um grau de liberdade (SDOF) com comportamento bilinear elasto-perfeitamente plástica.

Esta conversão é possível através de um coeficiente de transformação (Γ), dado por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (26)$$

em que a massa de um sistema equivalente com um só grau de liberdade (m^*) é dada por:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (27)$$

a força de corte (F^*) e o deslocamento (d^*) do sistema equivalente com um só grau de liberdade, para cada direção horizontal, é dada por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (28)$$

$$d^* = \frac{d_b}{\Gamma} \quad (29)$$

em que F_b representa a força de corte basal e d_b o deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade.

▪ Determinação da relação bilinear equivalente

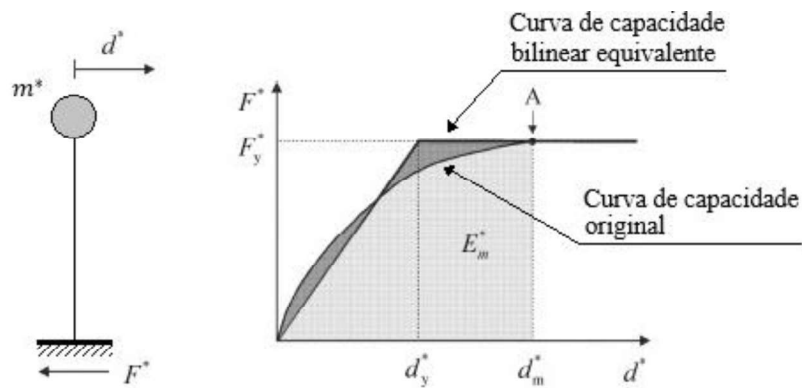


Fig.6 – Curvas de capacidade bilinear equivalente e original do SDOF

As duas variáveis F^* e d^* definem a relação não linear para a direção considerada, que é a correspondente curva de capacidade $F_b - d_{nc}$ do sistema original transformada para o sistema equivalente.

E_m^* é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico, designado pelo ponto “A” e representa a área sob a curva “pushover” do sistema SDOF.

F_y^* é a força de cedência, que representa também a resistência última do sistema SDOF e corresponde a formação do mecanismo de colapso, tanto para a curva de capacidade original como para a curva de capacidade bilinear equivalente.

Com base no exposto à cima, o deslocamento no limite de plasticidade do sistema SDOF é dado por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (30)$$

vindo a rigidez do troço elástico igual a:

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \quad (31)$$

a aceleração máxima do SDOF com comportamento bilinear equivalente:

$$a_{max}^* = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (32)$$

a frequência angular do SDOF no domínio elástico:

$$w^* = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \quad (33)$$

o período de vibração do SDOF no domínio elástico:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (34)$$

▪ Determinação do deslocamento alvo para o sistema SDOF

O deslocamento alvo, denotado d_t^* , é ponto da curva de capacidade onde será feita a verificação da exigência na estrutura para uma dada ação sísmica. Para cada estado limite a ser verificado, deverá ser determinado o valor do deslocamento alvo, para cada curva de capacidade, com base no respetivo espectro de resposta.

O Anexo B da EC8-1 determina uma primeira estimativa do deslocamento alvo (d_{et}^*) com um período (T^*), admitindo que o comportamento do SDOF é elástico linear, com a expressão:

$$d_{et}^* = S_{a,e}[T^*] \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (35)$$

em que $S_e[T^*]$ é o valor do espectro de resposta elástica da aceleração para o período T^* .

Para a determinação do deslocamento alvo para a resposta bilinear (inelástica) do SDOF (d_t^*), a expressão é consoante o intervalo em que se localiza o período (T^*).

Para períodos curtos ($T^* < T_c$), o SDOF pode ter comportamento linear ou não linear

- Linear:

$$d_t^*[T^*] = d_{et}^* , \quad \text{se } a_{max}^* \geq S_e[T^*] \quad (36)$$

- Não linear:

$$d_t^*[T^*] = d_{et}^* \cdot \frac{1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*}}{q_u} \geq d_{et}^* , \quad \text{se } a_{max}^* < S_e[T^*] \quad (37)$$

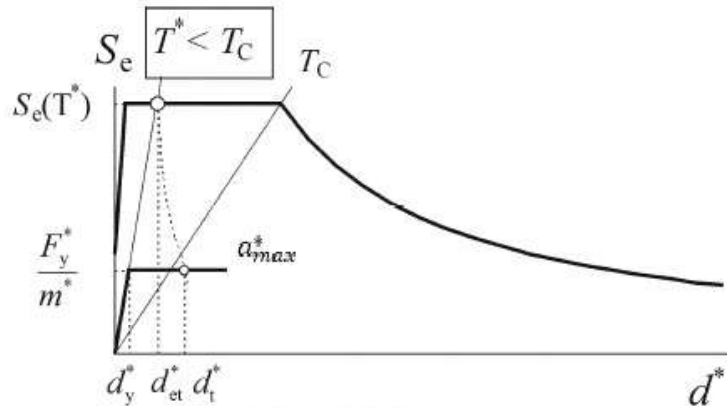


Fig.7 – Determinação do deslocamento alvo (d_t^*) para o sistema equivalente – períodos curtos

em que o coeficiente de redução (q_u) vale:

$$q_u = \frac{S_{a,e}[T^*]}{a_{max}^*} \quad (38)$$

Para períodos médios e longos ($T^* \geq T_c$), o SDOF tem comportamento não linear e é válida a regra da igualdade dos deslocamentos:

$$d_t^* = d_{et}^* = S_{a,e}[T^*] \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 \quad (39)$$

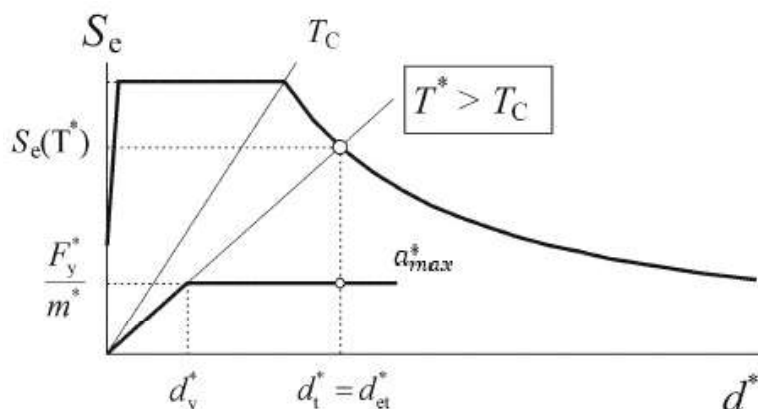


Fig.8 – Determinação do deslocamento alvo (d_t^*) para o sistema equivalente - períodos médios e longos

A EC8-1 aborda ainda um método iterativo, que é aconselhado quando o deslocamento d_t^* obtido através do método direto conduzir a um valor muito diferente do deslocamento d_m^* . Neste caso é necessário repetir todo o processo, adotando o valor de d_t^* ao invés de d_m^* até que os valores convirjam.

O deslocamento alvo do sistema MDOF (com vários graus de liberdade) pode finalmente ser definido pela expressão 40:

$$d_t^{nc} = \Gamma \cdot d_t^* \quad (40)$$

▪ Determinação do desempenho sísmico da estrutura

O processo para a avaliação do comportamento sísmico da estrutura através do método pushover resume-se em: determinar o deslocamento horizontal do nó de controlo como o deslocamento alvo (d_t^{nc}) para a ação sísmica pretendida; aplicar um conjunto de forças horizontais no modelo de forma progressiva, de modo a atingir o deslocamento pretendido; para o resultado obtido, determinar as exigências a partir da análise; comparar a exigência com a respetiva capacidade resistente dos elementos dúcteis e frágeis; concluir se a estrutura cumpre ou não os critérios de segurança.

2.5.6. ABORDAGEM POR COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO (q)

Quando uma estrutura é solicitada por uma dada ação sísmica, ocorrem incursões em regime não linear, pelo que essa não linearidade deve ser tida em conta no dimensionamento e na verificação de segurança da estrutura. A fim de evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a EC8 permite efetuar uma análise elástica, quer pelo método das forças laterais, quer pelo método da análise modal, com a diferença de que, ao invés de usar o espectro de resposta elástico para definir a ação sísmica, é utilizado o espectro de resposta de cálculo, que é baseado num espectro de resposta elástico reduzido onde a capacidade de dissipação de energia é tida em conta através do coeficiente de comportamento (q), de forma a considerar a não linearidade.

2.5.7. CRITÉRIOS PARA MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A EC8-3 informa que as disposições relativas à modelação da estrutura devem ser aplicadas de acordo com o subcapítulo 4.3 da EC8-1, independente do método de análise utilizado e resumem-se em:

- Representar adequadamente a distribuição de rigidez e da massa;
- Os elementos não estruturais que possam influenciar na resposta da estrutura devido a ação sísmica devem ser considerados;
- A rigidez dos elementos deve, em geral, ser avaliada tendo em conta o efeito da fendilhação. Ver 2.6.3 do presente estudo.
- Deverão ser tidas em conta as paredes de enchimento que contribuam significativamente para a rigidez e resistência do edifício;
- A interação solo – estrutura deve ser sempre considerada quando essa possa ter uma influência negativa na resposta da estrutura;
- As massas devem ser calculadas a partir das ações gravíticas na combinação de ações de acordo com o parágrafo 2.3.9 do presente trabalho.
- Os efeitos da torção accidental devem ser sempre considerados, de acordo com 4.3.2 da EC8-1.
- Os efeitos de segunda ordem devem ser sempre considerados, de acordo com 4.4.2.2 da EC8-1.
- Deverá ser utilizado os valores médios das propriedades dos materiais determinados através de ensaios in-situ e de fontes de informações adicionais.

2.6. CONCEITOS BASE À VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Aborda-se abaixo alguns conceitos essenciais para a compreensão dos métodos utilizados de acordo com a EC8-3 para a verificação de segurança dos elementos estruturais que será abordado na parte 2.7 deste trabalho.

2.6.1. VÃO DE CORTE

Em relação aos edifícios, os elementos estruturais (pilares e vigas) costumam ser esbeltos, e nestes casos, os esforços de corte costumam ser menores em comparação aos momentos fletores, onde a deformação por flexão domina o comportamento do elemento. A EC8-3 define esta comparação entre esforços de corte e flexão através do fator de controlo denominado vão de corte (L_v), que é dado pela razão:

$$L_v = \left| \frac{M}{V} \right| \quad (41)$$

em que:

M momento fletor na seção de extremidade;

V esforço transversal na seção de extremidade.

Estudos mostram que a expressão acima pode não ser trivial quando é efetuada uma análise linear (Mpampatsikos, V. *et al* - 2008), porque os valores dos momentos fletores e dos esforços transversos obtidos através de uma análise linear elástica crescem indefinidamente em proporção com as forças

exteriores e há a possibilidade dos esforços excederem as capacidades reais dos elementos. Fernandes, A. (2008) verificou também uma grande sensibilidade nos resultados das verificações de segurança ao utilizar a expressão teórica do vão de corte (41), nomeadamente no cálculo da rotação última da corda (θ_u).

Além disto, os valores do vão de corte (L_v) através da expressão teórica (41) devem ser recalculados sempre que a análise for efetuada, conduzindo a procedimentos de verificação mais exaustivos.

Devido a estes inconvenientes, foi analisado a possibilidade de o vão de corte ser simplifcadamente estimado por:

$$L_v = \frac{L}{2} \quad (42)$$

em que L é o comprimento do vão livre do elemento linear.

Os resultados dos estudos indicados acima, nomeadamente Mpampatsikos, V. *et al* (2008) e Fernandes, A. (2008) mostraram que essa simplificação conduz a resultados bastante fiáveis em comparação a expressão teórica (41) fornecida pelo EC8-3.

2.6.2. ROTAÇÃO DA CORDA

A EC8-3 informa que a capacidade de deformação de um elemento linear de betão armado é definida em termos de rotação da corda.

A rotação da corda é definida como o ângulo entre a tangente do eixo do elemento na extremidade e a corda que liga a seção de extremidade do elemento considerada (vão de corte) até a extremidade oposta (Figura 9).

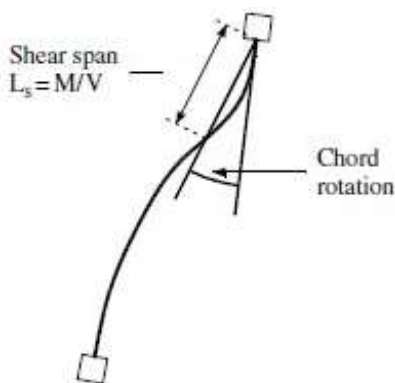


Fig.9 – Definição da rotação da corda (θ) - (Mpampatsikos, V. *et al* – 2008)

Se a rotação nodal da extremidade do elemento for baixa, a rotação da corda (θ) pode ser definida por:

$$|\theta| = \frac{|\delta|}{L_v} \quad (43)$$

Em que δ é flecha na extremidade do vão de corte medida em relação a tangente ao eixo na extremidade e L_V é o vão de corte.

Estudos mostram, nomeadamente Romão, X. *et al* (2010) citado em Caraslindas, F. (2010), que a utilização da expressão (43) segundo a proposta da EC8-3 por vezes é de difícil aplicabilidade, isto porque, este método implica a avaliação do ponto de inflexão do diagrama de momentos, o que nem sempre é possível. Este método apresenta resultados fiáveis nas situações em que os esforços resultantes da carga vertical são menores em relação aos esforços provenientes da ação sísmica.

Devido a dificuldade encontrada para calcular corretamente a rotação da corda nos elementos, foi analisado a possibilidade de o cálculo da rotação da corda ser estimado simplificada através do método AGM-DR de Romão, X. *et al* (2010), que trata-se de um método geométrico que leva em conta o deslocamento relativo entre os nós do elemento e as rotações nodais de cada extremidade do elemento e é dada pela expressão:

$$\theta = \frac{d_y}{L} - \theta_i \quad (43.a)$$

Em que d_y é o deslocamento transversal relativo entre os nós da extremidade do elemento, θ_i é a rotação nodal das extremidades do elemento e L é o comprimento do elemento.

2.6.3. RIGIDEZ EFETIVA

Quando se trata de análises lineares para quantificar a exigência de uma dada ação sísmica em edifícios existentes de betão armado, é de suma importância a adoção de uma adequada rigidez aos elementos. Isto porque, quando um edifício é excitado por um evento sísmico, é de se esperar que os elementos da estrutura já se encontrem fendilhados devido a outras ações, como por exemplo a retração do betão, ação térmica, entre outros.

O parágrafo 4.3.1(7) da EC8-1 informa que caso não seja efetuada uma análise mais rigorosa dos elementos fendilhados, poderá considerar-se que as propriedades de rigidez elástica em flexão e de esforço transversal dos elementos de betão são iguais a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados.

Esta abordagem da EC8-1 acaba por admitir um valor de rigidez superior do que a preconizada na EC8-3. Este método é conservativo quando se trata de um dimensionamento sísmico baseado em forças, em que quanto maior for a rigidez, mais conservativo é o dimensionamento, pois uma maior rigidez corresponde a um aumento das frequências próprias da estrutura, em consequência um aumento das acelerações espectrais e levando a esforços maiores na estrutura.

Como a EC8-3 adota uma abordagem com base em deformações, compreende-se que seria inseguro utilizar os valores da rigidez elástica indicados na EC8-1, porque estes subestimariam a exigência relativa a deformação dos elementos estruturais. Desta forma, a EC8-3 indica que a rigidez efetiva em regime linear para um dado elemento afim de estimar de forma realista a deformação dos elementos, é dada aproximadamente pela rigidez secante correspondente ao ponto de cedência, dado pela expressão:

$$EI_{eff} = \frac{M_y L_V}{3\theta_y} \quad (44)$$

Em que M_y e θ_y correspondem ao momento de cedência e a rotação da corda na cedência respetivamente.

2.6.4. CONFINAMENTO DO BETÃO

Quando se exerce um esforço axial de compressão num volume de betão, este tende-se a expandir perpendicularmente em relação à direção longitudinal de aplicação de carga devido ao efeito de Poisson. Este efeito, quando não atenuado, pode causar fissuras e levar o elemento estrutural à rotura (tração por compressão).

Assim, o confinamento do betão tende a restringir a deformação transversal de um elemento sujeito a compressão axial, aumentando a resistência à compressão e a capacidade de deformação do elemento, que se traduz em uma maior ductilidade. (Rodrigues, C. *et al* - 2000)

No âmbito da reabilitação sísmica estes benefícios são essenciais, pois estudos revelam que a deficiente ductilidade dos pilares é uma das causas subjacentes ao colapso das estruturas que a integram. (Xiao, *et al* - 1999)

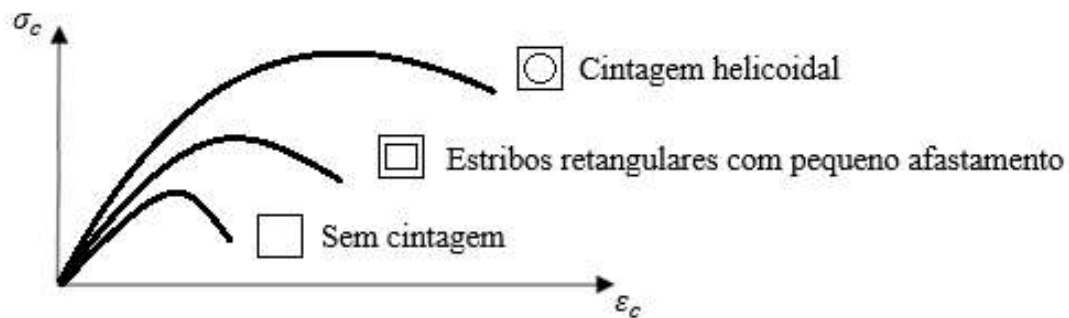


Fig.10 – Efeito do confinamento devido às cintas – adaptado de Costa, A. (2020)

O confinamento de elementos de betão armado sujeitos a esforços axiais de compressão, nomeadamente pilares, pode ser obtido pela cintagem por armaduras transversais, encamisamento externo com chapas de aço ou FRP. Estas técnicas de confinamento permitem:

- Aumentar a capacidade de deformação (ductilidade);
- Aumentar a capacidade resistente em compressão;
- Aumentar a capacidade resistente em flexão composta;
- Impedir a encurvadura dos varões longitudinais;
- Melhorar a transferência de tensões numa emenda por sobreposição de armadura.

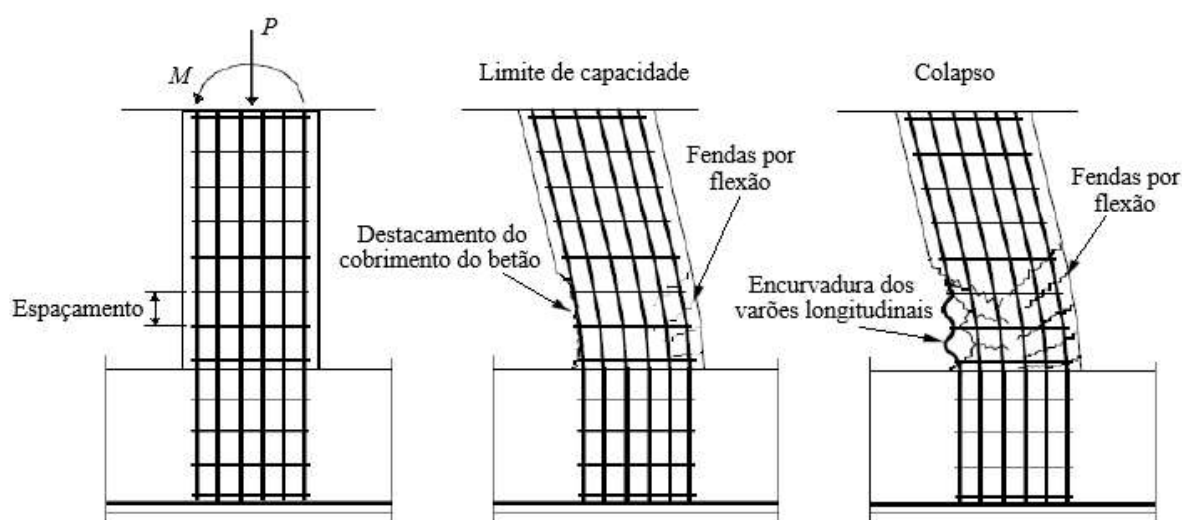


Fig.11 – Consequências da deficiente cintagem das zonas críticas – adaptado de Costa, A. (2020)

2.7. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

De acordo com a EC8-3, para a verificação de segurança na avaliação e reabilitação sísmica de edifícios existentes de betão armado, os elementos estruturais são classificados conforme o seu mecanismo de rotura. Estes mecanismos podem ser:

- Dúcteis: refere-se a rotura por flexão em vigas, pilares e paredes;
- Frágeis: refere-se a rotura por corte em vigas, pilares, paredes e nós viga-pilar.

Basicamente o processo de verificação baseia-se no controlo das deformações em mecanismos dúcteis e esforços em mecanismos frágeis, para os estados limites considerados (ver 2.2.1 deste trabalho).

Esta metodologia abordada pela EC8-3 visa não apenas garantir a segurança da estrutura, mas pretende-se também prever e controlar o seu comportamento, de modo a evitar roturas frágeis e explorar o máximo de ductilidade da estrutura.

2.7.1. CRITÉRIOS PARA A VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Dependendo do método de análise utilizado e do estado limite a ser verificado, a EC8-3 descreve critérios necessários para que a verificação de segurança seja cumprida em conformidade.

Para que um edifício cumpra os requisitos fundamentais, ou seja, os estados limites definidos, os seus elementos/mecanismos devem satisfazer a seguinte condição:

$$D \leq C \quad (45)$$

Em que D corresponde à exigência que o elemento/mecanismo é solicitado durante uma ação sísmica determinada pelo período de retorno correspondente para o estado limite em questão e C corresponde à capacidade do elemento/mecanismo.

Em função do método de análise e do estado limite a ser verificado, a exigência (D) e a capacidade (C) são avaliadas com base nos seguintes parâmetros, de acordo com 2.2 da EC8-3:

Abordagem pelo coeficiente de comportamento (q):

- Estado limite de colapso iminente (NC): resistência;
- Estado limite de danos severos (SD): resistência;
- Estado limite de limitação de danos (DL): deformação dos pisos.

Restantes métodos de análise:

- Estado limite de colapso iminente (NC): deformações em elementos dúcteis e resistência em elementos frágeis;
- Estado limite de danos severos (SD): deformações em elementos dúcteis e resistência em elementos frágeis;
- Estado limite de limitação de danos (DL): deformações em elementos dúcteis e resistência em elementos frágeis;

A EC8-3 informa que a abordagem pelo coeficiente de comportamento (q), em geral, não é adaptada para a verificação ao estado limite de colapso iminente (NC), isto porque os valores do coeficiente de comportamento (q) referidos pela EC8-3 ($q = 1,5$ para estruturas de betão) correspondem à obtenção do estado limite de danos severos, pelo que, se optar por este método para a verificação do estado limite de colapso iminente (NC), poderá aplicar-se o mesmo procedimento da verificação do estado limite de danos severos (SD), no entanto, com um valor do coeficiente de comportamento (q) cerca de um terço superior do que foi utilizado.

A EC8-3 informa também que, para o cálculo das capacidades dos elementos dúcteis ou frágeis, devem ser utilizados os seguintes valores das propriedades mecânicas dos materiais:

- Quando se trata de materiais existentes, devem ser utilizados os valores médios das propriedades dos materiais obtidos a partir de ensaios in-situ e de fontes de informações adicionais e divididos pelos coeficientes de confiança (CF) definidos em 2.4.3.

No caso de elementos sísmicos primários, quando o objetivo é calcular a capacidade de um mecanismo frágil, o valor médio das propriedades do material, além de dividido pelo coeficiente de confiança, precisa ser dividido pelo coeficiente parcial do material correspondente;

- Quando se trata de materiais novos, deve ser utilizado o valor nominal.

O parágrafo 2.2.1(6) da EC8-3 assim como 4.2.2(1) da EC8-1 informa que certos elementos estruturais existentes poderão ser designados como elementos sísmicos secundários, ou seja, que tem uma menor contribuição para a resistência face a ação sísmica. Os elementos não considerados secundários, são os primários. No que diz respeito à verificação de segurança de acordo com a EC8-3, os elementos sísmicos secundários possuem estimativas da capacidade resistente menos conservadoras em comparação aos elementos sísmicos primários.

Nos casos em que a análise linear é admissível (ver 2.5.2), a exigência sísmica é obtida de acordo com o tipo de mecanismo:

- Para mecanismos dúcteis, a exigência é determinada diretamente da análise, sem correções adicionais, ou seja, pode-se tirar diretamente o valor da rotação da corda em cada extremidade do elemento.
- Para mecanismos frágeis, a exigência é determinada por equilíbrio, considerando as ações transmitidas pelos mecanismos dúcteis. A exigência será determinada diretamente na análise (utilizando os valores médios das propriedades dos materiais) caso os mecanismos dúcteis satisfaçam a condição $D_i/C_i \leq 1$, ou seja, se o elemento permanecer em regime

elástico. Caso $D_i/C_i > 1$, a exigência será o valor da capacidade do mecanismo dútil, avaliada utilizando os valores médios das propriedades dos materiais multiplicados pelos coeficientes de confiança (CF).

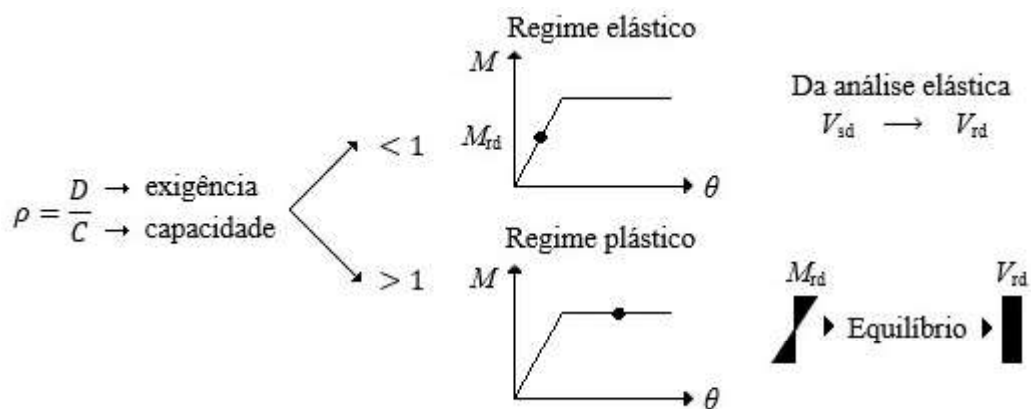


Fig.12 – Definição da exigência sísmica para mecanismos frágeis em análise lineares

Em relação a análise estática não linear, a exigência sísmica é obtida diretamente da análise, tanto para os mecanismos dúcteis como para os mecanismos frágeis, utilizando os valores médios das propriedades dos materiais.

No que diz respeito a abordagem por coeficiente de comportamento (q), o parágrafo 2.2.3(3) da EC8-3 informa que a exigência sísmica é obtida através do espectro de cálculo e a capacidade deve ser avaliada para situações de projeto não sísmicas com as disposições da EC8-1.

Segue abaixo os Quadros 13 e 14, que são um resumo referente aos critérios de análise e verificação de segurança de mecanismos dúcteis e frágeis de acordo com a EC8-3, baseado no Quadro 4.3 da EC8-3.

Quadro 13 – Resumo dos critérios para análise e verificações de segurança de mecanismos dúcteis

Tipo de análise	Critério	Determinação da exigência	Valor a usar das propriedades dos materiais	
			Exigência (D)	Capacidade (C)
Análise linear	Resistência	Análise estrutural	Valor médio das propriedades	Valor médio das propriedades
	Deformação	Análise estrutural	Valor médio das propriedades	Valor médio das propriedades dividido pelo coeficiente de confiança (CF)
Análise não linear	Deformação	Análise estrutural	Valor médio das propriedades	Valor médio das propriedades dividido pelo coeficiente de confiança (CF)
Coeficiente de comportamento	Resistência	Análise estrutural	Valor médio das propriedades	Valor médio das propriedades dividido pelo coeficiente de confiança (CF) e, em elementos sísmicos primários, pelo coeficiente parcial

Quadro 14 – Resumo dos critérios para análise e verificações de segurança de mecanismos frágeis

Tipo de análise	Critério	Determinação da exigência	Valor a usar das propriedades dos materiais	
			Exigência (D)	Capacidade (C)
Análise linear	Resistência	Se $D_i/C_i \leq 1$: Análise estrutural	Valor médio das propriedades	Valor médio das propriedades dividido pelo
		Se $D_i/C_i > 1$: Por equilíbrio com a resistência dos mecanismos dúcteis	Valor médio das propriedades <u>multiplicado</u> pelo coeficiente de confiança (CF)	coeficiente de confiança (CF) e, em elementos sísmicos primários, pelo coeficiente parcial
Análise não linear	Resistência	Análise estrutural	Valor médio das propriedades	Valor médio das propriedades dividido pelo coeficiente de confiança (CF) e, em elementos sísmicos primários, pelo coeficiente parcial
Coeficiente de comportamento	Resistência	De acordo com a EC8-1	Valor médio das propriedades	Valor médio das propriedades dividido pelo coeficiente de confiança (CF) e, em elementos sísmicos primários, pelo coeficiente parcial

Lembrando que para efetuar uma análise linear é necessário verificar a sua admissibilidade de acordo com 2.5.2.3 do presente trabalho.

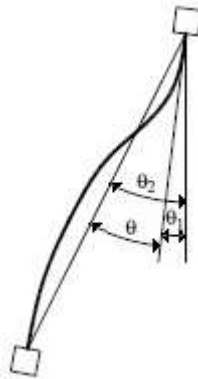
2.7.2. EXIGÊNCIA SÍSMICA EM ELEMENTOS/MECANISMOS DÚCTEIS

Como já visto anteriormente, a verificação de segurança relativa a um mecanismo dúctil consiste no controlo das deformações que é expressa em termos de rotação da corda e, pode ser determinado diretamente através da análise linear ou não linear.

No que diz respeito aos pilares, geralmente o deslocamento nodal da extremidade da seção é muito superior comparado com a rotação nodal, como acontece quando a rigidez à flexão das vigas é muito maior do que a dos pilares (típico de edifícios que não foram dimensionados para resistir aos sismos). Nestes casos, o valor da rotação da corda será bastante preciso mesmo desprezando essas rotações.

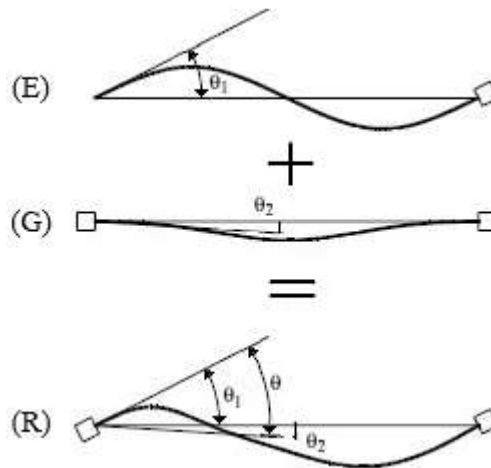
A exigência da rotação da corda em colunas pode ser expressa por:

$$\theta = \theta_2 - \theta_1 \sim \theta_2 \quad (46)$$

Fig.13 – Definição da rotaçao da corda para colunas – adaptado de Mpampatsikos, V. *et al* (2008)

Em relaçaõ às vigas, a rotaçao da corda poderia tomar o valor da rotaçao nodal caso não houvessem cargas gravíticas aplicadas à mesma. No entanto, como pode ser visto na figura 14, a resposta real é um conjunto de dois fatores: vigas descarregadas e seções de extremidade submetidas às rotações nodais devido à ação sísmica (E) e viga encastrada nas duas extremidades e submetida a cargas gravíticas (G). Assim, a exigência da rotaçao da corda em vigas pode ser vista como a soma da contribuiçao destes dois fatores, dada pela expressao (47):

$$\theta = \theta_1 + \theta_2 \quad (47)$$

Fig.14 – Definição da rotaçao da corda para vigas – adaptado de Mpampatsikos, V. *et al* (2008)

2.7.3. EXIGÊNCIA SÍSMICA EM ELEMENTOS/MECANISMOS FRÁGEIS

Como já visto anteriormente, a verificaçao de segurança relativa a um mecanismo frágil consiste no controlo dos esforços de corte. Ou seja, a exigência sísmica num elemento linear é expressa pelas forças de corte nas duas extremidades do elemento.

O parágrafo A.3.3.2(1) e A.3.4.2(1) da EC8-3 informa que a verificaçao à excedência dos estados limites SD e DL não é necessária, a menos que sejam os únicos estados limites a serem verificados.

Se for realizada uma análise não linear, os valores das forças internas representarão corretamente a exigência sísmica dos elementos.

Se for realizada uma análise linear, o valor da exigência sísmica sobre mecanismos frágeis obtidas diretamente da análise poderá superestimar o real valor da exigência, isto porque, estes valores crescem linearmente, enquanto na verdade deveriam ser limitados devido a formação de rótulas plásticas.

Recorde-se que para questões de aplicabilidade de uma análise linear, é necessária uma distribuição uniforme da exigência relativa a ductilidade. Desta forma, para assegurar que o momento fletor na extremidade do elemento não ultrapassa o determinado na análise, o parágrafo 4.5.1(1) e (2) da EC8-3 apresenta a seguinte condição para o cálculo do máximo momento fletor efetivo, considerando a metodologia usada por Costa, R, Providencia, P. (2019):

Em pilares:

O máximo momento fletor efetivo do pilar ($M_{c,max}$), por exemplo para o sentido positivo (+) e na extremidade esquerda (L) de um pilar, é dado por:

$$M_{c,max}^{L+} = \begin{cases} |M_{Ec}^{L+}| & , \quad se \quad |M_{Ec}^{L+}| \leq \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc}^{L+} \cdot \beta_c^{L+} \\ \beta_c^{L+} M_{Rc,CF}^{L+} & , \quad se \quad |M_{Ec}^{L+}| > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc}^{L+} \cdot \beta_c^{L+} \end{cases} \quad (48)$$

em que o coeficiente β_c que cobre a possibilidade da resistência à flexão das vigas que confluem no nó poder limitar o momento transmitido ao pilar vale:

$$\beta_c^{L+} = \min \left(1; \frac{(\sum M_{Rb,CF})^{L-}}{(\sum M_{Rc})^{L+}} \right) \quad (49)$$

Em vigas:

O máximo momento fletor efetivo da viga ($M_{b,max}$), por exemplo para o sentido positivo (+) e na extremidade esquerda (L) de uma viga, é dado por:

$$M_{b,max}^{L+} = \begin{cases} |M_{Eb}^{L+}| & , \quad se \quad |M_{Eb}^{L+}| \leq \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb}^{L+} \cdot \beta_b^{L+} \\ \beta_b^{L+} M_{Rb,CF}^{L+} & , \quad se \quad |M_{Eb}^{L+}| > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb}^{L+} \cdot \beta_b^{L+} \end{cases} \quad (50)$$

em que o coeficiente β_b que cobre a possibilidade da resistência à flexão dos pilares que confluem no nó poder limitar o momento transmitido à viga vale:

$$\beta_b^{L+} = \min \left(1; \frac{(\sum M_{Rc,CF})^{L-}}{(\sum M_{Rb})^{L+}} \right) \quad (51)$$

em que os parâmetros presentes na expressão do máximo momento fletor efetivo de um pilar (similares aos da viga), correspondem a:

M_{EC}^{L+}	momento fletor positivo, retirado da análise linear, na extremidade L do troço de pilar;
M_{RC}^{L+}	resistência à flexão correspondente ao momento fletor positivo na extremidade L, calculado com o valor médio das propriedades dos materiais;
$M_{R,CF,c}^{L+}$	resistência à flexão correspondente ao momento fletor positivo na extremidade L, calculado com o valor médio das propriedades dos materiais, multiplicado pelo coeficiente de confiança CF;
$(\sum M_{RC})^{L+}$	soma da resistência a flexão desta extremidade do troço de pilar com a da extremidade do outro troço de pilar ligado ao mesmo nó viga-pilar, quando a rotação deste nó causa um momento fletor positivo na extremidade L do troço de pilar;
$(\sum M_{R,CF,b})^{L-}$	soma das resistências à flexão das extremidades dos troços da viga ligada ao nó viga-pilar adjacente à extremidade L do pilar, quando a rotação deste nó causa um momento fletor negativo na extremidade L do troço de pilar, calculado com as propriedades médias dos materiais multiplicadas pelo coeficiente de confiança CF.

Conhecido o valor máximo do momento fletor efetivo, é possível determinar a exigência máxima relativa ao esforço transversal.

Em pilares, como o esforço transversal é constante, a verificação de segurança é feita na zona de menor resistência (quando as cintas e armaduras não forem uniformes). Como a resistência à flexão pode ser atingida nas duas extremidades, a exigência máxima relativa ao esforço transversal em um pilar na zona de menor resistência é dada pela expressão:

$$V_{D,c} = \frac{1}{l_{cl}} \cdot \max\{M_{C,max}^{L+} + M_{C,max}^{R-}; M_{C,max}^{L-} + M_{C,max}^{R+}\} \quad (52)$$

em que:

l_{cl}	é o comprimento livre do pilar;
$M_{c,max}$	é o máximo momento fletor efetivo do pilar, calculado para os tramos $L+$, $L-$, $R+$ e $R-$.

Em vigas, para determinar a exigência máxima relativa ao esforço transversal, é necessário considerar diversos fatores como as forças gravíticas, a assimetria da armadura na secção transversal e a secção dos estribos e seu espaçamento. Considerando estes fatores, a exigência relativa ao esforço transversal na secção à distância x da extremidade esquerda é dada, para os dois sentidos da ação sísmica, por:

$$V_{D,b}(x) = \max\left\{\left|\frac{M_{b,max}^{L-} + M_{b,max}^{R+}}{l_{cl}} + V_{SA,CQP}(x)\right|; \left|\frac{M_{b,max}^{L+} + M_{b,max}^{R-}}{l_{cl}} + V_{SA,CQP}(x)\right|\right\} \quad (53)$$

em que:

l_{cl}	é o comprimento livre da viga;
----------	--------------------------------

$M_{b,max}$ é o máximo momento fletor efetivo da viga, calculado para os tramos $L+$, $L-$, $R+$ e $R-$;
 $V_{SA,CQP}(x)$ é o esforço transversal assumindo que o elemento se encontra simplesmente apoiado, para a combinação quase permanente de ações (CQP).

Quando se trata de avaliar a exigência sísmica em paredes dúcteis em análises lineares, diferente das vigas e dos pilares, não é suficiente conhecer a resistência à flexão na base e determinar a exigência máxima relativa ao esforço transversal através de equilíbrio estático, isto porque, é necessário ter em conta a possibilidade da resistência à flexão na base ser superior ao momento fletor da análise linear.

Considerando que o campo do esforço transversal de uma parede dúctil não é afetado pelo comportamento não linear, o valor da exigência relativa a este esforço à cota x , deve ser determinado por:

$$V_{w,max}(x) = \begin{cases} V_{EW}(x) & , \quad \text{se } M_{EW}(0) \leq M_{RW}(0) \\ \beta_w V_{EW}(x) & , \quad \text{se } M_{EW}(0) > M_{RW}(0) \end{cases} \quad (54)$$

em que β_w é o coeficiente de amplificação e é dado por:

$$\beta_w = \frac{M_{R,CF,w}(0)}{M_{EW}(0)} \quad (55)$$

em que:

$V_{EW}(x)$ campo do esforço transversal (análise linear) na parede;
 $M_{EW}(0)$ momento fletor (análise linear) na base da parede;
 $M_{RW}(0)$ resistência à flexão na base da parede calculada com o valor médio das propriedades dos materiais;
 $M_{R,CF,w}(0)$ resistência à flexão na base da parede calculada com o valor médio das propriedades dos materiais multiplicado pelo coeficiente de confiança CF.

Fardis (2009) propõe uma adaptação na expressão presente no parágrafo 5.5.2.4.1(7) da EC8-1 para considerar o possível agravamento do esforço transversal devido aos modos de vibração da ordem superior após a formação da rótula plástica em sua base, com isso, o coeficiente de amplificação, considerando a metodologia usada por Costa, R, Providencia, P. (2019), é determinado por:

$$\beta_w = \sqrt{\left(\frac{M_{R,CF,w}(0)}{M_{EW}(0)}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \quad (56)$$

em que:

S_e aceleração espectral;
 T_1 período do modo de vibração com maior massa modal.

No que diz respeito a avaliação da exigência sísmica em nós viga-pilar, o anexo A da EC8-3 faz referência ao subcapítulo 5.5.2.3 da EC8-1, que apresenta as seguintes expressões para calcular o esforço transversal horizontal atuante no núcleo dos nós (nós interiores e exteriores respetivamente):

$$V_{jhd}^{int} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_y - V_C \quad (57)$$

$$V_{jhd}^{ext} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad (58)$$

em que:

A_{s1}	área da secção das armaduras longitudinais superiores da viga;
A_{s2}	área da secção das armaduras longitudinais inferiores da viga;
V_C	esforço transversal no pilar na secção situada acima do nó, obtida da análise para a situação de projeto sísmica;
γ_{Rd}	coeficiente que tem em conta a sobrerresistencia devida ao endurecimento do aço que não deve ser superior a 1,2;
f_y	valor médio da tensão de cedência à tração do aço multiplicado pelo coeficiente de confiança (CF).

É de se observar que as expressões presentes na EC8-1 conduzem a resultados conservadores, isto porque não consideram o que foi prescrito em 2.7.1 de acordo com a EC8-3, ou seja, não consideram um limite da distribuição de esforços elásticos devido a formação do mecanismo plástico.

Costa, R, Providencia, P. (2019) apresentam um método para calcular diretamente a exigência sísmica relativa ao esforço transversal nos nós viga-pilar, que leva em consideração o disposto em 2.7.1 de acordo com a EC8-3 e que tem como fundamento substituir os momentos fletores na periferia do nó viga-pilar por binários equivalentes, definidos pelas resultantes das tensões de tração e de compressão e desprezando o efeito do esforço axial. Com isso conclui-se que, o esforço transversal no interior do nó viga-pilar é dado, na direção horizontal e vertical respetivamente:

$$V_{jh} = \frac{M_b^L + M_b^R}{z_b} - V_c^T \quad (59)$$

$$V_{jv} = \frac{M_c^B + M_c^T}{z_c} - V_b^L \quad (60)$$

Em que L, R, B e T designam, respetivamente, a face esquerda, direita, inferior e superior do nó, M_b^L e M_b^R são os momentos fletores na secção da viga ligada à face esquerda e direita do nó respetivamente (determinada pela expressão 49), M_c^B e M_c^T são os momentos fletores na secção do pilar ligada à face inferior e superior do nó respetivamente (determinada pela expressão 47), V_c^T é o esforço transversal situado na secção do pilar ligada à face superior do nó, V_b^L é o esforço transversal situado na secção da viga ligada à face esquerda do nó, ambos obtidos de uma análise para situação de projeto sísmica e z é o braço do binário das forças interiores.

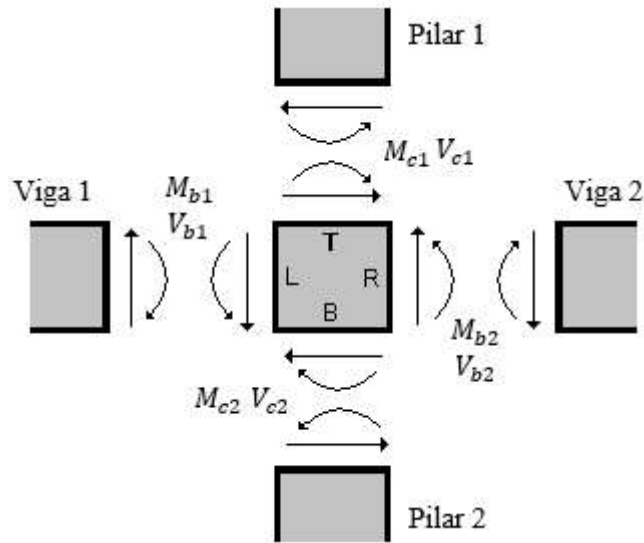


Fig.15 – Esforços na periferia do nó viga-pilar - adaptado de Costa, R, Providencia, P. (2019)

2.7.4. CAPACIDADE EM ELEMENTOS/MECANISMOS DÚCTEIS

A determinação da capacidade em mecanismos dúcteis depende do estado limite de dano que está a ser verificado e de suas propriedades geométricas e mecânicas. A capacidade em termos de rotação da corda não pode ser uma propriedade intrínseca de um determinado elemento, isto porque a sua capacidade pode variar de acordo com o desenvolvimento da sollicitação sísmica e dos esforços que nele se desenvolvem.

De acordo com o Anexo A da EC8-3, para o estado limite de limitação de dano (DL), a verificação é efetuada para a cedência do elemento, ou seja, o instante em que o elemento passa a apresentar deformações inelásticas.

Como visto anteriormente, esta avaliação de mecanismos dúcteis é feita através da rotação da corda que, no instante de cedência, pode ser avaliada através das expressões 61, 62, 63 e 64:

Para vigas e pilares:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (61)$$

Para as paredes de secção retangular, em T ou com abas (ou pilares de extremidade):

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (62)$$

Para vigas e pilares (expressão alternativa equivalente):

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (63)$$

Para as paredes de secção retangular, em T ou com abas (expressão alternativa equivalente):

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (64)$$

em que:

- ϕ_y curvatura na cedência da secção de extremidade;
- L_v comprimento do vão de corte;
- a_v coeficiente que tem em conta a translação de momentos flettores;
- z braço do binário das forças interiores, considerado igual a $d-d'$;
- d altura útil da armadura tracionada;
- d' altura útil da armadura comprimida;
- h altura da secção transversal;
- ε_y igual a f_y/E_s ;
- d_{bL} valor do diâmetro médio das armaduras tracionadas;
- f_y valor médio da tensão de cedência do aço, dividido pelo coeficiente de confiança;
- f_c valor médio da tensão de rotura a compressão do betão, dividido pelo coeficiente de confiança.

Apresentar-se-ão a seguir o pormenor de cálculo destes coeficientes, de acordo com a EC8-3 e Costa, R, Providencia, P. (2019).

Para o cálculo da curvatura na cedência (ϕ_y) admite-se que o betão à compressão possui comportamento elástico linear e à tração a sua resistência é nula e em relação a armadura, tanto em tração como em compressão, possui comportamento elástico linear.

Como a cedência da secção pode ocorrer tanto na armadura, devido a exigência relativa à tração, como no betão devido um esforço de compressão elevado, o valor da curvatura na cedência é dado pelo menor dos valores (65) e (66):

- Quando a curvatura corresponde à cedência da armadura:

$$\phi_{y,s} = \frac{f_y/E_s}{(1 - \xi_{y,s}) \cdot d} \quad (65)$$

- Quando a curvatura corresponde à cedência do betão:

$$\phi_{y,c} = \frac{\varepsilon_{y,c}}{\xi_{y,c} \cdot d} \quad (66)$$

onde ξ_y corresponde à profundidade relativa do eixo neutro no momento de cedência da secção, tanto para a ocorrência da cedência na armadura tracionada como para a ocorrência da cedência no betão comprimido, que pode ser expresso por:

$$\xi = -k + \sqrt{k^2 + a_0} \quad (67)$$

em que para uma secção retangular, se a cedência ocorrer na **armadura tracionada**, os coeficientes k e a_0 correspondem a:

$$k = k_{y,s} = \alpha_c \cdot \left(\rho_l + \rho'_l + \rho_{lv} + v_d \cdot \frac{f_c}{f_y} \right) \quad (68)$$

$$a_0 = a_{0y,s} = 2\alpha_c \cdot \left(\rho_l + \rho'_l \cdot \delta' + \rho_{lv} \cdot \frac{1 + \delta'}{2} + v_d \cdot \frac{f_c}{f_y} \right) \quad (69)$$

e para uma secção retangular, se a cedência ocorrer no **betão comprimido**, os coeficientes k e a_0 correspondem a:

$$k = k_{y,c} = \alpha_c \cdot (\rho_l + \rho'_l + \rho_{lv}) - \frac{v_d}{1,8} \quad (70)$$

$$a_0 = a_{0y,c} = 2\alpha_c \cdot \left(\rho_l + \rho'_l \cdot \delta' + \rho_{lv} \cdot \frac{1 + \delta'}{2} \right) \quad (71)$$

neste último caso, a cedência vem admitida a um comportamento não linear do betão comprimido que ocorre quando a extensão normal na fibra mais comprimida atinge o valor:

$$\varepsilon_{y,c} = -1,8 \cdot \frac{f_c}{E_c} \quad (72)$$

em que o coeficiente de homogeneização do aço em betão (α_c) utilizado nas expressões anteriores é expresso por:

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_c} \quad (73)$$

o esforço axial reduzido dá-se por:

$$v_d = \frac{N}{(bdf_c)} \quad (74)$$

as taxas geométricas de armadura longitudinal de tração, compressão e da alma, valem respetivamente:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \rho'_l = \frac{A'_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \rho_{lv} = \frac{A_{sv}}{b \cdot d} \quad (75)$$

o rácio entre a altura útil da armadura tracionada e a altura útil da armadura comprimida é representado pelo coeficiente δ' :

$$\delta' = \frac{d'}{d} \quad (76)$$

O efeito da translação do diagrama de momentos fletores só é considerado quando a fendilhação por esforço transversal ocorre antes que a cedência na extremidade do elemento, isto porque, quando a fendilhação por corte antecede a cedência, há um agravamento da tensão de tração na armadura. Este efeito é considerado pelo coeficiente α_v , que é dado por:

$$\alpha_v = \begin{cases} 1, & \text{se } V_{Rc} \leq M_y/L_V \\ 0, & \text{se } V_{Rc} > M_y/L_V \end{cases} \quad (77)$$

Em que o momento de cedência (M_y) na fase elástica fendilhada, correspondente aos valores da curvatura de cedência (ϕ_y) e da profundidade relativa do eixo neutro (ξ_y) relativa ao primeiro mecanismo de cedência (tração ou compressão, ou seja, aço ou betão) é expresso por:

$$M_y = \phi_y \cdot E_c \cdot \left(\frac{\xi_y^2}{2} \cdot \left(\frac{1 + \delta'}{2} - \frac{\xi_y}{3} \right) + \alpha_v \cdot \frac{1 - \delta'}{2} \cdot \left((1 - \xi_y) \cdot \rho_l + (\xi_y - \delta') \cdot \rho'_l + (1 - \delta') \cdot \frac{\rho_{lv}}{6} \right) \right) \cdot b d^3 \quad (78)$$

E o valor do esforço transversal quando se forma a primeira fenda diagonal (V_{Rc}), de acordo com 6.2.2(1) da EC2-1-1, vale:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (79)$$

em que:

$C_{Rd,c}$ é igual a $0,18/\gamma_c$;

k $1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$, com d em mm;

ρ_1 taxa geométrica de armadura longitudinal, $\rho_1 = A_s/(b_w d) \leq 0,02$;

k_1 é igual a $0,15$;

σ_{cp} tensão normal longitudinal do betão, $\sigma_{cp} = N/A_c < 0,2f_c$;

v_{min} é igual a $0,035k^{3/2} \cdot f_c^{1/2}$

De acordo com o Anexo A da EC8-3, para os estados limites de danos severos (SD) e colapso iminente (NC), a verificação é efetuada para a capacidade última de rotação da corda (θ_{um}), que corresponde à curvatura última da secção de extremidade (ϕ_u).

Esta verificação correspondente ao estado limite de danos severos (SD) poderá ser considerada igual a $\frac{3}{4}$ da capacidade última de rotação da corda (θ_{um}) que é utilizada para a verificação do estado limite de colapso iminente (NC), pelo que as expressões abaixo referem-se a este estado limite.

A EC8-3 indica duas abordagens para o cálculo de θ_{um} :

- A primeira abordagem concerne expressões empíricas, que encontram seu fundamento numérico em métodos estatísticos baseados em resultados de carregamentos cíclicos. É um método mais simples de se aplicar e estudos mostram, nomeadamente Fernandes, A. (2008), que os valores dela obtidas conduzem a excelentes resultados. É expressa por:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; w')}{\max(0,01; w)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad (80)$$

em que:

γ_{el} igual a $1,5$ e $1,0$ para os elementos sísmicos primários e secundários respetivamente;

v esforço axial reduzido, $v = N/(bh f_c)$, (esforço axial positivo em compressão);

f_c valor médio da tensão de rotura à compressão do betão, dividido pelo coeficiente de confiança;

f_{yw} valor médio da tensão de cedência da armadura transversal, dividido pelo coeficiente de confiança;

L_v comprimento do vão de corte;

h altura da secção transversal;

ρ_d Percentagem de armaduras diagonais (caso existam), em cada direção diagonal;

ρ_{sx} Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção x de carregamento:

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot s_h} \quad (81)$$

α coeficiente de eficácia do confinamento, dado por:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad (82)$$

em que s_h é o espaçamento dos estribos, b_o e h_o referem-se a dimensão do núcleo confinado medido no eixo das cintas, na base e altura da secção transversal respetivamente, b_i é o espaçamento entre eixos dos varões longitudinais travados lateralmente pelo canto de um estribo ou por um gancho ao longo do perímetro da secção transversal.

w e w' taxa mecânica das armaduras longitudinais tracionadas e comprimidas respetivamente, em que ρ_l , ρ_{lv} e ρ'_l são dados pela expressão 75.

$$\omega = \rho_l \cdot \frac{f_y}{f_c} + \rho_{lv} \cdot \frac{f_{yv}}{f_c} \quad , \quad \omega' = \rho'_l \cdot \frac{f_y}{f_c} \quad (83)$$

De acordo com o parágrafo A.3.2.2(1) da EC8-3, no caso de paredes, o valor obtido na expressão (79) deve ser multiplicado por 0,58, se for utilizado aço frágil endurecido a frio, deve ser dividido por 1,6.

- b) A segunda abordagem para o cálculo da capacidade última de rotação da corda (θ_{um}) diz respeito a expressões teóricas, baseada na curvatura última da secção de extremidade (ϕ_u) e que pode ser decomposta em duas parcelas conforme descrito na Figura 16.

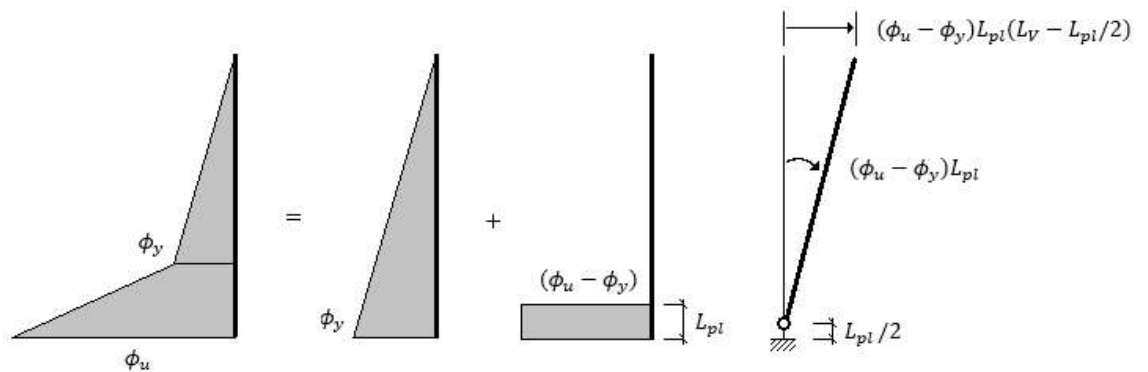


Fig.16 – Determinação da capacidade última de rotação da corda de elemento com base na curvatura última da secção de extremidade - adaptado de Costa, R, Providencia, P. (2019)

Fase elástica, correspondente a rotação da corda no instante da cedência (θ_y), que apresenta uma curvatura que cresce linearmente de zero até o valor da curvatura correspondente à cedência (ϕ_y). Pode ser calculada pelas expressões (61) a (64).

Fase plástica, correspondente a rotação da corda posterior ao instante de cedência (θ_y), denotada ($\theta_{um,pl}$), que apresenta uma curvatura plástica com valor ($\phi_u - \phi_y$) constante ao longo de um comprimento, denominado comprimento da rótula plástica (L_{pl}).

$$\theta_{um,pl} = (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v}\right) \quad (84)$$

Com a contribuição destas duas parcelas, é possível determinar a capacidade última de rotação da corda (θ_{um}), expressa por:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v}\right) \right) \quad (85)$$

em que:

γ_{el} de acordo com a EC8-3, se for utilizado o modelo de cintagem definido em 3.1.9 da EC2-1-1 no cálculo da curvatura última da secção de extremidade (ϕ_u) e o valor de L_{pl} obtido da expressão 86, então o coeficiente γ_{el} poderá ser considerado igual a 2,0 para elementos sísmicos primários e 1,0 para secundários. Se, em contrapartida, for utilizado o modelo de cintagem definido pela EC8-3 e com o valor de L_{pl} obtido da expressão 87, o coeficiente γ_{el} poderá ser considerado igual a 1,7 para elementos sísmicos primários e 1,0 para secundários.

θ_y rotação da corda na cedência;

ϕ_y curvatura na cedência da secção de extremidade (menor dos valores das expressões 65 e 66);

ϕ_u curvatura última da secção de extremidade;

L_{pl} comprimento da rótula plástica;

O valor do comprimento da rótula plástica (L_{pl}) depende de como é considerado o aumento da resistência e da capacidade de deformação do betão devido ao confinamento no cálculo da curvatura última da secção de extremidade (ϕ_u).

Se for adotado o modelo de confinamento presente no parágrafo 3.1.9(1) e (2) da EC2-1-1, L_{pl} vale:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_b f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (86)$$

No entanto, se for adotado o modelo de confinamento do parágrafo A.3.2.2 (8) da EC8-3, L_{pl} vale:

$$L_{pl} = \frac{L_V}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bL} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (87)$$

em que:

h altura do elemento;

d_{bL} valor do diâmetro médio das armaduras tracionadas;

f_y valor médio da tensão de cedência do aço, dividido pelo coeficiente de confiança;

f_c valor médio da tensão de rotura à compressão do betão, dividido pelo coeficiente de confiança.

No que diz respeito ao cálculo da curvatura última (ϕ_u) da secção de extremidade, considera-se a ocorrência da mesma quando a resistência à flexão da secção diminui em 80% do seu valor inicial. Tal diminuição pode ser atingida caso o esmagamento e/ou destacamento do recobrimento de betão provoque uma redução maior que 20% da resistência a flexão na secção, neste caso será considerado rotura e consequentemente a curvatura última da secção, situação mais comum em pilares com baixa taxa de confinamento (típicos de edifícios existentes sem dimensionamento sísmico). A curvatura última (ϕ_u) pode ocorrer numa fase posterior, com o esmagamento e/ou destacamento no betão confinado, ou com a rotura da armadura longitudinal, ocasionando uma redução da resistência à flexão maior que 20%.

A EC8-3, parágrafo A.3.2.2(7), informa que no cálculo de ϕ_u , a extensão última do aço da armadura (ε_{su}) depende da sua classe, em que, de acordo com o Anexo C da EC2-1-1:

$\varepsilon_{su} = 2,5\%$ para classe A

$\varepsilon_{su} = 5,0\%$ para classe B

$\varepsilon_{su} = 6,0\%$ para classe C

De acordo com Mpampatsikos, V. *et al* (2008) e Costa, R, Providencia, P. (2019), constata-se que o cálculo da capacidade de curvatura não é trivial, pois o equilíbrio e a compatibilidade da secção devem ser verificados. Com isso, é comum utilizar modelos numéricos baseados nas relações seccionais de equilíbrio e compatibilidade e nas leis constitutivas dos materiais para a determinar.

Por fim refere-se que, no que diz respeito ao cálculo da capacidade em elementos/mecanismos dúcteis, estudos como os de Mpampatsikos, V. *et al* (2008) e Fernandes, A. (2008) concluem que existe a possibilidade de simplificar estes procedimentos, assumindo a carga axial (N) devido as ações gravíticas e o valor do vão de corte (L_V) simplificado, ou seja, $L_V = L/2$, como visto em 2.6.1 deste trabalho.

2.7.5. CAPACIDADE EM ELEMENTOS/MECANISMOS FRÁGEIS

Uma estrutura quando solicitada por um evento sísmico (ações cíclicas) é submetida a grandes deformações (exigência de ductilidade) que consequentemente conduzem a uma elevada degradação das zonas dissipativas dos elementos estruturais (comportamento inelástico), nomeadamente pilares, vigas e paredes. Essa degradação conduz numa diminuição da resistência ao corte destes elementos, causados por fenómenos como a cedência das armaduras por efeito de ferrolho, propagação das fendas de flexão por toda a altura da secção, entre outros.

Em virtude do apresentado à cima, a EC8-3 indica que, na avaliação da capacidade resistente de pilares, vigas e paredes, deverá ser utilizado o valor mínimo da resistência ao esforço transversal calculado com a EC2-1-1 ou através das expressões presentes no anexo A da EC8-3.

Para ambas as expressões, deverá ser utilizado o valor médio da resistência dos materiais dividido pelo coeficiente de confiança (CF) e o valor nominal da resistência dos materiais novos, quando se trata de elementos sísmicos secundários (ESS). Para os elementos sísmicos primários (ESP), o valor médio da resistência dos materiais dividido pelo coeficiente de confiança (CF) deverá ainda ser dividido pelo coeficiente parcial de segurança dos materiais (γ_m).

Em suma, a resistência ao esforço transversal em pilares, vigas e paredes é dada por:

$$V_R = \min\{V_{R,EC2}; V_{R,EC8-3}\} \quad (88)$$

Os parágrafos A.3.3.2(1) e A.3.4.2(1) da EC8-3 informam ainda que a verificação à excedência dos estados limites SD e DL não é necessária, tanto para pilares, vigas e paredes como para os nós, a menos que sejam os únicos estados limites a serem verificados.

A resistência ao esforço transversal de acordo com a EC2-1-1 baseia-se num modelo de treliça, conforme ilustrado na figura 17.

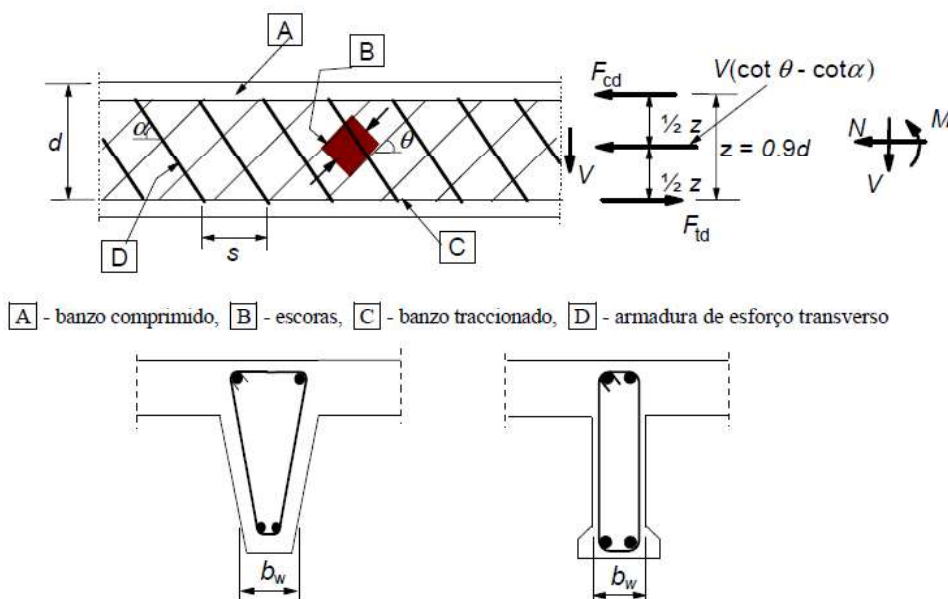


Fig.17 – Modelo de treliça de acordo com a EC2-1-1

Obtém-se o valor da resistência ao esforço transversal em uma secção, de acordo com a EC2-1-1 ($V_{R,EC2}$), pelo menor dos valores (89) e (90):

$$V_{R,EC2,sw} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (89)$$

$$V_{R,EC2,c} = \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (90)$$

a primeira expressão leva em conta a rotura da armadura transversal e a segunda, a rotura por esmagamento das escoras diagonais do betão, em que:

A_{sw} área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

f_{yw} valor da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

s espaçamento dos estribos;

z braço do binário das forças interiores;

α ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga (ver Fig.17);

θ ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga (ver Fig.17);

α_{cw} coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. O valor recomendado, de acordo com o parágrafo 6.2.3(3) da EC2-1-1 é conforme segue:

1,0 para estruturas não pré-esforçadas;

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para} \quad 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_c \quad (91)$$

$$1,25 \quad \text{para} \quad 0,25f_c < \sigma_{cp} \leq 0,5f_c \quad (92)$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para} \quad 0,5f_c < \sigma_{cp} < 1,0f_c \quad (93)$$

v_1 coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

$$v_1 = 0,6 \quad \text{para} \quad f_c \leq 60MPa \quad (94)$$

$$v_1 = 0,9 - f_c/200 \quad \text{para} \quad 60MPa < f_c < 80MPa \quad (95)$$

$$v_1 = 0,5 \quad \text{para} \quad f_c > 80MPa \quad (96)$$

σ_{cp} tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devido ao esforço axial.

A expressão utilizada para calcular a resistência ao esforço transversal de acordo com a EC8-3 baseia-se em fundamentos empíricos, que leva em consideração os efeitos da ação cíclica e da resposta inelástica dos elementos estruturais. Como visto, as deformações inelásticas causam uma maior degradação da resistência ao corte, o que é considerado na expressão 97 (sendo as unidades MN e metros):

$$V_{R,EC8-3} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (97)$$

em que:

- γ_{el} igual a 1,15 e 1,0 para os elementos sísmicos primários e secundários respetivamente;
- h altura da secção transversal;
- x altura da zona comprimida;
- L_V comprimento do vão de corte;
- N esforço axial de compressão (positivo, considerado igual a zero em tração);
- A_c área da secção transversal, considerado igual $b_w d$ para uma secção transversal com uma alma retangular;
- f_c valor médio da tensão de rotura à compressão do betão, dividido por CF;
- ρ_{tot} taxa total de armaduras longitudinais;
- V_w contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal, considerada igual a:

Para secções transversais de alma retangular de largura b_w :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (98)$$

em que:

- ρ_w percentagem de armaduras transversais;
- Z braço do binário de forças;
- f_{yw} tensão de cedência das armaduras transversais.

Para secções transversais circulares:

$$V_w = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D - 2c) \quad (99)$$

em que:

- A_{sw} área da secção transversal de um estribo circular;
- s espaçamento entre eixos dos estribos;
- D diâmetro da secção;
- C recobrimento do betão.

μ_{Δ}^{pl} parte plástica do coeficiente de ductilidade, dada pelo quociente entre a exigência relativa à deformação em termos da rotação plástica da corda $\theta_{D,pl}$ e a rotação da corda na cedência do elemento θ_y :

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{D,pl}}{\theta_y} = \frac{\theta_D - \theta_y}{\theta_y} \quad (100)$$

A expressão da EC8-3 baseia-se na possibilidade de ocorrência de dois comportamentos distintos:

Rotura frágil: quando a rotura por corte antecede a cedência por flexão, em que o esforço transversal na cedência em flexão $V_y = M_y/L_V > V_{R,EC8-3}$, com $\mu_{\Delta}^{pl} = 0$.

Rotura dúctil: quando a rotura por corte ocorre após a cedência por flexão, devido à degradação da resistência ao corte. $V_y = M_y/L_V < V_{R,EC8-3}$.

A respeito da resistência ao **esforço transversal de paredes de betão**, a EC8-3 limita esta resistência pelo valor correspondente à rotura por esmagamento da alma, através da expressão (sendo as unidades MN e metros):

$$V_{R,max} = \frac{0,85(1 - 0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c f_c}\right) \right) \cdot (1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot})) \left(1 - 0,2 \min\left(2; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (101)$$

A EC8-3 também limita a resistência **ao esforço transversal de pilares** com $(L_V/h < 2)$, em que a sua resistência ao esforço transversal não pode ser superior ao valor correspondente à rotura por esmagamento da alma ao longo da diagonal do pilar após a cedência por flexão, com a expressão empírica (sendo as unidades MN e metros):

$$V_{R,max} = \frac{4/7(1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \cdot (1 + 0,45 (100\rho_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta \quad (102)$$

Em que δ é o ângulo entre a escora diagonal longitudinal e o eixo do pilar ($\tan \delta = h/2L_V$) e os restantes coeficientes coincidem com as da expressão 96.

No que diz respeito à verificação da resistência ao **esforço transversal de nós viga-pilar**, a EC8-3 faz referência aos modelos resistentes da EC8-1, que apresentam dois possíveis modos de rotura do nó:

- Pelo esmagamento da escora diagonal de betão;
- Rotura da armadura transversal.

Com isso, a resistência ao corte pode ser dada pelo menor destes dois valores, conforme segue:

$$V_{R,j} = \min\{V_{R,j,c} ; V_{R,j,s}\} \quad (103)$$

Tal como os elementos lineares, para a correta verificação de segurança dos nós é necessário usar o valor médio da resistência dos materiais existentes dividido pelo coeficiente de confiança (CF). E tratando-se de um nó em que pelo menos um dos elementos sísmicos é primário, o valor anterior deverá ainda ser dividido pelo coeficiente parcial de segurança dos materiais (γ_m).

Tratando-se do modo de rotura através do esmagamento da escora diagonal de betão, a EC8-1 informa que a compressão diagonal induzida no nó pelo mecanismo de biela não deve exceder a resistência do betão à compressão na presença de extensões de tração transversais. Poderá ser satisfeito este requisito recorrendo à expressão:

$$V_{R,j,c} = c_j \cdot \eta \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_{jc} \quad (104)$$

em que:

- c_j coeficiente com valor 1 em nós viga-pilar interiores e 0,8 nos exteriores;
- f_c tensão de rotura do betão à compressão;
- v_d esforço axial reduzido no pilar acima do nó, dado por $v_d = N_c / (b \cdot h \cdot f_c)$;
- h_{jc} distância entre as camadas extremas da armadura longitudinal do pilar;
- b_j largura efetiva do nó, dada por:

$$b_j = \begin{cases} \min\left\{b_c; b_w + \frac{h_c}{2}\right\}, & \text{se } b_c > b_w \\ \min\left\{b_w; b_c + \frac{h_b}{2}\right\}, & \text{se } b_c \leq b_w \end{cases} \quad (105)$$

com b_w igual a largura da alma da viga;

- η coeficiente que considera a redução da resistência à compressão do betão devida a tração transversal:

$$\eta = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad (106)$$

A respeito da rotura através da armadura transversal, a EC8-1 informa que deve-se limitar a tração diagonal máxima no betão igual a resistência à tração do betão ($\sigma_{ct} \leq f_{ct}$) adotando um confinamento adequado do nó, pois quando ocorre a rotura do betão à tração, simultaneamente ocorre o rompimento da armadura transversal. Assim, a resistência ao esforço transversal nos nós viga-pilar quando o betão atinge esta tensão pode ser dada pela seguinte expressão:

$$V_{R,j,EC8-1,s} = b_j \cdot h_{jc} \cdot f_{ct} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{A_{sh}}{b_j \cdot h_{jb}} \cdot \frac{f_{tw}}{f_{ct}}\right) \cdot \left(1 + v_d \cdot \frac{f_c}{f_{ct}}\right)} \quad (107)$$

em que:

- A_{sh} área da armadura transversal na ligação;
- f_{tw} tensão de rotura à tração da armadura transversal na ligação;
- h_{jb} distância entre as armaduras longitudinais superior e inferior da viga;
- f_{ct} tensão de rotura do betão à tração;

Em alternativa a expressão (106), a EC8-1 apresenta expressões para quantificar a armadura necessária a dispor no nó viga-pilar de forma a preservar a integridade do nó após a fendilhação diagonal.

Nos nós interiores:

$$A_{sh} \cdot f_{tw} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{tl} (1 - 0,8v_d) \quad (108)$$

Nos nós exteriores:

$$A_{sh} \cdot f_{tw} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{tl} (1 - 0,8v_d) \quad (109)$$

Em que A_{s1} e A_{s2} é a área da secção da armadura longitudinal de tração e compressão respetivamente e γ_{Rd} é um coeficiente que tem em conta a sobrerresistencia devida ao endurecimento do aço e que não deve ser superior a 1,2. Além disso, é necessário que o pilar apresente armaduras dispostas na direção vertical atravessando o nó, entre os varões de canto, de forma que:

$$A_{sv,i} = (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc}/h_{jb}) \quad (110)$$

2.8. ESTRATÉGIAS E TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO E REFORÇO

Se houver necessidade de uma intervenção sobre a estrutura, após os procedimentos de análise e verificação de segurança, devem ser tomadas as devidas providências em relação as estratégias e técnicas de intervenção e reforço a serem adotadas.

Tais estratégias e técnicas de intervenção e reforço devem ser avaliadas a cada caso, é necessário ter em atenção os aspetos sociais e económicos, assim como a interrupção da utilização ou da ocupação durante a intervenção. É de suma importância que uma intervenção ocorra da forma mais conveniente possível, execução limpa, rápida e que evite causar perturbações de uso do edifício. Estes fatores são decisivos para a escolha da estratégia e técnica a ser utilizada. (Arêde, A. - 2019)

2.8.1. ESTRATÉGIAS DE INTERVENÇÃO

Há duas estratégias que podem ser adotadas em uma intervenção:

Primeira estratégia (E1): Consiste na redução da exigência sísmica nos elementos existentes e na estrutura de forma global.

Segunda estratégia (E2): Consiste no aumento da capacidade dos elementos existentes.

Cada estratégia pode envolver uma ou mais técnicas e cada técnica possui suas vantagens e desvantagens, que podem depender de diversos fatores, como por exemplo:

- Custo e disponibilidade dos materiais e tecnologias da região;
- Duração da intervenção/condicionamentos à utilização do edifício;
- Restrições da utilização do edifício e restrições arquitetónicas;
- Reversibilidade da intervenção.

Cada intervenção é única e cada caso é um caso, entretanto pode-se dizer que, se a estrutura possui uma deficiência global, a estratégia 1 é normalmente mais viável, caso a estrutura possua apenas alguns elementos com capacidade resistente insuficiente, a estratégia 2 é normalmente mais viável.

2.8.2. TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO E REFORÇO

Técnicas que utilizam o encamisamento de um elemento estrutural são normalmente utilizadas no âmbito da estratégia 2 e técnicas que tem em consideração a adição de um novo elemento à estrutura ou a transformação de um elemento já existente com a intenção de aumentar a rigidez lateral da estrutura diz respeito a estratégia 1 de intervenção. Segue abaixo a descrição das principais técnicas utilizadas no âmbito das estratégias abordadas à cima.

Reforço com encamisamento de betão armado

Este tipo de solução traz enormes vantagens como o aumento da capacidade de deformação, aumento da resistência ao corte e o aumento da rigidez, além de ser uma técnica de fácil execução. Este tipo de reforço traz uma enorme vantagem em comparação com outras técnicas que é a possibilidade de reforçar os nós da estrutura, locais onde se concentram grandes esforços devido a exigência sísmica e que geralmente são fracamente armados. Essa situação é mais corrente em elementos verticais quando o objetivo é aumentar a resistência a flexão. No entanto, vale ressaltar que, se o objetivo do encamisamento for de melhorar a capacidade de deformação do elemento ou aumentar a resistência ao corte, sem visar o aumento da resistência à flexão, é recomendável não prolongar o encamisamento até o nó, pelo contrário, é recomendável deixar uma folga de 1 cm entre o fim do encamisamento do elemento e o nó, evitando assim aumentar indiretamente a resistência à flexão do elemento que pode acarretar no aumento da exigência ao corte no elemento e no nó adjacente.

Esta técnica também traz inconvenientes, como a necessidade de escoramento até o betão criar alguma resistência (maior tempo de intervenção), o reforço com este tipo de solução cria elementos de dimensões muito superiores às iniciais do projeto e normalmente, esta técnica em comparação com as outras, causa uma maior perturbação e interrupção de ocupação bem como a produção de mais resíduos.



Fig.18 – Exemplo de encamisamento de betão armado em vigas e pilares

Reforço com aço/chapas metálicas

O aço hoje em dia se tornou uma tecnologia corrente na indústria da construção e que pode ser facilmente encontrada, tal como o betão. É um material que também traz enormes vantagens e possibilidades de reforço, tais como:

- Cantoneiras a funcionar como armadura longitudinal para o aumento da resistência a flexão;
- Chapas transversais a funcionar como estribos para o aumento da resistência ao corte;
- Encamisamento de chapas de aço à volta de pilares para aumentar o confinamento do betão e promover uma maior ductilidade do elemento e aumento da resistência ao corte. (encamisamento na direção transversal).
- Encamisamento na direção longitudinal para aumento da resistência à flexão, no entanto há de garantir uma adequada ligação do elemento reforçado aos elementos adjacentes.

A utilização desta técnica também traz inconvenientes, o aço é um material pesado que pode ser de difícil trabalhabilidade dependendo do caso. É também um material mais caro que o betão e é comumente utilizado em situações de emergência, acidente ou sismo, para evitar o colapso de elementos fortemente danificados antes da avaliação e reabilitação efetiva da estrutura.



Fig.19 – Exemplo de encamisamento com cantoneiras e chapas transversais de aço em pilares

Reforço com FRPs

Os polímeros reforçados com fibras (FRPs), dizem respeito a um compósito cada vez mais utilizado na construção civil, principalmente no âmbito da reabilitação de estruturas. Além do reforço com este material proporcionar o aumento da resistência ao corte e capacidade de deformação, é uma solução que não causa inconvenientes de ocupação de espaço em sua aplicação, há ganhos elevados de resistências sem aumentar a dimensão do elemento estrutural, é um material imune a corrosão, entre outros.

Entretanto, como os outros materiais, também há inconvenientes. FRPs na atualidade tem um elevado rácio custo/peso, é muito sensível a temperatura e ao fogo e a sua aplicação com o objetivo de aumentar a resistência dos elementos à momentos flectores contra as ações sísmicas não são de fácil execução. Isto porque os FRPs colados na direção longitudinal de um elemento não são fáceis de se prolongar para além da extremidade do elemento e se envolver no nó, onde os momentos são máximos.



Fig.20 – Exemplo de reforço com FRP (flexão, flexão mais corte e encamisamento, respetivamente)

Adição de um novo sistema de contraventamento em aço

Consiste em adicionar elementos diagonais de contraventamento em vãos seleccionados e em todos os pisos da estrutura ou apenas em pisos fracos, com o intuito de ganhar rigidez e controlar os deslocamentos laterais. Esta técnica tem a finalidade de resistir apenas a ação sísmica, juntamente com o pórtico de betão em que está encastrada.

Estes elementos diagonais são geralmente adicionados em locais onde não afetam a perturbação de uso do edifício, podendo ser colocado nas fachadas ou em pórticos interiores vazados, com o condicionalismo da arquitetura e das aberturas.

A intervenção a nível da fundação, comparado com a adição de novas paredes de betão, é bastante reduzida. O aspeto mais crítico desta solução é a ligação dos elementos de aço ao pórtico de betão existente.



Fig.21 – Exemplo de novo sistema de contraventamento em aço

Adição de novas paredes de betão

Técnica eficaz para o controlo dos deslocamentos laterais. Pode-se efetivar esta solução de diversas formas, preenchendo vãos estratégicos de pórticos existentes (preferencialmente na periferia do edifício para tornar fácil a execução da fundação), uma outra opção é converter paredes de enchimento em paredes estruturais, utilizando reboco armado, devidamente ancorado ao pórtico e as lajes para o correto funcionamento estrutural e adequada transferência de forças. Em ambos os casos, um deficiente detalhe de ancoragem pode levar a um caminho de forças inadequado ocasionando rotura frágil, é de suma importância assegurar a correta transmissão de esforços.

Ter em atenção que, se estes elementos forem projetados para absorver a maioria das forças horizontais, a sua fundação tem que ser igualmente tratada e projetada para tal. É de se esperar grandes esforços provenientes da ação sísmica nas paredes, ocasionando grandes momentos fletores em sua base. Uma incorreta transmissão de esforços em sua base pode ocasionar a rotação e levantamento da fundação (no caso de fundações isoladas), aumentando os deslocamentos laterais, bem como a rotação da corda nos elementos ligados a parede.

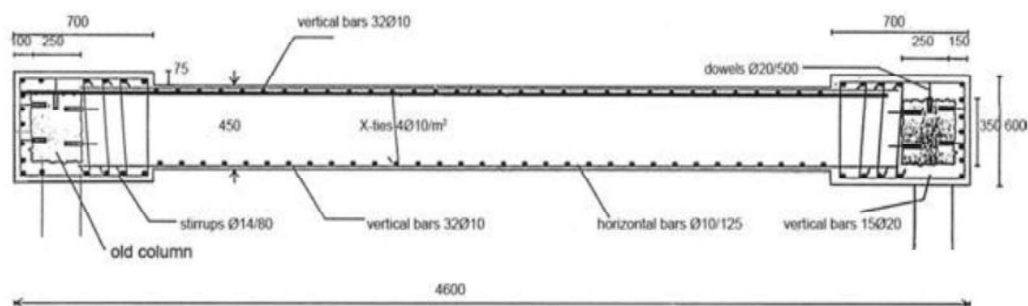


Fig.22 – Exemplo da adição de paredes de betão entre pilares



Fig.23 – Exemplo de rigidificação da fundação devido a inserção de novas paredes de contraventamento

Existem outros processos para o aumento da rigidez lateral da estrutura, menos correntes, como a redução da massa para diminuir as forças de inércia ou como a introdução de sistemas de dissipação de energia, isolamentos de base, que são técnicas mais sofisticadas, porém mais evasivas e caras e que são normalmente destinadas a edifícios especiais.

Um aspeto importante a se lembrar é que o reforço de um elemento estrutural, qualquer que seja a técnica adotada, não deve potenciar outros modos de rotura, como por exemplo:

- Introdução de irregularidades em planta ou em altura;
- Melhorar a resistência de um elemento não pode aumentar a exigência em outro.

2.9. SEQUÊNCIA DE OPERAÇÕES A ADOTAR

2.9.1. DESCRIÇÃO DE OPERAÇÕES

Com base no objetivo de elaborar um guião orientador para a avaliação e reabilitação sísmica de edifícios existentes de acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3, abaixo é proposta uma sequência de procedimentos necessários e fundamentais para este fim, procedimentos estes que estão contemplados no decorrer deste trabalho e que serviram de base para a criação da mesma.

- a) Definir os requisitos de desempenho da estrutura, ou seja, os requisitos fundamentais (estados de dano da estrutura). Isto porque todos os outros procedimentos irão se basear nesta primeira definição.
- b) Quantificar a ação sísmica. Para isso, é fundamental conhecer a sismicidade local de acordo com as autoridades competentes, as condições de terreno em que a estrutura se encontra e tudo que pode influenciar na resposta do sismo à estrutura, bem como a classe de importância e o período de retorno considerado da ação para definição da aceleração máxima, para assim ser possível definir um espectro de resposta fiável para a correta avaliação da estrutura.
- c) Determinar o nível de conhecimento da estrutura (coeficiente de confiança); este nível de conhecimento representa o nível de fiabilidade que se tem sobre a estrutura para a avaliação do projeto e, esse nível de fiabilidade é função da quantidade e da qualidade de informação recolhida da estrutura. Em suma, conhecer a sua geometria, seus materiais e suas disposições construtivas.
- d) Definir um modelo numérico fiável da estrutura. Para isso, deve-se escolher o método de análise a ser utilizado, que é função da sua regularidade estrutural e do nível de conhecimento que se tem sobre a estrutura.
- e) Com o modelo calibrado, determinar a exigência sísmica (D) sobre os elementos estruturais e calcular as respetivas capacidades (C).
- f) Avaliar o desempenho da estrutura, ou seja, comparar a exigência relativa a elementos dúcteis e frágeis (esforços ou deformações) com suas respetivas capacidades.
 - Se $D \leq C$ em todos os elementos, significa que o desempenho da estrutura é satisfatório e não há necessidade de intervir na estrutura, podendo efetuar o relatório que ateste o desempenho da estrutura (passo j).
 - Se $D > C$ em algum elemento, significa que o desempenho da estrutura é insatisfatório e é necessário intervir.
- g) Se for preciso intervir, será necessário definir os critérios de intervenção, ou seja, definir as estratégias e técnicas a serem utilizadas para solucionar as deficiências encontradas.
- h) Feito o passo (g), será necessário avaliar novamente a estrutura efetuando primeiramente a atualização do modelo numérico em conformidade com as alterações que foram definidas em (g) e de seguida avaliar novamente o desempenho da estrutura conforme os passos (e) e (f).
- i) O passo (h) acaba por ser iterativo; se no final do processo o desempenho continuar a ser insatisfatório em algum elemento, deverá ser alterada a solução de reabilitação até que o desempenho seja satisfatório em todos os elementos da estrutura.
- j) Por fim, efetuar um relatório que ateste o desempenho da estrutura.

2.9.2. FLUXOGRAMA

Segue abaixo o fluxograma com a proposta de procedimentos a adotar para a efetiva avaliação e reabilitação de edifícios existentes segundo o Eurocódigo 8 Parte 3.

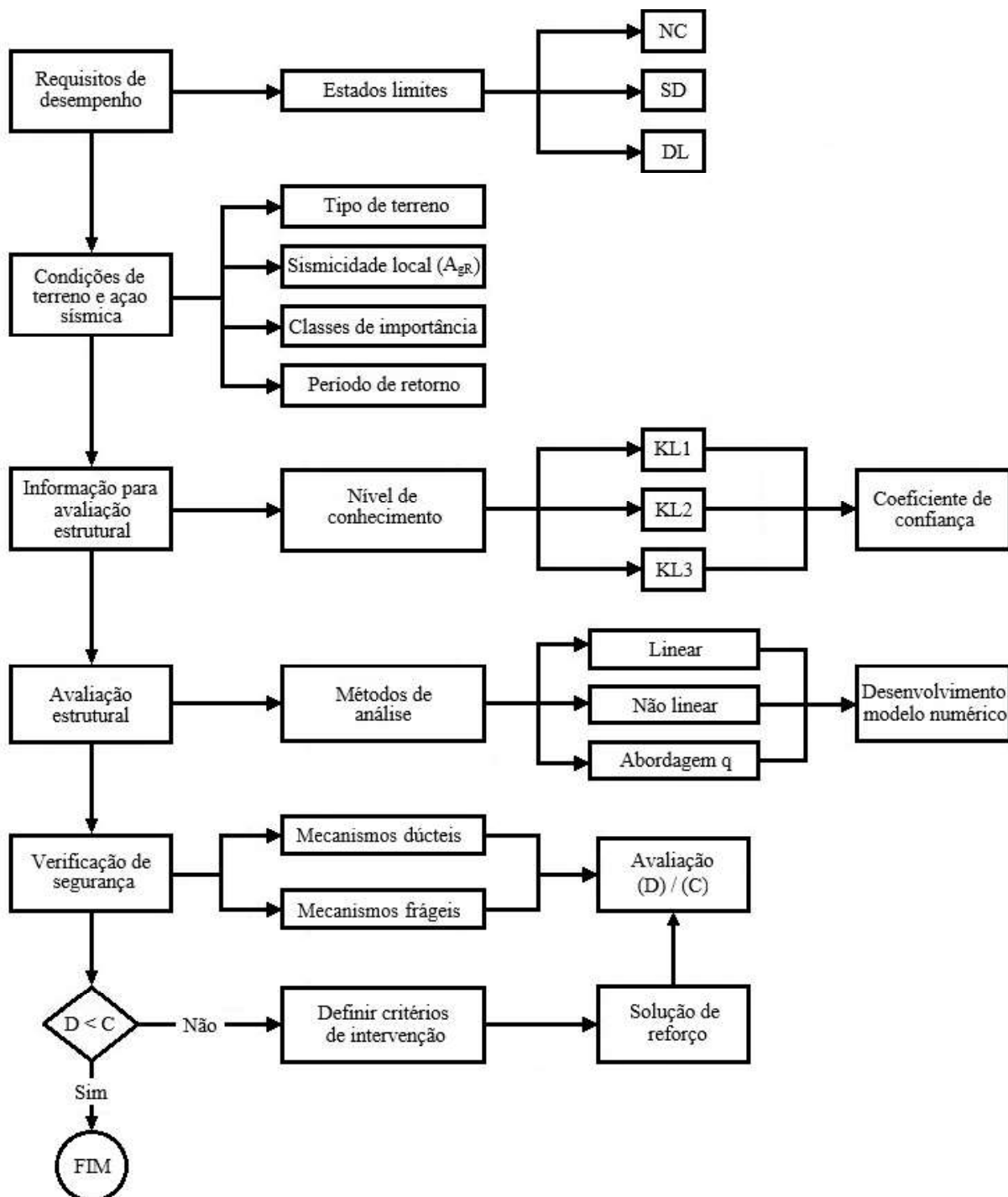


Fig.24 – Fluxograma/procedimentos para a avaliação e reabilitação sísmica de edifícios existentes

3

ELABORAÇÃO E VALIDAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO PARA AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES SEGUNDO A EC8-3

3.1. INTRODUÇÃO

Para uma maior produtividade e automatização na avaliação de segurança sísmica de uma estrutura existente, foi elaborada uma folha de cálculo capaz de extrair dados provenientes de um programa de cálculo (após a realização de uma análise sísmica), sendo possível determinar de forma automática a exigência sísmica (D) nos elementos estruturais em questão, bem como a sua capacidade (C), seguido da verificação $D < C$ que averigua se a estrutura cumpre ou não a segurança estrutural.

Hoje em dia existem alguns programas de cálculo que efetuam esta análise, como por exemplo o software SeismoStruct fornecido pela Seismosoft (2020), mas este programa não é comumente utilizado. Devido a isso, o público que se pretende atingir com esta folha de cálculo são os utilizadores de programas correntes em Portugal, como por exemplo o software SAP2000 fornecido pela CSI (2020), que tenham a necessidade de efetuar uma avaliação sísmica de um edifício já existente de acordo com as disposições descritas na EC8-3.

Para validar e garantir a devida fiabilidade dos resultados, a folha de cálculo foi submetida a comparações com os resultados fornecidos pelo programa SeismoStruct, utilizando como exemplo o caso de estudo 1 (Figuras 25, 26 e 27), que será abordado com detalhes adiante. Para isso, a modelação estrutural foi feita com o recurso dos dois programas de cálculo referidos acima, o SeismoStruct e o SAP2000, em que os resultados do SAP2000 foram utilizados conjuntamente com a folha de cálculo para determinar as respetivas exigências e capacidades sísmicas nos elementos da estrutura, e os resultados do SeismoStruct foram utilizados a título de comparação, como já referido.

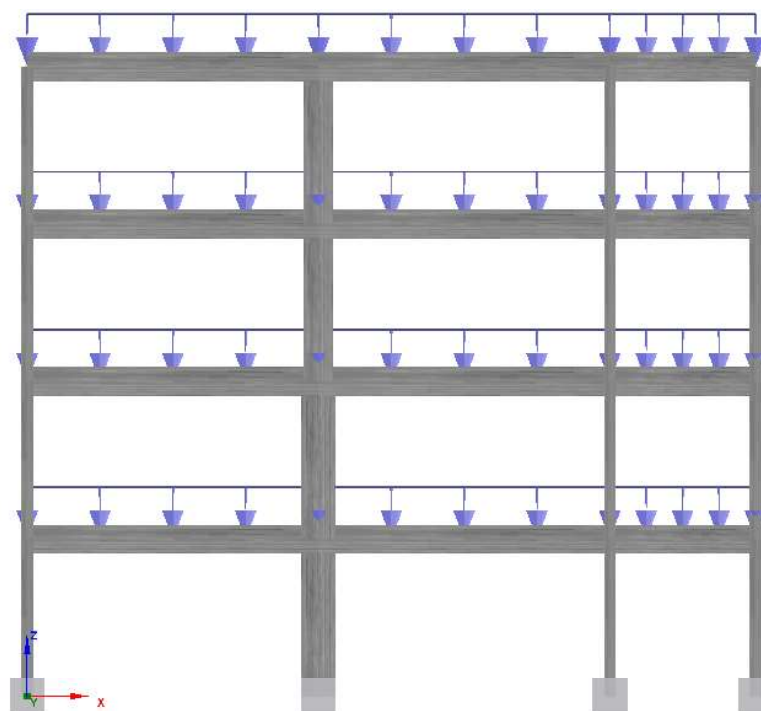


Fig.25 – Modelo do pórtico ICONS (caso de estudo 1) sem alvenaria feita com recurso ao programa SeismoStruct (SeismoSoft – 2020)

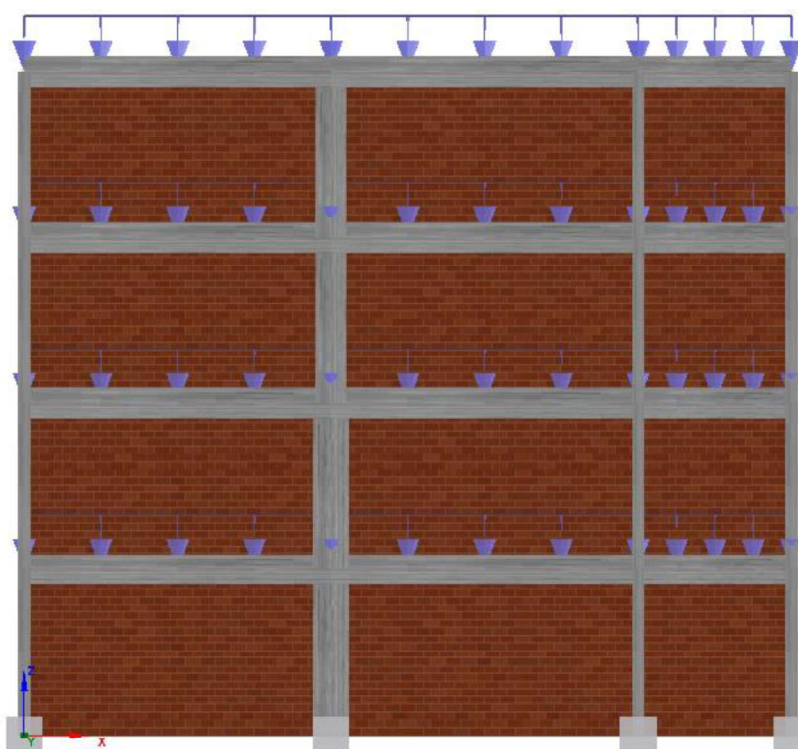


Fig.26 – Modelo do pórtico ICONS (caso de estudo 1) com alvenaria feita com recurso ao programa SeismoStruct (SeismoSoft – 2020)

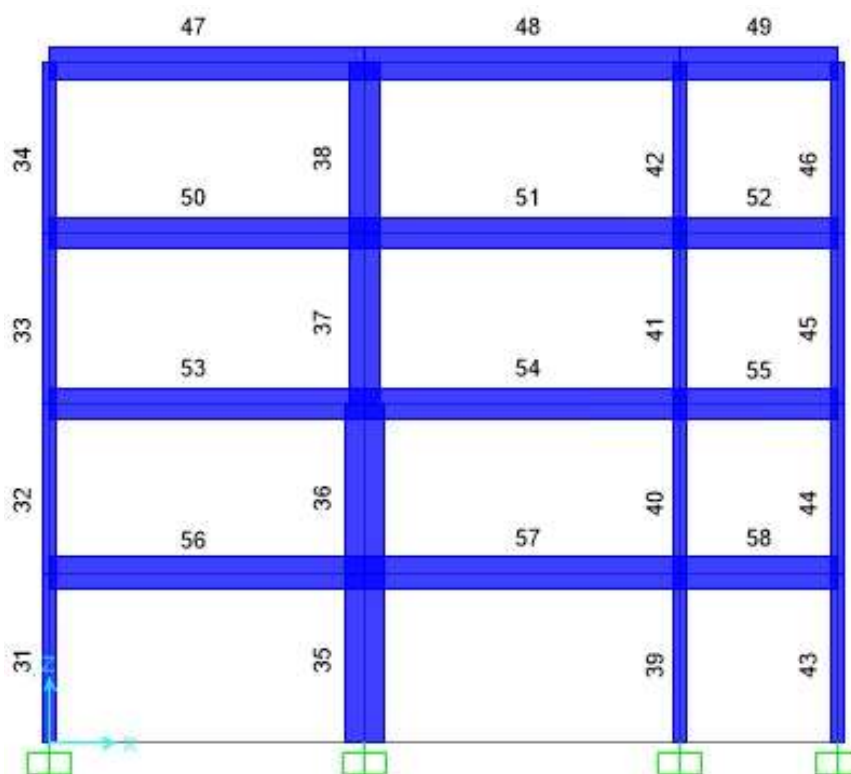


Fig.27 – Modelo do pórtico ICONS (caso de estudo 1) sem alvenaria feita com recurso ao programa SAP2000 (CSI – 2020)

3.2. APRESENTAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO

O intuito da elaboração da folha de cálculo foi o de criar uma ferramenta que permita avaliar a segurança estrutural de forma a cobrir todos os métodos de análises (lineares, não lineares e por coeficiente de comportamento q) e todos os estados limites (colapso iminente NC, danos severos SD e limitação de danos DL).

Inclui também a verificação da admissibilidade de uma análise linear, ou seja, efetua automaticamente o cálculo do rácio D/C em termos de momentos fletores nos elementos da estrutura (2.5.2.3). Todas as expressões nela utilizadas estão de acordo com o capítulo 2 do presente trabalho, que segue as orientações impostas pela EC8.

Assim, a folha de cálculo pode ser decomposta, simplificadamente, em quatro partes:

A primeira parte, ilustrada na Figura 28, diz respeito às informações iniciais e essenciais a se ter em uma avaliação sísmica, é nesta parte que deve ser escolhido o método de análise (2.5.1) utilizado, o estado limite de dano (2.2.1) a ser verificado e o nível de conhecimento (2.4.2) que se tem sobre a estrutura.

Além disto, nesta parte é mencionado o funcionamento da folha de cálculo, a convenção de sinais utilizada pela mesma e a informação sobre a admissibilidade da análise linear (2.5.2.3), caso a opção do método de análise seja uma análise linear.

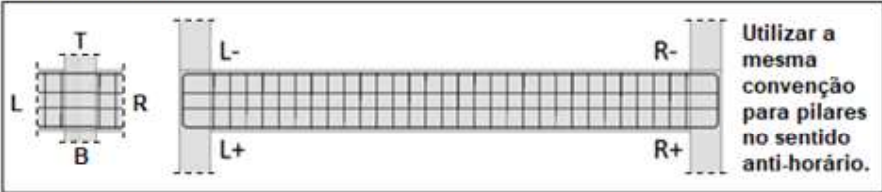
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Verificação de segurança sísmica segundo a EC8-3 - Elemento linear									
2										
3	Informações iniciais:									
4	Copiar conjunto de quatro linhas e colar abaixo para verificar um novo elemento;									
5	Branco: células alteráveis;									
6	Cinza: cálculo automático;									
7	Verde e vermelho: ok e not ok respetivamente.									
8	Ter em atenção que todas as células precisam estar preenchidas, caso contrário ocasionará erros.									
9										
10	Convenção de sinais:									
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19	Dados iniciais:									
20										
21	Método de análise			Estado limite a ser verificado			Nível de conhecimento			
22										
23	Análise Linear			DL			KL3			
24										
25										
26										
27	Não admissível									
28	ρ máx									
29	22.15									
30	ρ mín									
31	1.05									
32	ρ máx / ρ mín									
33	21.13									
34										

Fig.28 – Ilustração da folha de cálculo – primeira parte

No que concerne à convenção de sinais, L e R referem-se às extremidades esquerda e direita respetivamente de um dado elemento linear, em que os sinais (-) e (+) especificam a parte superior e inferior desta extremidade. A folha de cálculo está orientada para efetuar a verificação de segurança sísmica em um elemento linear analisando justamente estes quatro pontos, e não somente as duas extremidades do elemento.

Ao lado esquerdo da Figura 28, L, R, T e B referem-se respetivamente a face esquerda, direita, superior e inferior de um nó, em que este nó pode dizer respeito a extremidade esquerda ou direita de um dado elemento linear. Esta convenção é utilizada internamente pela folha de cálculo e serve para analisar os elementos adjacentes a um determinado elemento (Figura 34).

A **segunda parte**, ilustrada nas Figuras 29 e 30, diz respeito aos dados de entrada necessários para que seja possível efetuar o cálculo das exigências sísmicas e das capacidades dos elementos da estrutura. É nesta parte que deverá ser introduzido as propriedades geométricas e mecânicas dos materiais, quantificação das armaduras, as informações dos esforços provenientes da análise e a definição do tipo de elemento, ou seja, se diz respeito a um elemento primário ou secundário (2.7.1).

Importante ressaltar que, geralmente, após efetuada uma análise sísmica e retirado os esforços, as vigas tendem a apresentar um esforço axial (N) mínimo, quase perto de zero, pelo que este esforço pode ser considerado nulo. Na folha de cálculo, no caso de o elemento linear ser uma viga, o esforço axial (N) tem que ser considerado efetivamente igual a zero, isto porque é através deste parâmetro que a folha de cálculo vai reconhecer que o elemento diz respeito a uma viga e não a um pilar.

A carga uniformemente distribuída denominada na folha de cálculo por “Carga G” é utilizada para calcular a exigência sísmica (D) relativa ao esforço transversal em vigas quando se trata de uma análise linear onde estes esforços devem ser determinados de acordo com a capacidade real do elemento, pelo que este parâmetro em pilares normalmente é igual a zero.

L_{cl} refere-se ao comprimento livre do elemento linear.

	D	E	F	G	M	N	O	P	Q	R	S	T	AA	AB	AC
2															
4	Nome		ESP ou ESS	Propriedades Geométricas			Propriedades mecânicas (valores)			Esforços provenientes da análise					
5				L	L_{cl}	cob	b	h	f_{cm}	f_{ym}	E_s	N	M	V	
6				(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(kN)	(kN.m)	(kN)	
7															
8															
9	Pilar 1	L-		ESP	2.7	2.2	0.025	0.4	0.2	24.0	343.6	204.5	426.00	156.70	117.75
10		L+												160.85	117.75
11	0-1	R-												157.00	117.75
12		R+												147.00	117.75
13	Pilar 1	L-		ESP	2.7	2.2	0.025	0.4	0.2	24.0	343.6	204.5	315.00	218.00	172.11
14		L+												234.94	172.11
15	1-2	R-												229.76	172.11
16		R+												213.16	172.11
17	Pilar 1	L-		ESP	2.7	2.2	0.025	0.4	0.2	24.0	343.6	204.5	204.00	179.70	145.35
18		L+												195.94	145.35
19	2-3	R-												196.50	145.35
20		R+												180.14	145.35

Fig.29 – Ilustração da folha de cálculo – segunda parte – 1

	D	E	AR	AS	AT	AU	AW	AX	AY	AZ	DB	DC	DD
2													
4	Nome		Armadura longitudinal				Armadura da alma		Armadura transversal		Carga G	P/cálculo exigência rotação da corda	
5			n	ϕ	n	ϕ	n	ϕ	s	ϕ	qed,cqp	d,x,z,rel	$\theta_{i,y}$
6			(un)	(mm)	(un)	(mm)	(un)	(mm)	(m)	(mm)	kN/m	(mm)	(mrad)
7													
8													
9	Pilar 1	L-	3	12	0	0	0	0	0.15	6	0.00	26.52	0.00
10		L+	3	12	0	0	0	0					
11	0-1	R-	3	12	0	0	0	0	0.15	6		26.52	1.70
12		R+	3	12	0	0	0	0					
13	Pilar 1	L-	3	12	0	0	0	0	0.15	6	0.00	40.02	1.70
14		L+	3	12	0	0	0	0					
15	1-2	R-	3	12	0	0	0	0	0.15	6		40.02	2.54
16		R+	3	12	0	0	0	0					
17	Pilar 1	L-	3	12	0	0	0	0	0.15	6	0.00	34.90	2.54
18		L+	3	12	0	0	0	0					
19	2-3	R-	3	12	0	0	0	0	0.15	6		34.90	2.45
20		R+	3	12	0	0	0	0					

Fig.30 – Ilustração da folha de cálculo – segunda parte – 2

A **terceira parte** diz respeito as células ocultas, ou seja, que não estão visíveis na folha de cálculo. Nela são encontrados parâmetros de cálculos, cálculos intermédios e cálculos principais para que a verificação de segurança possa ser efetivada.

Na Figura 31 é mostrado um exemplo de células ocultas (referenciadas por ter um tom mais escuro) que contenham parâmetros de cálculo. Neste caso são mostrados os coeficientes de segurança e as propriedades mecânicas dos materiais, que mudam conforme o tipo de elemento (primário ou secundários) e/ou o nível de confiança que se tem sobre a estrutura.

	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z
2																							
4		Nome		ESP ou ESS	Coeficientes de segurança					Propriedades Geométricas					Propriedades mecânicas (valores médios ensaios)				Para o cálculo de elementos Dúcteis			Para calc. elem Frágeis	
5					yel	yel	yc	ys	CF	L	Lcl	cob	b	h	fcm	fym	Es	ftm	fc	fy	ft	fc	fy
6					Ductil	Frágil	Frágil	Frágil	-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
7																							
8																							
9																							
10		Pilar 1	L-	ESP	1.50	1.15	1.50	1.15	1.00	2.7	2.2	0.025	0.4	0.2	24.0	343.6	204.5	0	24	343.6	0	16	298.8
11		0-1	R-																				
12			R+																				
13		Pilar 1	L-	ESP	1.50	1.15	1.50	1.15	1.00	2.7	2.2	0.025	0.4	0.2	24.0	343.6	204.5	0	24	343.6	0	16	298.8
14		1-2	R-																				
15			R+																				
16																							
17		Pilar 1	L-	ESP	1.50	1.15	1.50	1.15	1.00	2.7	2.2	0.025	0.4	0.2	24.0	343.6	204.5	0	24	343.6	0	16	298.8
18		2-3	R-																				
19			R+																				
20																							

Fig.31 – Ilustração da folha de cálculo – terceira parte – 1

Na Figura 32 é mostrado um exemplo de células ocultas que contenham cálculos intermédios. Neste caso são mostrados os cálculos da área de aço, taxa geométrica de armadura (calculados pela Expressão 75) e de alguns parâmetros que servem para efetuar o cálculo da capacidade de rotação da corda na cedência (ver 2.7.4), como por exemplo a curvatura na cedência (ϕ_y) calculada pelas Expressões 65 e 66, e o momento fletor no instante da cedência (M_y) calculada pela Expressão 78.

	D	E	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	
2																					
4																					
5		Nome	Áreas de aço				Taxas geométricas de armadura				Coeficientes ref ao aço		Coeficientes ref ao betão		Prof E.N. na cedência		Curvatura de cedência		Momento de cedência		
6			As	As'	Asv	Asw	pl	pl'	plv	plw	Ky,s	aoγ,s	Ky,c	aoγ,c	ξy,s	ξy,c	φy,s	φy,c	My,s	My,c	
7			(cm2)	(cm2)	(cm2)	(cm2)	(%)	(%)	(%)	(%)							(0,001/m)		(kNm)	(kNm)	
8																					
9																					
10		Pilar 1	L-	3.39	3.39	0.00	0.57	0.520	0.520	0.000	0.087	0.2103	0.3631	-0.0768	0.0913	0.428	0.389	18.02	23.84	48.4	56.3
11		0-1	L+	3.39	3.39	0.00		0.520	0.520	0.000		0.2103	0.3631	-0.0768	0.0913	0.428	0.389	18.02	23.84	48.4	56.3
12			R-	3.39	3.39	0.00	0.57	0.520	0.520	0.000	0.087	0.2103	0.3631	-0.0768	0.0913	0.428	0.389	18.02	23.84	48.4	56.3
13			R+	3.39	3.39	0.00		0.520	0.520	0.000		0.2103	0.3631	-0.0768	0.0913	0.428	0.389	18.02	23.84	48.4	56.3
14		Pilar 1	L-	3.39	3.39	0.00	0.57	0.520	0.520	0.000	0.087	0.1749	0.2923	-0.0374	0.0913	0.393	0.342	16.99	27.10	40.8	54.1
15		1-2	L+	3.39	3.39	0.00		0.520	0.520	0.000		0.1749	0.2923	-0.0374	0.0913	0.393	0.342	16.99	27.10	40.8	54.1
16			R-	3.39	3.39	0.00	0.57	0.520	0.520	0.000	0.087	0.1749	0.2923	-0.0374	0.0913	0.393	0.342	16.99	27.10	40.8	54.1
17			R+	3.39	3.39	0.00		0.520	0.520	0.000		0.1749	0.2923	-0.0374	0.0913	0.393	0.342	16.99	27.10	40.8	54.1
18		Pilar 1	L-	3.39	3.39	0.00	0.57	0.520	0.520	0.000	0.087	0.1395	0.2215	0.0020	0.0913	0.351	0.300	15.89	30.86	32.9	52.4
19		2-3	L+	3.39	3.39	0.00		0.520	0.520	0.000		0.1395	0.2215	0.0020	0.0913	0.351	0.300	15.89	30.86	32.9	52.4
20			R-	3.39	3.39	0.00	0.57	0.520	0.520	0.000	0.087	0.1395	0.2215	0.0020	0.0913	0.351	0.300	15.89	30.86	32.9	52.4
			R+	3.39	3.39	0.00		0.520	0.520	0.000		0.1395	0.2215	0.0020	0.0913	0.351	0.300	15.89	30.86	32.9	52.4

Fig.32 – Ilustração da folha de cálculo – terceira parte – 2

Na Figura 33 é mostrado um exemplo de células ocultas que contenham cálculos principais. Nesta figura verificam-se os cálculos da capacidade da rotação da corda para os estados limites NC e SD, calculados através da Expressão 80, e para o estado limite DL calculado pelas Expressões 61 e 62. Verifica-se também o cálculo da capacidade resistente ao esforço transversal (V_R) calculada com as Expressões 89 e 90 sugeridas pela EC2 e pela Expressão 97 sugerida pela EC8-3, assim como a Expressão 102 que limita a resistência ao esforço transversal de pilares para o caso de ($L_V/h < 2$), designado na folha de cálculo por ($V_{R,max}$).

As colunas “DT” e “ED” estão programadas para atender o estado limite a ser verificado de acordo com o definido na primeira parte da folha de cálculo. Estas encontram-se visíveis e serão utilizadas para a verificação de segurança $D < C$.

	D	E	DN	DP	DR	DT	DV	DZ	EA	EB	EC	ED
2												
4	Nome		Capac NC	Capac SD	Capac DL	Capacidade DL		Resistência ao esforço transverso			Condição Vrd máx	Capacidade DL
5			θ_{um}	θ_{um}	θ_y	θ_C		$V_{r,EC2}$	$V_{r,EC3}$	$V_{r,max}$	Vrd	Vrd
6			(mrad)	(mrad)	(mrad)	(mrad)		DL	DL	DL	DL	(kN)
7												
8												
9	Pilar 1 0-1	L-	30.92	23.19	11.69	11.69		14.19	41.74	20.47	41.74	14.19
10		L+	30.92	23.19	11.69	11.69						14.19
11		R-	30.92	23.19	11.69	11.69		14.19	42.04	20.64	42.04	14.19
12		R+	30.92	23.19	11.69	11.69						14.19
13	Pilar 1 1-2	L-	33.68	25.26	11.23	11.23		14.19	41.06	17.76	41.06	14.19
14		L+	33.68	25.26	11.23	11.23						14.19
15		R-	33.68	25.26	11.23	11.23		14.19	41.22	17.84	41.22	14.19
16		R+	33.68	25.26	11.23	11.23						14.19
17	Pilar 1 2-3	L-	36.68	27.51	10.73	10.73		14.19	41.48	15.65	41.48	14.19
18		L+	36.68	27.51	10.73	10.73						14.19
19		R-	36.68	27.51	10.73	10.73		14.19	41.46	15.64	41.46	14.19
20		R+	36.68	27.51	10.73	10.73						14.19

Fig.33 – Ilustração da folha de cálculo – terceira parte – 3

É importante informar também que a folha de cálculo está programada para determinar a exigência relativa ao esforço transversal nos elementos lineares através do equilíbrio com as ações transmitidas pelos mecanismos dúcteis, quando se trata de uma análise linear onde o elemento encontra-se em regime plástico (ver 2.7.1 e Fig.12); para este cálculo ser possível, foi necessário criar uma solução para encontrar os elementos adjacentes que envolvem um dado elemento e essa solução está apresentada na Figura 34.

	A	B	C	D	E	EP	EQ	ER	ES	ET	EU	EV	EW	EZ	FA	FB
2																
4	Barra		Nó	Nome			Elementos adjacen a extremidade (L)			Elementos adjacen a extremidade (R)				Pilares		
5							L	T	B	R	T	B		P/ $\Sigma Mr,c$	P/ $\Sigma Mr,cf,b$	
6							Barra	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra				
7																
8																
9		31L-			L-									0R+	0R-	0L+
10	31	31L+	34	Pilar 1	L+		0	0	0	32	0	56		0R-	0L-	0R+
11		31R-		0-1	R-									32L+	0R+	56L-
12		31R+	35		R+									32L-	56L+	0R-
13		32L-			L-									31R+	0R-	56L+
14	32	32L+	35	Pilar 1	L+		31	0	56	33	0	53		31R-	56L-	0R+
15		32R-		1-2	R-									33L+	0R+	53L-
16		32R+	36		R+									33L-	53L+	0R-
17		33L-			L-									32R+	0R-	53L+
18	33	33L+	36	Pilar 1	L+		32	0	53	34	0	50		32R-	53L-	0R+
19		33R-		2-3	R-									34L+	0R+	50L-
20		33R+	37		R+									34L-	50L+	0R-

Fig.34 – Ilustração da folha de cálculo – terceira parte – 4

Basicamente, as colunas “EQ” a “EV” são responsáveis pela inserção da numeração das barras adjacentes a um nó de acordo com a convenção de sinais apresentada na Figura 28; as colunas de “EZ” a “FB” e de “FD” a “FF” estão programadas para indicar a face do elemento adjacente, em relação a um dado elemento principal, que favorece a resistência à flexão deste elemento mediante uma determinada rotação nodal (positiva ou negativa).

Tomando como exemplo a barra 32 apresentada na Figura 27; a barra 32 tem como elementos adjacentes à extremidade esquerda (L) as barras 31 (pilar) e 56 (viga) e tem como elementos adjacentes à extremidade direita (R) as barras 33 (pilar) e 53 (viga). Perante uma ação sísmica, os elementos adjacentes que contribuem, por exemplo, para a resistência à flexão da barra 32 em sua extremidade esquerda (L), é a extremidade direita (R) da barra 31 e a extremidade esquerda (L) da viga 56, podendo ser a face superior (+) ou inferior (-) de ambos, dependendo do sentido da ação sísmica.

Nas colunas “EZ” a “FB”, quando aparece a indicação “0” significa que não há nenhum elemento adjacente a esta extremidade. Para o caso dos pilares, quando o elemento está ligado a fundação, a contribuição do momento resistente vai ser igual a duas vezes o momento resistente da própria extremidade do elemento, isto porque, para quantificar de forma automática a resistência do elemento de fundação a folha de cálculo teria que ter em conta outros parâmetros que seriam utilizados apenas para efetuar este cálculo, não sendo viável inseri-los na folha de cálculo.

Assim, as Figuras 35 e 36 ilustram que, com a solução criada na Figura 34, se torna possível efetuar o cálculo da exigência ao esforço transversal quando se trata de elementos lineares em que atingiram a cedência. O pormenor destes cálculos bem como o significado de cada coeficiente apresentado nas Figuras 35 e 36 pode ser visto com maiores detalhes em 2.7.3 do capítulo 2.

	A	B	C	D	E	FG	FI	FJ	FK	FL	FM	FN	FO	FP	FQ	FR
2																
4	Barra		Nó	Nome		Cálculo Ved em pilares para uma análise linear quando $p > 1$										
5																
6						Lcl	Me,c	Mr,c	$\Sigma Mr,c$	$\Sigma Mr,cf,b$	β_c	$\beta_c Mr,c$	Mc,máx	Vd,c		
7						(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	-	(kNm)	(kNm)	(kN)		
8																
9		31L-	34	Pilar 1	L-		156.70	57.50	115.00	0.00	1.00	57.50	57.50		50.42	
10		31L+			L+		160.85	57.50	115.00	0.00	1.00	57.50	57.50		50.42	
11		31R-	35	0-1	R-		157.00	57.50	104.58	97.15	0.33	19.23	19.23		50.42	
12		31R+			R+		147.00	57.50	104.58	34.97	0.93	53.42	53.42		50.42	
13		32L-	35	Pilar 1	L-		218.00	47.07	104.58	34.97	0.93	43.73	43.73		41.28	
14		32L+			L+		234.94	47.07	104.58	97.15	0.33	15.74	15.74		41.28	
15		32R-	36	1-2	R-		229.76	47.07	83.72	97.15	0.42	19.66	19.66		41.28	
16		32R+			R+		213.16	47.07	83.72	34.97	1.00	47.07	47.07		41.28	
17		33L-	36	Pilar 1	L-		179.70	36.65	83.72	34.97	1.00	36.65	36.65		33.32	
18		33L+			L+		195.94	36.65	83.72	97.15	0.42	15.31	15.31		33.32	
19		33R-	37	2-3	R-		196.50	36.65	62.78	97.15	0.56	20.42	20.42		33.32	
20		33R+			R+		180.14	36.65	62.78	34.97	1.00	36.65	36.65		33.32	

Fig.35 – Ilustração da folha de cálculo – terceira parte – 5

	A	B	C	D	E	FS	FU	FV	FW	FX	FY	FZ	GA	GB	GC	GD	GE	GF	GH
2																			
4	Barra		Nó	Nome		Cálculo Ved em vigas para uma análise linear quando $p>1$													
5																			
6						x	Lcl	qed,cqp	Vg	Me,b	Mr,b	ΣMr,b	ΣMr,cf,c	βb	βb.Mr,b	Mb,máx	Vd,b	Vd,b,0.25Lc	
7						(m)	(m)	(kN/m)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	-	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	
73																			
74	56	56L-	35	Viga 1 1	L-	0.00	5.00	15.10	37.75	382.51	97.15	97.15	104.58	1.000	97.15	97.15	64.2	45.3	
75		56L+			L+	411.31				34.97	34.97	104.58	1.000	34.97	34.97				
76		56R-	40		R-	659.38				155.44	190.42	729.13	1.000	155.44	155.44	75.8	57.0		
77		56R+			R+	774.83				34.97	225.39	729.13	1.000	34.97	34.97				
78	57	57L-	40	Viga 2 1	L-	0.00	5.00	15.10	37.75	640.35	190.42	225.39	729.13	1.000	190.42	190.42	82.8	64.0	
79		57L+			L+	747.08				34.97	190.42	729.13	1.000	34.97	34.97				
80		57R-	45		R-	308.65				62.18	97.15	145.10	1.000	62.18	62.18	57.2	38.3		
81		57R+			R+	365.41				34.97	132.13	145.10	1.000	34.97	34.97				
82	58	58L-	45	Viga 3 1	L-	0.00	2.50	15.10	18.88	77.05	97.15	132.13	145.10	1.000	97.15	77.05	63.7	54.2	
83		58L+			L+	121.11				34.97	97.15	145.10	1.000	34.97	34.97				
84		58R-	50		R-	262.70				52.46	52.46	77.76	1.000	52.46	52.46	53.8	44.4		
85		58R+			R+	270.07				34.97	34.97	77.76	1.000	34.97	34.97				

Fig.36 – Ilustração da folha de cálculo – terceira parte – 6

A **quarta parte**, apresentada em forma de exemplo na Figura 37, é responsável finalmente pela verificação de segurança. É nesta parte que será mostrado os valores das exigências (D) e das capacidades (C) dos elementos estruturais de acordo com o especificado nos passos anteriores, seguida da verificação $D < C$ para averiguar se o elemento cumpre ou não a segurança sísmica.

Esta parte está dividida em mecanismos dúcteis e mecanismos frágeis e apresenta uma condição final no lado da extrema direita que conclui se o elemento cumpre ou não as duas condições anteriores.

	D	E	DE	DF	DT	DU	DV	DY	ED	EE	EF	GJ
1												
2				Verif. Segurança Mec. Dúctil				Verif. Segurança Mec. Frágil				
4	Nome			Exigência	Capacidade	Condição		Exigência	Capacidade	Condição		
5				DL	DL			DL	DL			
6				θ_D	θ_C			Ved	Vrd			
7				(mrad)	(mrad)			(kN)	(kN)			
8												
9		L-		9.82	11.69	OK		50.42	14.19	KO		
10	Pilar 1	L+		9.82	11.69	OK		50.42	14.19	KO		KO
11	0-1	R-		8.13	11.69	OK		50.42	14.19	KO		
12		R+		8.13	11.69	OK		50.42	14.19	KO		
13		L-		13.13	11.23	KO		41.28	14.19	KO		
14	Pilar 1	L+		13.13	11.23	KO		41.28	14.19	KO		KO
15	1-2	R-		12.28	11.23	KO		41.28	14.19	KO		
16		R+		12.28	11.23	KO		41.28	14.19	KO		
17		L-		10.39	10.73	OK		33.32	14.19	KO		
18	Pilar 1	L+		10.39	10.73	OK		33.32	14.19	KO		KO
19	2-3	R-		10.48	10.73	OK		33.32	14.19	KO		
20		R+		10.48	10.73	OK		33.32	14.19	KO		

Fig.37 – Ilustração da folha de cálculo – quarta parte

Pode-se dizer que há uma **quinta parte** da folha de cálculo que diz respeito a otimização da mesma e que é descrito nos parágrafos a seguir.

Quando se trata de edifícios realmente pequenos e com poucos elementos estruturais, ou quando a verificação trata apenas de alguns elementos em separado, é viável inserir manualmente todas as informações necessárias de que a folha de cálculo necessita para efetuar a verificação de segurança. Porém quando se lida com edifícios de dimensões maiores com uma quantidade significativa de elementos estruturais, inserir manualmente essas informações acaba por ser um trabalho impraticável.

Devido a isso e pensando num modo de otimizar a folha de cálculo, foi elaborada pelo Dr. Rui Soares Silva uma rotina em Matlab (MathWorks - 2020) capaz de extrair informações de um programa de cálculo após uma análise sísmica ser efetuada, nomeadamente os valores dos esforços (axial, momento fletor, transversal), numeração das barras e seus respectivos nós, valor do deslocamento relativo entre os nós de uma barra e o valor da rotação nodal, para inserir automaticamente na folha de cálculo, diminuindo assim o trabalho de inserir manualmente tais informações. A rotina em Matlab (MathWorks - 2020) é uma ferramenta à parte, ou seja, a folha de cálculo não depende dela para estar em pleno funcionamento, mas, como visto nos parágrafos anteriores, faz-se necessário utilizá-la na maioria dos casos. Segue abaixo as etapas necessárias para a utilização da rotina em Matlab.

O **primeiro passo** é extrair do programa de cálculo os ficheiros necessários que contenham as informações pretendidas. Vale ressaltar que inicialmente a rotina em Matlab (MathWorks - 2020) foi pensada e criada para a utilização do software SAP2000 (CSI - 2020), pelo que as orientações que se seguem dizem respeito a este software de cálculo; no entanto pode-se extrair os mesmos ficheiros provenientes de outros softwares contanto que sigam as mesmas orientações e tenham as mesmas características.

Esses ficheiros deverão ser exportados para Excel (Microsoft), gravados com a extensão .csv e com os respectivos nomes dependendo da informação extraída. Antes de extrair os ficheiros, é necessário que os elementos da estrutura estejam organizados em grupos (Pilares, Colunas e Nós), para que a extração de resultados seja somente dos elementos solicitados.

No Quadro 15 é apresentado os ficheiros necessários a se obter e como extraí-los através do programa SAP2000 (SeismoSoft - 2020).

Quadro 15 – Ficheiros a se obter para a utilização da rotina em Matlab para a verificação de segurança sísmica

		Modo de extrair ficheiros através do SAP2000		
Nome do ficheiro	Conteúdo	Grupo	Caso de carga	Caminho
“Nods_Columns.csv”	Obter a numeração dos nós das colunas.	Pilares	Dead	- Show Tables; - Element Output; - Frame Output; - Table: Element Joint Forces; - Frames.
“Nods_Beams.csv”	Obter a numeração dos nós das vigas.	Vigas	Dead	- Show Tables; - Element Output; - Frame Output; - Table: Element Joint Forces; - Frames.
“Num_Columns.csv”	Obter a numeração das barras das colunas.	Pilares	Dead	- Show Tables; - Frame Assignments; - Frame Item Assignments; - Table: Frame Section Assignments.
“Num_Beams.csv”	Obter a numeração das barras das vigas.	Vigas	Dead	- Show Tables; - Frame Assignments; - Frame Item Assignments; - Table: Frame Section Assignments.

Quadro 15 – Ficheiros a se obter para utilização da rotina em Matlab para a verificação de segurança sísmica (continuação)

		Modo de extrair ficheiros através do SAP2000		
Nome do ficheiro	Conteúdo	Grupo	Caso de carga	Caminho
“Axial_Columns_CQP.csv”	Obter o esforço axial dos pilares para a combinação CQP.	Pilares	Combinação CQP	- Show Tables; - Analysis Results; - Element Output; - Frame Output; - Table: Element Forces; - Frames.
“Columns_Seismic.csv”	Obter os esforços dos pilares provenientes da combinação sísmica.	Pilares	Combinação sísmica	- Show Tables; - Analysis Results; - Element Output; - Frame Output; - Table: Element Forces; - Frames.
“Beams_Seismic.csv”	Obter os esforços das vigas provenientes da combinação sísmica.	Vigas	Combinação sísmica	- Show Tables; - Analysis Results; - Element Output; - Frame Output; - Table: Element Forces; - Frames.
“Nodes_Displ.csv”	Obter os deslocamentos e rotações nodais provenientes da combinação sísmica.	Nós	Combinação sísmica	- Show Tables; - Analysis Results; - Element Output; - Joint Output; - Displacements; - Table: Joint Displacements.

Feito isto, o **segundo passo** consiste em abrir o ficheiro “Script.m” em Matlab e carregar no ícone “Run” no topo da página. É fundamental que todos os ficheiros necessários a correr o script estejam na mesma pasta do computador.

3.3. APLICAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO - CASO DE ESTUDO 1

Para o caso de estudo 1, foram adotados dois pórticos construídos e ensaiados no âmbito do projeto ICONS enquadrados no programa de pesquisa do laboratório ELSA, em Itália (Varum, H. – 2003). Estes pórticos (Figura 38) dizem respeito a uma estrutura representativa do dimensionamento e construção dos anos 50 a 70 dos países do Sudoeste da Europa, e que não foram concebidas para resistir a forças sísmicas. Um dos pórticos ensaiado no laboratório ELSA incluía painéis de alvenaria preenchendo toda a sua estrutura e o outro foi ensaiado sem estes painéis, ou seja, vazado.

Este caso de estudo foi escolhido com a finalidade de validar os resultados da folha de cálculo comparativamente com os resultados do programa SeismoStruct (SeismoSoft – 2020). Para isso, foi efetuada a devida avaliação sísmica em conformidade com a sequência de procedimentos proposta no capítulo 2.

Além disto, pretende-se também comparar os resultados dos diferentes métodos de análises propostos pela EC8-3, bem como avaliar a importância da modelação dos painéis de enchimento em uma análise sísmica, pois a estrutura pode apresentar um comportamento completamente diferente (sendo este de forma favorável ou desfavorável) se a modelação dos painéis for negligenciada, conduzindo a resultados irreais do comportamento da estrutura.



Fig.38 – Pórticos ensaiados no âmbito do projeto ICONS – Varum, H. (2003)

3.3.1. GEOMETRIA E DETALHAMENTO DE ARMADURAS

Os dois pórticos são idênticos, tanto na geometria como no detalhamento das armaduras. São constituídos por quatro pisos (com altura de 2,7 m entre pisos) e três vãos (dois de 5 m e um de 2,5 m).

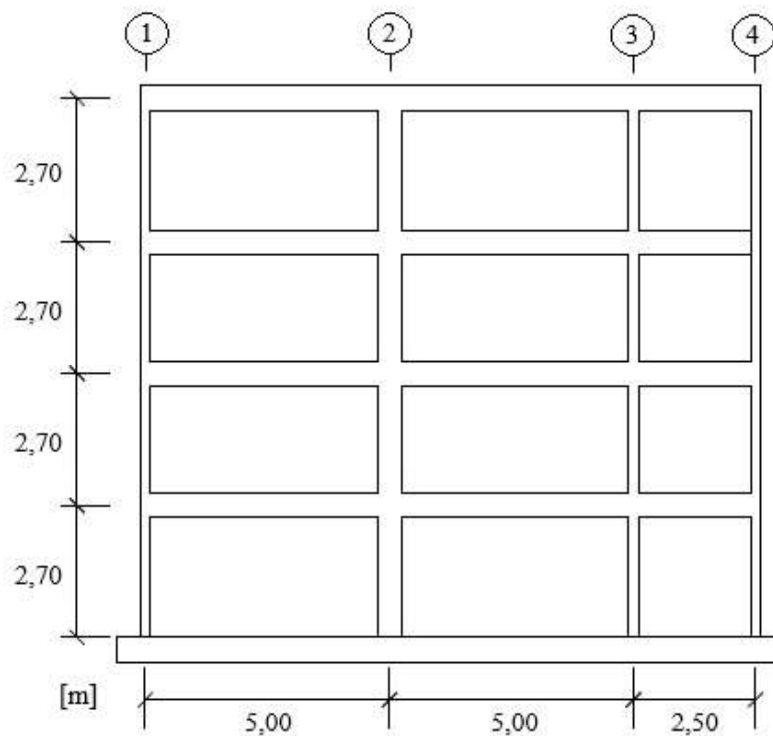


Fig.39 – Alçado do pórtico sem alvenaria – Rodrigues, H. (2005)

As lajes apresentam uma espessura constante de 0,15 m, estendendo-se 2 m para cada lado das vigas. As vigas são idênticas para todos os pisos, tanto na geometria como na pormenorização de armaduras. As vigas longitudinais têm 0,25 m de largura e 0,5 m de altura e as transversais 0,20 m de largura e 0,5 m de altura. Os pilares têm as mesmas características geométricas com exceção do pilar forte (2º da esquerda para direita) que muda de secção na transição do segundo para o terceiro piso.

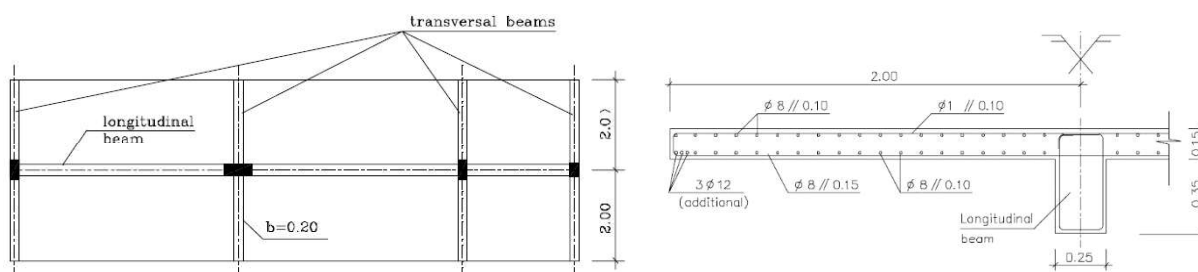


Fig.40 – Planta do pórtico; Pormenores da geometria e armadura da laje – Varum, H. (2003)

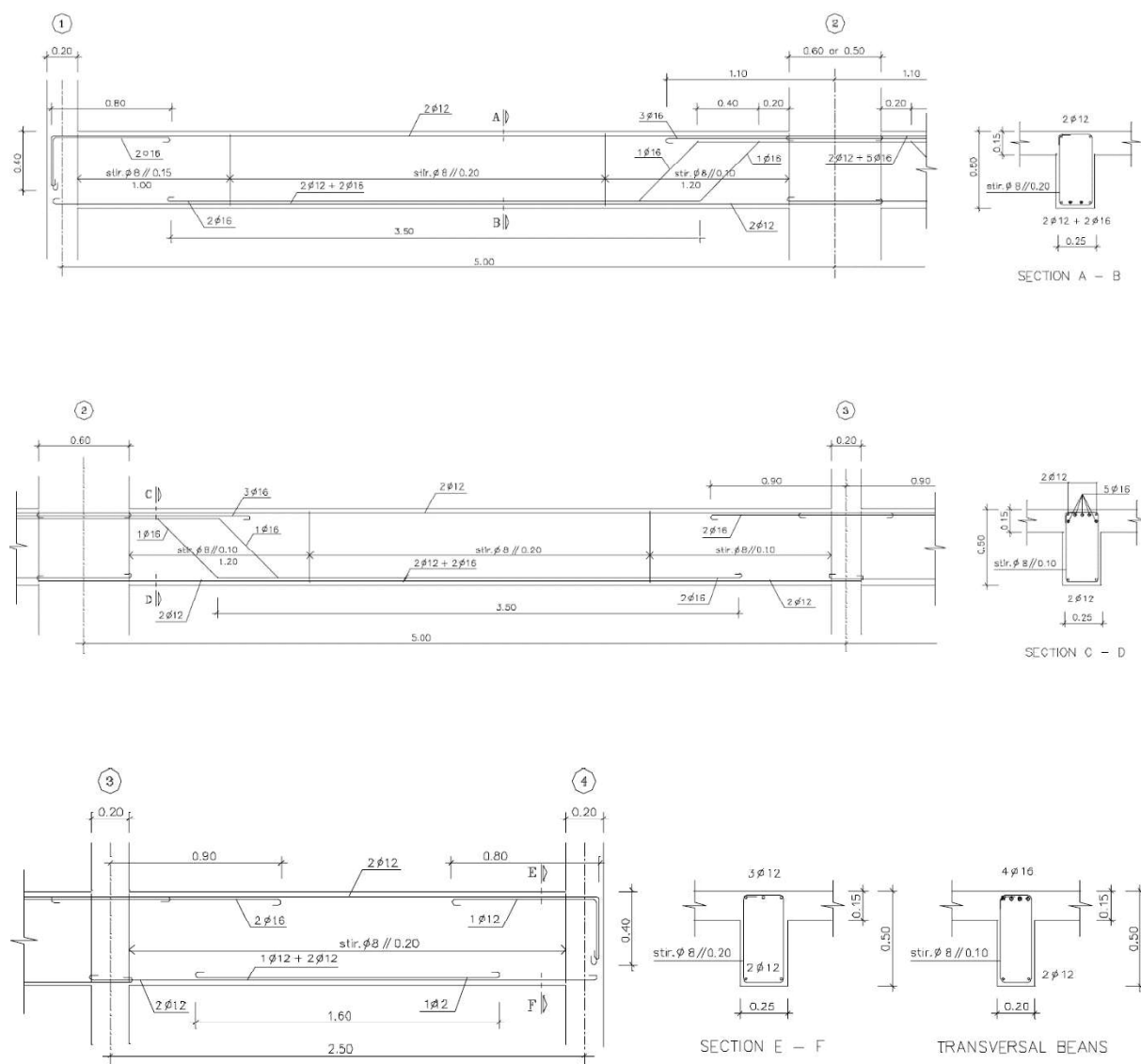


Fig.41 – Geometria e pormenores de armadura das vigas – Varum, H. (2003)

Vão	Secções		
	da esquerda	central	da direita
1º (5.0m)			
2º (5.0m)			
3º (2.5m)			

Fig.42 – Quadro resumo da geometria e pormenores de armadura das vigas – Rodrigues, H. (2005)

Pisos	Pilares			
	1º Pilar	2º Pilar	3º Pilar	4º Pilar
1º e 2º				
3º e 4º				

Fig.43 – Quadro resumo da geometria e pormenores de armadura dos pilares – Rodrigues, H. (2005)

No que diz respeito à geometria global dos painéis não estruturais de alvenaria, sua espessura é de 0,15 m (bloco + argamassa) e suas dimensões em elevação podem ser vistas através da Figura 44. No primeiro vão do pórtico há aberturas de 1,2 m x 1,0 m dispostas em todos os andares, no segundo vão há uma abertura de 2,0 m x 1,75 m no primeiro piso e nos pisos superiores uma abertura de 2,0 m x 1,0 m, no terceiro vão os painéis são totalmente preenchidos, sem qualquer abertura (Figura 44).

Outras informações sobre o caso de estudo bem como os testes efetuados no laboratório ELSA podem ser encontrados em Varum, H. (2003) e Smyrou, E. (2006).

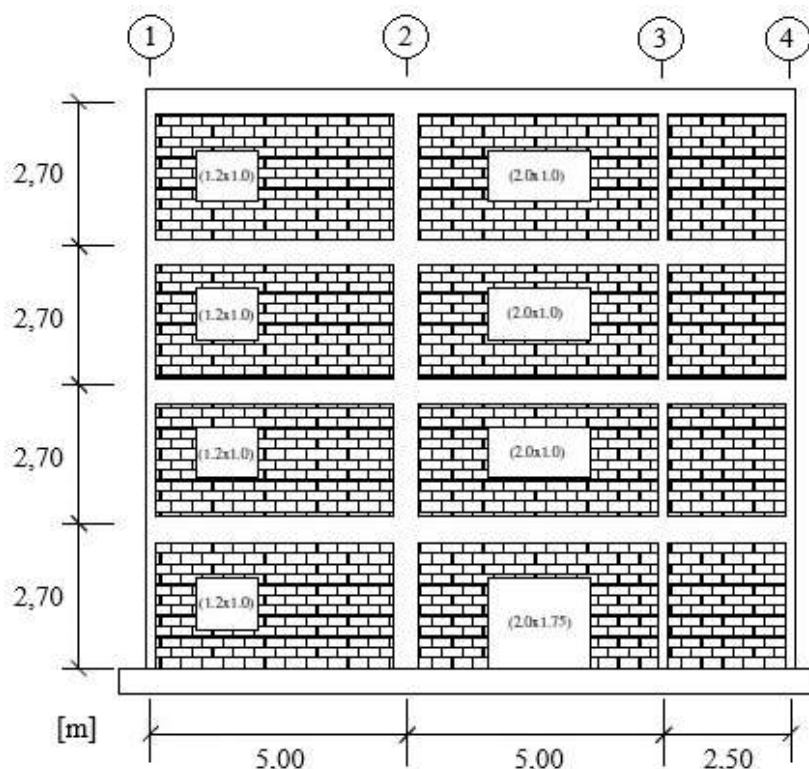


Fig.44 – Alçado do pórtico com alvenaria – Rodrigues, H. (2005)

3.3.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Tal como referido, o objetivo do projeto ICONS era de produzir uma estrutura representativa dos métodos de dimensionamento e construção dos anos 50 a 70. Assim, as propriedades dos materiais utilizadas foram as mais semelhantes possíveis às utilizadas na época, tendo sido considerado um betão de classe C16/20 e aço de classe FeB22K. Nos Quadros 16, 17 e 18 apresentam-se os valores nominais e os valores médios das propriedades mecânicas dos materiais obtidos através de ensaios experimentais.

Quadro 16 – Valores nominais da resistência do betão (C16/20) e do aço (FeB22K)

Betão		Aço	
f_{ck}	16 MPa	f_{syk}	215 MPa
f_{cm}	24 MPa	f_{suk}	335 MPa
E_{cm}	29 GPa	ε_{suk}	24,0 %

Quadro 17 – Valores médios das propriedades mecânicas do betão (C16/20) obtidos através de ensaios

	Pilares				Vigas e lajes			
	1º piso	2º piso	3º piso	4º piso	1º piso	2º piso	3º piso	4º piso
f_c (MPa)	16,66	13,78	16,50	13,58	13,24	18,10	21,63	16,98
E_c (GPa)	22,80	22,80	19,90	21,10	24,40	24,40	24,40	24,40

Quadro 18 – Valores médios das propriedades mecânicas do aço (FeB22K) obtidos através de ensaios

Aço	
f_{sy}	343,6 MPa
f_{su}	451,5 MPa
ε_{su}	22,9 %
E_s	204,5 GPa

Com os valores obtidos acima pode-se concluir que a resistência do betão é muito baixa, e há uma variação considerável de resistência entre os pisos e seus elementos estruturais. Relativamente ao aço, os ensaios mostraram que as suas características/resistências mecânicas são significativamente maiores do que seus valores nominais.

Assim como o betão e o aço, para os painéis de enchimento foram utilizados materiais e técnicas construtivas tradicionais da época. Os blocos são perfurados horizontalmente e tem as seguintes dimensões: 0,12 m de largura, 0,245 m de comprimento e 0,245 m de altura (Figura 45).

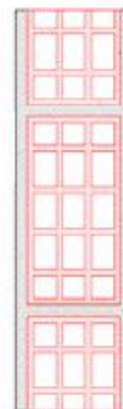
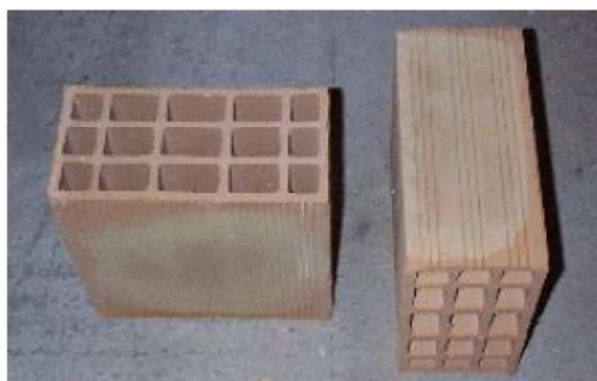


Fig.45 – Bloco de alvenaria – Varum, H. (2003)

Em ambos os lados dos painéis de enchimento foram aplicados uma camada de argamassa de 0,015 m, resultando em uma espessura final da parede de 0,15 m e causando evidentemente um aumento na rigidez e resistência da parede.

Os parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos que caracterizam os painéis de enchimento e que foram utilizados para a devida modelação do pórtico preenchido podem ser encontrados detalhadamente em Varum, H. (2003) e Smyrou, E. (2006).

3.3.3. CARGAS VERTICAIS

Aa cargas estáticas verticais aplicadas na modelação numérica estão representadas na Figura 46. Tais cargas têm como objetivo simular o peso próprio dos elementos estruturais que não foram modelados no software, bem como os acabamentos e o valor quase permanente da sobrecarga. Para além destas, foram consideradas cargas pontuais nos nós da estrutura de forma a simular as cargas transmitidas pelas vigas transversais. De acordo com Varum, H. (2003), os valores das cargas referidas resultam nas seguintes ações:

- Peso da laje: $3,75 \text{ kN/m}^2$
- Peso dos acabamentos na laje: $0,75 \text{ kN/m}^2$
- Peso das vigas transversais: $2,5 \text{ kN/m}$
- Peso dos painéis de enchimento: $1,1 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga: $1,0 \text{ kN/m}^2$

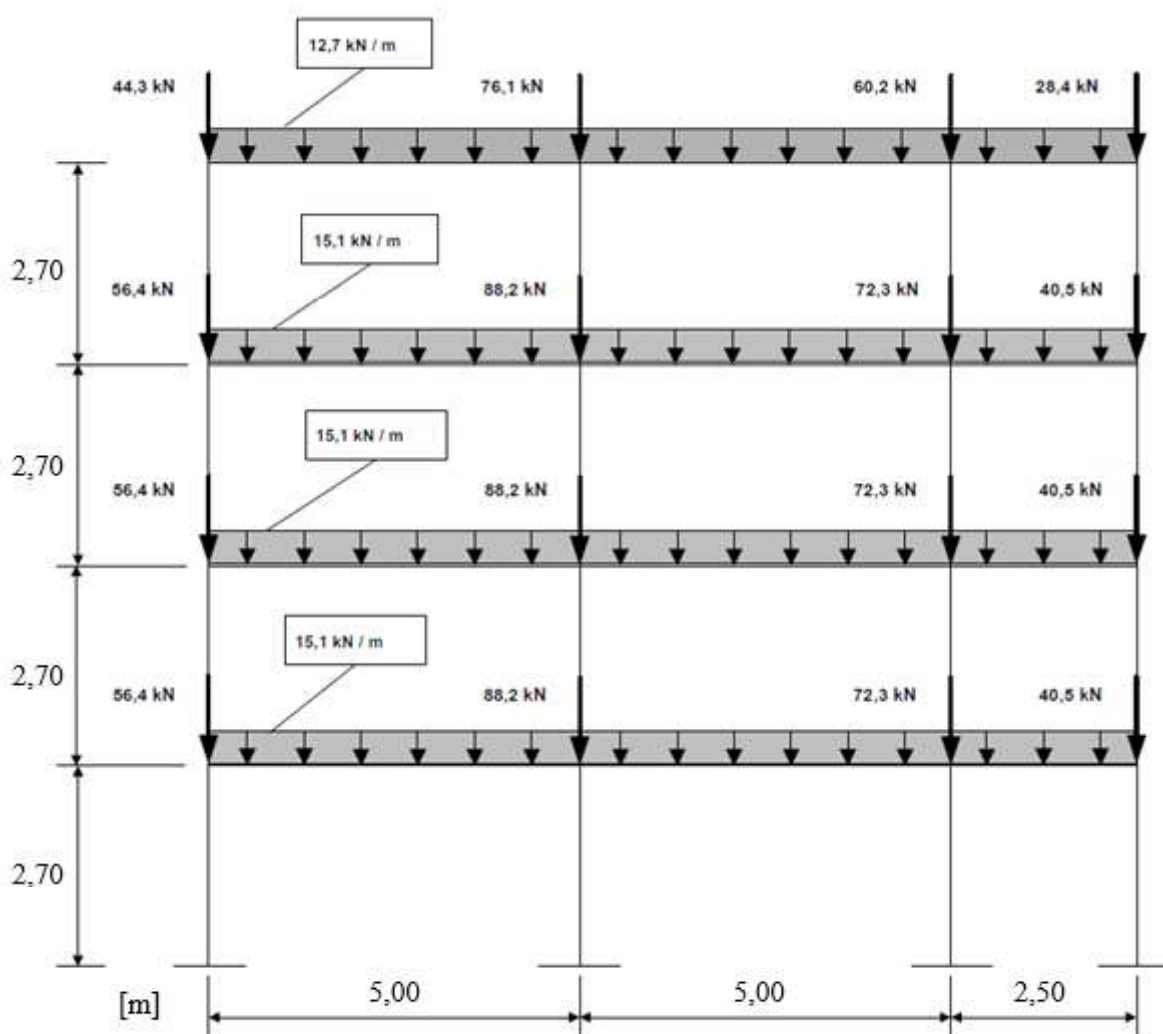


Fig.46 – Esquema de cargas estáticas verticais – Varum, H. (2003)

A distribuição de cargas utilizada no pórtico vazado para simular as cargas referidas acima são as mesmas utilizadas no pórtico preenchido.

3.3.4. AVALIAÇÃO SÍSMICA

3.3.4.1. Requisitos fundamentais

Tal como referido, os requisitos fundamentais fazem referência aos estados limites de dano que uma estrutura pode sofrer e, em Portugal, os estados limites a serem verificados dependem da classe de importância do edifício. Porém, como o objetivo principal da avaliação sísmica deste caso de estudo foi o de validar a folha de cálculo, adotou-se a verificação de todos os estados limites: estado limite de limitação de danos (DL), de danos severos (SD) e de colapso iminente (NC).

3.3.4.2. Quantificação da ação sísmica

Para este caso de estudo, adotou-se o zoneamento sísmico da cidade de Lisboa.

Sendo assim, de acordo com o Anexo Nacional da EC8-1 e o zoneamento sísmico definido pelas autoridades responsáveis, Lisboa encontra-se na zona 1.3 e 2.3 para os sismos tipo 1 e tipo 2 respetivamente, com aceleração de referência (a_{gR}) igual a $1,5 \text{ m/s}^2$ (0,153g) e $1,7 \text{ m/s}^2$ (0,173g) respetivamente.

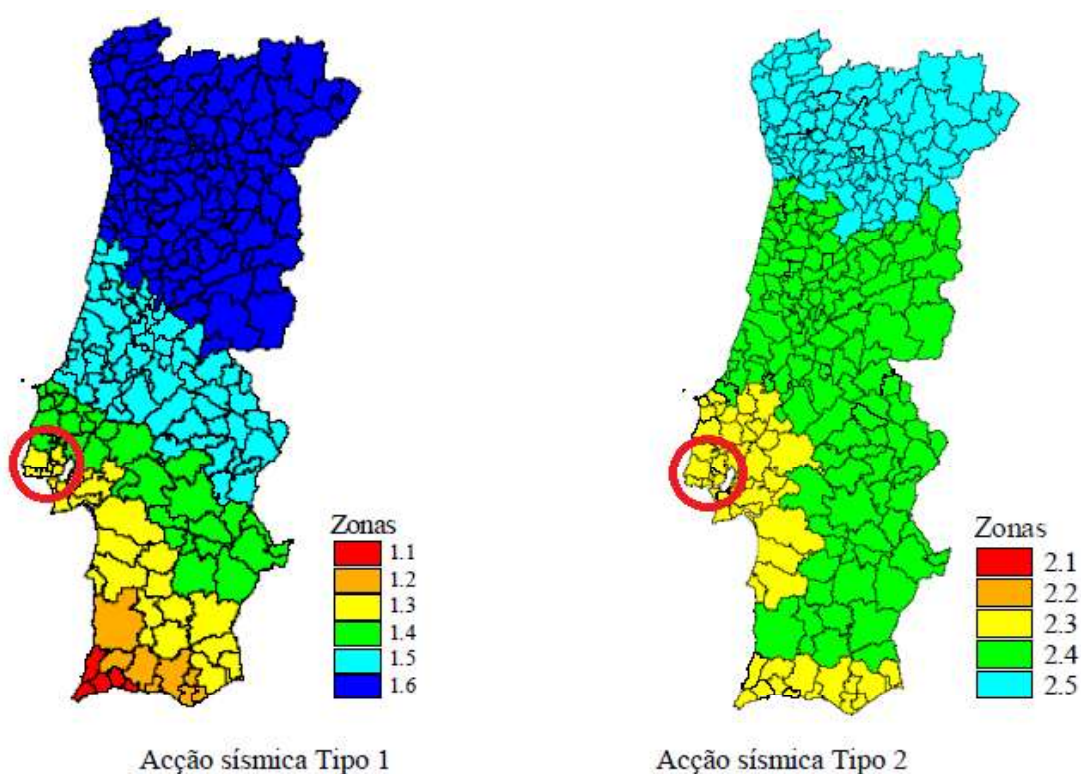


Fig.47 – Zoneamento sísmico em Portugal Continental – EC8-1

No que concerne ao solo, o correto seria classificá-lo através da velocidade média das ondas de corte ou através do valor de NSPT. No entanto, foi adotado o terreno do tipo B conforme outros estudos, nomeadamente Fernandes, A. (2008), de forma a representar a realidade de Portuguesa.

Com esta informação foi possível adotar o valor dos parâmetros para os espectros de resposta, que de acordo com o Quadro 6, para o terreno do tipo B, são descritos no Quadro 19.

Quadro 19 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para o terreno tipo B

Tipo de terreno	Ação sísmica Tipo 1				Ação sísmica Tipo 2			
	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
B	1,35	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0

O período de retorno para o evento sísmico foi adotado em conformidade com o estabelecido no Anexo Nacional da EC8-3 para cada estado limite a ser verificado, que pode ser visto em 2.3.4 dizendo respeito a um período de retorno de 975 anos com uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos para o estado limite (NC), um período de retorno de 308 anos com uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos para o estado limite (SD) e um período de retorno de 73 anos com uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos para o estado limite (DL).

Com as informações acima e utilizando as Expressões 2, 3 e 4 foi possível calcular os coeficientes de importância e as devidas acelerações máximas do solo para cada caso (estado limite e tipo de sismo); após isso, foi possível definir os espectros de resposta elásticos de acordo com as expressões descritas em 2.3.6 e que podem ser observadas na Figura 48.

Quadro 20 – Determinação da aceleração máxima para o caso de estudo 1

Estado Limite	Sismo tipo 1			Sismo tipo 2		
	a_{gR} (g)	γ_I	a_g (g)	a_{gR} (g)	γ_I	a_g (g)
NC	0,153	1,61	0,247	0,173	1,33	0,231
SD	0,153	0,75	0,115	0,173	0,84	0,145
DL	0,153	0,28	0,044	0,173	0,47	0,081

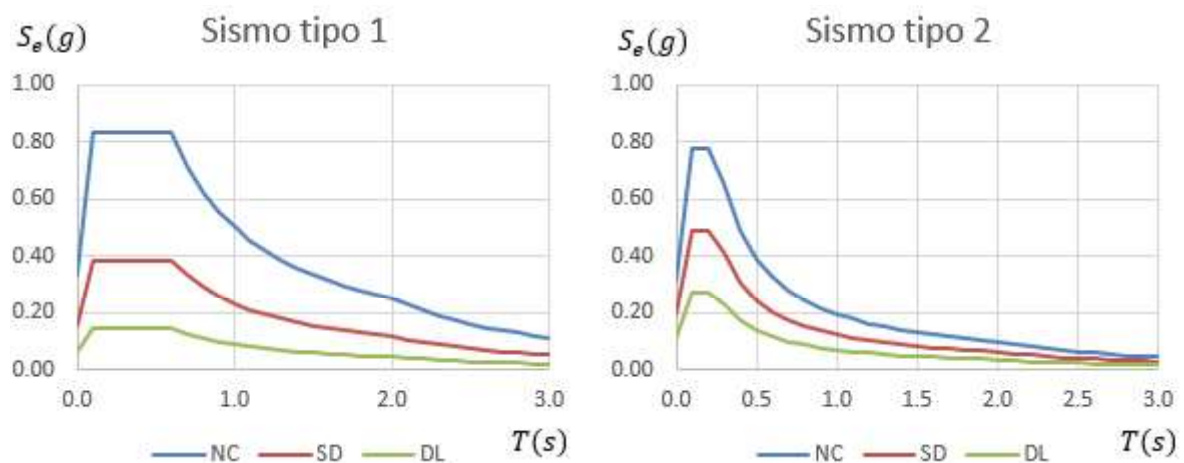


Fig.48 – Espectro de resposta elástico para o sismo tipo 1 e 2 e para os estados limites NC, SD e DL

No que diz respeito ao espectro de cálculo, e conforme referido no ponto 2.7.1 deste trabalho, o valor do coeficiente de comportamento (q) toma um valor igual a 1,5 para o estado limite de danos severos (SD) e o estado limite de limitação de dano (DL) e cerca de um terço superior para o estado limite de colapso iminente (NC), ou seja, um valor do coeficiente de comportamento (q) igual a 2,0, para os quais se obtém os espectro de resposta ilustrados na Figura 49.

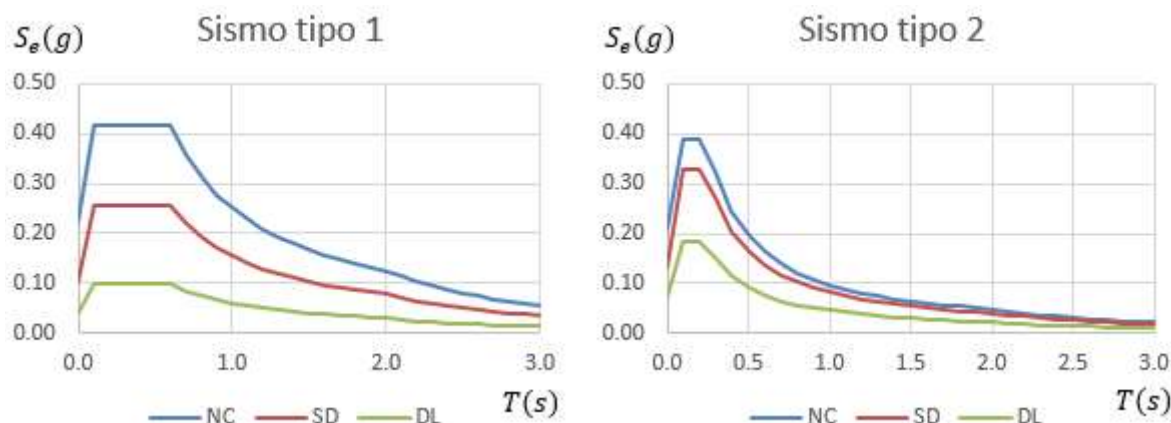


Fig.49 – Espectro de cálculo (com $q = 2,0$) para o sismo tipo 1 e 2 e para os estados limites NC, SD e DL

3.3.4.3. Informação para avaliação estrutural sísmica

Mediante as informações descritas em 3.3.1 e 3.3.2 sobre a geometria, propriedades dos materiais e as disposições construtivas dos elementos estruturais, pode-se constatar que há um conhecimento integral acerca da estrutura, podendo assim classificá-la a um nível de conhecimento do tipo KL3, correspondente a um coeficiente de confiança (CF) igual a 1,0.

3.3.4.4. Análise estrutural

Como há um elevado nível de conhecimento sobre a estrutura em questão e a mesma detém uma regularidade estrutural, todos os métodos de análise podem ser utilizados para a correta avaliação sísmica da estrutura, a menos que haja uma irregularidade da razão exigência/capacidade (D/C) de deformação nos seus mecanismos dúcteis, que impossibilita o uso de análises lineares. Assim, para validar os resultados da folha de cálculo, foram adotados os três métodos de análise descritos abaixo, em que a análise linear só foi levada adiante em caso de admissibilidade:

- Análise modal por espectro de resposta (linear);
- Análise estática pushover (não linear);
- Abordagem por coeficiente de comportamento q .

Assim, a análise modal por espectro de resposta (linear) foi necessária para validar os valores da exigência, comparando os resultados do modelo construído em SeismoStruct com os resultados do modelo construído em SAP2000. Por sua vez, a análise estática pushover (não linear) serviu também para validar os valores da capacidade dos elementos estruturais, visto que o software SeismoStruct fornece tais valores apenas quando se realiza esta análise.

Em suma, para os dois pórticos que abrangem o caso de estudo 1, foram aplicados os três métodos de análises descritos acima, para cada tipo de sismo (tipo 1 e tipo 2), em que cada método foi adaptado para três estados limites de dano (NC, SD e DL).

3.3.4.5. Modelação numérica

No que diz respeito a análise não linear, foi utilizado exclusivamente o SeismoStruct (SeismoSoft - 2020) para a realização da mesma. Este software de elementos finitos é capaz de prever o surgimento de rótulas plásticas e grandes deslocamentos da estrutura levando em consideração a não linearidade geométrica e o comportamento inelástico do material. Para tal, as seções transversais são representadas por meio de uma abordagem de fibras, em que a discretização das seções é feita de

acordo com um número finito de fibras definido pelo usuário e que neste caso foram utilizadas 200 fibras para modelar com precisão a distribuição não linear ao longo da área da seção. Vale ressaltar que em elementos com uma grande área de seção transversal, um maior número de fibras pode ser necessário para não haver dificuldades no processo de convergência do programa. Os elementos da estrutura foram modelados como elementos de barra, integrados pela associação em série de 7 subelementos (discretização longitudinal), onde cada subelemento condiz com as suas propriedades reais, seja referente a área de aço ou as propriedades do material.

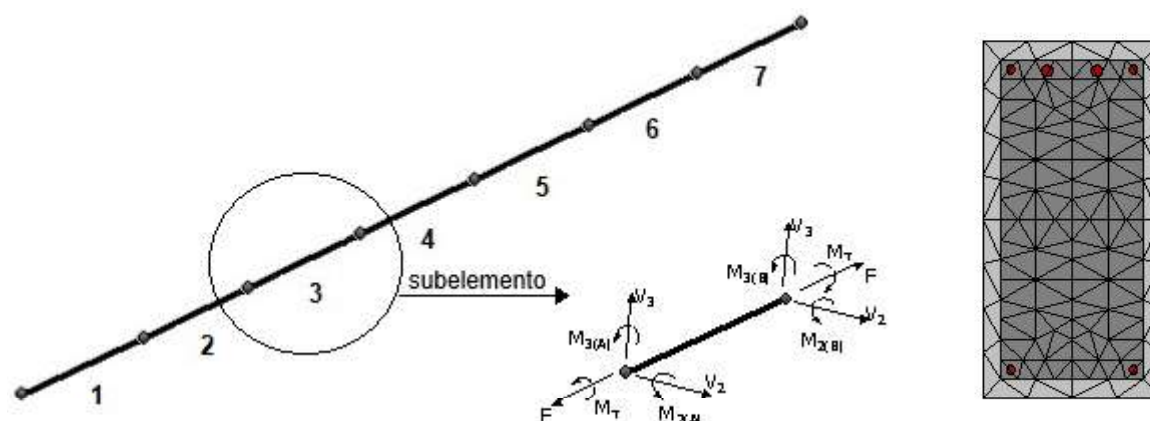


Fig.50 – Exemplo da discretização longitudinal das barras e da discretização das secções transversais respetivamente – Adaptado de SeismoSoft (2020)

Todos os pormenores construtivos foram modelados tal qual consta no subcapítulo 3.3.1 do presente trabalho, não tendo sido considerado o aumento da resistência à compressão do betão por confinamento pelo facto das armaduras transversais não terem sido construídas com dobragem à 135 graus (para dentro do núcleo do elemento).

Não foi considerado o acréscimo de rigidez que o efeito da largura colaborante da laje-viga causaria, optando-se por considerar as secções transversais exclusivamente retangulares.

As análises lineares foram realizadas através de dois programas, o SAP2000 e SeismoStruct. Neste caso, o elemento de barra foi considerado constante, admitindo as mesmas propriedades por todo seu comprimento.

Por uma questão de simplificação, para os dois métodos de análise foram adotados os valores nominais das propriedades mecânicas do betão, ao invés do descrito no quadro 16 que aborda as propriedades para cada piso da estrutura, seguindo a mesma metodologia utilizada em Fernandes, A. (2008). Em relação às propriedades mecânicas do aço, foram utilizados os valores obtidos através de ensaios, conforme o Quadro 18.

3.3.4.6. Verificação e comparação dos modelos de análise linear

De forma a verificar a fiabilidade dos modelos numéricos, foram realizadas análises modais para comparar as frequências naturais e os períodos de vibração com os valores experimentais de acordo com Varum, H. (2003).

Assim, as Figuras 51, 52 e 53 ilustram esta comparação para os primeiros quatro modos de vibração da estrutura, sendo que as deformadas apresentadas dizem respeito às do modelo numérico.

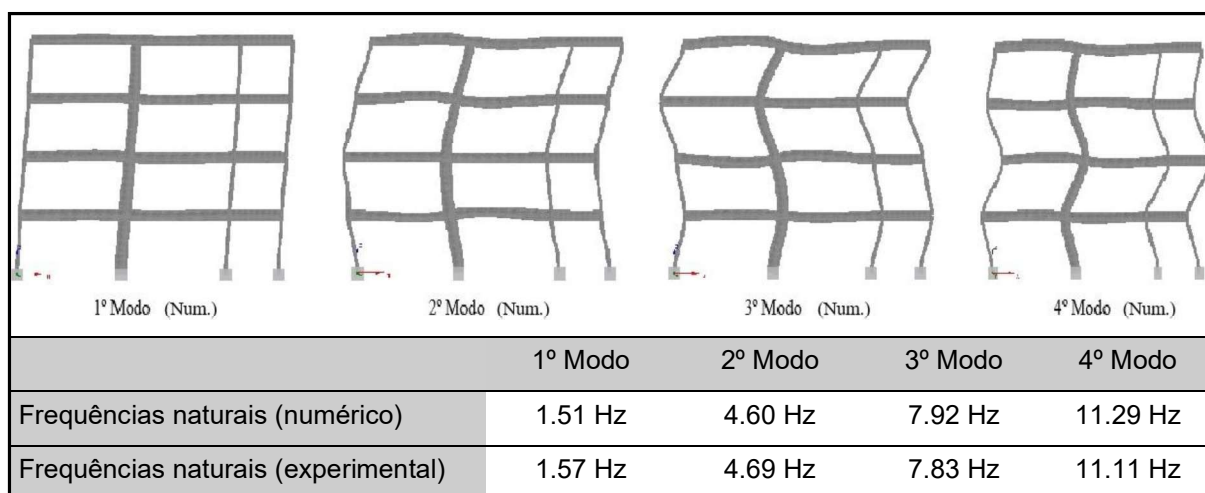


Fig.51 – Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico em SeismoStruct (SeismoSoft – 2020) (sem alvenaria)

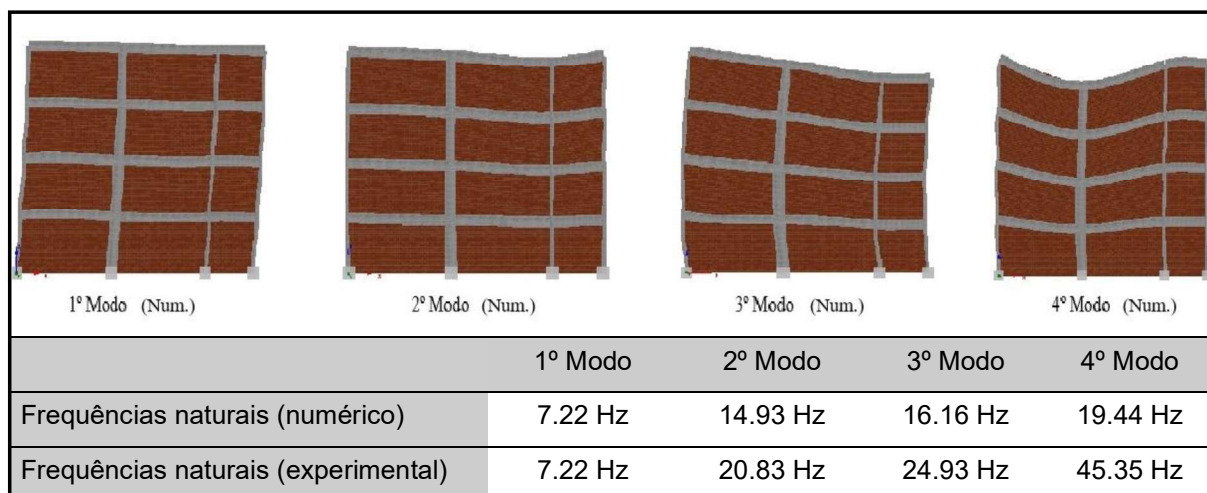


Fig.52 – Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico em SeismoStruct (SeismoSoft – 2020) (com alvenaria)

Ao analisar os resultados do modelo numérico do SeismoStruct, percebe-se que os valores do modelo sem alvenaria chegam muito próximos aos valores obtidos experimentalmente, com diferenças próximas a 4%, permitindo obter uma validação do modelo. No caso do modelo com alvenaria, percebe-se que a frequência natural para o primeiro modo de vibração é semelhante, mas há uma diferença significativa nos restantes modos, que devem estar associadas às simplificações introduzidas na modelação da parede de enchimento.

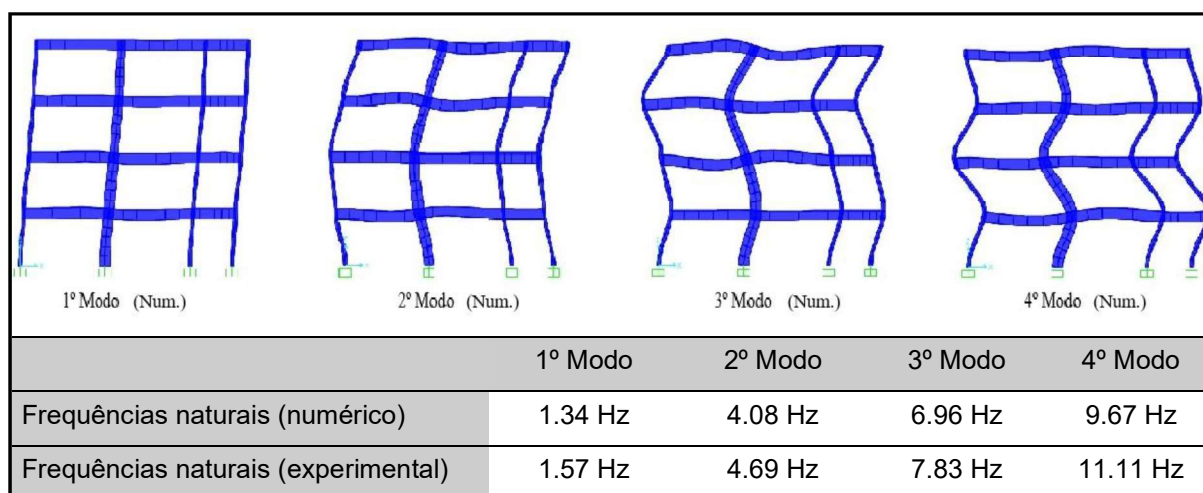


Fig.53 – Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico em SAP (CSI – 2020) (sem alvenaria)

No caso do modelo numérico feito em SAP2000, os valores das frequências naturais encontram-se ligeiramente menores do que os valores experimentais e dos valores em SeismoStruct. É de se notar diferenças que rondam os 12% aos 17%, que não são suficientes para dissuadir a fiabilidade do modelo.

3.3.4.7. Verificação da admissibilidade da análise linear

Pretende-se neste ponto verificar a admissibilidade da análise linear avaliando se a estrutura é capaz de assegurar uma distribuição uniforme da exigência relativa a ductilidade, conforme o procedimento descrito em 2.5.2.3 e mencionado em 3.3.4.4.

Em suma, este procedimento baseia-se em calcular o rácio da exigência (D) em termos de momentos fletores com a respetiva capacidade (C) para todos os mecanismos dúcteis da estrutura, resultando no coeficiente ρ . O quociente entre o $\rho_{\max}$ e o $\rho_{\min}$ (para valores de $\rho > 1$, ou seja, elementos suscetíveis a formação de rótulas plásticas), em Portugal, não pode exceder o valor 3 para que a análise linear seja aceite. Este procedimento foi feito com o auxílio da folha de cálculo (Figura 54), que por sua vez está programada em conformidade com o descrito anteriormente. Vale ressaltar que o momento fletor atuante (M_{Ed}) é proveniente da análise sísmica e momento fletor resistente (M_{Rd}) é calculado através do equilíbrio de forças.

	D	E	EF	EG	EH	EI	EJ	EK	EL	EM	EO
2											
4	Nome		Cálculo momento resistente - (flexão)							Admissib A. Linear	
5			Med	Fs	Fc	x	Mrd		p máx PT		p = (D/C)
6			(kN.m)	(kN)	(kN)		(kN.m)		(-)		(-)
7											
8											
9	Pilar 1 0-1	L-	156.70	116.58	116.58	0.015	57.50		3.00		2.73
10		L+	160.85	116.58	116.58	0.015	57.50		3.00		2.80
11		R-	157.00	116.58	116.58	0.015	57.50		3.00		2.73
12		R+	147.00	116.58	116.58	0.015	57.50		3.00		2.56

Fig.54 – Ilustração da folha de cálculo – Cálculo da admissibilidade linear

Os resultados da verificação da admissibilidade da análise linear para os dois pórticos em estudo podem ser analisados resumidamente no Quadro 21, Figuras 55 e 56 e detalhadamente no Anexo A deste trabalho. No Quadro 21, os campos sem numeração dizem respeito a valores de $\rho_{\min}$ inferiores a 1,0.

Quadro 21 – Verificação da admissibilidade da análise linear (resumo)

		Pórtico sem alvenaria						Pórtico com alvenaria					
Estado limite		NC		SD		DL		NC*		SD*		DL	
Tipo de sismo		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ	
$\rho_{\min} (>1.0)$	-	1.06	1.08	1.04	1.01	1.07	1.01	1.03	1.02	-	-	-	-
$\rho_{\max}$	-	19.6	6.96	8.33	2.49	2.28	1.54	1.99	1.83	0.68	0.97	0.51	0.58
$\rho_{\max} / \rho_{\min}$	-	18.5	6.44	8.01	2.47	2.13	1.52	1.93	1.79	-	-	-	-

* Para os estados limites NC e SD, os valores mais realistas serão algo próximos dos obtidos para o pórtico sem alvenaria, configurando uma situação em que os painéis de enchimento já estejam maioritariamente destruídos quando a estrutura for excitada por uma intensidade sísmica corresponde a estes estados limites.

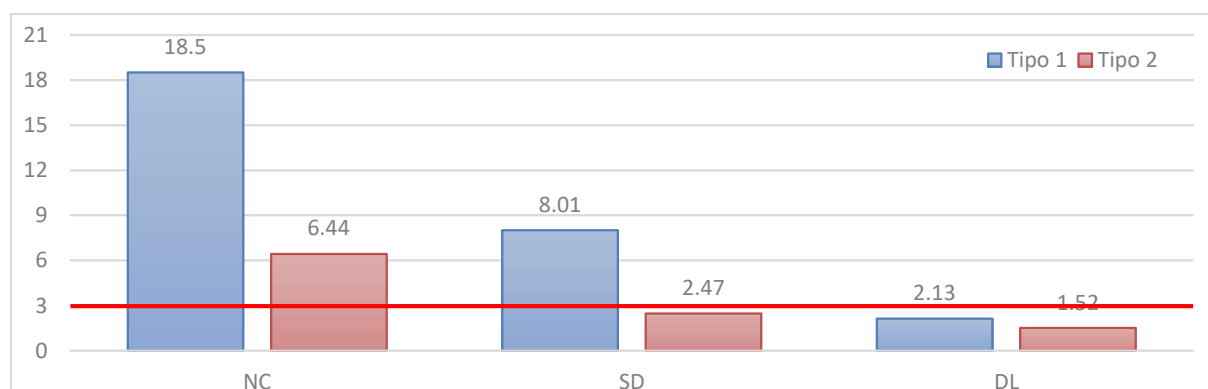


Fig.55 – Admissibilidade análise linear para o pórtico sem alvenaria



Fig.56 – Admissibilidade análise linear para o pórtico com alvenaria

Ao observar o Quadro 21 e as Figuras 55 e 56, nota-se que a análise linear não é admissível para verificar os estados limites NC e SD no caso do pórtico sem alvenaria, ou seja, para a verificação de segurança deste pórtico a análise linear será aceite apenas para verificar o estado limite DL. Já para o pórtico com alvenaria, a análise linear é admissível em todas as situações.

3.3.4.8. Verificação de segurança

Neste ponto aborda-se a verificação de segurança dos dois pórticos em estudo segundo os procedimentos contemplados no Eurocódigo 8 parte 3, através de quadros comparativos entre os três métodos de análise adotados, para os três estados limites de dano na estrutura e para as duas ações sísmicas tipo 1 e tipo 2.

Para esta verificação de segurança, as exigências sísmicas provenientes das análises efetuadas foram extraídas do programa SeismoStruct e as capacidades foram obtidas através da folha de cálculo, que como mencionado anteriormente, para mecanismos dúcteis segue as expressões do ponto 2.7.4 e para mecanismos frágeis segue as expressões do ponto 2.7.5.

Pretende-se com essa verificação comparar os resultados obtidos entre as análises, bem como verificar o comportamento do pórtico modelado com painéis de enchimento em comparação com o pórtico sem os painéis de enchimento. A validação dos valores da folha de cálculo será analisada adiante, no subcapítulo seguinte.

A respetiva verificação de segurança pode ser analisada resumidamente nos Quadros 22 a 25 e detalhadamente no Anexo B deste trabalho, onde LE, NL e Lq correspondem, respetivamente, às análises: modal por espectro de resposta (linear), pushover (estática não linear) e abordagem por coeficiente de comportamento “ q ”.

Os campos com a indicação “-” dizem respeito aos métodos de análise que não obtiveram admissibilidade para verificar determinado estado limite, de acordo com o Quadro 21 e as Figuras 55 e 56.

Os Quadros 22 a 25, por se tratarem de um resumo das verificações de segurança, terá a indicação genérica da quantidade de vezes que um determinado elemento não verificou a segurança. Tal indicação corresponde a verificação de cada face (superior ou inferior) para cada extremidade (L ou R) do elemento e para os dois tipos de sismos (tipo 1 e tipo 2), logo, cada elemento poderá ter um máximo de 8 “ko” por análise.

Quadro 22 – Quadro resumo – Mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 1 - 2	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 2 - 3	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 3 - 4	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 0 - 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 1 - 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 2 - 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 3 - 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 0 - 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 1 - 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 2 - 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 3 - 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 0 - 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 1 - 2	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 2 - 3	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 3 - 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 1	-		ok		3 ko		-		ok		2 ko		ok		ok		1 ko	
Viga 2 – 1	-		ok		3 ko		-		ok		2 ko		ok		ok		1 ko	
Viga 3 – 1	-		ok		1 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 2	-		ok		3 ko		-		ok		2 ko		ok		2 ko		ok	
Viga 2 – 2	-		ok		2 ko		-		ok		2 ko		ok		ok		ok	
Viga 3 – 2	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 3	-		ok		2 ko		-		ok		1 ko		ok		ok		ok	
Viga 2 – 3	-		ok		2 ko		-		ok		1 ko		ok		ok		ok	
Viga 3 – 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	

Quadro 23 – Quadro resumo – Mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 0 - 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 0 - 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 0 - 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	

Quadro 24 – Quadro resumo – Mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1	-		ok		4 ko		-		ok		4 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 1 – 1 - 2	-		ok		8 ko		-		ok		8 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 1 – 2 - 3	-		ok		8 ko		-		ok		4 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 1 – 3 - 4	-		ok		4 ko		-		ok		4 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 2 – 0 - 1	-		8 ko		8 ko		-		8 ko		8 ko		8 ko		8 ko		4 ko	
P 2 – 1 - 2	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		4 ko		8 ko		4 ko		4 ko	
P 2 – 2 - 3	-		8 ko		4 ko		-		4 ko		4 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 2 – 3 - 4	-		ok		4 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 0 - 1	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		4 ko		8 ko		8 ko		4 ko	
P 3 – 1 - 2	-		8 ko		8 ko		-		8 ko		8 ko		8 ko		8 ko		4 ko	
P 3 – 2 - 3	-		8 ko		8 ko		-		8 ko		8 ko		8 ko		8 ko		4 ko	
P 3 – 3 - 4	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		ok		8 ko		ok		ok	
P 4 – 0 - 1	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		ok		4 ko		4 ko		ok	
P 4 – 1 - 2	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		4 ko		8 ko		4 ko		4 ko	
P 4 – 2 - 3	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		4 ko		8 ko		4 ko		4 ko	
P 4 – 3 - 4	-		4 ko		4 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	

Quadro 25 – Quadro resumo – Mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1	ok		8 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 1 - 2	8 ko		8 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 2 - 3	8 ko		4 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 0 - 1	8 ko		8 ko		ok		4 ko		8 ko		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 1 - 2	8 ko		8 ko		ok		ok		4 ko		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 0 - 1	ok		8 ko		ok		ok		8 ko		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 1 - 2	8 ko		8 ko		ok		ok		8 ko		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 2 - 3	ok		8 ko		ok		ok		4 ko		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 0 - 1	ok		4 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 2	3 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	

Ao analisar os Quadros 22 ao 25, nota-se que os dois pórticos em estudo no âmbito ICONS demonstraram uma maior debilidade em relação aos mecanismos frágeis, nos pilares, para a maioria das situações impostas. Ou seja, a estrutura quando solicitada por uma ação sísmica tende a ter um modo de rotura frágil associado a um comportamento do tipo viga forte – pilar fraco, e não um modo de rotura dúctil como desejado.

Nas Figuras 57 e 58 apresentam-se gráficos comparativos em relação aos métodos de análise utilizados e entre os dois pórticos avaliados para os mecanismos dúcteis, em termos da quantidade (em %) dos elementos que não verificaram a segurança.

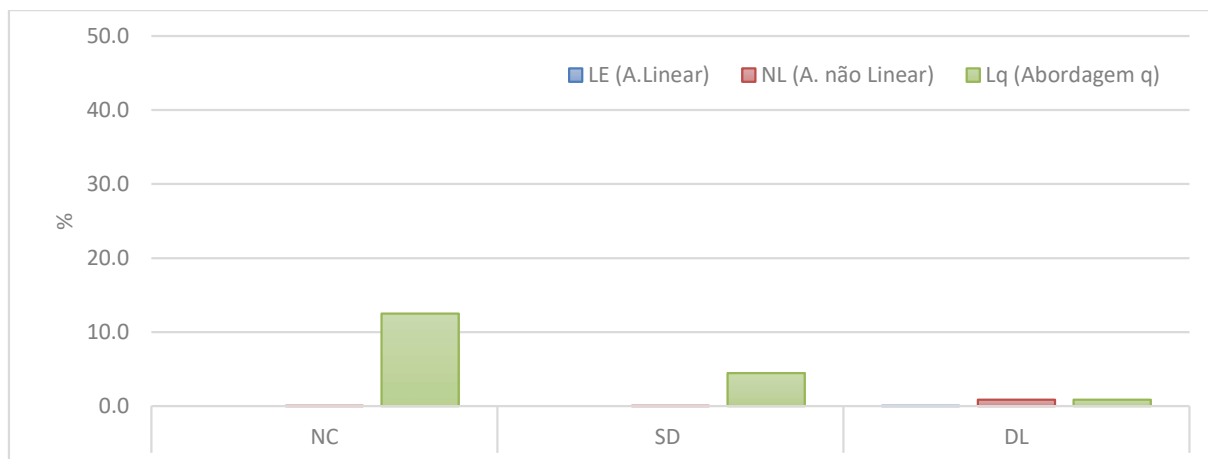


Fig.57 – Percentagem de elementos não verificados – Sismos 1 e 2 – Mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria

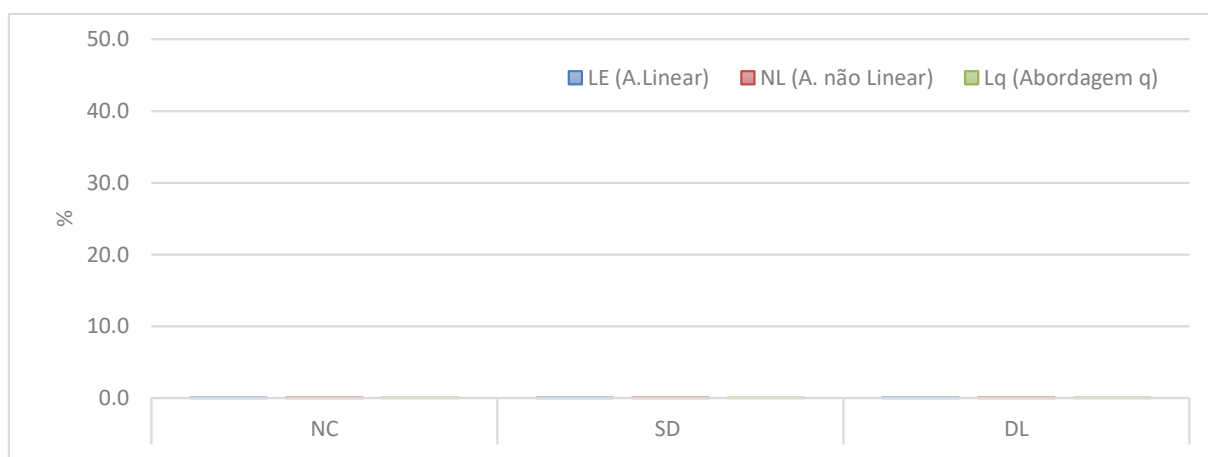


Fig.58 – Percentagem de elementos não verificados – Sismos 1 e 2 – Mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria

Como já referido, os mecanismos dúcteis não são a causa de rotura da estrutura, pelo que os gráficos apresentam poucos ou nenhum elemento não verificado. No entanto, no que diz respeito aos diferentes métodos de análises efetuados, percebe-se que os resultados obtidos através da abordagem por coeficiente de comportamento para o caso do pórtico sem alvenaria e para os estados limites NC e SD, possuem um desfasamento de elementos não verificados em relação às outras análises. Analisando ao pormenor estes elementos, verifica-se que em grande parte os valores da exigência ultrapassaram por

pequena margem o valor da capacidade (tal como ilustrado na Figura 59), ou seja, os elementos quase verificaram a segurança, o que diminuiria a diferença entre os diferentes métodos de análises para esta situação.

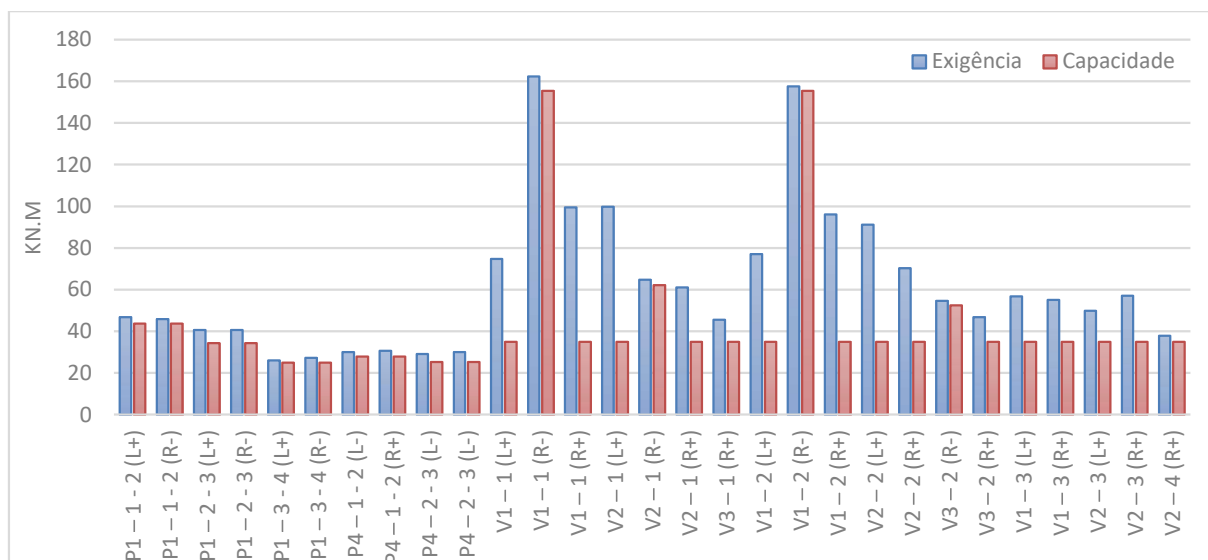


Fig.59 – Elementos não verificados no estado limite NC em uma análise por coeficiente de comportamento “ q ” – Mecanismo dúctil – Sismo tipo 1 – Pórtico sem alvenaria

Outra explicação possível deste desfasamento de resultados poderia estar associada ao valor do coeficiente de comportamento “ q ” para este estado limite de dano. Como já referido anteriormente, a nota do ponto 2.2.2 da EC8-3 sugere que o valor de “ q ” poderá ser adotado como um terço superior ao especificado ($q = 1,5$ para estruturas de betão), sendo razoável admitir que, um cálculo mais afinado deste fator poderia garantir resultados mais concordantes com os outros métodos.

Nas Figuras 60 e 61 apresentam-se gráficos comparativos em relação aos métodos de análises utilizados e entre os dois pórticos avaliados em relação aos mecanismos frágeis:

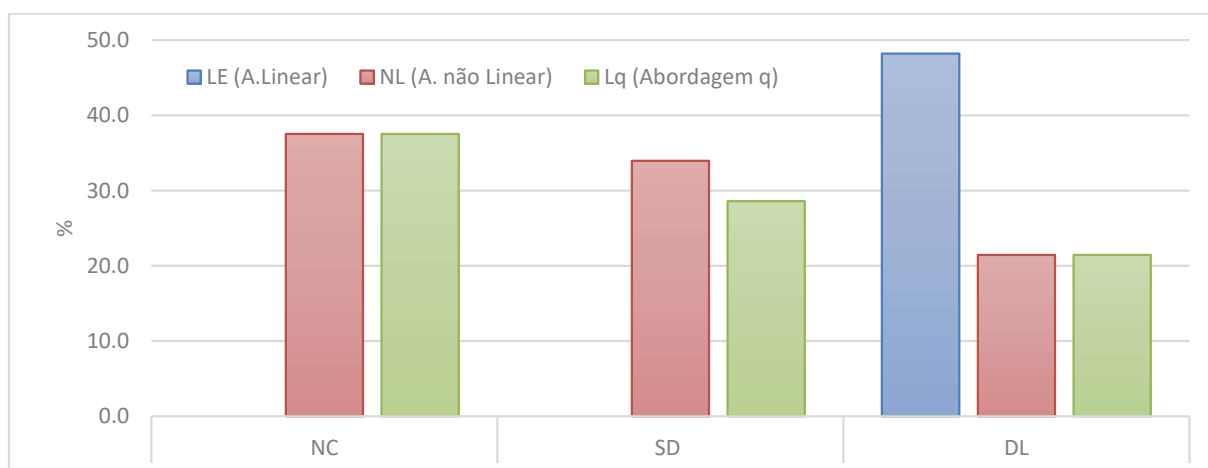


Fig.60 – Percentagem de elementos não verificados – sismos 1 e 2 – Mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria

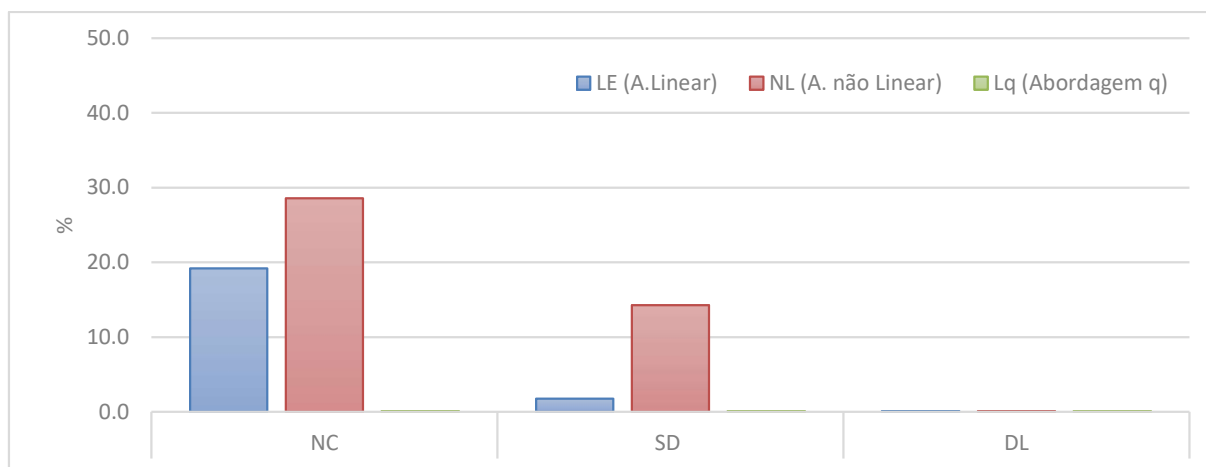


Fig.61 – Percentagem de elementos não verificados – sismos 1 e 2 – Mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria

Ao analisar as Figuras 60 e 61, que dizem respeito aos elementos não verificados em relação aos mecanismos frágeis, verifica-se que para a situação do pórtico sem alvenaria, a análise linear tende a ir para o lado mais conservativo, não verificando um maior número de elementos, diferente do pórtico com alvenaria onde a análise linear foi menos conservativa.

A análise “pushover” apresentou uma maior coerência nos resultados obtidos, levando a mais elementos não verificados em estados limites mais gravosos e menos elementos não verificados em estados limites mais brandos.

No que diz respeito à comparação entre os dois pórticos em estudo, verifica-se claramente que a resposta do pórtico sem alvenaria é mais gravosa do que a do pórtico com alvenaria para este caso de estudo. Vale dizer também que, ao verificar detalhadamente os Quadros 22 a 25, nota-se que houve alguns poucos casos em que elementos não foram verificados para o caso do modelo com alvenaria e que no modelo sem alvenaria houve esta verificação, ou seja, as respostas da estrutura para os dois casos são definitivamente diferentes, podendo se concluir que não é viável negligenciar a modelação de painéis de enchimento em uma avaliação sísmica.

3.4. VALIDAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO

Pretende-se neste ponto efetuar a devida validação dos resultados que a folha de cálculo apresenta, utilizando como exemplo o caso de estudo 1, abordado anteriormente.

3.4.1. VALIDAÇÃO DOS VALORES DA EXIGÊNCIA EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA

Para a validação dos valores da exigência em termos de rotação da corda, a verificação de uma análise foi o suficiente para demonstrar valores fiáveis. Isto porque, para o cálculo da rotação da corda são necessários poucos parâmetros que por sua vez são recolhidos diretamente do programa de cálculo e dependem apenas da exigência sísmica, ao contrário dos valores da capacidade que dependem de diversos fatores como o estado limite a ser verificado, por exemplo, e que exigem uma considerável quantidade de expressões para serem avaliadas.

Foram então comparados os valores da exigência obtidas pelo programa SeismoStruct (SeismoSoft - 2020) com os valores da folha de cálculo obtidos através dos resultados do programa SAP2000, para

uma análise elástica modal por espectro de resposta, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite de colapso iminente (NC). Os resultados podem ser observados nas Figuras 62 e 63 em termos de quociente de valores obtidos do SeismoStruct e da folha de cálculo:

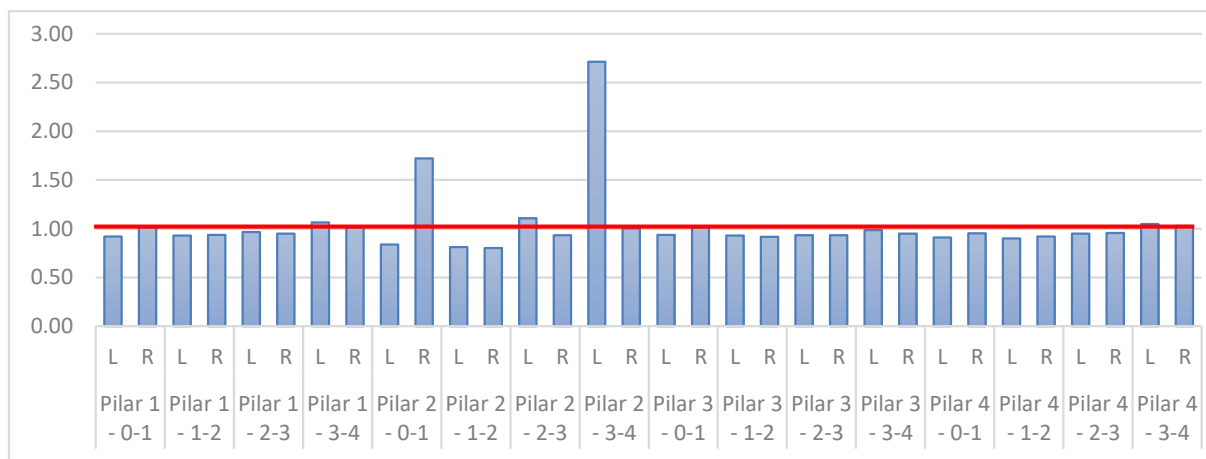


Fig.62 – Quociente dos valores da exigência da rotação da corda entre SeismoStruct e folha de cálculo obtidos através de uma análise linear, no que diz respeito aos pilares

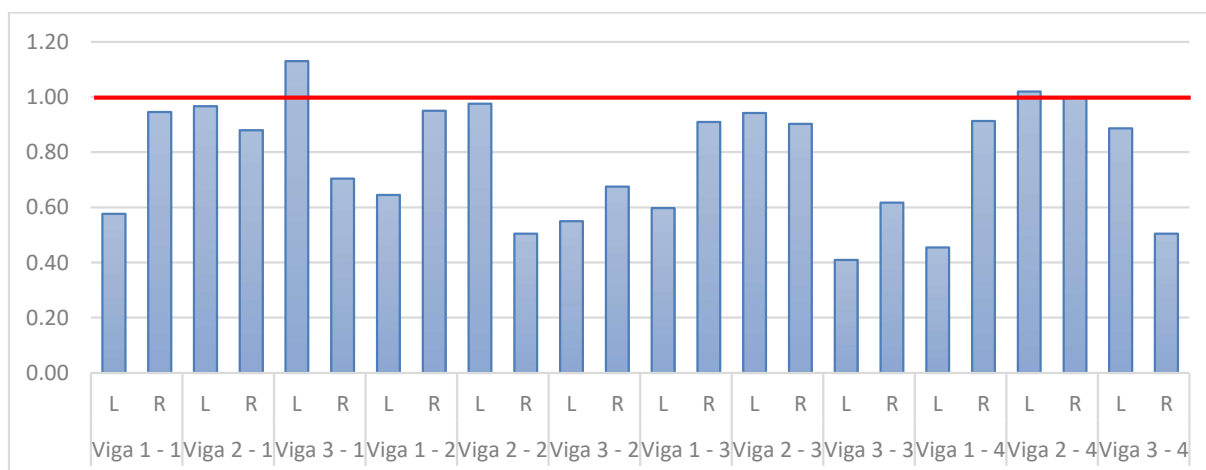


Fig.63 – Quociente dos valores da exigência da rotação da corda entre SeismoStruct e folha de cálculo obtidos através de uma análise linear, no que diz respeito as vigas

Ao analisar as Figuras 62 e 63, no que diz respeito aos pilares, observa-se uma regularidade nos resultados e nota-se que os valores obtidos da folha de cálculo tendem a ser mais conservativos (superiores) em relação aos valores do SeismoStruct. De qualquer forma, é possível observar alguns elementos com picos no valor do quociente entre a exigência obtida pelo SeismoStruct e a exigência obtida pela folha de cálculo, o que ocorreu nos casos em que os valores da exigência sísmica apresentaram resultados muito baixos, conduzindo a quocientes muito elevados; por exemplo para a situação do Pilar 2 - 3-4 (L) que, em Seismostruct apresentou uma exigência da rotação da corda no valor de 0.59 mrad, na folha de cálculo apresentou uma exigência no valor de 0.22 mrad conduzindo a um quociente no valor de 2.68.

No que diz respeito às vigas, nota-se que em grande parte dos casos os valores obtidos através da folha de cálculo tendem a ser consideravelmente superiores em relação aos valores do SeismoStruct. Isto pode ser explicado pelo mesmo fenómeno que ocorre nos pilares, ou seja, quando os valores da exigência sísmica apresentam resultados muito baixos, os quocientes apresentam um desfasamento do valor desejável (1,0).

Para analisar com mais detalhe a situação das vigas, o Quadro 26 apresenta os valores da exigência sísmica obtidas através do SeismoStruct e da folha de cálculo, com seu respetivo quociente.

Quadro 26 – Comparação dos valores da exigência sísmica entre o SeismoStruct e a folha de cálculo para as vigas – valores em mrad

Elemento		SeismoStruct	Folha de cálculo	Quociente
Viga 1-1	L	0.70	1.22	0.58
	R	10.68	11.30	0.95
Viga 2-1	L	10.85	11.22	0.97
	R	0.72	0.82	0.88
Viga 3-1	L	0.63	0.56	1.13
	R	2.25	3.19	0.70
Viga 1-2	L	1.38	2.13	0.65
	R	9.99	10.51	0.95
Viga 2-2	L	10.15	10.41	0.98
	R	0.60	1.18	0.50
Viga 3-2	L	0.51	0.93	0.55
	R	2.33	3.46	0.67
Viga 1-3	L	1.45	2.43	0.60
	R	6.33	6.96	0.91
Viga 2-3	L	6.54	6.94	0.94
	R	0.84	0.93	0.90
Viga 3-3	L	0.43	1.05	0.41
	R	1.67	2.7	0.62
Viga 1-4	L	0.55	1.2	0.45
	R	2.96	3.24	0.91
Viga 2-4	L	3.25	3.18	1.02
	R	0.76	0.76	1.00
Viga 3-4	L	0.61	0.69	0.89
	R	0.84	1.66	0.50

Percebe-se ao analisar o Quadro 26 que os quocientes desfasados do valor desejável (1,0) estão relacionados com valores da exigência sísmica de até 4,00 mrad. Para esta gama de valores, uma variação de 50% no valor obtido pela folha de cálculo em relação ao SeismoStruct não ocasiona grande margem para erros na verificação de segurança sísmica, ainda mais por serem valores conservativos em comparação com o SeismoStruct.

Vale ressaltar também que as comparações efetuadas dizem respeito entre os resultados de uma análise linear realizada pelo programa SeismoStruct e os valores da folha de cálculo mediante os resultados de uma análise linear realizada pelo programa SAP2000, pelo que qualquer divergência no valor das rotações e/ ou deslocamentos nodais entre as duas análises afetam diretamente os resultados das comparações efetuadas.

3.4.2. VALIDAÇÃO DOS VALORES DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA

Para a validação dos valores da capacidade em termos de rotação da corda, foram efetuadas as comparações para todos os estados limites, isto porque o parâmetro da capacidade altera-se mediante o estado limite a ser verificado, como pode ser visto detalhadamente em 2.7.4 do presente trabalho

A folha de cálculo está programada para calcular a capacidade última de rotação da corda através da Expressão 80 e que é fundamentada para verificar a segurança dos estados limites NC e SD. Já para calcular a rotação da corda na cedência do elemento, a folha de cálculo utiliza as Expressões 61 e 62, servindo para verificar a segurança quando o estado limite DL é requerido.

Com isso, foram então comparados os valores da capacidade obtidas pelo programa SeismoStruct resultantes de uma análise “pushover”, com os valores gerados pela folha de cálculo, para os três estados limites, nas situações do pórtico com e sem alvenaria e para os sismos tipo 1 e tipo 2.

Os resultados apresentados nas Figuras 64 a 69 em termos de quociente de valores obtidos do SeismoStruct e da folha de cálculo dizem respeito a situação do pórtico sem alvenaria, para o sismo tipo 1; as outras situações são semelhantes e podem ser vistas em detalhes no Anexo C deste trabalho.

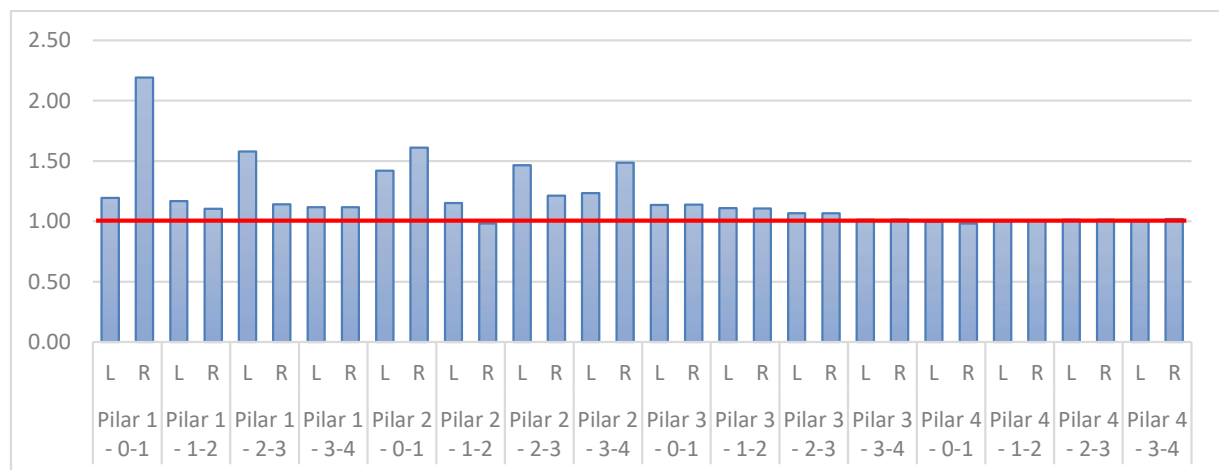


Fig.64 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares - Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite NC

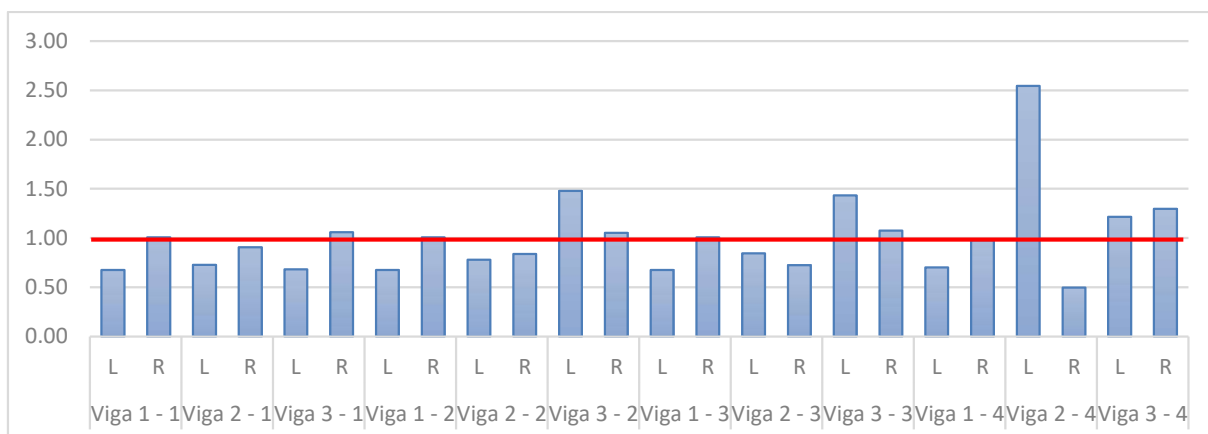


Fig.65 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite NC

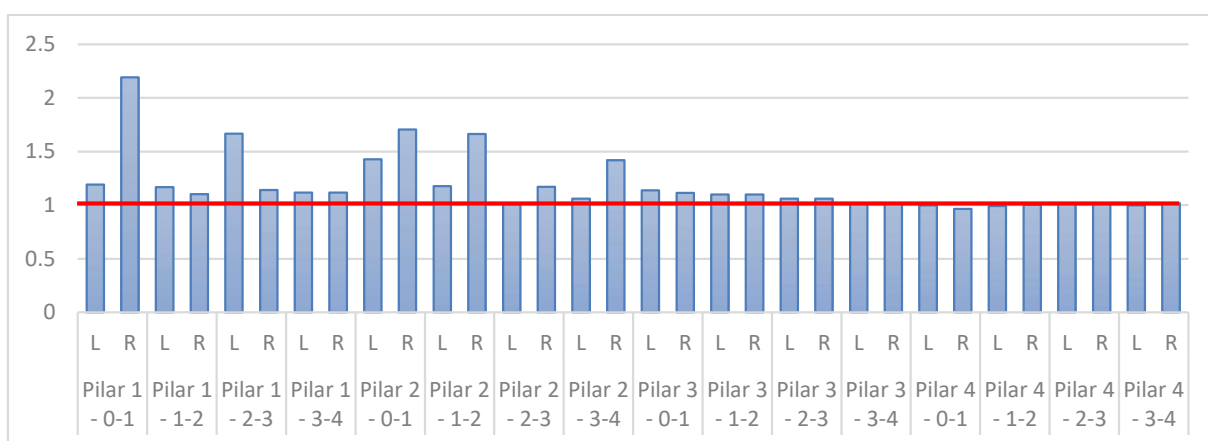


Fig.66 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite SD

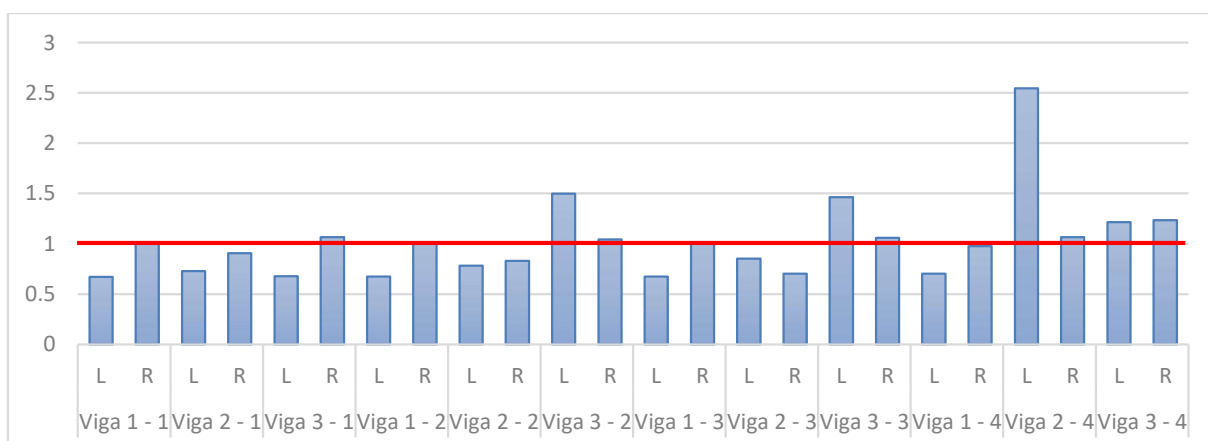


Fig.67 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite SD

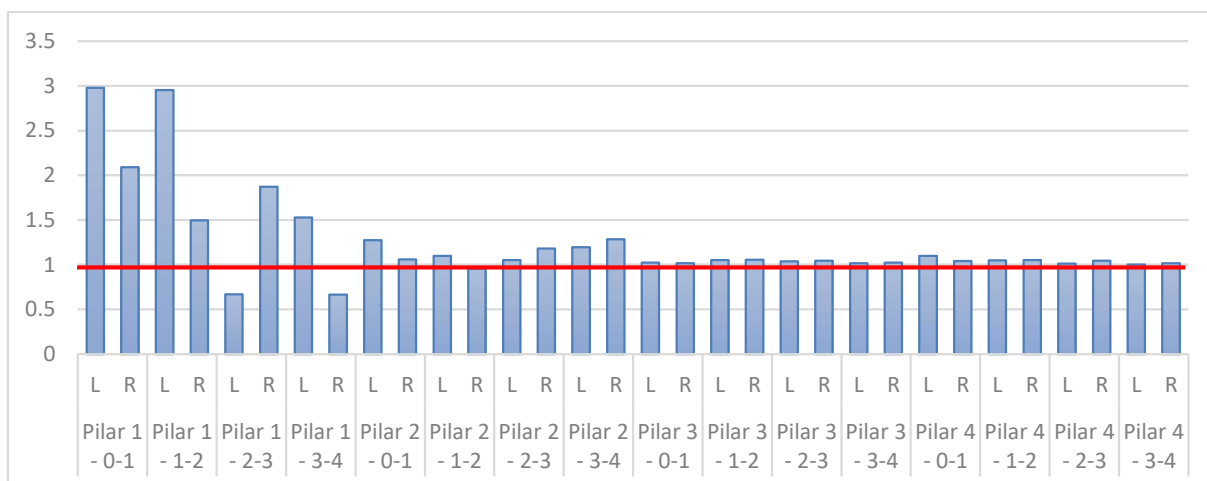


Fig.68 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite DL

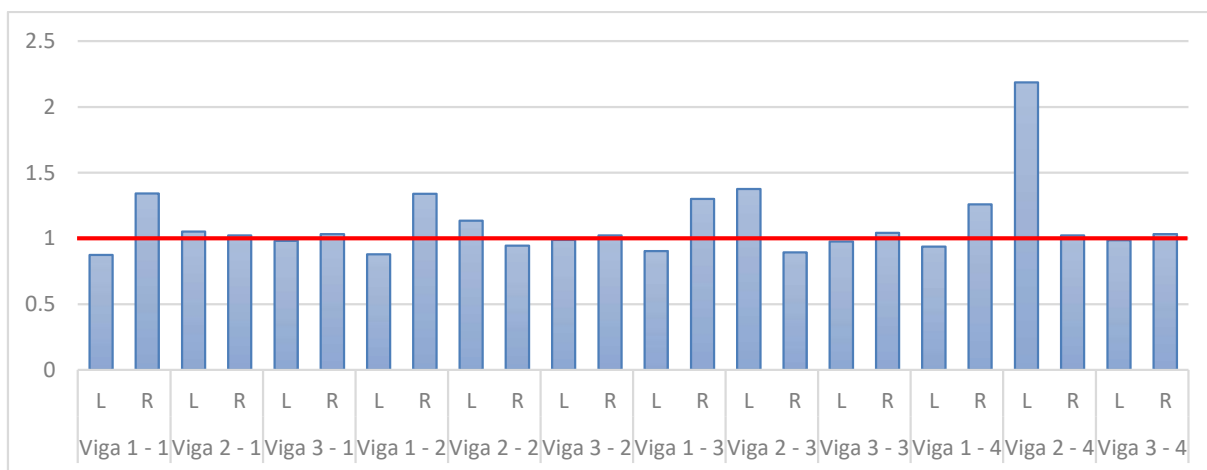


Fig.69 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite DL

Observa-se nas Figuras 64 a 69 que há alguns picos no quociente de capacidade em alguns elementos nos valores obtidos pelo SeismoStruct, o que pode ser justificado pelo facto de o programa utilizar a expressão teórica para calcular o vão de corte ($L_v=M/V$). Estudos comprovam, nomeadamente Fernandes, A. (2008), que a adoção desta expressão pode ocasionar resultados erróneos devido à sensibilidade que a expressão da capacidade da rotação da corda no estado limite último tem aos valores assumidos por este parâmetro. A adoção de um valor do vão de corte igual a $L/2$ acaba assim por se contribuir para evitar estes picos de capacidade.

De forma a validar esta informação, foi feita a comparação entre a expressão teórica (41) do vão de corte com a expressão simplificada (42) para a situação de estado limite de danos severos (SD), confrontando depois com as respetivas capacidades que estão presentes nas Figuras 66 e 67. Os resultados dessa comparação encontram-se nas Figuras 70 e 71.

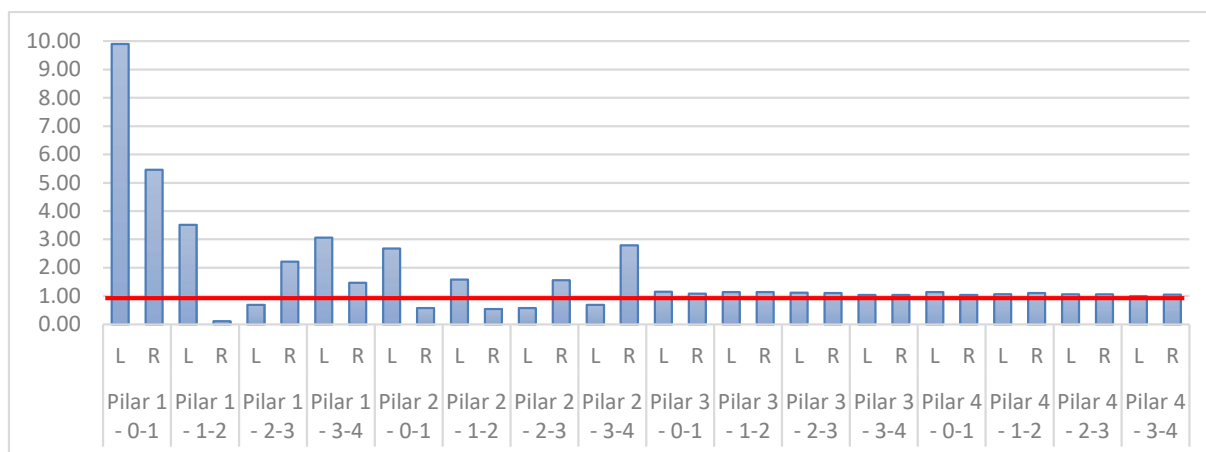


Fig.70 – Quociente entre os valores do vão de corte teórico (M/V) e simplificado (L/2) em pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD

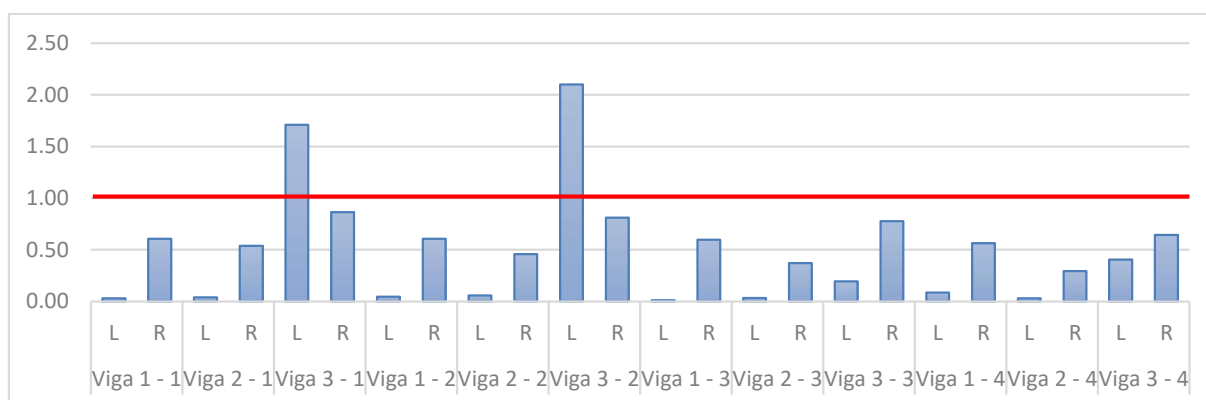


Fig.71 – Quociente entre os valores do vão de corte teórico (M/V) e simplificado (L/2) em vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD

Da análise das Figuras 70 e 71 juntamente com os gráficos dos quocientes das capacidades presentes nas Figuras 66 e 67 observa-se que, quando os valores do vão de corte seguem uma uniformidade relativamente a comparação dos resultados com a expressão teórica (41) e a simplificada (42), há também uma uniformidade nos valores das capacidades do SeismoStruct em relação aos valores da folha de cálculo; já quando os valores do vão de corte divergem, para alguns elementos verifica-se os picos de quociente de capacidade que foram anteriormente apontados.

3.4.3. VALIDAÇÃO DOS VALORES DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ESFORÇO TRANSVERSO

Para a validação dos valores da capacidade em termos de esforço transversal, foram efetuadas as comparações para todos os estados limites tal como foi feito para a validação da capacidade em termos de rotação da corda. Foram então comparados os valores da capacidade obtidos do SeismoStruct através de uma análise “pushover” com os valores gerados pela folha de cálculo, que está programada com as expressões presentes no ponto 2.7.5 e por sua vez estão em conformidade com a EC2-1-1 e a EC8-3. Os resultados dessa comparação encontram-se nas Figuras 72 a 77 (as validações dos valores da capacidade em termos de esforço transversal podem ser vistas com mais detalhes no Anexo D em termos de quocientes tal como nos gráficos presentes nas Figuras 72 a 77).

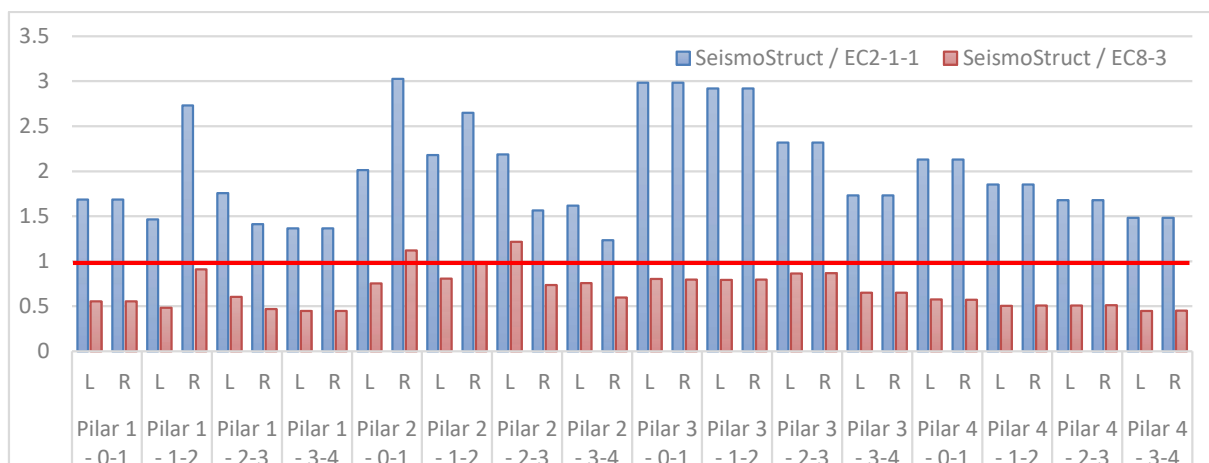


Fig.72 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transverso entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite NC

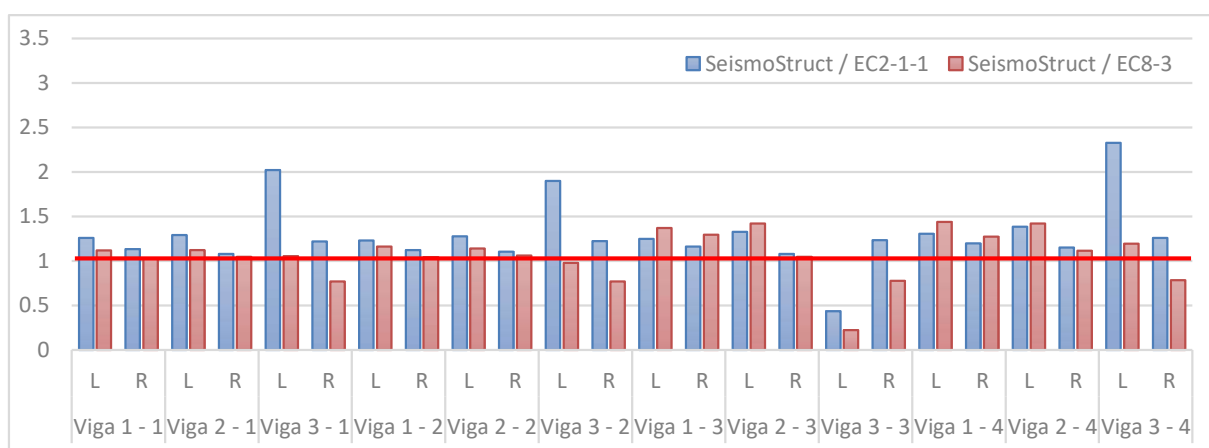


Fig.73 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transverso entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito às vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite NC

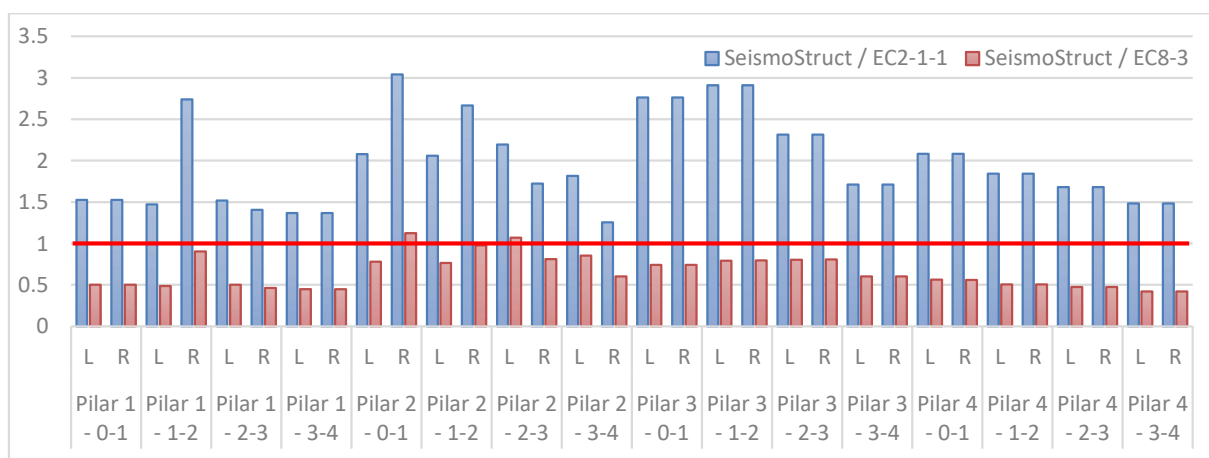


Fig.74 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transverso entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD

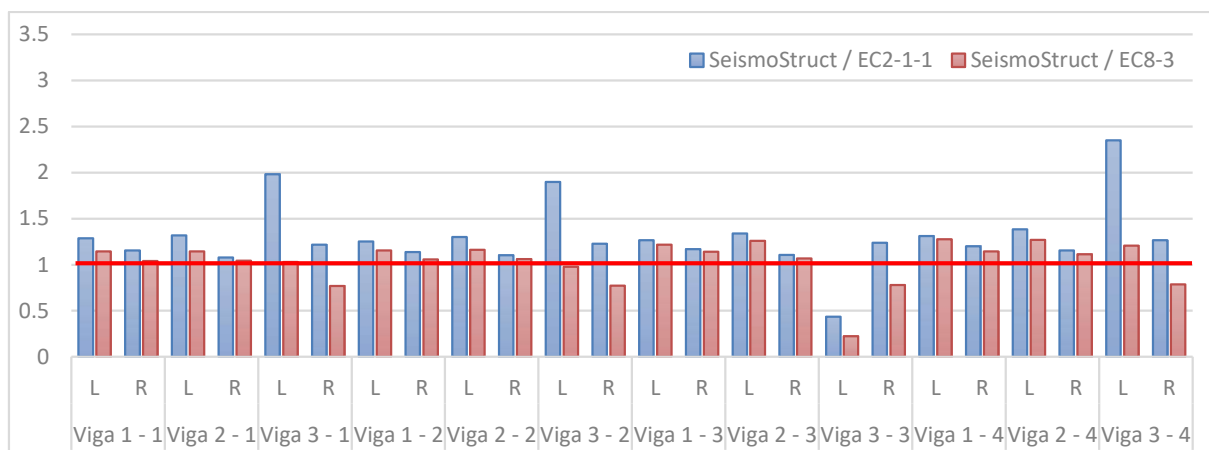


Fig.75 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD

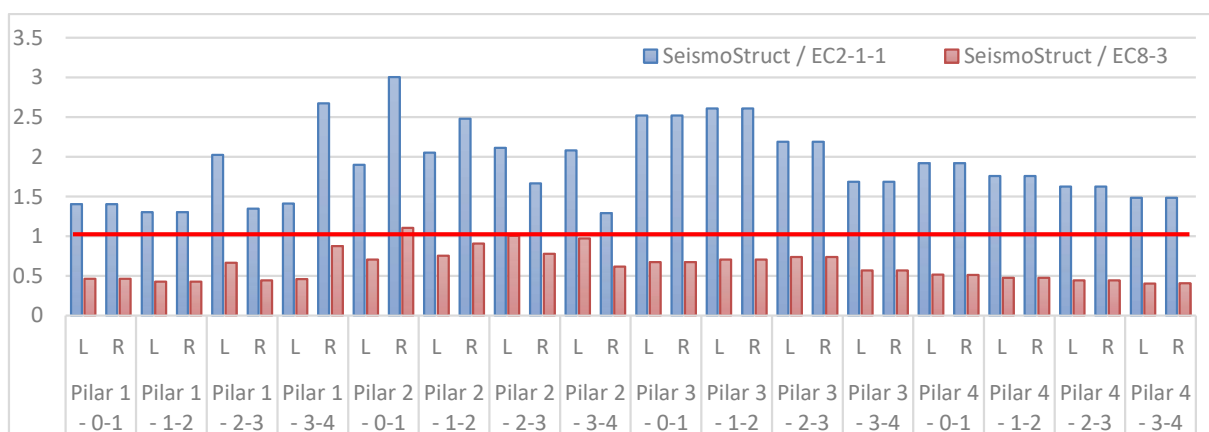


Fig.76 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite DL

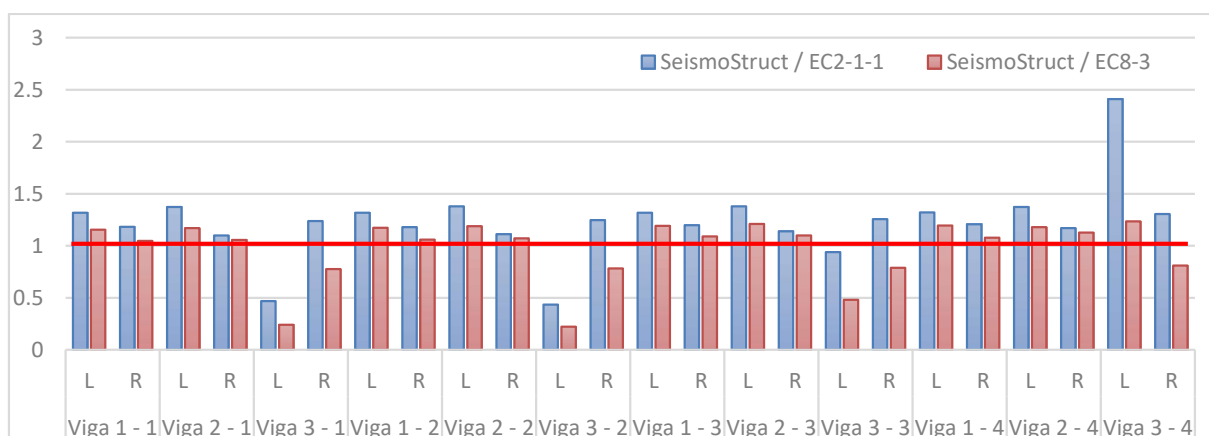


Fig.77 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite DL

Ao analisar as Figuras 72 a 77, para a maioria dos casos, os valores obtidos através da expressão fornecida pela EC2-1-1 são conservativos, diferentemente dos valores obtidos pela expressão da EC8-3, que tendem a dar mais capacidade em corte à estrutura.

As duas expressões da capacidade resistente ao esforço transversal estão programadas na folha de cálculo; prevalece a que resultar em um valor mais conservativo, ou seja, que resulte num valor menor da capacidade; isto porque, o parágrafo A.3.3.1 (4) da EC8-3 estabelece que “Na avaliação deverá ser utilizado o valor mínimo da resistência ao esforço transversal calculado de acordo com a EC2-1-1 ou através das expressões fornecidas pela EC8-3”.

3.4.4. VALIDAÇÃO DO CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE

O valor do momento resistente (M_{Rd}) dos elementos estruturais é utilizado em muitos casos para uma avaliação de segurança sísmica, como por exemplo para verificar a admissibilidade de uma análise linear ou para efetuar o cálculo da exigência sísmica relativamente ao esforço transversal quando se trata de uma análise linear, na situação em que o elemento apresenta a formação de uma rótula plástica. Por este motivo, torna-se necessário avaliar e validar os resultados deste parâmetro, o que é feito para o presente caso de estudo na Figura 78, onde se apresenta um gráfico comparativo entre o momento resistente calculado através de tabelas e ábacos e o momento resistente calculado através da expressão fornecida pela folha de cálculo, que é baseada no equilíbrio de forças, para todos os elementos da estrutura.

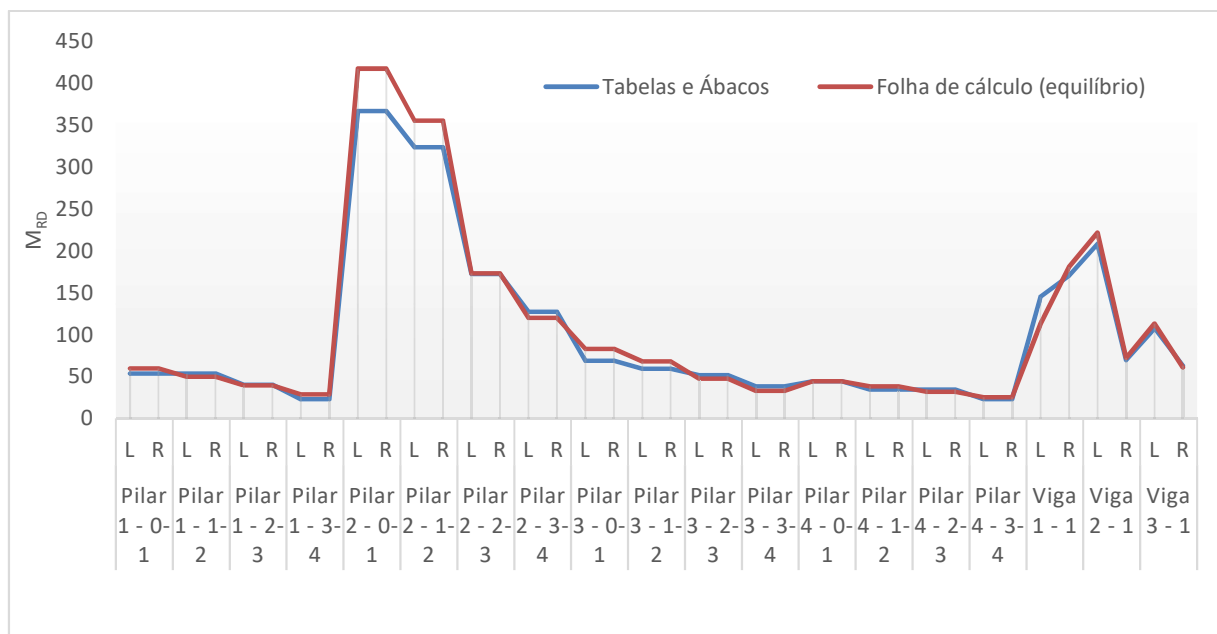


Fig.78 – Comparação dos valores do momento resistente

Os resultados obtidos no gráfico da Figura 78 vem demonstrar uma grande coerência nos valores fornecidos pela folha de cálculo. Há apenas alguns pequenos desfasamentos que podem ser justificados pela simplificação adotada ao calcular o momento resistente através das tabelas.

3.5. SÍNTESE

Pretende-se nesta secção efetuar uma análise dos pontos principais abordados neste capítulo.

O objetivo principal deste capítulo foi o de apresentar e validar a folha de cálculo responsável por otimizar a verificação de segurança sísmica; o intuito da elaboração da folha de cálculo foi o de criar uma ferramenta que permita cobrir todos os métodos de análises (lineares, não lineares e por coeficiente de comportamento q) e todos os estados limites (colapso iminente NC, danos severos SD e limitação de danos DL), sendo capaz de determinar de forma automática a exigência sísmica (D) nos elementos estruturais em questão, bem como a sua capacidade (C), seguido da verificação $D < C$ que averigua se a estrutura cumpre ou não a segurança estrutural.

Para isto, é apresentado inicialmente o modo de funcionamento da folha de cálculo decompondo-a simplificadamente em quatro partes essenciais, em que a primeira parte diz respeito a inserção de dados iniciais que se deve ter ao iniciar uma avaliação sísmica, como o estado limite de dano a ser verificado, o nível de conhecimento que se tem sobre a estrutura e o método de análise a ser utilizado. A segunda parte é responsável pela inserção dos dados de entrada necessários para que seja possível efetuar o cálculo das exigências sísmicas e das capacidades dos elementos da estrutura, como as propriedades geométricas e mecânicas dos materiais, quantificação das armaduras, informações dos esforços provenientes da análise e a definição do tipo de elemento (primário ou secundário). A terceira parte diz respeito a células ocultas, ou seja, que não são visíveis na folha de cálculo e que o utilizador não necessita manuseá-las. Nestas células ocultas são encontrados os cálculos necessários para uma efetiva verificação de segurança. Na quarta parte é apresentado os valores das exigências (D) e das capacidades (C) de acordo com o especificado nos passos anteriores, seguido da verificação de segurança $D < C$ que averigua se o elemento cumpre ou não a segurança sísmica estrutural. É apresentado também uma quinta parte que aborda os passos necessários para a utilização da rotina em Matlab (MathWorks - 2020), do qual é responsável por extrair informações de programas de cálculo para inserir automaticamente na folha de cálculo.

Após a apresentação da folha de cálculo, utilizou-se o caso de estudo 1 (dois pórticos construídos e ensaiados no âmbito do projeto ICONS enquadrados no programa de pesquisa do laboratório ELSA, em Itália) para efetuar uma avaliação de segurança sísmica seguindo os procedimentos descritos do capítulo 2, tendo como principal objetivo aplicar e posteriormente validar os resultados da folha de cálculo. Nesta avaliação, aproveitou-se para analisar e comparar os resultados obtidos entre os diferentes métodos de análises propostos pela EC8-3, bem como avaliar a importância da modelação dos painéis de enchimento em uma análise sísmica.

Os resultados obtidos na verificação de segurança sobre os dois pórticos que englobam o caso de estudo 1 vieram demonstrar que a estrutura, de ambos os pórticos, quando solicitada por uma ação sísmica tende a ter um modo de rotura frágil associado a um comportamento do tipo viga forte – pilar fraco e não um modo de rotura dúctil como desejado. Em relação aos métodos de análises, a abordagem por coeficiente de comportamento “ q ” apresentou um desfasamento na verificação dos mecanismos dúcteis em relação aos outros métodos de análises; ao analisar ao pormenor esta situação verificou-se que em grande parte dos elementos, os valores da exigência ultrapassaram por uma pequena margem o valor da capacidade, ou seja, os elementos quase verificaram a segurança, o que diminuiria a diferença entre os diferentes métodos de análises. Outra explicação deste desfasamento poderia estar associada pelo valor do coeficiente de comportamento “ q ” utilizado, pelo que um cálculo mais afinado deste parâmetro poderia garantir resultados mais concordantes com os outros métodos. Em suma, a análise linear apresentou resultados conservativos para o caso do pórtico sem alvenaria, diferente do pórtico com alvenaria onde obteve resultados menos conservativos. A análise pushover

apresentou uma maior coerência nos resultados obtidos para ambos os pórticos. No que diz respeito a avaliação da resposta da estrutura para os diferentes casos (pórtico com alvenaria e sem alvenaria), verificou-se que, para este caso, a resposta do pórtico sem alvenaria é mais gravosa do que a do pórtico com alvenaria e as respostas de ambos são definitivamente diferentes, onde para cada caso ocorre um modo de rotura diferente, levando a conclusão que não é viável negligenciar a modelação dos painéis de enchimento em uma avaliação sísmica.

Com a verificação de segurança do caso de estudo 1 realizada, foi possível efetuar a validação dos resultados que a folha de cálculo apresentou. Primeiramente foram validados os valores da exigência em termos de rotação da corda, comparando os valores da exigência obtidas pelo programa SeismoStruct (SeismoSoft - 2020) com os valores da folha de cálculo obtidos através dos resultados do programa SAP2000; nesta validação observou-se que, em alguns casos houve desfasamentos nos valores do quociente entre a exigência obtida pela SeismoStruct e a exigência obtida pela folha de cálculo, isto ocorreu nos casos em que os valores da exigência sísmica apresentaram resultados muito baixos (valores até 4,00 mrad), conduzindo a quocientes elevados perante uma pequena diferença. De seguida foram validados os valores da capacidade em termos de rotação da corda, para isso, foram comparados os valores da capacidade obtidas pelo programa SeismoStruct resultantes de uma análise “pushover”, com os valores gerados pela folha de cálculo; nesta validação observou-se alguns picos no quociente de capacidade em alguns elementos nos valores obtidos pelo SeismoStruct, o que pode ser justificado pelo facto de o programa utilizar a expressão teórica ($L_v=M/V$) para calcular o vão de corte, pelo que a adoção de um valor do vão de corte igual a $L/2$ acaba por evitar estes picos de capacidade. Para a validação dos valores da capacidade em termos de esforço transversal, foram comparados os valores da capacidade obtidos do SeismoStruct através de uma análise “pushover” com os valores gerados pela folha de cálculo; nesta validação observou-se que, para a maioria dos casos, os valores obtidos através da expressão fornecida pela EC2-1-1 são conservativos, diferentemente dos valores obtidos pela expressão da EC8-3, que tendem a dar mais capacidade em corte à estrutura; com isso, adotou-se como expressão principal para verificar a segurança relativamente ao esforço transversal na folha de cálculo a fornecida pela EC2-1-1. Por último, validou-se os valores do momento resistente (M_{Rd}) fornecidos pela folha de cálculo, onde os resultados apresentaram uma grande coerência nos valores obtidos.

4

CASO DE ESTUDO 2

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objetivo avaliar a segurança sísmica do edifício Parnaso, sendo submetido a sequência de procedimentos apresentados no capítulo 2, que dizem respeito a procedimentos necessários e fundamentais para uma correta avaliação sísmica de edifícios existentes, utilizando conjuntamente a folha de cálculo apresentada no capítulo 3, para um maior desempenho na verificação de segurança sísmica.

O edifício Parnaso foi construído em 1955 e situa-se na zona ocidental da cidade do Porto, no cruzamento das ruas Oliveira Monteiro e Nossa Senhora de Fátima. Este edifício é constituído por três blocos em torno de um pátio central, como pode ser visto no Anexo E, em que um bloco é destinado a habitações, um segundo bloco é destinado a habitações unifamiliares com espaço comercial e um terceiro bloco é destinado a uma escola de ballet.

Para efeito do estudo efetuado, a avaliação de segurança sísmica foi realizada apenas para o bloco habitacional, ilustrado na Figura 79, pelo que todos os dados seguintes são referentes a este.

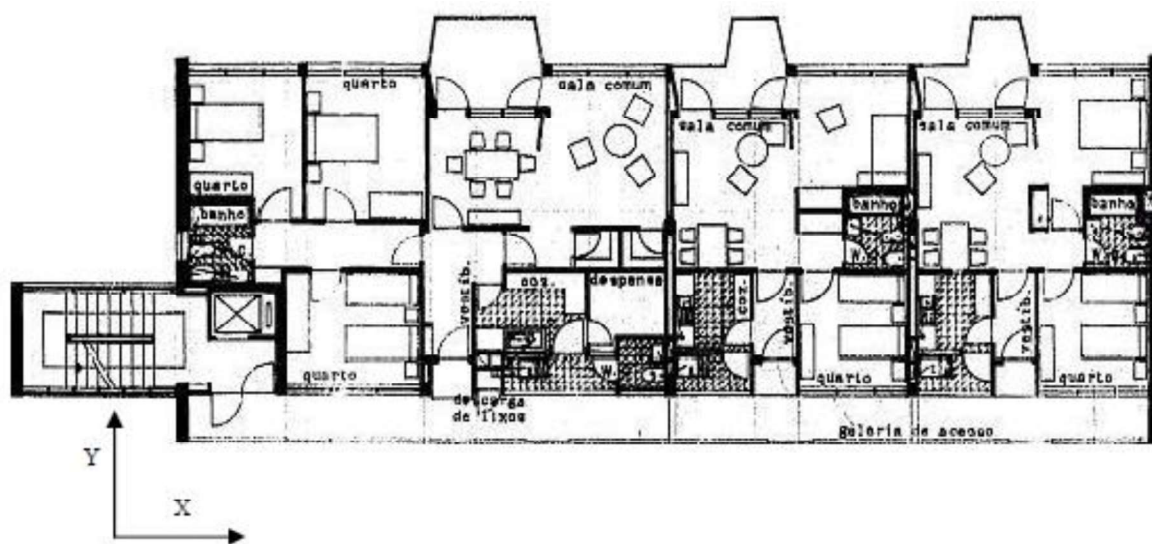


Fig.79 – Direções estudadas do bloco de habitação do edifício Parnaso (Milheiro, J. – 2008)

4.2. GEOMETRIA E DETALHAMENTO DE ARMADURAS

Em planta, o edifício Parnaso apresenta uma área de aproximadamente 26,00 x 8,40 metros e é constituído por três pórticos longitudinais de betão armado com afastamentos de 4,00 m e 4,40 m e um prolongamento em consola de 1,40 m (Figura 80).

Os pórticos II e III possuem vãos de 6,5 m e o pórtico I possui vãos de 3,25 m pelo facto de pilares intermédios, responsáveis por apoiarem as varandas, nascerem no primeiro piso para não conflitarem a funcionalidade arquitetónica do rés do chão (Figura 81).

Os pisos são constituídos por lajes aligeiradas armadas transversalmente, com 0,17 m de altura acrescidos de betão complementar de 0,05 m, nas zonas das consolas a laje é maciça com 0,14m de espessura e nas varandas com 0,12 m.

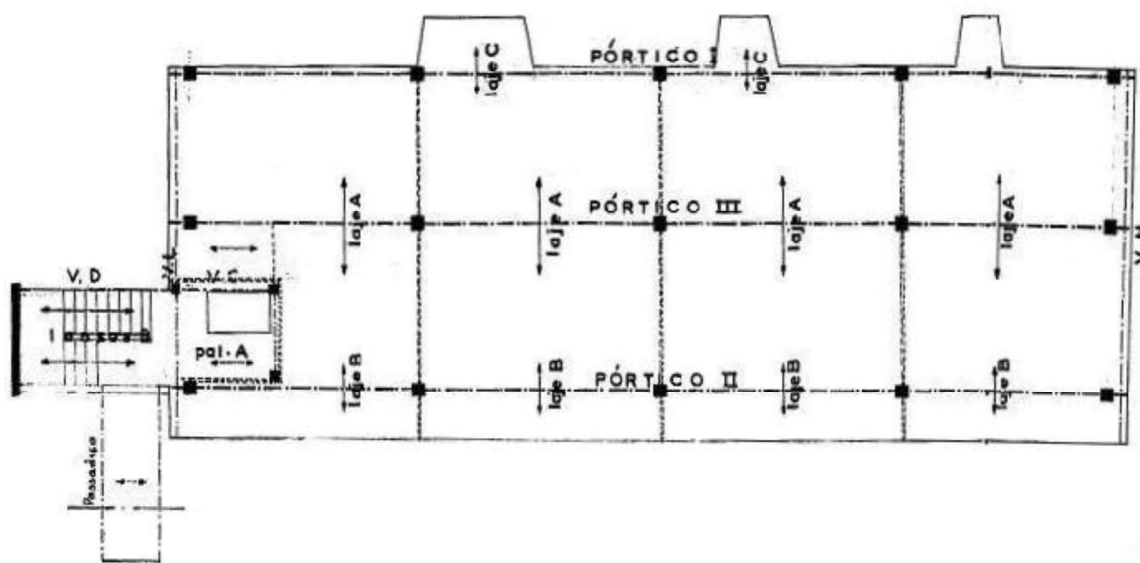


Fig.80 – Disposição dos pórticos em planta ao nível do piso 1 (Freitas, R. – 2008)

Em altura, o edifício Parnaso tem um desenvolvimento de 18 m abrangendo os seis pisos destinados a habitação, com um pé direito de 4,00 m no rés do chão e 2,80 m nos restantes pisos, como pode ser visto na Figura 81.

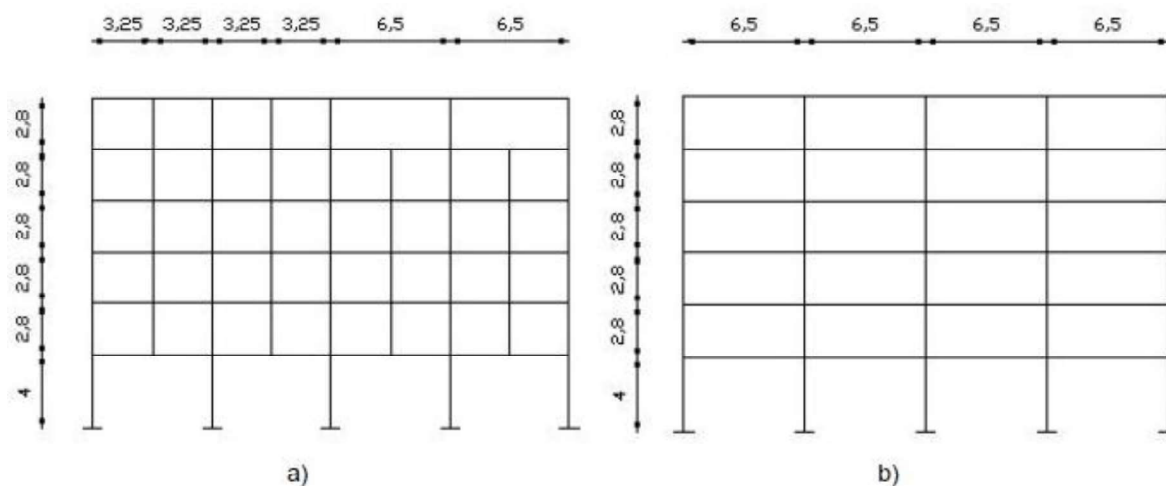


Fig.81 – Pórticos longitudinais: A) Pórtico I; B) Pórtico II e III (Milheiro, J. - 2008)

As fundações foram dimensionadas com sapatas isoladas para cada pilar.

O acesso vertical do edifício é concebido através de um elevador e uma escada exterior que se encontra separada do edifício, cuja caixa é constituída por uma parede de betão ligada à estrutura principal através de vigas ao nível dos pisos. Embora haja esta parede, a mesma não cumpre a sua função de aumentar a rigidez lateral do edifício pelo facto de haver uma junta de dilatação que separa a caixa de escada da estrutura principal.

As dimensões dos elementos estruturais bem como as armaduras foram de difícil visualização através dos desenhos técnicos disponíveis, de qualquer forma foram extraídas as medidas mais precisas possíveis. Houve algumas dúvidas em relação as armaduras, pelo que foi adotado em todo seu comprimento a mesma quantidade de armadura presente em sua extremidade.

As paredes de enchimento deveriam ter sido consideradas na análise, mas optou-se por não as considerar devido o projeto não fornecer as suas características e porque não seria realizável no âmbito e duração deste trabalho.

Mais informações acerca do edifício, bem como as plantas, alçados e desenhos de armação dos elementos estruturais encontram-se no Anexo E.

4.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

As propriedades dos materiais utilizadas na modelação numérica foram os valores nominais especificados nas memórias de cálculo e que podem ser observados no Quadro 27:

Quadro 27 – Valores nominais da resistência do betão (C16/20) e do aço (A235NL)

Betão		Aço	
f_{ck}	16 MPa	f_{syk}	235 MPa
f_{cm}	24 MPa	f_{suk}	300 MPa
E_{cm}	29 GPa	ε_{suk}	24,0 %

4.4. CARGAS VERTICAIS

As cargas estáticas verticais aplicadas nas modelações numéricas estão representadas nos Quadros 28 e 29. Tais cargas têm como objetivo simular o peso próprio dos elementos estruturais, as restantes cargas permanentes e as sobrecargas. Tais cargas foram admitidas na estrutura através da combinação quase permanente de ações (Expressão 20).

De acordo com Freitas, R. (2008), os valores das cargas referidas resultam nas seguintes ações:

Quadro 28 – Cargas permanentes

	G (kN/m ²)
Lajes aligeiradas	3.35
Lajes maciças	2.85
Outros elementos estruturais	1.20
Revestimentos	0.60

Quadro 29 – Sobrecargas e coeficientes de redução

	Q (kN/m ²)	Ψ_2
Habitação	2.0	0.3
Varandas	2.0	0.3
Cobertura	0.3	0.0
Terraço inacessível	1.0	0.0

4.5. AVALIAÇÃO SÍSMICA

4.5.1. REQUISITOS FUNDAMENTAIS

Tal como referido em 2.2.1 do presente trabalho, o estado limite a ser verificado depende da classe de importância do edifício, sendo que para as classes de importância I e II deve ser verificado o estado limite de danos severos (SD) e para as classes de importância III e IV devem ser verificados todos os estados limites.

De acordo com o Quadro 3, o edifício Parnaso encontra-se na categoria II por se tratar de uma estrutura corrente e que não pertence às outras categorias, logo, o estado limite a ser verificado nesta avaliação sísmica é somente o de danos severos (SD).

4.5.2. QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

O edifício Parnaso situa-se no Porto, considerada uma zona de baixa sismicidade, que de acordo com a Figura 44 pertence nomeadamente à zona 1.6 para o sismo tipo 1 e zona 2.5 para o sismo tipo 2, resultando em uma aceleração máxima de referência (a_{gR}), de acordo com o Quadro 1, de 0,35 m/s² (0,0357g) e 0,8 m/s² (0,0816g) respetivamente.

No que concerne ao solo, foi adotado o terreno do tipo B. Com essa informação foi possível adotar o valor dos parâmetros para os espectros de resposta, que de acordo com o Quadro 6, para o terreno tipo B, são descritos no Quadro 30:

Quadro 30 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para o terreno tipo B

Tipo de terreno	Ação sísmica Tipo 1				Ação sísmica Tipo 2			
	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
B	1,35	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0

O período de retorno para o evento sísmico foi adotado em conformidade com o especificado no Anexo Nacional da EC8-3 e que pode ser visto também em 2.3.4 do presente trabalho, sendo estabelecido que para o estado limite de danos severos (SD) o período de retorno a ser considerado é de 308 anos com uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos.

Com as informações acima e utilizando as Expressões 2, 3 e 4 foi possível calcular os coeficientes de importância e as devidas acelerações máximas do solo, que podem ser observadas no Quadro 31, resultando nos espectros de resposta elásticos representados na Figura 83.

Quadro 31 – Determinação da aceleração máxima para o caso de estudo 2

Estado Limite	Sismo tipo 1			Sismo tipo 2		
	a_{gR} (g)	γ_I	a_g (g)	a_{gR} (g)	γ_I	a_g (g)
SD	0,0357	0,75	0,0268	0,0816	0,84	0,0686

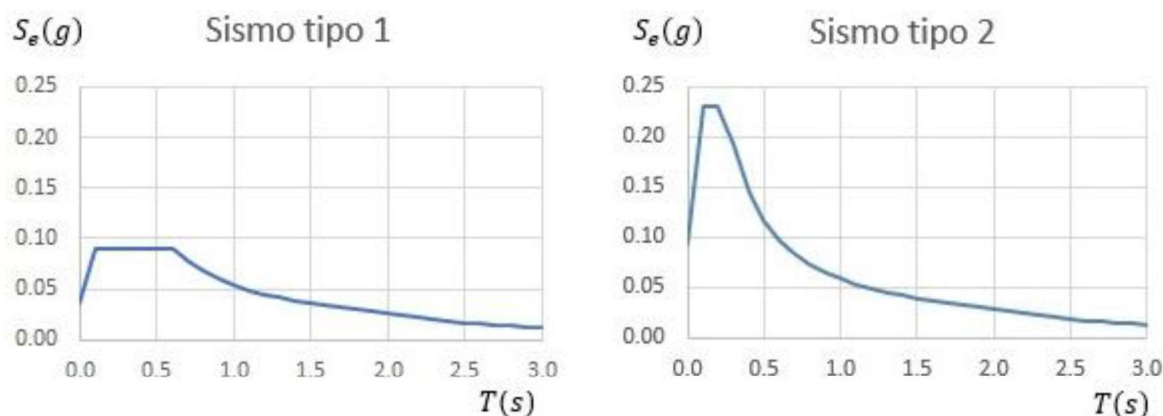


Fig.82 – Espectro de resposta elástico para o sismo tipo 1 e 2 - Estado limite SD - Porto

Antecipando que o edifício Parnaso pudesse verificar a segurança em todos os elementos estruturais por estar localizado em uma zona de baixa sismicidade, decidiu-se adotar uma sismicidade de maior intensidade para efetuar esta avaliação de segurança. A região escolhida foi a de Lisboa, igual à definida para avaliar a estrutura do caso de estudo 1 (3.3.4.2), estando presentes na Figura 83 os espectros então adotados para esta avaliação de segurança.

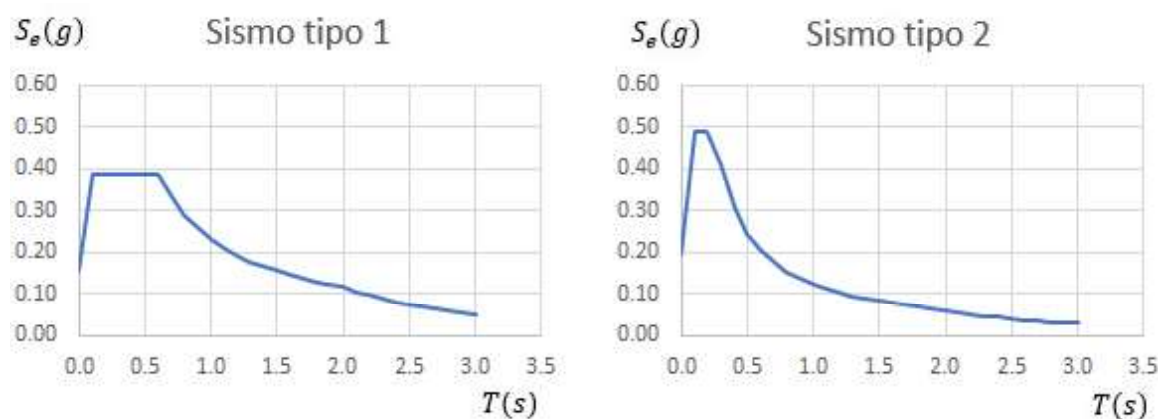


Fig.83 – Espectro de resposta elástico para o sismo tipo 1 e 2 - Estado limite SD - Lisboa

4.5.3. INFORMAÇÃO PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

Mediante as informações descritas em 4.2 e 4.3 sobre a geometria, propriedades dos materiais e as disposições construtivas dos elementos estruturais, pode-se considerar que há um conhecimento normal (KL2) acerca da estrutura, pois não foi realizado nenhuma inspeção in situ de forma alargada ou feito ensaios para identificar com maior aprofundamento as características da estrutura. No entanto,

por este ser um trabalho acadêmico, seguiu-se a metodologia utilizada por (Oliveira, J. – 2013) de não reduzir o valor da resistência dos materiais pelo coeficiente de confiança (CF) respetivo ao nível de conhecimento normal (KL2) da estrutura e sim utilizar o coeficiente de confiança (CF) como se obtivéssemos um nível de conhecimento integral (KL3) acerca da estrutura, de forma a se obter os resultados mais semelhantes da sua resposta real.

O nível de conhecimento do tipo KL3, correspondente a um coeficiente de confiança (CF) igual a 1,0.

4.5.4. ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com o ponto 2.5.2 deste trabalho, a escolha do método de análise depende de três fatores, nomeadamente a regularidade estrutural do edifício, o nível de conhecimento que se tem sobre a estrutura e, em caso de análise lineares, a verificação da uniformidade da razão exigência/capacidade de deformação.

Se tratando da regularidade estrutural do edifício Parnaso, apesar de ter uma caixa de escadas excêntrica à estrutura principal, esta se encontra separada do edifício por uma junta de dilatação, como referido anteriormente no ponto 4.2, pelo que é possível negligencia-la sem comprometer os resultados obtendo assim um edifício regular tanto em planta como em altura. Esta simplificação já foi feita em estudos anteriores, nomeadamente Milheiro, J. (2008) entre outros.

Com isso, e relembrando que se considerou um conhecimento normal sobre a estrutura, é possível afirmar que qualquer tipo de análise para esta avaliação sísmica é permitido. Para esta avaliação, foram adotados dois métodos de análise: análise estática não linear (pushover) e a análise linear por espectro de resposta.

Vale ressaltar também que, de acordo com o Quadro 12, o modelo pode ser plano ou espacial, pelo que se adotou um modelo espacial para ambas as análises de forma a verificar a segurança nas duas direções principais do edifício (Figura 79).

4.5.5. MODELAÇÃO NUMÉRICA

No que diz respeito a análise não linear, o modelo numérico do edifício Parnaso utilizado neste trabalho foi o mesmo utilizado em Oliveira, J. (2013), que se debruçou exclusivamente na modelação não linear através do programa SeismoStruct (SeismoSoft – 2020), programa este já referido e apresentado anteriormente, para conseguir chegar a comportamentos e valores mais próximos possíveis do edifício real, pelo que mais detalhes acerca desta modelação poderá ser visto em Oliveira J. (2013).

A análise linear foi realizada através do programa SAP2000 (CSI – 2020), programa este também já referido e apresentado anteriormente.

A modelação da geometria e dos pormenores construtivos foram feitas em conformidade com o ponto 4.2 e as propriedades dos materiais tal qual consta no ponto 4.3.

Por uma questão de simplificação, optou-se por não considerar a parte da caixa de escadas no modelo, como já referido e justificado nos pontos 4.2 e 4.5.4.

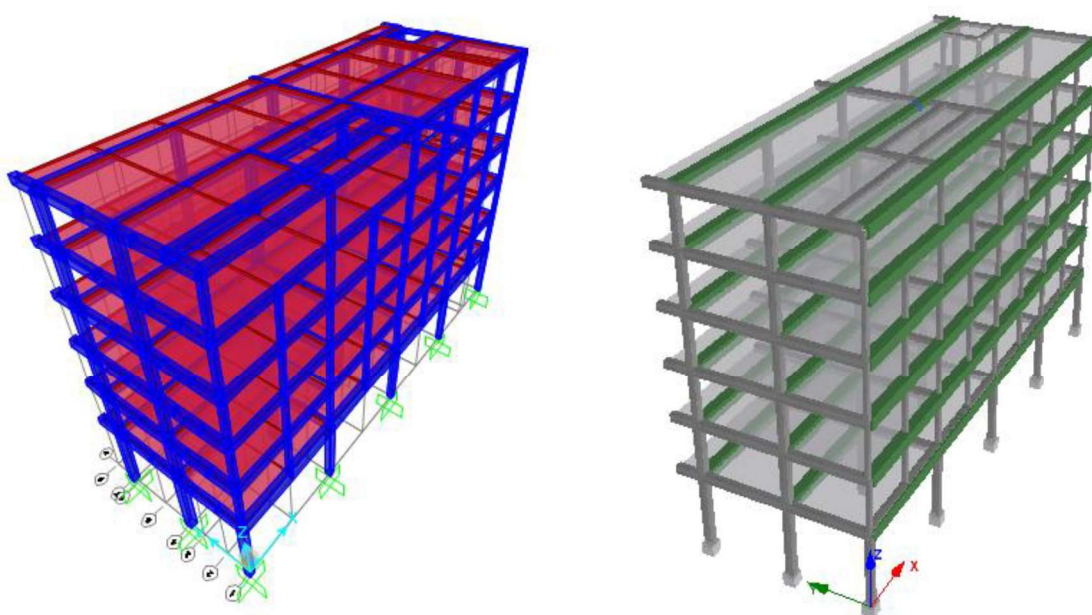


Fig.84 – Modelo em SAP2000 e em SeismoStruct do edifício Parnaso respetivamente

4.5.6. VERIFICAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS MODELOS

De forma a obter um comportamento preciso do modelo e ao mesmo tempo verificar se há ou não grandes erros na modelagem, é importante conhecer a frequência natural da estrutura e calibrar o modelo numérico através dela.

Milheiro, J (2008) desenvolveu um trabalho experimental onde foi possível identificar as frequências próprias de vibração para as duas direções principais do edifício Parnaso, obviamente com os painéis de alvenaria. Entretanto, Milheiro, J. (2008) e Freitas, R. (2008) conseguiram chegar a resultados das frequências naturais para calibrar também os modelos sem alvenaria, resultados estes que se encontram no Quadro 32 e que se comparam com os resultados dos modelos apresentados neste trabalho.

Quadro 32 – Modos de vibração e frequências do edifício Parnaso sem alvenaria

	1º Modo	2º Modo
Frequências naturais – numérico (SeismoStruct)	0.85 Hz	0.93 Hz
Frequências naturais – numérico (SAP2000)	0.77 Hz	0.81 Hz
Frequências naturais – numérico (Freitas, R. – 2008)	0.79 Hz	0.90 Hz
Frequências naturais – numérico (Milheiro, J. – 2008)	0.68 Hz	0.93 Hz

É possível observar diferenças nos resultados entre todos os modelos, com diferenças de até 25% para o primeiro modo de vibração e diferenças de até 14% para o segundo modo, mas pode-se dizer que são valores razoáveis visto ser difícil estimar com precisão as frequências naturais para o edifício sem alvenaria e que normalmente são consideradas abordagens simplificadas para estimar esses valores.

Apresenta-se nas Figuras 84, 85, 86 e 87 os modos de vibração para as duas direções estudadas, sendo que o primeiro modo de vibração diz respeito a movimentação maioritariamente da massa do edifício na direção Y estudada, e o segundo modo de vibração na direção X.

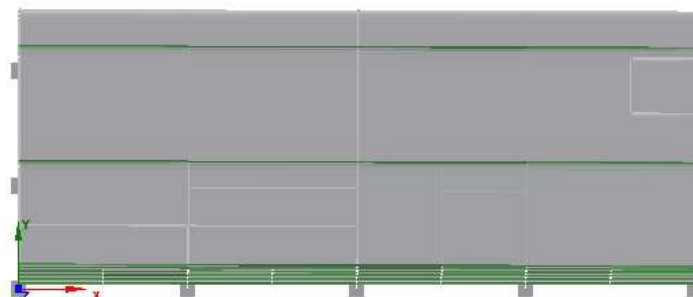


Fig.85 – Primeiro modo de vibração do edifício Parnaso (direção Y) – Modelo numérico em SeismoStruct

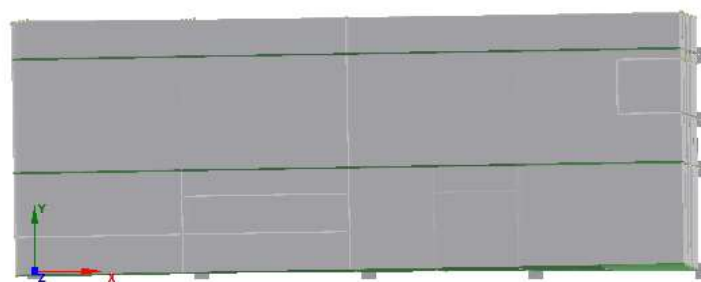


Fig.86 – Segundo modo de vibração do edifício Parnaso (direção X) – Modelo numérico em SeismoStruct

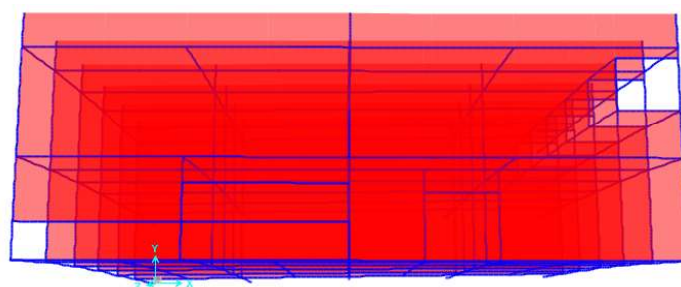


Fig.87 – Primeiro modo de vibração do edifício Parnaso (direção Y) – Modelo numérico em SAP2000

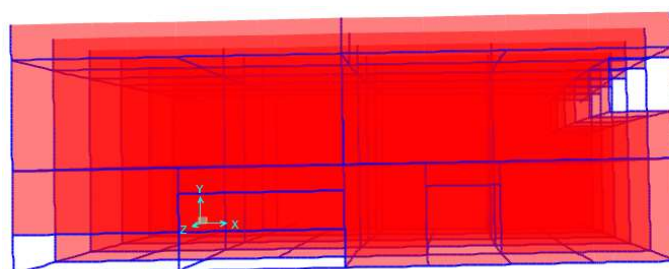


Fig.88 – Segundo modo de vibração do edifício Parnaso (direção X) – Modelo numérico em SAP2000

4.5.7. VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE LINEAR

Pretende-se neste ponto verificar a admissibilidade da análise linear avaliando se a estrutura é capaz de assegurar uma distribuição uniforme da exigência relativa a ductilidade, conforme o procedimento descrito em 2.5.2.3 e já realizado em 3.3.4.7 para o caso de estudo 1.

Os resultados da verificação da admissibilidade da análise linear para o edifício Parnaso podem ser analisados resumidamente no Quadro 33.

Quadro 33 – Verificação da admissibilidade da análise linear

Estado limite	SD	
Direção da ação sísmica	X	Y
	ρ	
$\rho_{\min} (>1.0)$	1.00	1.08
$\rho_{\max}$	2.72	4.51
$\rho_{\max} / \rho_{\min}$	2.72	4.17

Ao observar o Quadro 33 nota-se que a análise linear não é admissível para verificar a direção Y do edifício Parnaso, ou seja, para a verificação de segurança deste edifício a análise linear será aceite apenas para verificar a segurança sísmica na direção X.

4.5.8. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Neste ponto será abordado a verificação de segurança do edifício Parnaso segundo os procedimentos contemplados no Eurocódigo 8 parte 3, para as duas análises (estática não linear e linear por espectro de resposta) efetuadas.

No âmbito deste trabalho foi dado sequência apenas à verificação do sismo tipo 1, isto porque é a situação mais gravosa para ambas as direções (X e Y); ao verificar o período (T) da estrutura no espectro de resposta (Figura 48), observa-se que, para o caso do sismo tipo 1 a aceleração espectral é maior do que a do sismo tipo 2, levando assim a maiores esforços e deslocamentos na estrutura.

As Figuras 88 e 89 apresentam resumidamente a verificação de segurança referente a análise “pushover”, para as duas direções (X e Y), onde a exigência e a capacidade sísmica de cada elemento foram calculadas utilizando a folha de cálculo, conjuntamente com os esforços obtidos da análise “pushover” realizada pelo programa SeismoStruct (SeismoSoft - 2020).

Maiores detalhes desta verificação de segurança podem ser analisados no Anexo F deste trabalho.

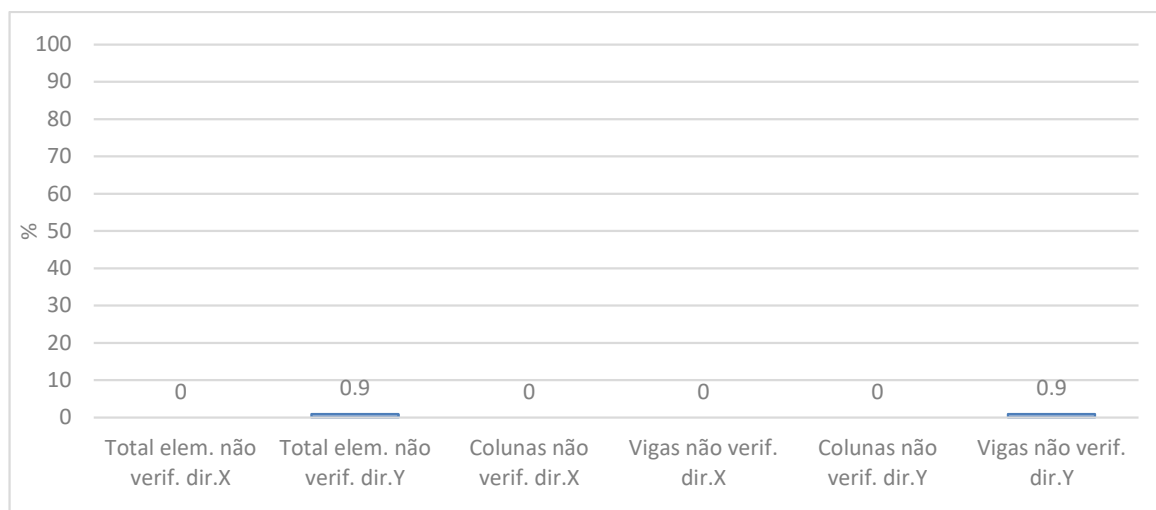


Fig.89 – Percentagem de elementos não verificados em uma análise Pushover – Estado limite SD – Mecanismo dúctil – Edifício Parnaso

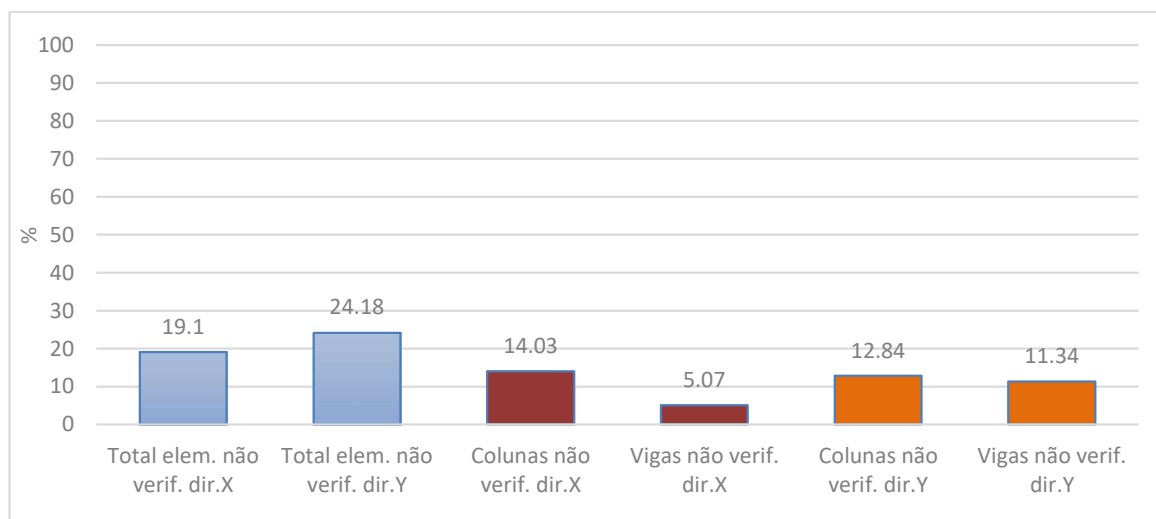


Fig.90 – Percentagem de elementos não verificados em uma análise Pushover – Estado limite SD – Mecanismo frágil – Edifício Parnaso

As Figuras 90 e 91 apresentam resumidamente a verificação de segurança referente a análise linear por espectro de resposta, para a direção X, onde a exigência e a capacidade sísmica de cada elemento foram calculadas utilizando a folha de cálculo, conjuntamente com os esforços obtidos da análise linear realizada pelo programa SAP2000 (CSI - 2020).



Fig.91 – Percentagem de elementos não verificados em uma análise linear por espectro de resposta – Estado limite SD – Mecanismo dúctil – Edifício Parnaso

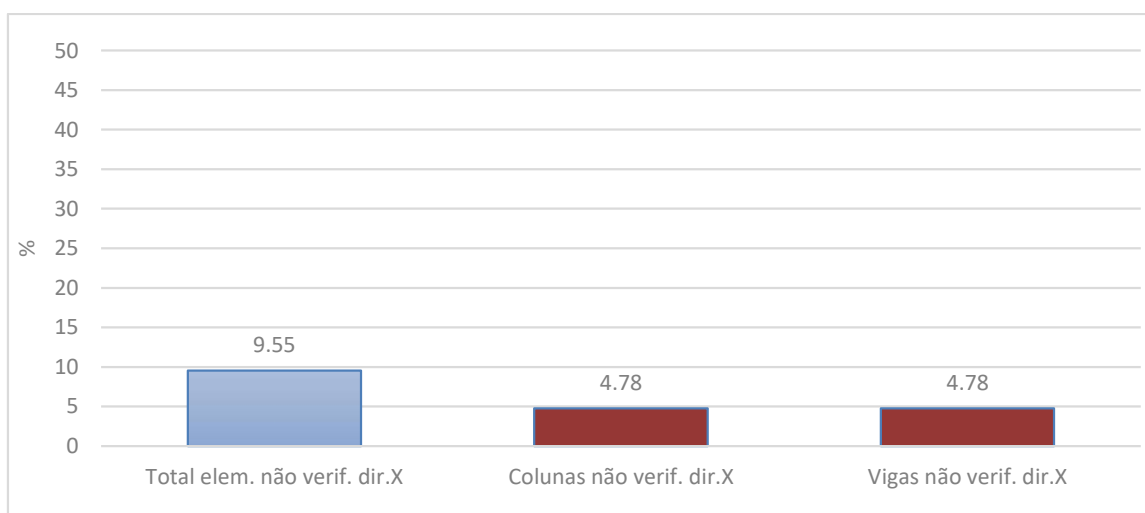


Fig.92 – Percentagem de elementos não verificados em uma análise linear por espectro de resposta – Estado limite SD – Mecanismo frágil – Edifício Parnaso

Ao analisar as Figuras 88, 89, 90 e 91 observa-se que os mecanismos frágeis são a causa de ocorrência de colapso da estrutura.

No que diz respeito aos mecanismos dúcteis, para a direção X, como há uma maior rigidez nesta direção, há consequentemente um menor deslocamento da estrutura em relação a direção Y levando a ocorrência de zero elementos não verificados. Já para a direção Y, que possui uma menor rigidez e consequentemente uma maior ductilidade, a verificação de segurança apresentou 0.90% (análise Pushover) de elementos não verificados e que são maioritariamente vigas; porém ao analisar ao pormenor os resultados da folha de cálculo, verifica-se que há uma boa quantidade de elementos que quase alcançaram o valor limite estipulado pela verificação de segurança, que poderia ocasionar um

aumento na percentagem de elementos não verificados em relação a este mecanismo para esta direção; alguns destes elementos podem ser observados na Figura 93.

Verif. Segurança Mec. Dúctil					Verif. Segurança Mec. Dúctil				
Exigência		Capacidade		Condição	Exigência		Capacidade		Condição
SD		SD			SD		SD		
θD		θC			θD		θC		
(mrad)		(mrad)			(mrad)		(mrad)		

col322	L-	16.62	18.13	OK	col532	L-	18.68	18.89	OK
	L+	16.62	18.13	OK		L+	18.68	18.89	OK
	R-	16.72	18.13	OK		R-	18.61	18.89	OK
	R+	16.72	18.13	OK		R+	18.61	18.89	OK
col332	L-	18.87	19.14	OK	col533	L-	17.76	19.39	OK
	L+	18.87	19.14	OK		L+	17.76	19.39	OK
	R-	18.75	19.14	OK		R-	14.88	19.39	OK
	R+	18.75	19.14	OK		R+	14.88	19.39	OK
col333	L-	17.93	19.71	OK	col722	L-	16.24	17.82	OK
	L+	17.93	19.71	OK		L+	16.24	17.82	OK
	R-	15.00	19.71	OK		R-	16.54	17.82	OK
	R+	15.00	19.71	OK		R+	16.54	17.82	OK
col522	L-	16.38	17.72	OK	col732	L-	18.46	19.16	OK
	L+	16.38	17.72	OK		L+	18.46	19.16	OK
	R-	16.48	17.72	OK		R-	18.48	19.16	OK
	R+	16.48	17.72	OK		R+	18.48	19.16	OK
col523	L-	15.63	18.47	OK	col733	L-	17.59	19.74	OK
	L+	15.63	18.47	OK		L+	17.59	19.74	OK
	R-	13.50	18.47	OK		R-	14.67	19.74	OK
	R+	13.50	18.47	OK		R+	14.67	19.74	OK

Fig.93 – Elementos que quase não verificaram a segurança – SD – mecanismo dúctil – direção Y

No que concerne aos mecanismos frágeis, ambas as direções são vulneráveis a este tipo de mecanismo, o que, muito provavelmente ocorre pelo facto da estrutura não ter elementos de contraventamento responsáveis por assegurar exclusivamente a resistência às ações laterais, levando com que todos os pilares da estrutura sejam envolvidos significativamente nessa resistência. É importante ressaltar que em 1955, ano de construção do edifício Parnaso, não havia tanta preocupação em dimensionar estruturas para resistir as ações laterais, conduzindo assim a pilares fracamente armados e com baixa resistência ao corte.

4.6. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

A proposta de reforço de uma estrutura é sempre uma decisão delicada, uma vez que qualquer alteração que se faz na estrutura, seja o reforço de um elemento isolado ou a adição de novos elementos de contraventamento faz com que a estrutura tenha um comportamento diferente do inicial, podendo conduzir a esforços mais elevados e/ou acarretar outros modos de rotura.

Entretanto, é evidente que o edifício Parnaso necessita de elementos de contraventamento para assegurar a exigência sísmica, em ambas as direções, visto os pilares existentes não cumprirem esta função.

Para este caso, como houve cerca de 25% de elementos estruturais que não verificaram a segurança sísmica, a estratégia E2 (ver 2.8.1), que consiste no aumento da capacidade dos elementos existentes pode ser a mais pertinente nesta situação. Assim, uma proposta seria de aumentar a rigidez de alguns elementos pontuais e estratégicos com encamisamento de betão armado, e nos restantes elementos reforçar com encamisamento de chapas de aço para aumentar apenas a resistência ao corte, desta forma não aumentaria de forma drástica a rigidez global do edifício (como em uma estratégia E1), em consequência não aumentaria a intensidade sísmica e a ductilidade da estrutura seria melhor explorada.

Por outro lado, é importante levar em consideração que 25% de elementos estruturais dizem respeito, para este caso, a cerca de 75 elementos, pelo que mediante o custo deste reforço utilizando a estratégia E2, talvez a utilização da estratégia E1, que consiste em reduzir a exigência sísmica nos elementos existentes e na estrutura em um todo, poderia ser ponderada.

4.7. SÍNTESE

Pretende-se nesta secção efetuar uma análise dos pontos principais abordados neste capítulo.

O objetivo principal deste capítulo foi o de colocar em prática o que se desenvolveu nos capítulos 2 e 3, utilizando como caso de estudo um edifício anterior aos regulamentos com exigências de projeto sísmico.

Para isso, inicialmente apresentou-se o caso de estudo 2, que diz respeito ao edifício Parnaso situado na zona ocidental da cidade do Porto. De seguida, o edifício Parnaso foi submetido a sequência de procedimentos apresentados no capítulo 2 para uma correta avaliação de segurança sísmica; nesta avaliação pode-se destacar que: a sismicidade adotada foi a de Lisboa; o nível de conhecimento assumido para a análise foi o KL3 e foram utilizados dois métodos de análise para a verificação de segurança da estrutura, a análise estática não linear (Pushover) e a análise linear por espectro de resposta, sendo que a análise Pushover foi realizada através do programa SeismoStruct (SeismoSoft - 2020) e a análise linear através do programa SAP2000 (CSI – 2020).

No que diz respeito aos resultados da verificação de segurança (com a aplicação da folha de cálculo), inicialmente pode-se constatar que a análise linear não foi admitida para verificar a segurança na direção Y do edifício Parnaso, servindo apenas para verificar a direção X. De qualquer forma, os dois métodos de análises conduziram a resultados semelhantes, mostrando que a estrutura é vulnerável a mecanismos frágeis para ambas as direções e que isto ocorre muito provavelmente pelo facto de a estrutura não ter elementos de contraventamento responsáveis por assegurar as ações laterais.

Por último foi abordado um pouco sobre uma possível proposta de intervenção e reforço, que basicamente apontou a estratégia E2 como a mais viável para esta situação, recorrendo ao aumento da rigidez de alguns elementos estratégicos com encamisamento de betão armado e em outros elementos o reforço com encamisamento de chapas de aço para aumentar a resistência ao corte.

5

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

Esta dissertação teve como objetivo principal a sistematização de procedimentos que possibilitam efetuar uma avaliação de segurança sísmica em edifícios existentes de acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3, bem como a elaboração de uma folha de cálculo para apoio às verificações de segurança.

Fez-se necessário efetuar esta sistematização de procedimentos pelo facto de as normas atuais não serem totalmente objetivas e fáceis de se compreenderem; as normas também não contemplam todas as informações necessárias para que, somente com a sua consulta, seja possível realizar uma avaliação e verificação de segurança sísmica.

A sistematização de procedimentos elaborada no capítulo 2 desta dissertação foi colocada em prática nos dois casos de estudos apresentados no decorrer deste trabalho e pode-se constatar que essa sequência de procedimentos tem uma grande objetividade nas etapas necessárias a se efetuar em uma avaliação de segurança sísmica e contempla toda a teoria de base para realizá-la.

Relativamente à elaboração da folha de cálculo, houve um trabalho árduo para incluir a verificação de segurança de forma a cobrir todos os métodos de análises bem como a verificação de todos os estados limites abordados pelo Eurocódigo 8, isto porque, cada método de análise possui suas particularidades e cada estado limite apresenta uma abordagem diferente de verificação, conduzindo a programação de inúmeras expressões para cobrir todas as possibilidades de uma avaliação de segurança sísmica.

A validação da folha de cálculo sobre o caso de estudo 1 comprovou que os resultados obtidos pela folha de cálculo são fiáveis, tanto para valores da exigência como para valores da capacidade. Os valores apresentados pela folha de cálculo na maioria dos casos não coincidiram exatamente com os valores do programa SeismoStruct (SeismoSoft – 2020), mas isto não significa que os resultados da folha de cálculo estão incorretos; há vários fatores que podem explicar essas pequenas diferenças, por exemplo, a folha de cálculo utilizou os esforços retirados do programa SAP2000 (CSI – 2020) para calcular as exigências sísmicas bem como as capacidades dos elementos da estrutura, pelo que qualquer parâmetro diferente considerado entre os dois programas (SAP2000 e SeimosStruct) poderia ocasionar diferenças nos resultados. É importante ressaltar também que a folha de cálculo considera algumas simplificações, entre elas a expressão do vão de corte como $L/2$ e o esforço axial (N) proveniente de uma combinação quase permanente de ações (CQP) exclusivamente de cargas gravíticas, podendo ser fatores que contribuem para a pequena divergência de valores entre o SeismoStruct e a folha de cálculo. De qualquer forma, as diferenças que podem ser observadas, na grande maioria dos casos, apresentaram valores conservativos. Assim, é possível concluir que a folha

de cálculo é uma ferramenta extremamente útil, prática e fiável para apoio às verificações de segurança de edifícios existentes de acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A folha de cálculo, assim como todos os programas computacionais, necessitam de melhorias e atualizações. Pode-se dizer que no âmbito desta dissertação foi elaborada a sua primeira versão, onde a maior preocupação consistiu em gerar resultados consistentes e fiáveis de acordo com as normas atuais.

Seria importante, como próximo passo, agilizar a interação entre o programa de cálculo e a folha de cálculo, tornando a comunicação entre ambos mais fluída e automática; a criação de saídas gráficas automáticas dos elementos verificados e não verificados também poderia ser de grande utilidade; desenvolver uma função em que, mediante os resultados da verificação de segurança, a folha de cálculo gerasse uma proposta de reforço global ou local, seria complexo a se desenvolver, porém bastante interessante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arêde, A. (2019). *Estruturas correntes de betão armado – Reabilitação Sísmica*. Slides de apoio às aulas de Reabilitação de Estruturas e Fundações - 2019 - Mestrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019.
- Caraslindas, F. (2010). *Verificação de Segurança Sísmica em Edifícios Existentes de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.
- CEN (Comité Europeu de Normalização) (2009). *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*. CEN, Bruxelas.
- CEN (Comité Europeu de Normalização) (2009). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. CEN, Bruxelas.
- CEN (Comité Europeu de Normalização) (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- CEN (Comité Europeu de Normalização) (2010). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- CEN (Comité Europeu de Normalização) (2017). *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios*. CEN, Bruxelas.
- Costa, A. (2011). *Efeito do confinamento lateral no comportamento estrutural*. Slides de apoio às aulas de Reabilitação e Reforço de Estruturas - 2011 - Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2011
- Costa R, Providência P. (2019). *Avaliação e reabilitação sísmicas de edifícios de betão armado*. Quântica Editora – Conteúdos Especializados, Lda, Porto.
- CSI (2020). *SAP2000_v22.1.0 – Finite element program for modelling, analysis and design of any type of structure*. Help documentation of the program, <https://www.csiportugal.com/>, 2020.
- Fernandes, A. (2008). *Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes no contexto do Eurocódigo 8*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.
- Freitas, R. (2008). *Estudo Numérico do Impacto da Nova Acção Sísmica Prevista no Eurocódigo 8 para o Comportamento de Edifícios na Região Norte de Portugal*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.
- Guedes, J. (2019). *Metodologia geral de intervenção*. Slides de apoio às aulas de Reabilitação de Estruturas e Fundações - 2019 - Mestrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019.
- MathWorks (2020). *Matlab_R2020a - A computer programme for analyze data, develop algorithms, and create mathematical models*. Help documentation of the program, <http://www.mathworks.com/>, 2020.
- Milheiro, J. (2008). *Estudo Numérico da Influência de Painéis de Enchimento de Alvenaria de Tijolo no Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas Existentes de Betão Armado*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

Mpampatsikos, V, Nascimbene, R, Petrini, L. (2008). *A Critical Review of the R.C Frame Existing Building Assessment Procedure According to Eurocode 8 and Italian Seismic Code*. Master's Thesis in Earthquake Engineering - 2008 - Rose School, Pavia, Italy, 2008.

NCREP (2020). <https://ncrep.pt/servicos/estudo-de-vulnerabilidade-sismica/>. 04/09/2020

Oliveira, J. (2013). *Seismic assessment of existing reinforced concrete buildings*. Master Degree in Civil Engineer - 2013 - Dept. Civil Engineering, University of Aveiro, Aveiro, Portugal, 2013.

Rodrigues, C. (2000). *Influência do confinamento nos modelos de cálculo de pilares reforçados por compósitos* - 2000 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2011

Rodrigues, H. (2005). *Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2004/2005 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2005.

Romão, X. (2019). *Basic principles for the seismic design of buildings*. Slides de apoio às aulas de Engenharia sísmica e Engenharia do Vento - 2019 - Mestrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019.

Romão, X., Delgado, R., Guedes, J, Costa, A. (2010). *A comparative application of different EC8-3 procedures for the seismic safety assessment of existing structures*. Bulletin of Earthquake Engineering, Springer Science.

SeismoSoft (2020). *SeismoStruct - A computer programme for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. Help documentation of the program, <http://www.seismosoft.com/>, 2020.

Smyrou, E. (2006). *Implementation and verification of a masonry panel for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames*. Master's Thesis in Earthquake Engineering - 2006 - Rose School, Pavia, Italy, 2006.

SPES (2012). *A segurança sísmica na reabilitação de edifícios – enquadramento e dimensão política*. 2012, 1, Mario Lopes.

Varum, H. (2003). *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*. PhD Thesis - 2003 - Dept. Civil Engineering, University of Aveiro, Aveiro, Portugal, 2003.

ANEXO A

VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE LINEAR – CASO DE ESTUDO 1

Quadro A.1 – Verificação da admissibilidade da análise linear

		Pórtico sem alvenaria						Pórtico com alvenaria					
Elemento		NC		SD		DL		NC		SD		DL	
Tipo de sismo		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ	
Pilar 1 – 0 - 1	(L-)	2.99	1.18	1.36	0.72	0.49	0.38	0.19	0.18	0.07	0.10	0.01	0.04
Pilar 1 – 0 - 1	(L+)	3.08	1.27	1.45	0.82	0.58	0.48	0.26	0.25	0.14	0.17	0.07	0.11
Pilar 1 – 0 - 1	(R-)	3.08	1.30	1.48	0.85	0.62	0.52	0.35	0.33	0.19	0.23	0.11	0.15
Pilar 1 – 0 - 1	(R+)	2.89	1.12	1.29	0.67	0.44	0.33	0.23	0.21	0.08	0.11	0.00	0.04
Pilar 1 – 1 - 2	(L-)	4.97	1.86	2.22	1.11	0.74	0.55	0.31	0.29	0.09	0.15	0.00	0.04
Pilar 1 – 1 - 2	(L+)	5.30	2.19	2.54	1.44	1.07	0.87	0.50	0.47	0.28	0.33	0.17	0.23
Pilar 1 – 1 - 2	(R-)	5.18	2.15	2.49	1.41	1.04	0.86	0.50	0.47	0.28	0.33	0.17	0.23
Pilar 1 – 1 - 2	(R+)	4.86	1.83	2.17	1.09	0.73	0.54	0.30	0.28	0.09	0.14	0.00	0.03
Pilar 1 – 2 - 3	(L-)	5.29	2.03	2.34	1.20	0.77	0.58	0.30	0.27	0.06	0.12	0.00	0.01
Pilar 1 – 2 - 3	(L+)	5.70	2.43	2.75	1.61	1.17	0.99	0.57	0.55	0.34	0.40	0.21	0.28
Pilar 1 – 2 - 3	(R-)	5.66	2.43	2.74	1.61	1.17	0.99	0.55	0.52	0.33	0.38	0.21	0.28
Pilar 1 – 2 - 3	(R+)	5.25	2.02	2.33	1.20	0.76	0.58	0.27	0.24	0.05	0.10	0.00	0.00
Pilar 1 – 3 - 4	(L-)	3.76	1.64	1.59	0.92	0.42	0.39	0.15	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar 1 – 3 - 4	(L+)	4.33	2.21	2.16	1.50	1.00	0.97	0.59	0.57	0.39	0.44	0.29	0.34
Pilar 1 – 3 - 4	(R-)	4.54	2.32	2.28	1.57	1.05	1.01	0.55	0.53	0.38	0.42	0.29	0.34
Pilar 1 – 3 - 4	(R+)	3.98	1.72	1.69	0.98	0.46	0.42	0.07	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar 2 – 0 - 1	(L-)	4.95	2.00	2.29	1.26	0.87	0.70	0.35	0.33	0.16	0.21	0.06	0.11
Pilar 2 – 0 - 1	(L+)	4.95	2.00	2.29	1.26	0.87	0.70	0.36	0.34	0.17	0.22	0.07	0.12
Pilar 2 – 0 - 1	(R-)	1.66	0.72	0.77	0.45	0.29	0.25	0.30	0.28	0.14	0.18	0.06	0.10
Pilar 2 – 0 - 1	(R+)	1.67	0.72	0.78	0.46	0.30	0.26	0.29	0.27	0.13	0.17	0.05	0.09
Pilar 2 – 1 - 2	(L-)	2.73	1.08	1.27	0.68	0.48	0.38	0.29	0.27	0.13	0.17	0.05	0.09
Pilar 2 – 1 - 2	(L+)	2.73	1.08	1.27	0.68	0.48	0.38	0.29	0.27	0.14	0.17	0.05	0.10
Pilar 2 – 1 - 2	(R-)	2.97	1.22	1.38	0.77	0.53	0.43	0.32	0.30	0.15	0.19	0.06	0.11
Pilar 2 – 1 - 2	(R+)	2.96	1.21	1.37	0.76	0.52	0.42	0.31	0.29	0.14	0.18	0.05	0.10
Pilar 2 – 2 - 3	(L-)	3.32	1.51	1.53	0.94	0.57	0.52	0.31	0.29	0.14	0.18	0.05	0.10
Pilar 2 – 2 - 3	(L+)	3.35	1.54	1.56	0.98	0.60	0.55	0.33	0.31	0.16	0.20	0.07	0.11
Pilar 2 – 2 - 3	(R-)	4.75	1.93	2.22	1.22	0.85	0.69	0.38	0.36	0.18	0.23	0.08	0.13
Pilar 2 – 2 - 3	(R+)	4.72	1.89	2.18	1.18	0.82	0.65	0.36	0.33	0.16	0.21	0.05	0.11

Quadro A.1 – Verificação da admissibilidade da análise linear

Elemento	Pórtico sem alvenaria						Pórtico com alvenaria					
	NC		SD		DL		NC		SD		DL	
Tipo de sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
	ρ		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ	
Pilar 2 – 3 - 4 (L-)	2.09	1.25	0.95	0.77	0.34	0.42	0.30	0.28	0.13	0.17	0.03	0.08
Pilar 2 – 3 - 4 (L+)	2.16	1.31	1.02	0.84	0.41	0.57	0.36	0.34	0.18	0.22	0.09	0.14
Pilar 2 – 3 - 4 (R-)	4.10	2.02	1.93	1.29	0.76	0.74	0.36	0.34	0.18	0.22	0.09	0.14
Pilar 2 – 3 - 4 (R+)	4.03	1.94	1.85	1.21	0.73	0.66	0.28	0.26	0.11	0.15	0.02	0.07
Pilar 3 – 0 - 1 (L-)	2.17	0.88	1.02	0.56	0.40	0.32	0.19	0.18	0.10	0.12	0.05	0.07
Pilar 3 – 0 - 1 (L+)	2.14	0.85	0.99	0.53	0.37	0.29	0.16	0.14	0.06	0.09	0.01	0.04
Pilar 3 – 0 - 1 (R-)	2.16	0.85	0.98	0.53	0.36	0.28	0.19	0.17	0.07	0.10	0.01	0.04
Pilar 3 – 0 - 1 (R+)	2.21	0.91	1.04	0.59	0.42	0.34	0.24	0.23	0.13	0.16	0.07	0.10
Pilar 3 – 1 - 2 (L-)	3.81	1.53	1.80	0.99	0.72	0.58	0.34	0.32	0.18	0.22	0.10	0.14
Pilar 3 – 1 - 2 (L+)	3.70	1.42	1.68	0.87	0.60	0.46	0.25	0.23	0.09	0.13	0.01	0.05
Pilar 3 – 1 - 2 (R-)	3.65	1.40	1.66	0.86	0.59	0.45	0.24	0.22	0.08	0.12	0.00	0.05
Pilar 3 – 1 - 2 (R+)	3.79	1.53	1.79	0.99	0.72	0.58	0.33	0.31	0.18	0.22	0.10	0.14
Pilar 3 – 2 - 3 (L-)	4.87	2.04	2.31	1.32	0.95	0.78	0.41	0.39	0.23	0.27	0.13	0.19
Pilar 3 – 2 - 3 (L+)	4.66	1.86	2.11	1.11	0.74	0.58	0.27	0.24	0.08	0.13	0.00	0.04
Pilar 3 – 2 - 3 (R-)	4.63	1.82	2.09	1.10	0.72	0.57	0.24	0.22	0.07	0.11	0.00	0.03
Pilar 3 – 2 - 3 (R+)	4.83	2.04	2.31	1.32	0.95	0.79	0.39	0.37	0.22	0.26	0.13	0.18
Pilar 3 – 3 - 4 (L-)	4.33	2.11	2.11	1.40	0.92	0.86	0.42	0.40	0.26	0.30	0.17	0.22
Pilar 3 – 3 - 4 (L+)	3.96	1.74	1.73	1.03	0.54	0.49	0.19	0.17	0.02	0.06	0.00	0.00
Pilar 3 – 3 - 4 (R-)	3.98	1.76	1.75	1.04	0.55	0.50	0.14	0.13	0.00	0.04	0.00	0.00
Pilar 3 – 3 - 4 (R+)	4.34	2.13	2.13	1.41	0.93	0.87	0.38	0.36	0.24	0.27	0.16	0.20
Pilar 4 – 0 - 1 (L-)	3.48	1.43	1.63	0.91	0.63	0.52	0.18	0.17	0.09	0.12	0.04	0.07
Pilar 4 – 0 - 1 (L+)	3.43	1.38	1.58	0.86	0.58	0.47	0.16	0.14	0.06	0.09	0.02	0.04
Pilar 4 – 0 - 1 (R-)	3.09	1.24	1.41	0.76	0.59	0.40	0.15	0.14	0.06	0.08	0.01	0.04
Pilar 4 – 0 - 1 (R+)	3.18	1.34	1.49	0.86	0.60	0.50	0.19	0.18	0.10	0.12	0.05	0.07
Pilar 4 – 1 - 2 (L-)	5.51	2.27	2.61	1.47	1.06	0.87	0.20	0.19	0.11	0.13	0.06	0.08
Pilar 4 – 1 - 2 (L+)	5.28	2.05	2.40	1.25	0.84	0.65	0.15	0.13	0.05	0.08	0.00	0.03
Pilar 4 – 1 - 2 (R-)	5.22	2.03	2.36	1.23	0.81	0.63	0.12	0.11	0.03	0.05	0.00	0.01
Pilar 4 – 1 - 2 (R+)	5.50	2.31	2.63	1.51	1.09	0.90	0.20	0.19	0.12	0.14	0.07	0.09

Quadro A.1 – Verificação da admissibilidade da análise linear

		Pórtico sem alvenaria						Pórtico com alvenaria					
Elemento		NC		SD		DL		NC		SD		DL	
Tipo de sismo		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ	
Pilar 4 – 2 - 3	(L-)	5.48	2.42	2.64	1.59	1.12	0.97	0.20	0.19	0.13	0.15	0.09	0.11
Pilar 4 – 2 - 3	(L+)	5.10	2.04	2.22	1.21	0.74	0.59	0.06	0.05	0.00	0.01	0.00	0.00
Pilar 4 – 2 - 3	(R-)	5.20	2.07	2.31	1.23	0.72	0.60	0.05	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar 4 – 2 - 3	(R+)	5.60	2.48	2.72	1.64	1.16	1.01	0.21	0.20	0.14	0.16	0.11	0.13
Pilar 4 – 3 - 4	(L-)	3.51	1.88	1.76	1.28	0.83	0.83	0.17	0.17	0.15	0.15	0.13	0.14
Pilar 4 – 3 - 4	(L+)	2.99	1.36	1.25	0.76	0.31	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar 4 – 3 - 4	(R-)	3.18	1.44	1.33	0.81	0.34	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar 4 – 3 - 4	(R+)	3.72	1.98	1.87	1.34	0.88	0.87	0.18	0.17	0.15	0.16	0.14	0.15
Viga 1 – 1	(L-)	4.06	1.69	1.95	1.11	0.82	0.67	0.67	0.64	0.43	0.49	0.31	0.37
Viga 1 – 1	(L+)	10.6	4.00	4.72	2.39	1.58	1.18	0.57	0.50	0.00	0.08	0.00	0.00
Viga 1 – 1	(R-)	5.07	2.21	2.52	1.51	1.16	0.99	0.38	0.38	0.33	0.34	0.31	0.32
Viga 1 – 1	(R+)	19.6	6.96	8.33	0.99	2.28	1.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 2 – 1	(L-)	4.08	1.79	2.03	1.22	0.93	0.80	0.2	0.27	0.25	0.26	0.24	0.25
Viga 2 – 1	(L+)	19.4	6.96	8.24	1.01	2.26	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 2 – 1	(R-)	5.95	2.72	2.92	1.79	1.32	1.14	0.93	0.89	0.65	0.72	0.51	0.58
Viga 2 – 1	(R+)	9.38	3.50	4.03	1.98	1.16	0.84	0.16	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 3 – 1	(L-)	1.06	0.57	0.57	0.41	0.31	0.30	1.08	1.02	0.60	0.71	0.34	0.48
Viga 3 – 1	(L+)	2.11	0.74	0.75	0.31	0.03	0.00	1.99	1.83	0.65	0.97	0.00	0.32
Viga 3 – 1	(L+)	4.96	2.06	2.35	1.33	0.95	0.78	1.13	1.07	0.61	0.73	0.33	0.48
Viga 3 – 1	(R-)	7.17	2.81	3.25	1.72	1.15	0.90	1.20	1.11	0.42	0.61	0.00	0.23
Viga 1 – 2	(L-)	4.33	1.79	2.08	1.18	0.88	0.72	0.68	0.65	0.43	0.49	0.30	0.37
Viga 1 – 2	(L+)	11.2	4.19	4.99	2.49	1.94	1.21	0.71	0.62	0.01	0.17	0.00	0.00
Viga 1 – 2	(R-)	4.92	2.13	2.45	1.46	1.13	0.96	0.44	0.43	0.36	0.38	0.32	0.34
Viga 1 – 2	(R+)	19.0	6.64	8.06	0.80	2.18	1.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 2 – 2	(L-)	3.97	1.76	1.99	1.21	0.93	0.80	0.31	0.31	0.28	0.28	0.26	0.27
Viga 2 – 2	(L+)	18.5	6.54	7.77	0.69	2.01	1.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 2 – 2	(R-)	5.98	2.71	2.77	1.74	1.24	1.07	0.90	0.87	0.62	0.69	0.47	0.55
Viga 2 – 2	(R+)	9.83	3.88	4.34	2.29	1.40	1.10	0.28	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00

Quadro A.1 – Verificação da admissibilidade da análise linear

		Pórtico sem alvenaria						Pórtico com alvenaria					
Elemento		NC		SD		DL		NC		SD		DL	
Tipo de sismo		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ	
Viga 3 – 2	(L-)	1.20	0.70	0.68	0.46	0.29	0.28	0.97	0.63	0.53	0.63	0.29	0.42
Viga 3 – 2	(L+)	3.60	1.64	1.59	0.98	0.51	0.48	1.93	0.97	0.68	0.97	0.02	0.09
Viga 3 – 2	(R-)	5.54	2.34	2.66	1.54	1.11	0.93	0.98	0.63	0.53	0.63	0.29	0.42
Viga 3 – 2	(R+)	7.81	3.02	3.49	1.81	1.17	0.90	1.03	0.52	0.36	0.52	0.00	0.19
Viga 1 – 3	(L-)	3.10	1.40	1.52	0.94	0.67	0.59	0.62	0.45	0.40	0.45	0.28	0.34
Viga 1 – 3	(L+)	7.80	3.09	3.40	1.79	1.04	0.82	0.56	0.09	0.00	0.09	0.00	0.00
Viga 1 – 3	(R-)	3.33	1.61	1.72	1.13	0.85	0.77	0.47	0.40	0.37	0.40	0.32	0.35
Viga 1 – 3	(R+)	12.0	4.36	4.81	2.23	0.96	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 2 – 3	(L-)	2.74	1.38	1.42	0.98	0.72	0.67	0.34	0.30	0.29	0.30	0.26	0.28
Viga 2 – 3	(L+)	11.7	4.33	4.59	2.14	0.76	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 2 – 3	(R-)	4.27	2.09	2.07	1.38	0.89	0.85	0.85	0.65	0.59	0.65	0.45	0.53
Viga 2 – 3	(R+)	6.99	3.11	3.08	1.85	0.98	0.90	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 3 – 3	(L-)	1.20	0.64	0.56	0.41	0.22	0.23	0.77	0.51	0.43	0.51	0.25	0.34
Viga 3 – 3	(L+)	3.30	1.76	4.52	1.10	0.57	0.61	1.41	0.68	0.46	0.68	0.00	0.22
Viga 3 – 3	(R-)	4.18	1.96	2.05	1.31	0.91	0.83	0.74	0.47	0.39	0.47	0.21	0.31
Viga 3 – 3	(R+)	5.64	2.32	2.45	1.35	0.74	0.61	0.83	0.43	0.31	0.43	0.03	0.18
Viga 1 – 4	(L-)	1.17	0.59	0.58	0.40	0.27	0.26	0.36	0.26	0.23	0.26	0.16	0.20
Viga 1 – 4	(L+)	2.83	1.23	1.20	0.70	0.33	0.30	0.33	0.05	0.00	0.05	0.00	0.00
Viga 1 – 4	(R-)	1.61	0.93	0.90	0.70	0.52	0.52	0.39	0.34	0.33	0.34	0.29	0.31
Viga 1 – 4	(R+)	4.54	1.84	1.41	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 2 – 4	(L-)	1.46	0.86	0.82	0.64	0.47	0.47	0.27	0.24	0.24	0.24	0.22	0.23
Viga 2 – 4	(L+)	5.11	1.87	1.60	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 2 – 4	(R-)	2.18	1.24	1.06	0.81	0.46	0.49	0.56	0.46	0.42	0.46	0.35	0.39
Viga 2 – 4	(R+)	3.57	1.88	1.57	1.13	0.50	0.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 3 – 4	(L-)	0.07	0.31	0.18	0.20	0.07	0.11	0.47	0.33	0.29	0.33	0.20	0.25
Viga 3 – 4	(L+)	0.88	0.84	0.47	0.53	0.17	0.29	0.55	0.16	0.05	0.16	0.00	0.00
Viga 3 – 4	(R-)	1.58	0.84	0.79	0.57	0.37	0.37	0.26	0.14	0.11	0.14	0.02	0.07
Viga 3 – 4	(R+)	2.03	0.92	0.85	0.51	0.22	0.21	0.47	0.29	0.24	0.29	0.12	0.18

Quadro A.1 – Verificação da admissibilidade da análise linear

		Pórtico sem alvenaria						Pórtico com alvenaria					
Elemento		NC		SD		DL		NC		SD		DL	
Tipo de sismo		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ	
$\rho_{\min} (>1.0)$	-	1.06	1.08	1.04	1.01	1.07	1.01	1.03	1.02	-	-	-	-
$P_{\max}$	-	19.6	6.96	8.33	2.49	2.28	1.54	1.99	1.83	0.68	0.97	0.51	0.58
$P_{\max} / \rho_{\min}$	-	18.5	6.44	8.01	2.47	2.13	1.52	1.93	1.79	-	-	-	-

ANEXO B

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – CASO DE ESTUDO 1

Quadro B.1 – Verificação de mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.1 – Verificação de mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 2 – 3 - 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (L-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.1 – Verificação de mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 4 – 2 - 3 (L-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ko	ok
Viga 2 – 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ko	ok
Viga 2 – 1 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.1 – Verificação de mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria

Análise	NC						SD						DL					
	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
Viga 3 – 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.2 – Verificação de mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria

Análise	NC						SD						DL					
	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1 (L-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 0 - 1 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 0 - 1 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 0 - 1 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 1 - 2 (L-)	-	-	ok	ok	ko	ko	-	-	ok	ok	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 1 - 2 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ko	-	-	ok	ok	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 1 - 2 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ko	-	-	ok	ok	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 1 - 2 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ko	-	-	ok	ok	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 2 - 3 (L-)	-	-	ok	ok	ko	ko	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 2 - 3 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ko	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 2 - 3 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ko	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 2 - 3 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ko	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 3 - 4 (L-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 3 - 4 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 3 - 4 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 1 – 3 - 4 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 2 – 0 - 1 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 2 – 0 - 1 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 2 – 0 - 1 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 2 – 0 - 1 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 2 – 1 - 2 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 2 – 1 - 2 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 2 – 1 - 2 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 2 – 1 - 2 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 2 – 2 - 3 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 2 – 2 - 3 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 2 – 2 - 3 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok
P 2 – 2 - 3 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ok	ko	ok	ko	ko	ok	ok	ko	ok

Quadro B.2 – Verificação de mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria

Análise	NC						SD						DL					
	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 2 – 3 - 4 (L-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (L+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (R-)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (R+)	-	-	ok	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 0 - 1 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 0 - 1 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 0 - 1 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 1 - 2 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 1 - 2 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 1 - 2 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 1 - 2 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 2 - 3 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 2 - 3 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 2 - 3 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 2 - 3 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ko	-	-	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ko	ok
P 3 – 3 - 4 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ok	ok	ko	ok	ko	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ok	ok	ko	ok	ko	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ok	ok	ko	ok	ko	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ok	ok	ko	ok	ko	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 4 – 1 - 2 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 4 – 1 - 2 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 4 – 1 - 2 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok

Quadro B.2 – Verificação de mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 4 – 2 - 3 (L-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 4 – 2 - 3 (L+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 4 – 2 - 3 (R-)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 4 – 2 - 3 (R+)	-	-	ko	ko	ko	ok	-	-	ko	ko	ko	ok	ko	ko	ko	ok	ko	ok
P 4 – 3 - 4 (L-)	-	-	ko	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (L+)	-	-	ko	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (R-)	-	-	ko	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (R+)	-	-	ko	ok	ko	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.2 – Verificação de mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria

Elemento	NC						SD						DL					
	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
Viga 3 – 2 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (L-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (L+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (R-)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (R+)	-	-	ok	ok	ok	ok	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.3 – Verificação de mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.3 – Verificação de mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 2 – 3 - 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.3 – Verificação de mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 4 – 2 - 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.3 – Verificação de mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria

Análise	NC						SD						DL					
	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
Viga 3 – 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.4 – Verificação de mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1 (L-)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (L+)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (R-)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 0 - 1 (R+)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (L-)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (L+)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (R-)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 1 - 2 (R+)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (L-)	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (L+)	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (R-)	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 2 - 3 (R+)	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 1 – 3 - 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (L-)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (L+)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (R-)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 0 - 1 (R+)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (L-)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (L+)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (R-)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 1 - 2 (R+)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 2 - 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.4 – Verificação de mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria

Análise	NC						SD						DL					
	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 2 – 3 - 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 2 – 3 - 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (L-)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (L+)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (R-)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 0 - 1 (R+)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (L-)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (L+)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (R-)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 1 - 2 (R+)	ko	ko	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (L-)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (L+)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (R-)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 2 - 3 (R+)	ok	ok	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 3 – 3 - 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (L-)	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (L+)	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (R-)	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 0 - 1 (R+)	ok	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 1 - 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.4 – Verificação de mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 4 – 2 - 3 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 2 - 3 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
P 4 – 3 - 4 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 1 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 2 (R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.4 – Verificação de mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria

		NC						SD						DL					
Análise		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
Viga 3 – 2	(L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2	(L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2	(R-)	ko	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 2	(R+)	ok	ko	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3	(L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3	(L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3	(R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 3	(R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3	(L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3	(L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3	(R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 3	(R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3	(L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3	(L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3	(R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 3	(R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4	(L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4	(L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4	(R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 1 – 4	(R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4	(L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4	(L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4	(R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 2 – 4	(R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4	(L-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4	(L+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4	(R-)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Viga 3 – 4	(R+)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Quadro B.5 – Quadro resumo – Mecanismo dúctil – Pórtico sem alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 1 - 2	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 2 - 3	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 3 - 4	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 0 - 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 1 - 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 2 - 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 3 - 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 0 - 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 1 - 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 2 - 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 3 - 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 0 - 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 1 - 2	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 2 - 3	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 3 - 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 1	-		ok		3 ko		-		ok		2 ko		ok		ok		1 ko	
Viga 2 – 1	-		ok		3 ko		-		ok		2 ko		ok		ok		1 ko	
Viga 3 – 1	-		ok		1 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 2	-		ok		3 ko		-		ok		2 ko		ok		2 ko		ok	
Viga 2 – 2	-		ok		2 ko		-		ok		2 ko		ok		ok		ok	
Viga 3 – 2	-		ok		2 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 3	-		ok		2 ko		-		ok		1 ko		ok		ok		ok	
Viga 2 – 3	-		ok		2 ko		-		ok		1 ko		ok		ok		ok	
Viga 3 – 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	

Quadro B.6 – Quadro resumo – Mecanismo dúctil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 0 - 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 0 - 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 0 - 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	

Quadro B.7 – Quadro resumo – Mecanismo frágil – Pórtico sem alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1	-		ok		4 ko		-		ok		4 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 1 – 1 - 2	-		ok		8 ko		-		ok		8 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 1 – 2 - 3	-		ok		8 ko		-		ok		4 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 1 – 3 - 4	-		ok		4 ko		-		ok		4 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 2 – 0 - 1	-		8 ko		8 ko		-		8 ko		8 ko		8 ko		8 ko		4 ko	
P 2 – 1 - 2	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		4 ko		8 ko		4 ko		4 ko	
P 2 – 2 - 3	-		8 ko		4 ko		-		4 ko		4 ko		8 ko		ok		4 ko	
P 2 – 3 - 4	-		ok		4 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 0 - 1	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		4 ko		8 ko		8 ko		4 ko	
P 3 – 1 - 2	-		8 ko		8 ko		-		8 ko		8 ko		8 ko		8 ko		4 ko	
P 3 – 2 - 3	-		8 ko		8 ko		-		8 ko		8 ko		8 ko		8 ko		4 ko	
P 3 – 3 - 4	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		ok		8 ko		ok		ok	
P 4 – 0 - 1	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		ok		4 ko		4 ko		ok	
P 4 – 1 - 2	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		4 ko		8 ko		4 ko		4 ko	
P 4 – 2 - 3	-		8 ko		4 ko		-		8 ko		4 ko		8 ko		4 ko		4 ko	
P 4 – 3 - 4	-		4 ko		4 ko		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 1	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 2	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 3	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 4	-		ok		ok		-		ok		ok		ok		ok		ok	

Quadro B.8 – Quadro resumo – Mecanismo frágil – Pórtico com alvenaria

	NC						SD						DL					
Análise	LE		NL		Lq		LE		NL		Lq		LE		NL		Lq	
Tipo sismo	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
P 1 – 0 - 1	ok		8 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 1 - 2	8 ko		8 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 2 - 3	8 ko		4 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 1 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 0 - 1	8 ko		8 ko		ok		4 ko		8 ko		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 1 - 2	8 ko		8 ko		ok		ok		4 ko		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 2 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 0 - 1	ok		8 ko		ok		ok		8 ko		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 1 - 2	8 ko		8 ko		ok		ok		8 ko		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 2 - 3	ok		8 ko		ok		ok		4 ko		ok		ok		ok		ok	
P 3 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 0 - 1	ok		4 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 1 - 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 2 - 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
P 4 – 3 - 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 1	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 2	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 2	3 ko		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 3	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 1 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 2 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	
Viga 3 – 4	ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok		ok	

ANEXO C

VALIDAÇÃO DOS VALORES DA CAPACIDADE DA FOLHA DE CÁLCULO EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA

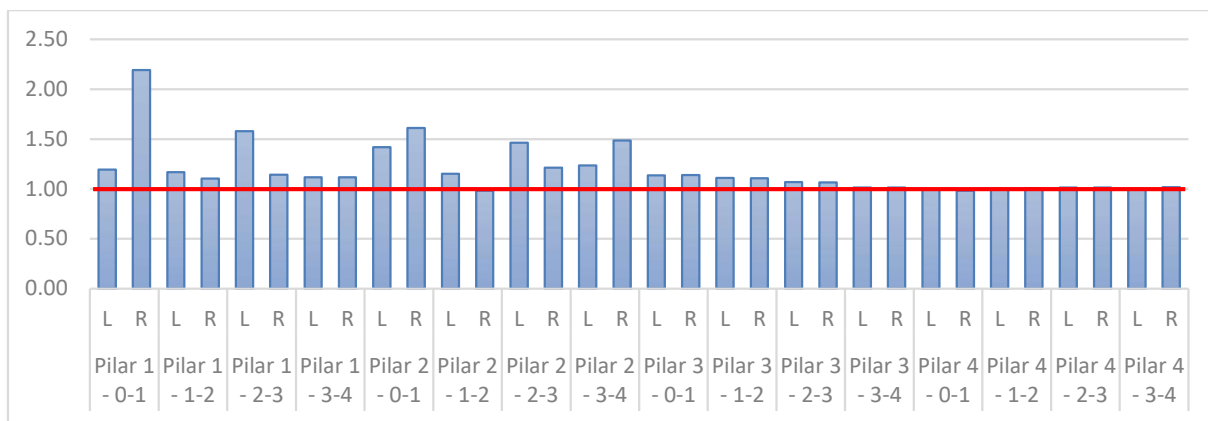


Fig.C.1 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite NC

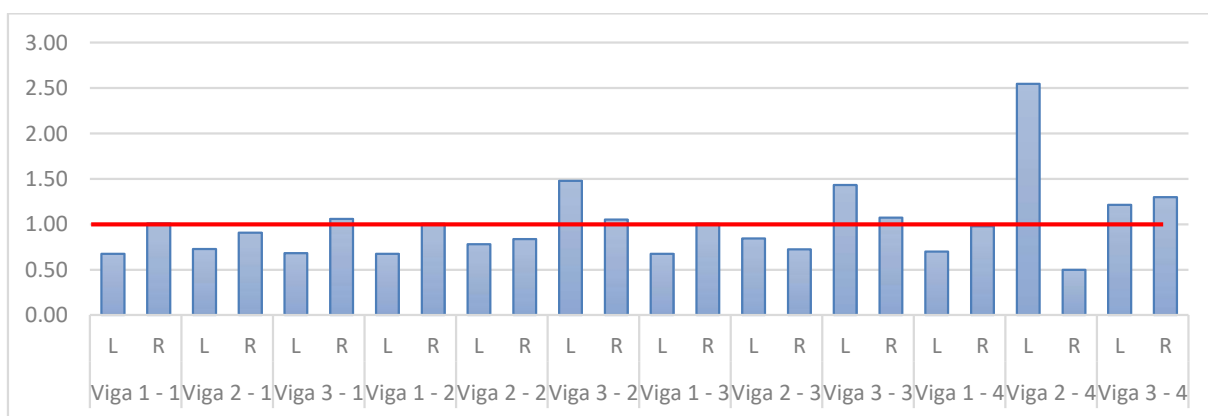


Fig.C.2 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite NC

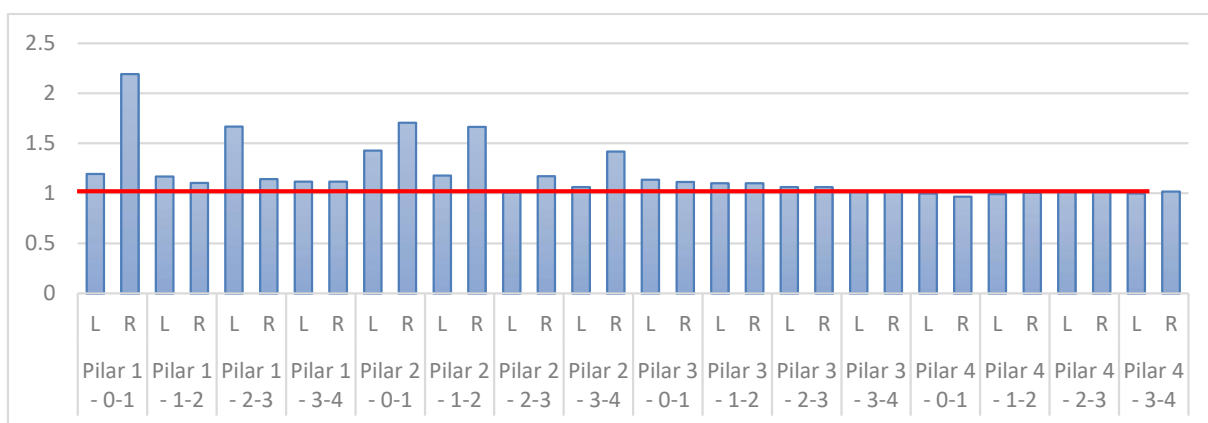


Fig.C.3 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite SD

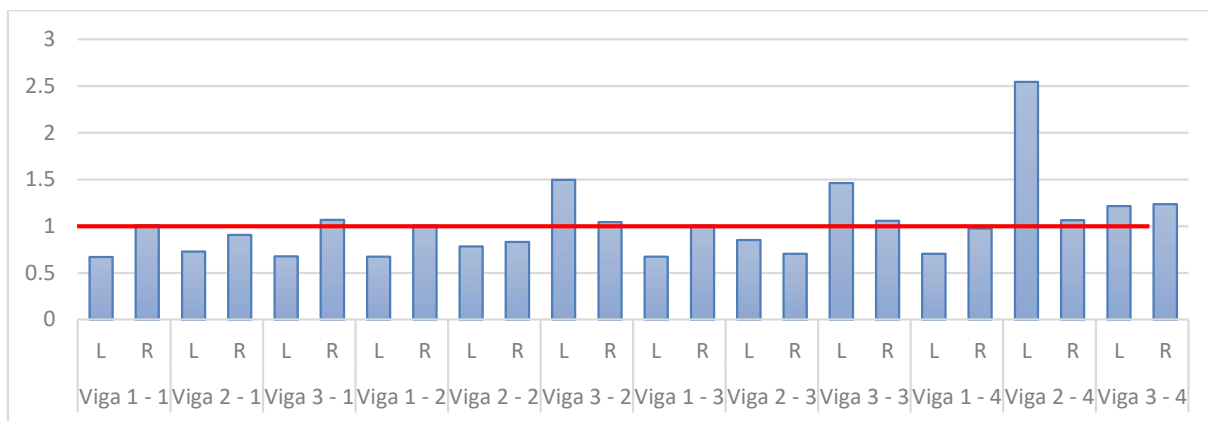


Fig.C.4 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite SD

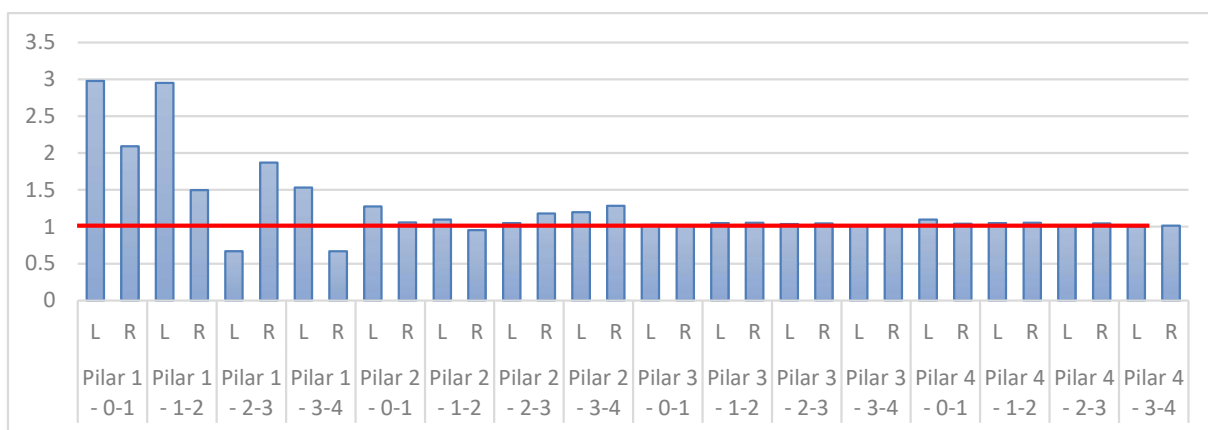


Fig.C.5 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite DL

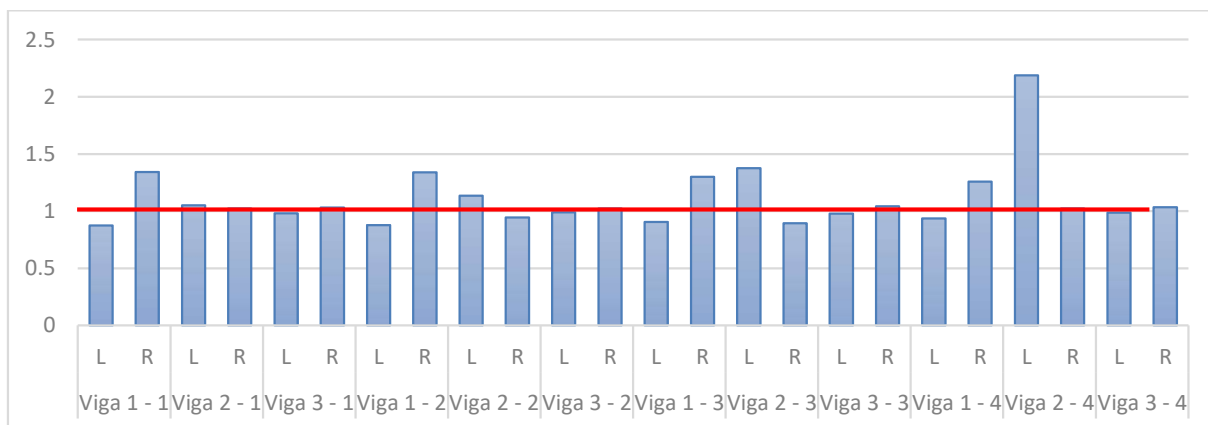


Fig.C.6 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite DL

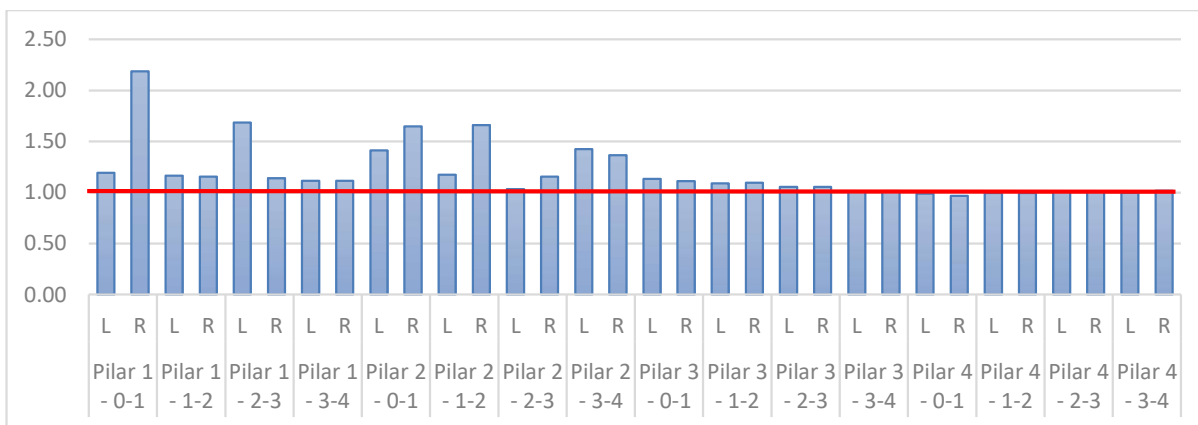


Fig.C.7 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite NC

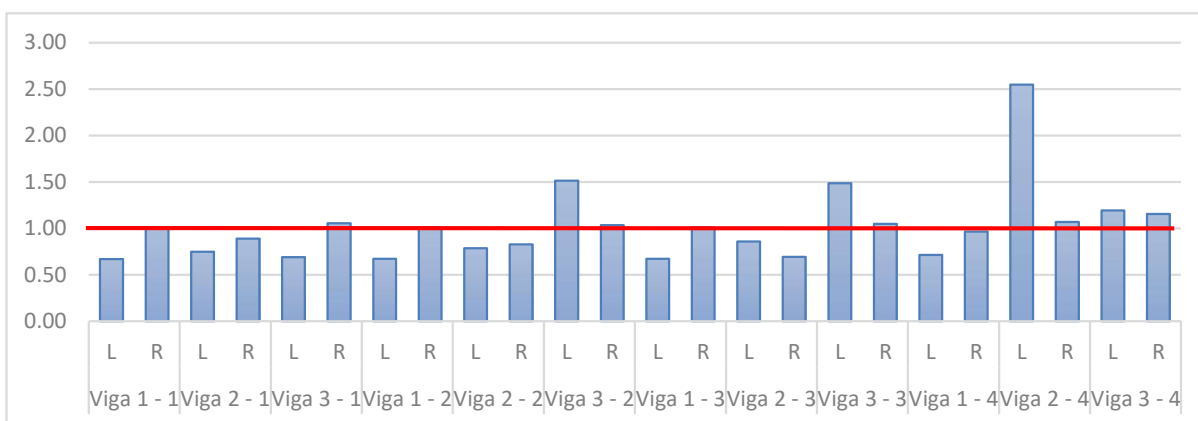


Fig.C.8 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite NC

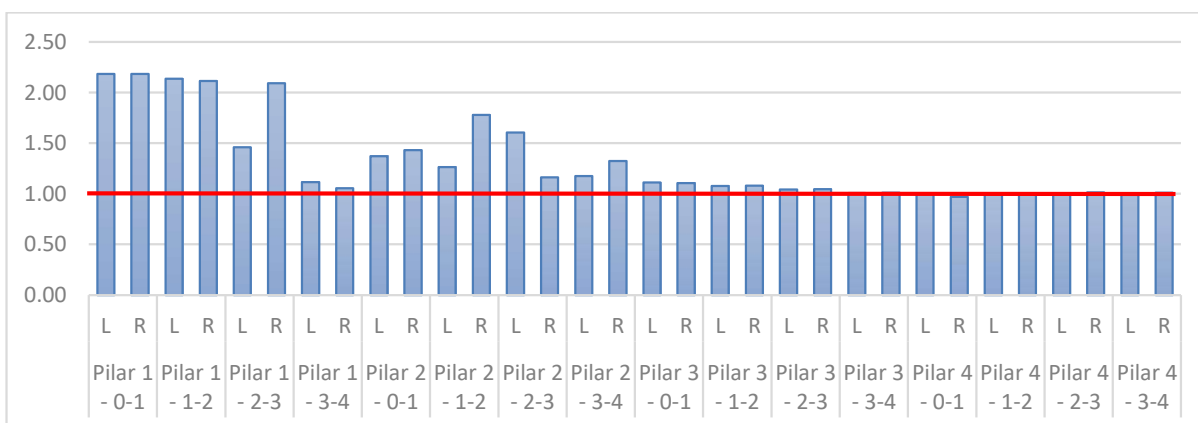


Fig.C.9 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite SD

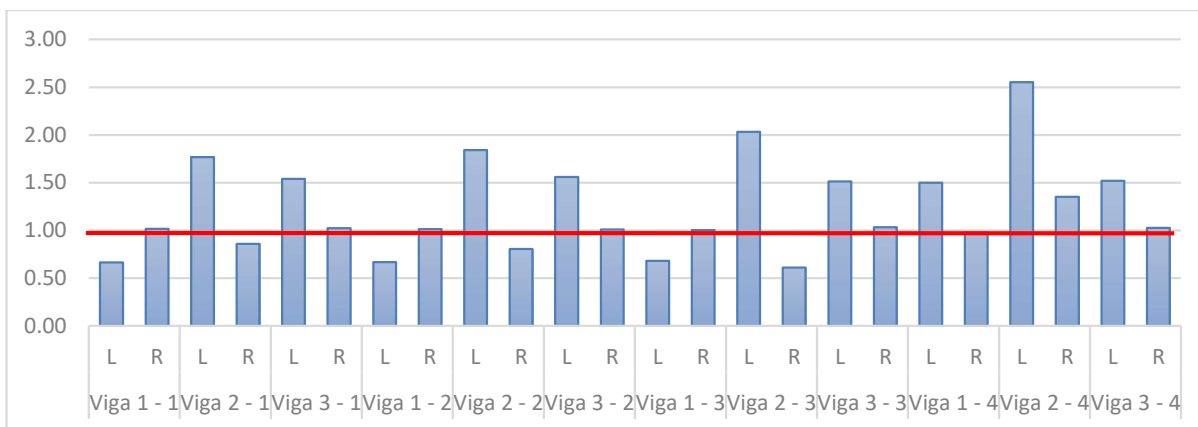


Fig.C.10 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite SD

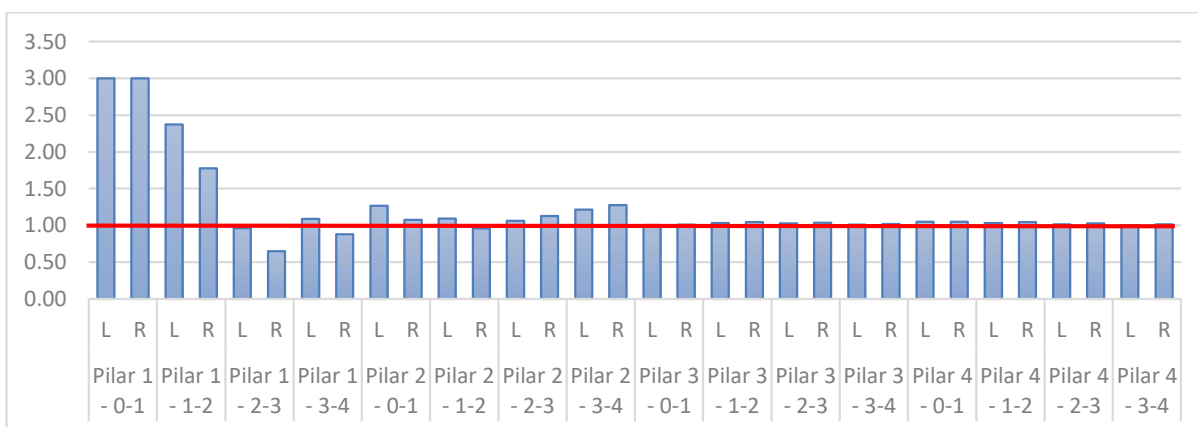


Fig.C.11 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite DL

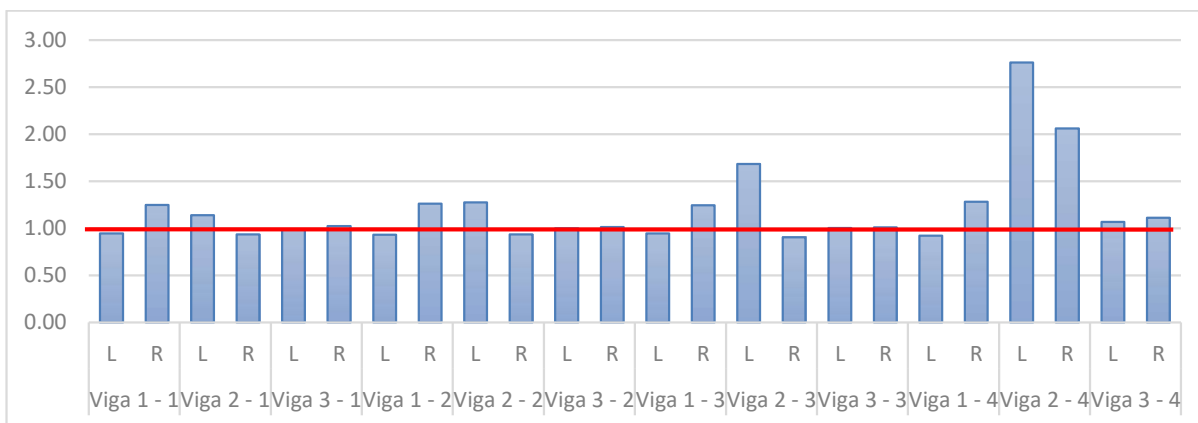


Fig.C.12 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico sem alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite DL

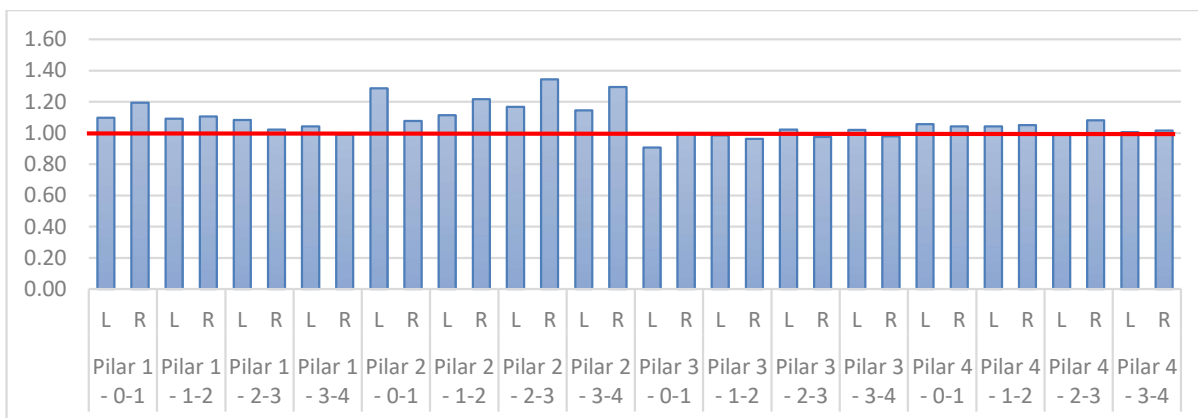


Fig.C.13 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite NC

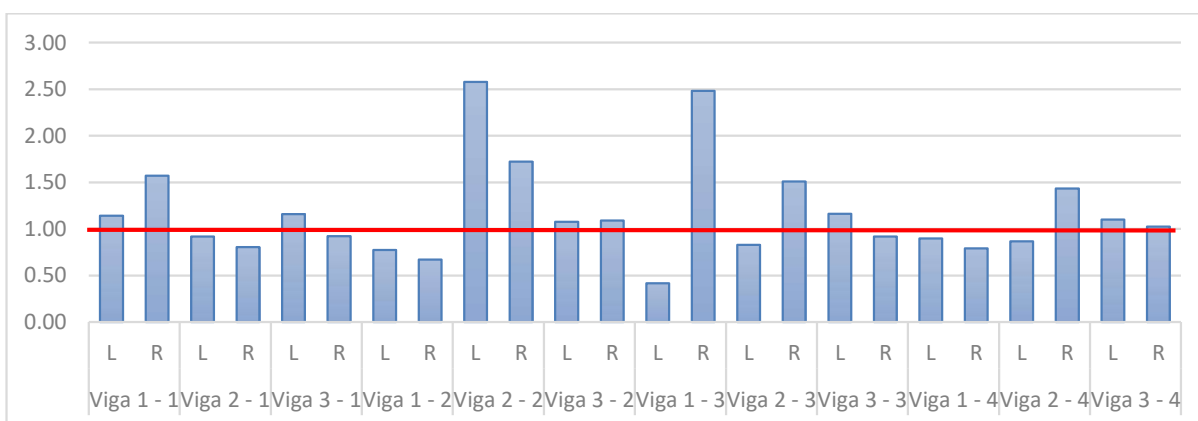


Fig.C.14 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite NC

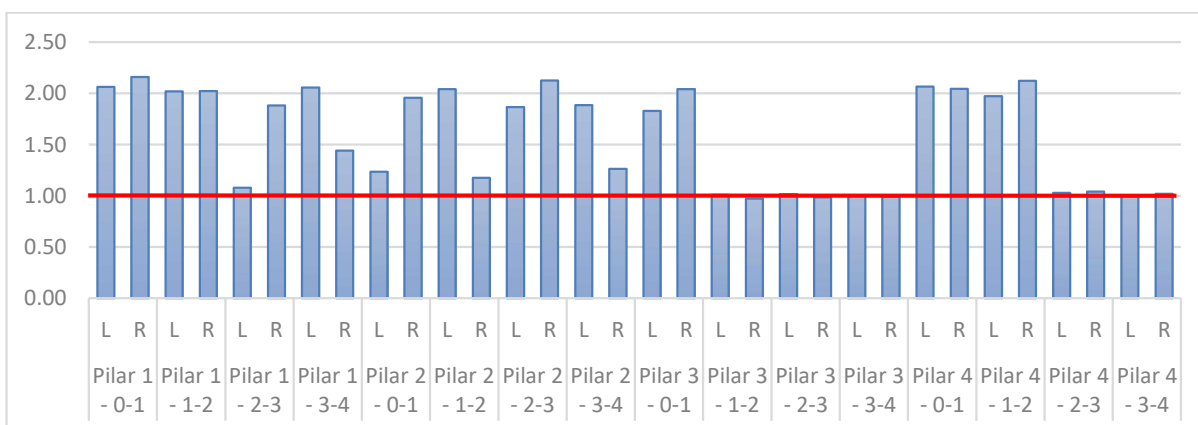


Fig.C.15 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite SD

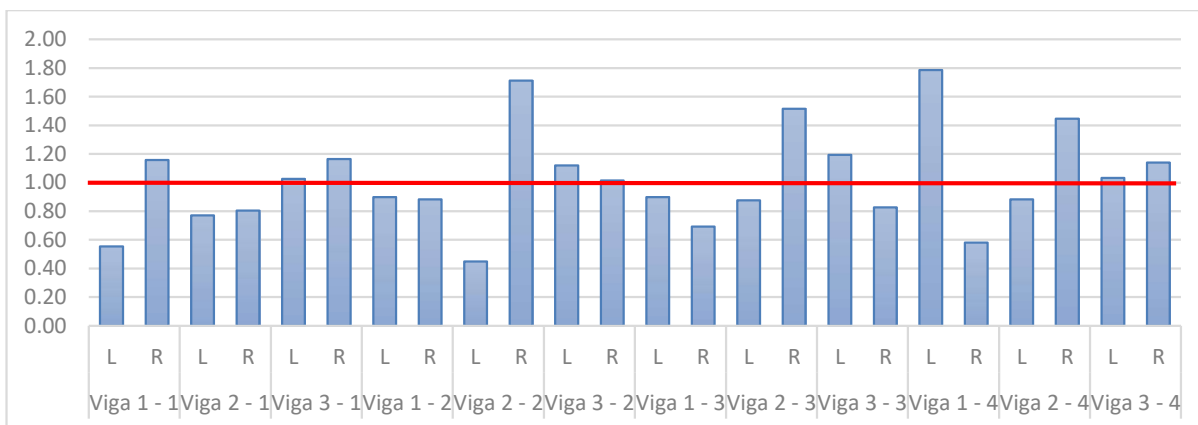


Fig.C.16 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite SD

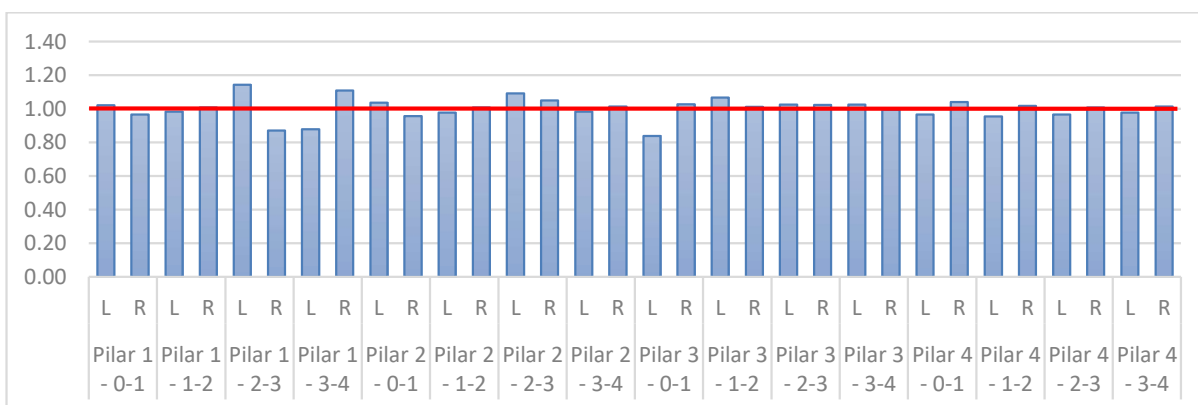


Fig.C.17 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite DL

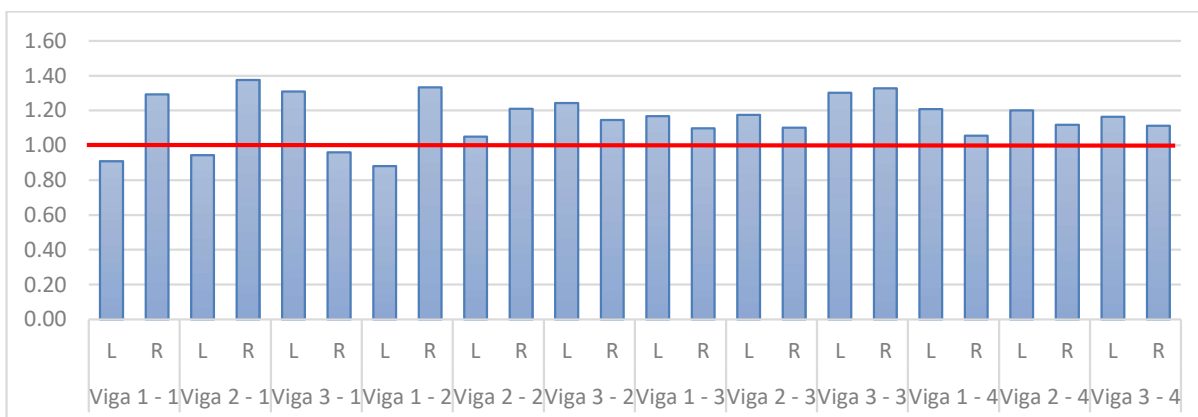


Fig.C.18 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 1 - Estado limite DL

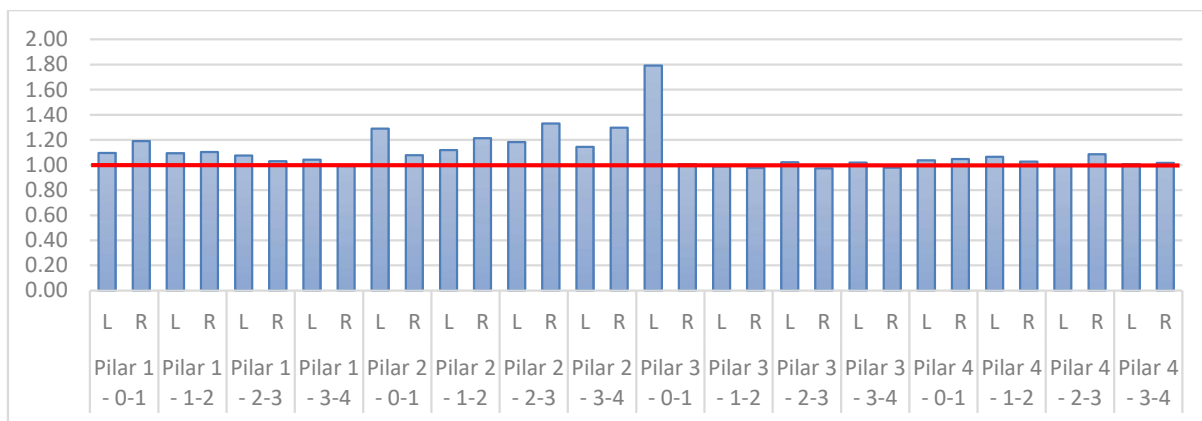


Fig.C.19 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite NC

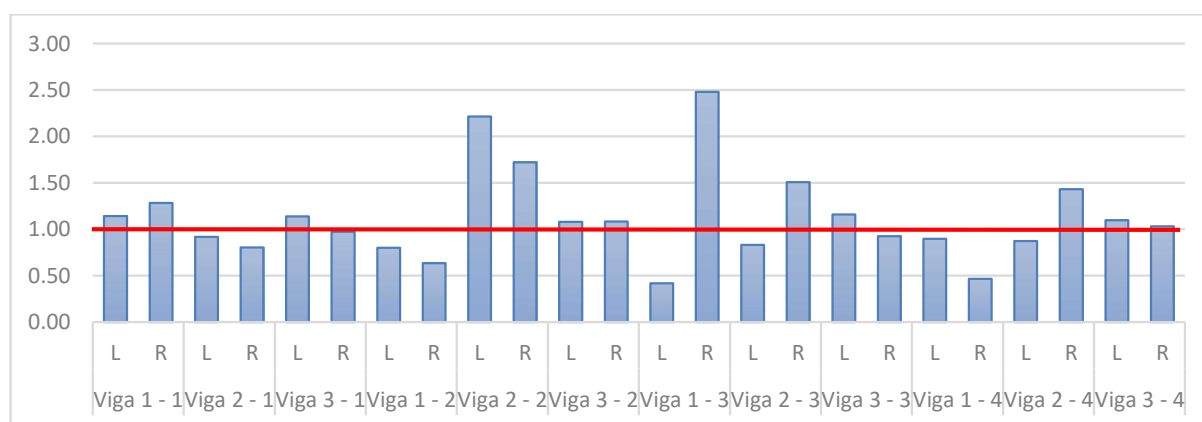


Fig.C.20 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite NC

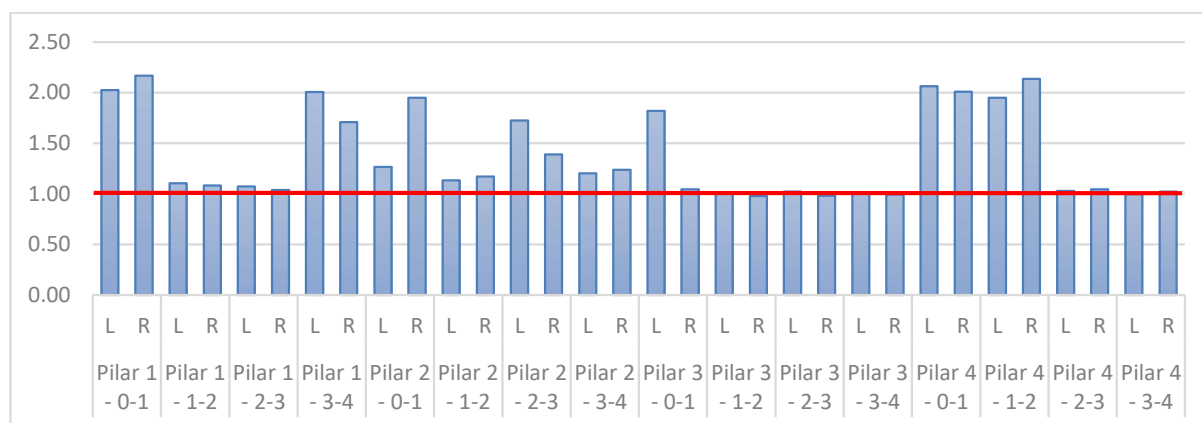


Fig.C.21 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite SD

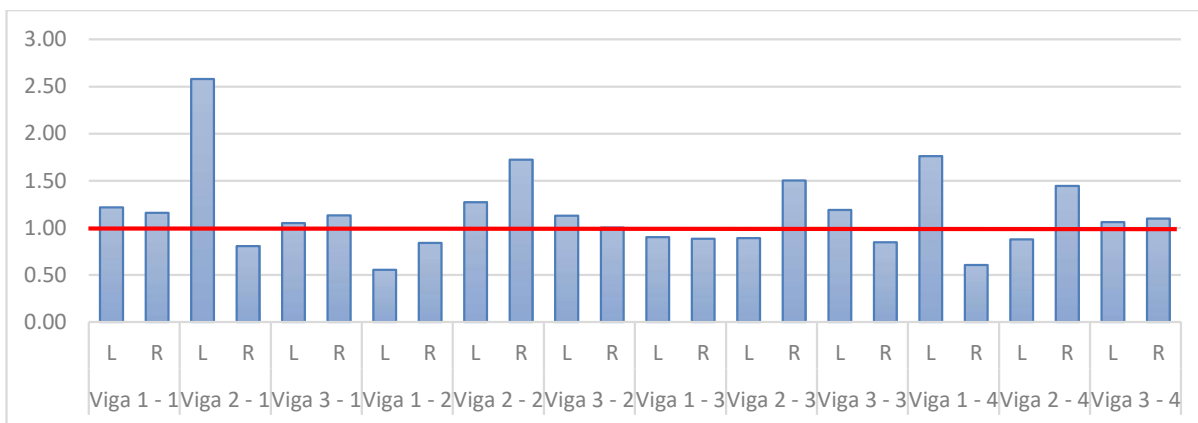


Fig.C.22 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite SD

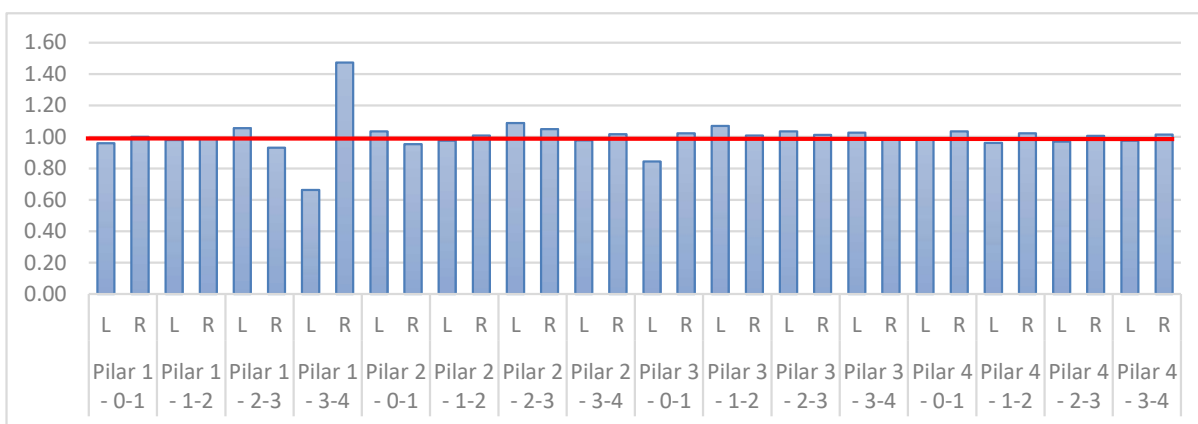


Fig.C.23 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite DL

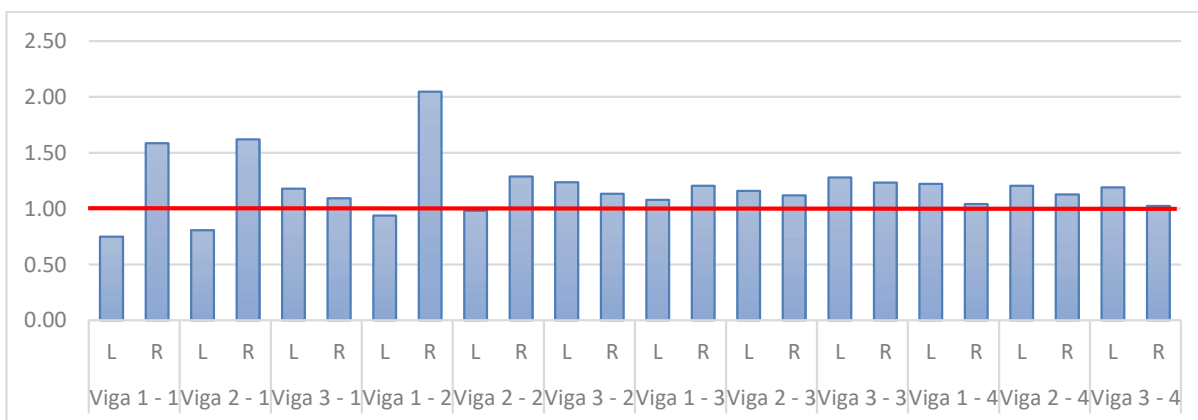


Fig.C.24 – Quociente dos valores da capacidade da rotação da corda entre SeismoStruct (análise Pushover) e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas – Pórtico com alvenaria – Sismo tipo 2 - Estado limite DL

ANEXO D

VALIDAÇÃO DOS VALORES DA CAPACIDADE DA FOLHA DE CÁLCULO EM TERMOS DE ESFORÇO TRANSVERSO

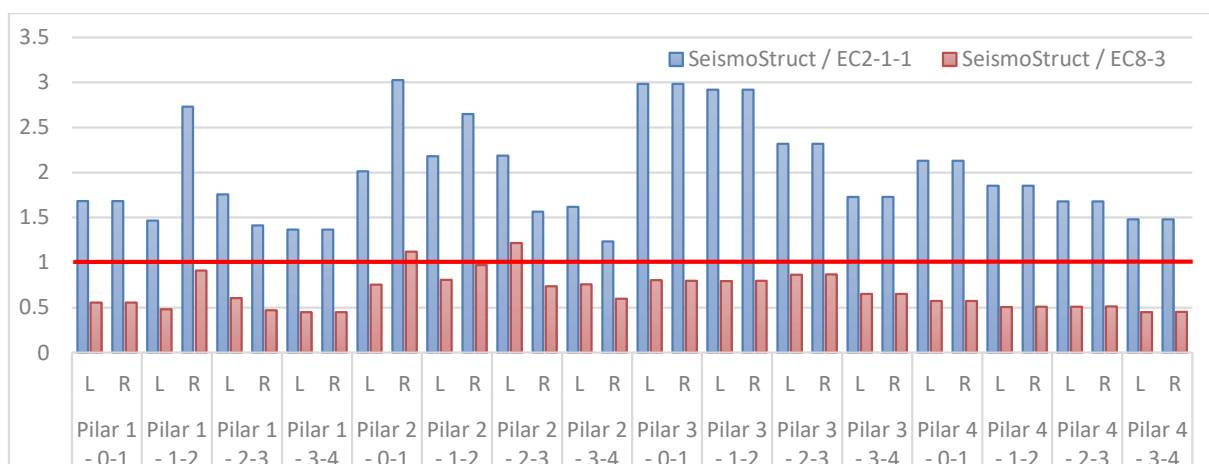


Fig.D.1 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite NC

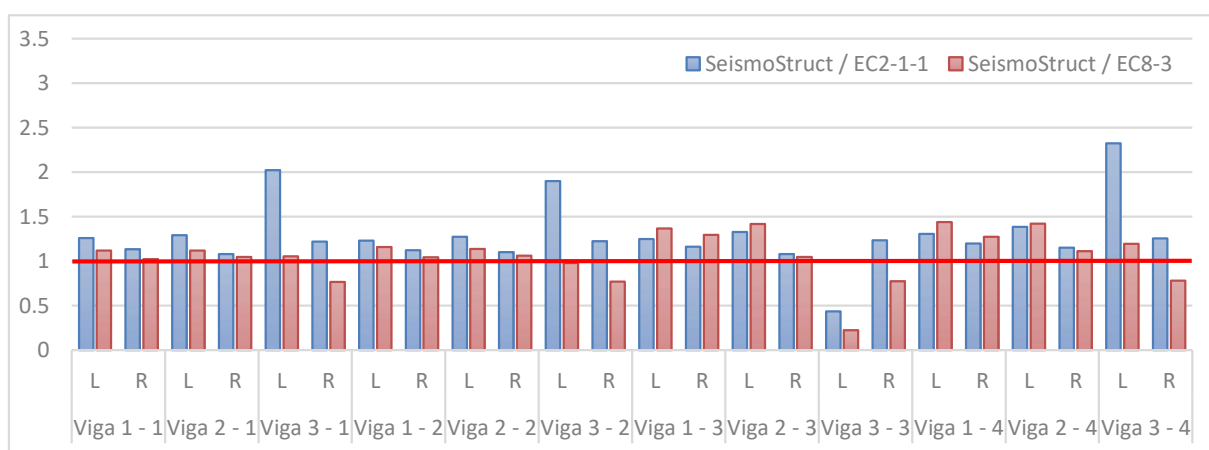


Fig.D.2 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito às vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite NC

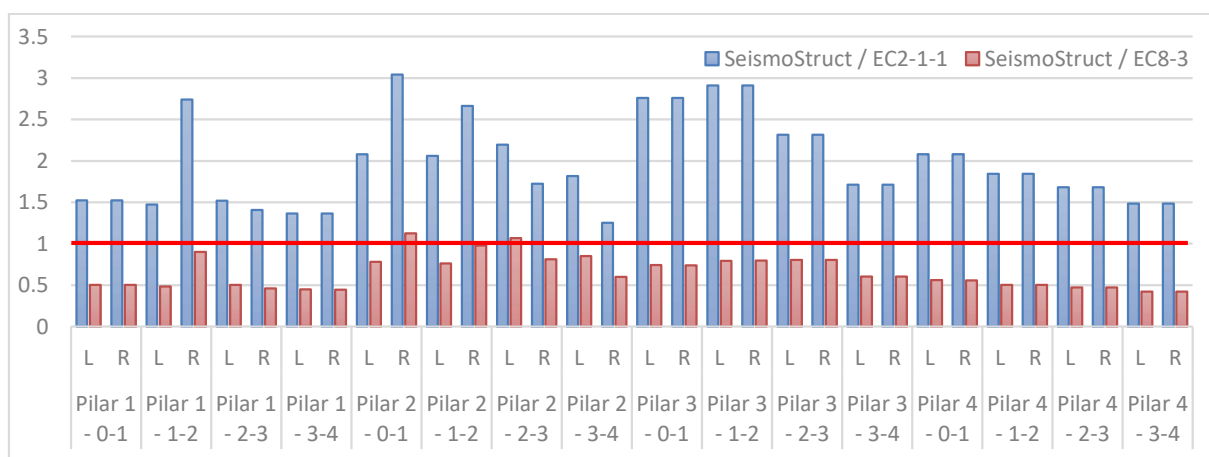


Fig.D.3 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD

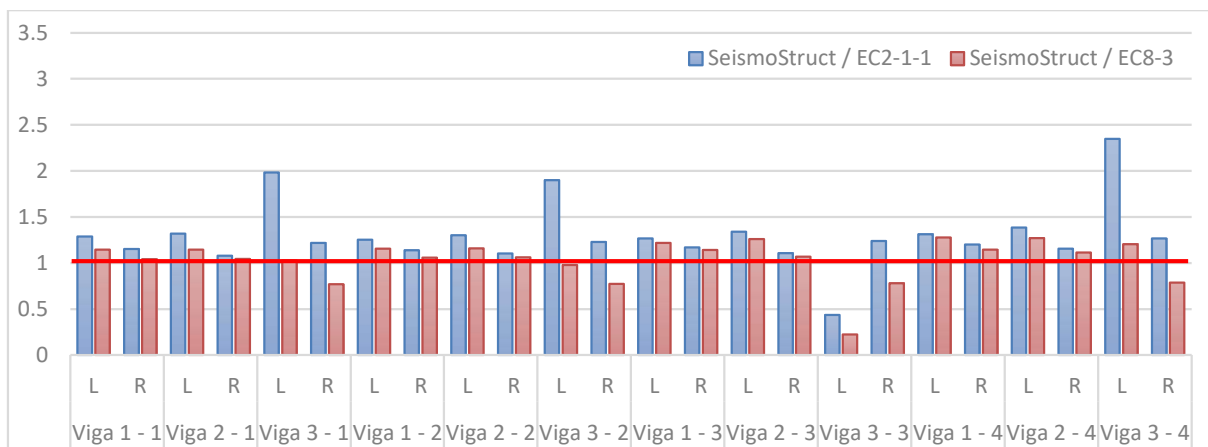


Fig.D.4 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD

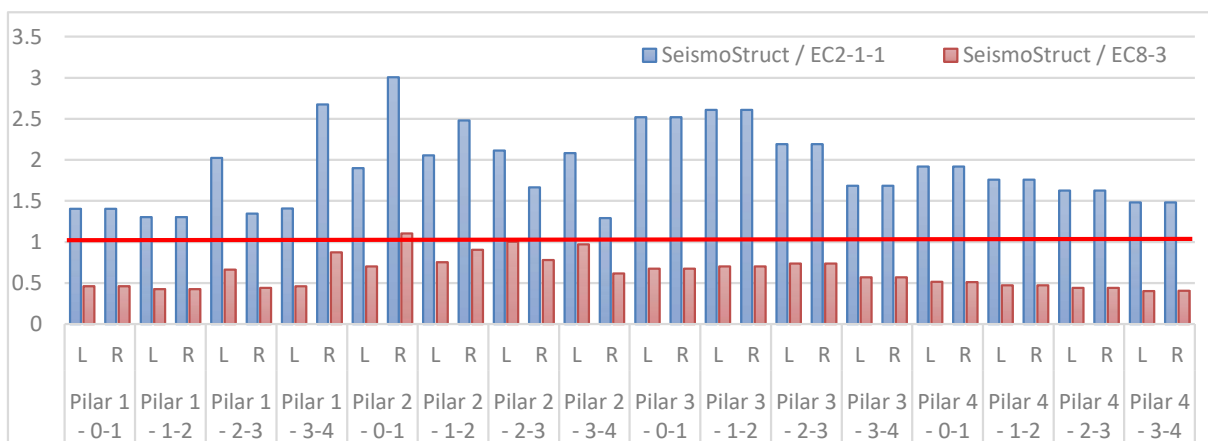


Fig.D.5 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite DL

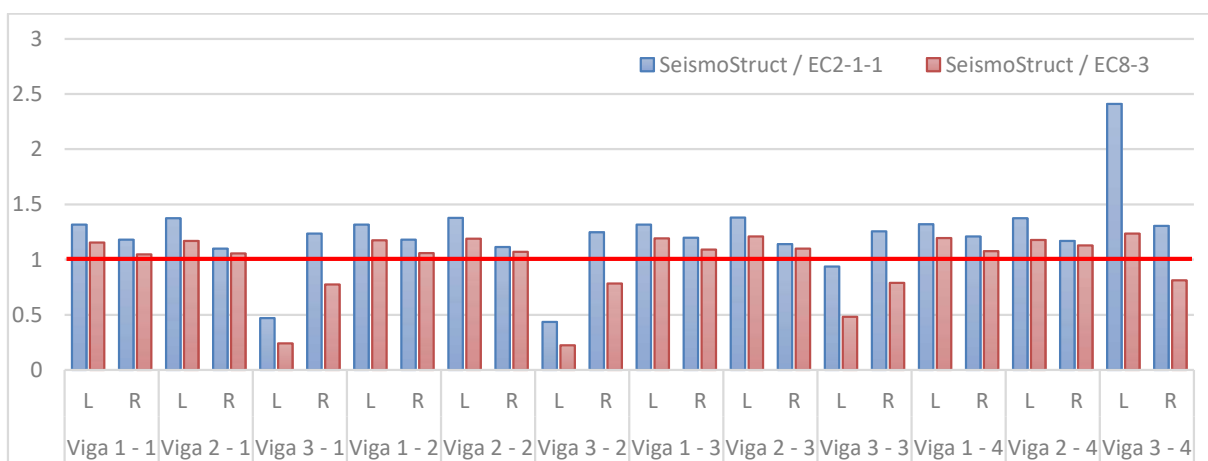


Fig.D.6 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite DL

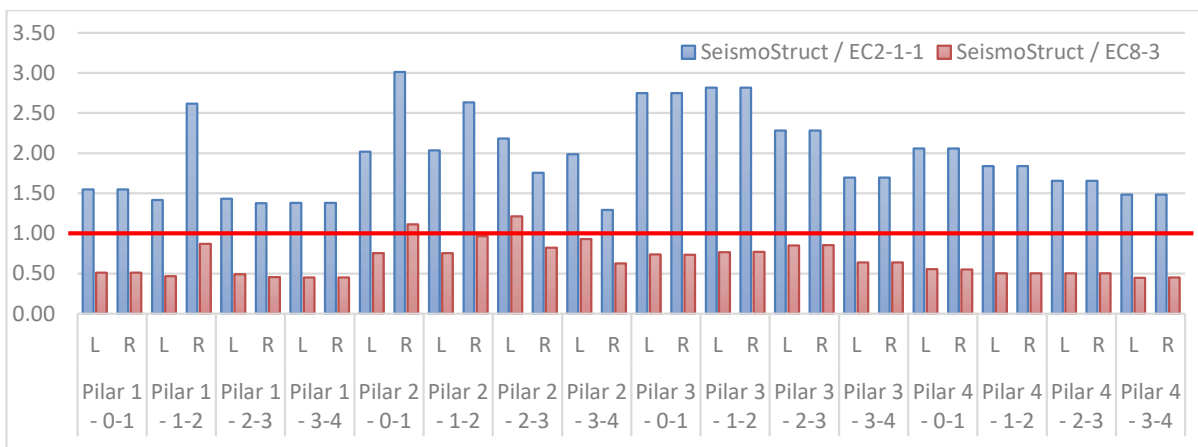


Fig.D.7 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite NC

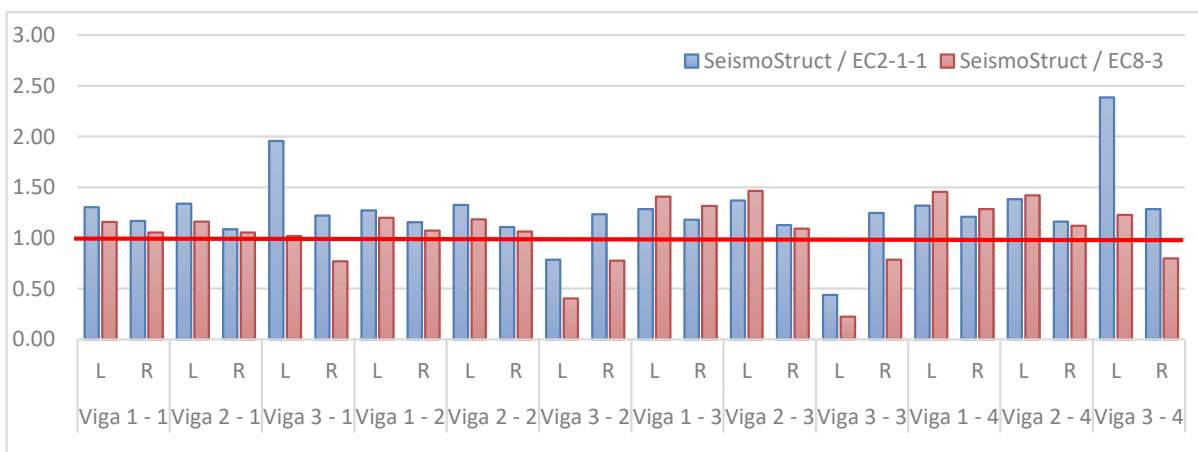


Fig.D.8 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito às vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite NC

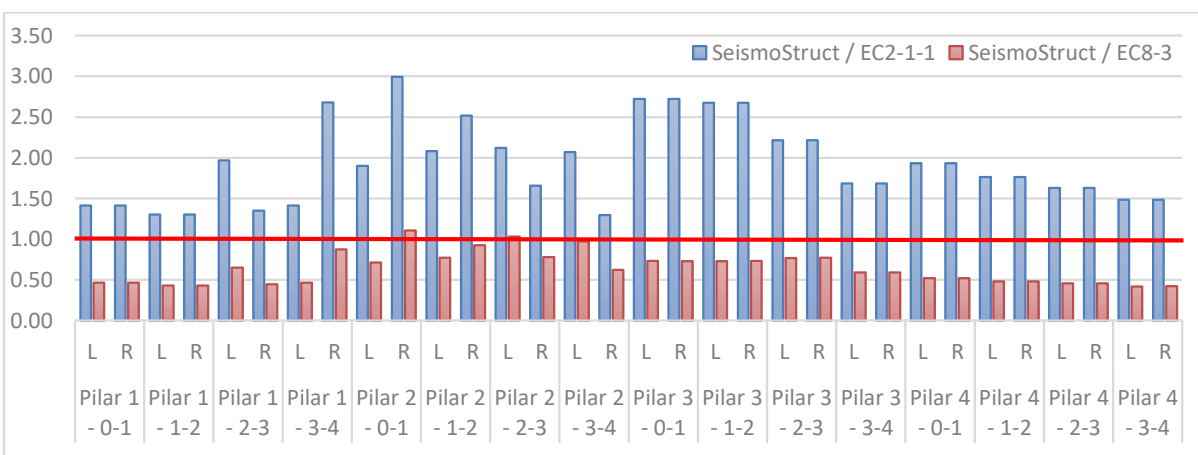


Fig.D.9 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite SD

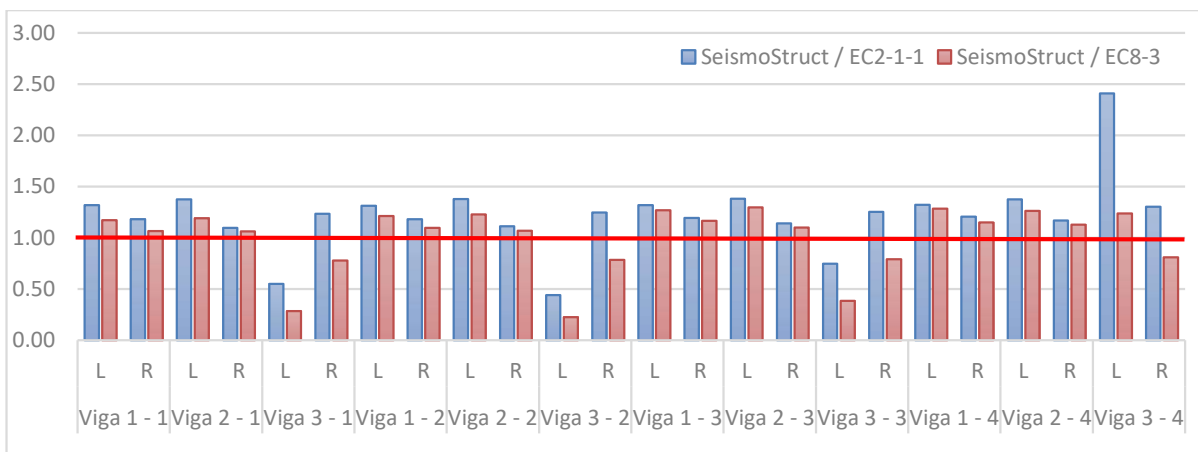


Fig.D.10 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite SD

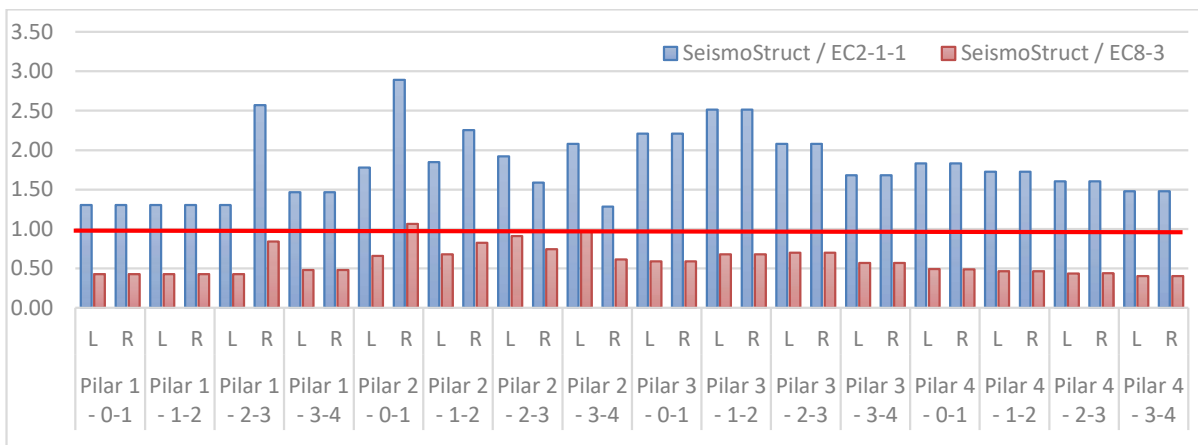


Fig.D.11 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite DL

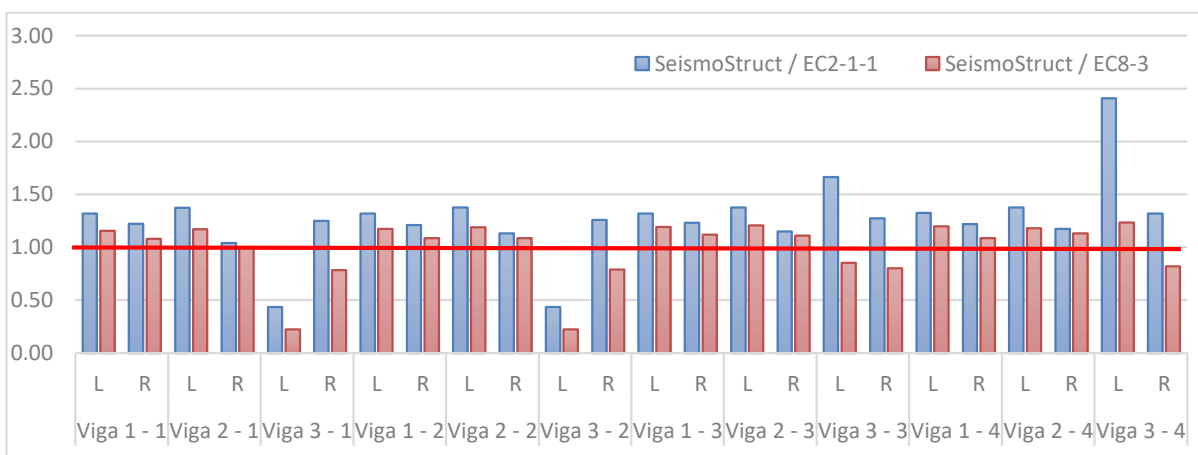


Fig.D.12 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico sem alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite DL

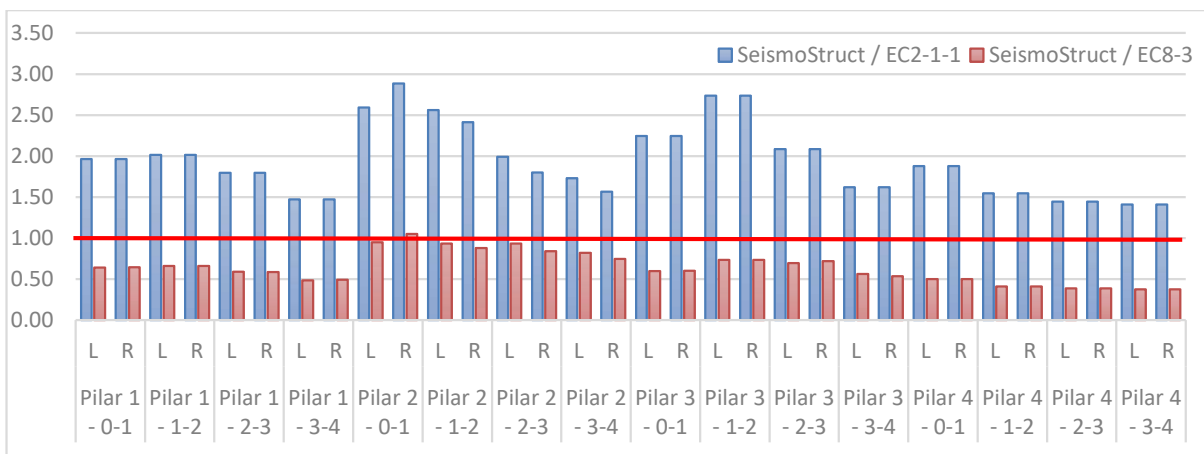


Fig.D.13 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite NC

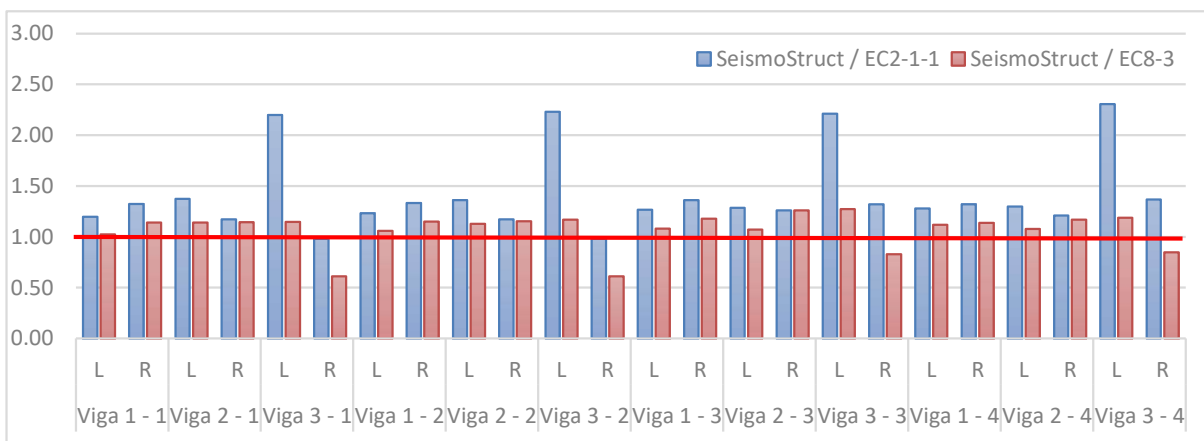


Fig.D.14 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito às vigas, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite NC

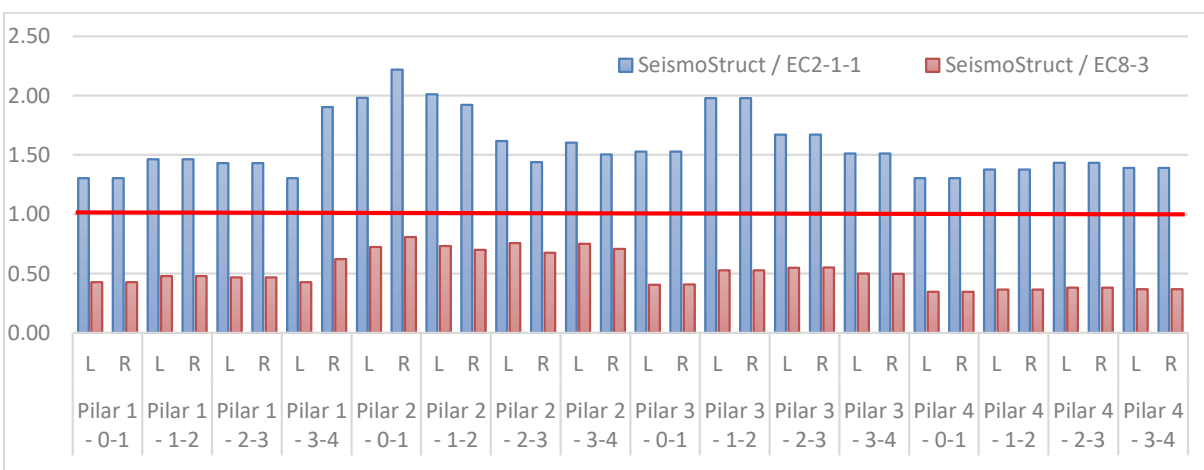


Fig.D.15 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD

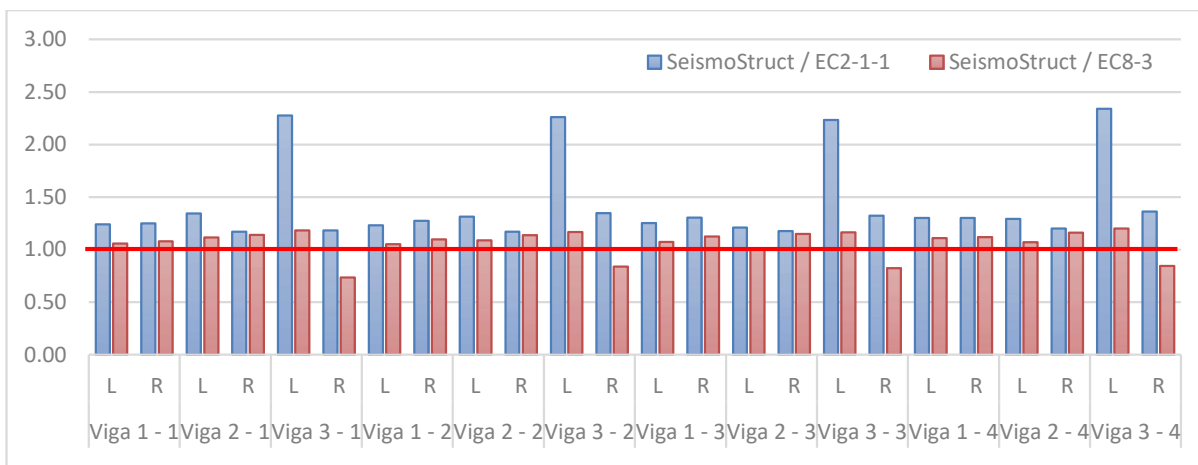


Fig.D.16 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite SD

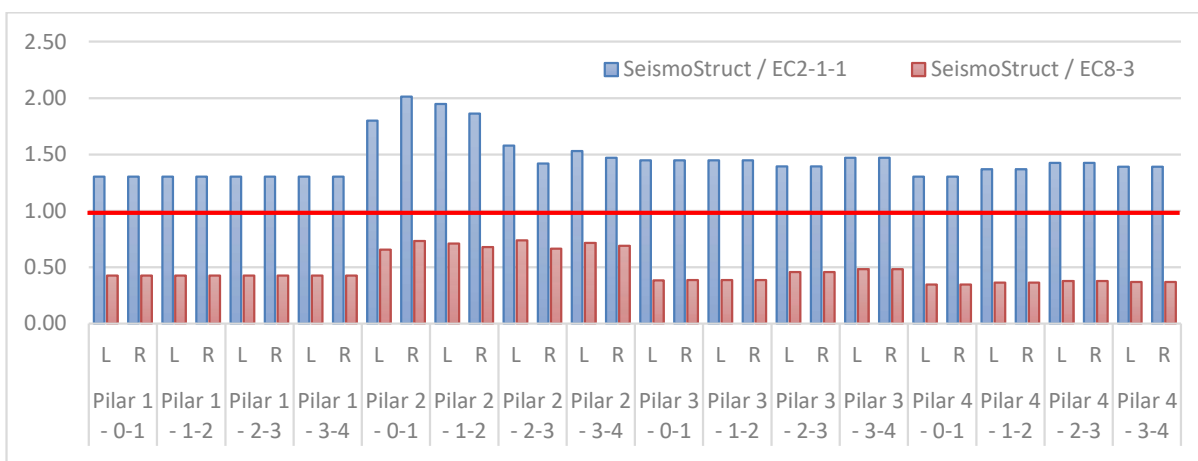


Fig.D.17 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite DL

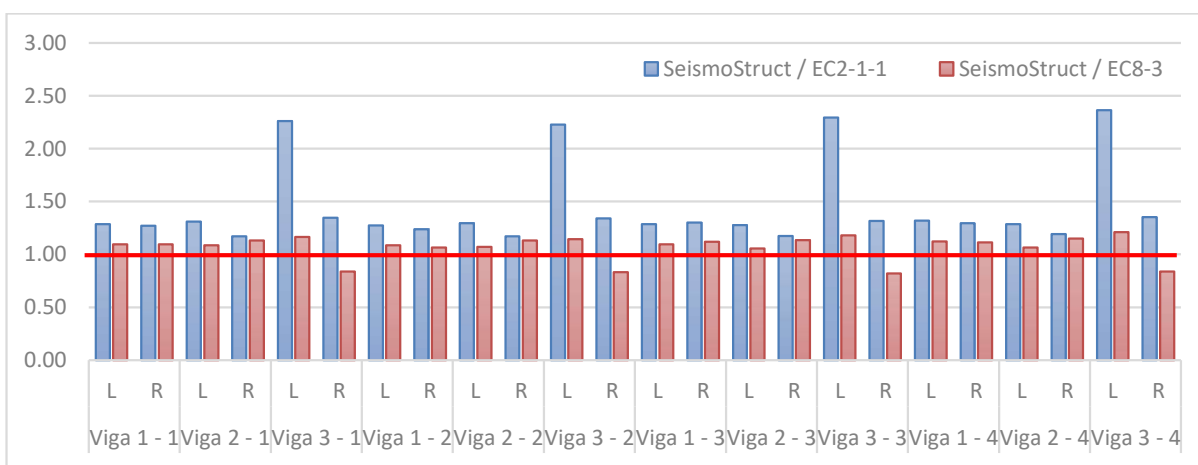


Fig.D.18 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 1 e estado limite DL

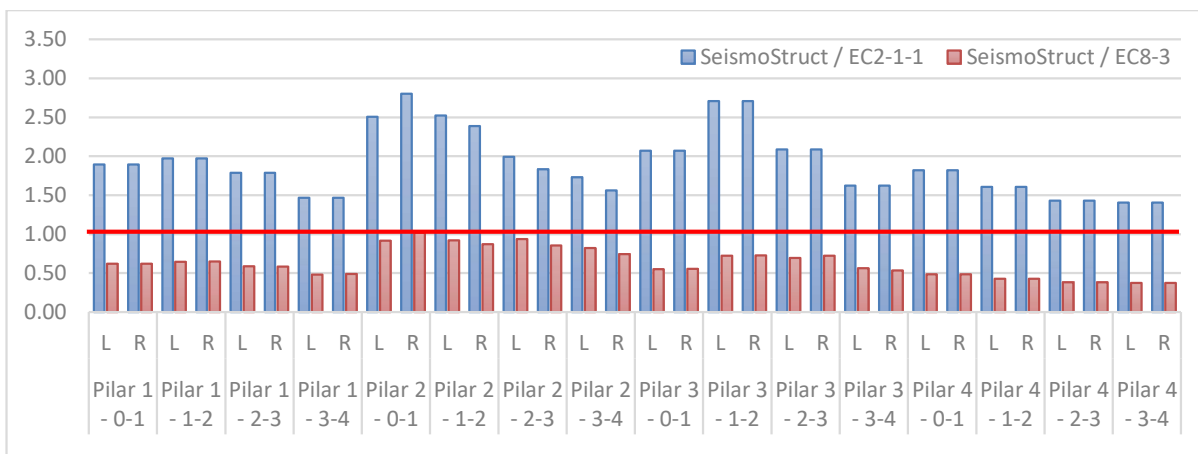


Fig.D.19 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite NC

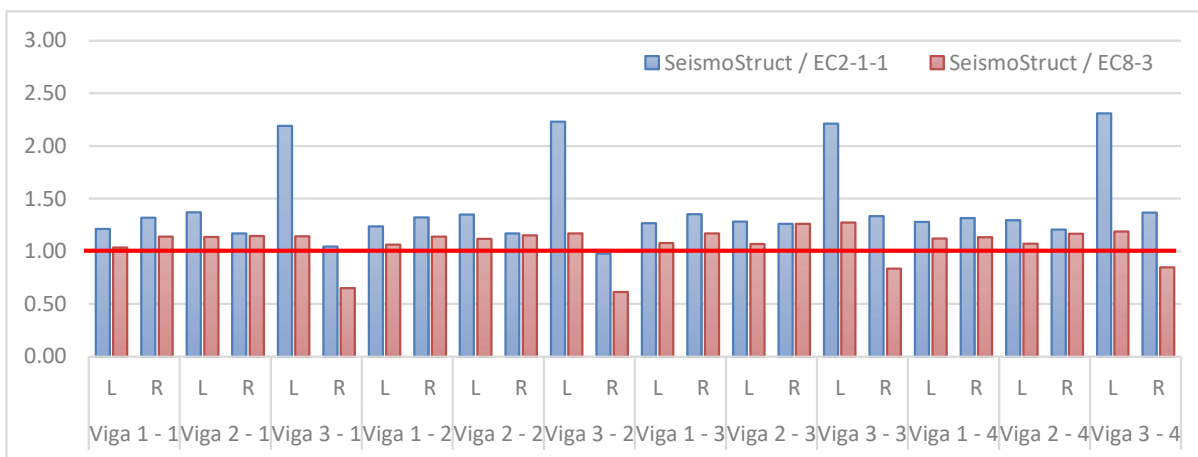


Fig.D.20 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito às vigas, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite NC

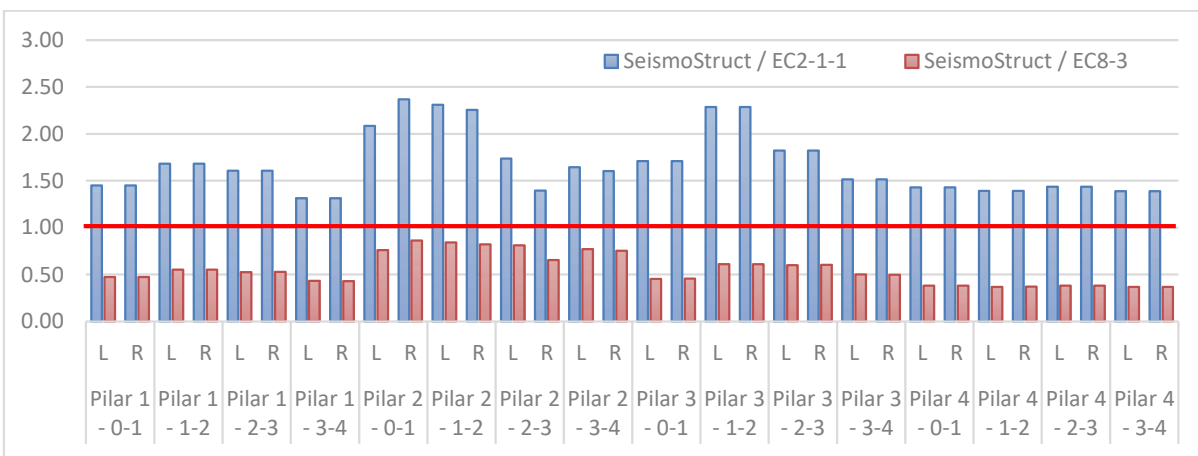


Fig.D.21 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite SD

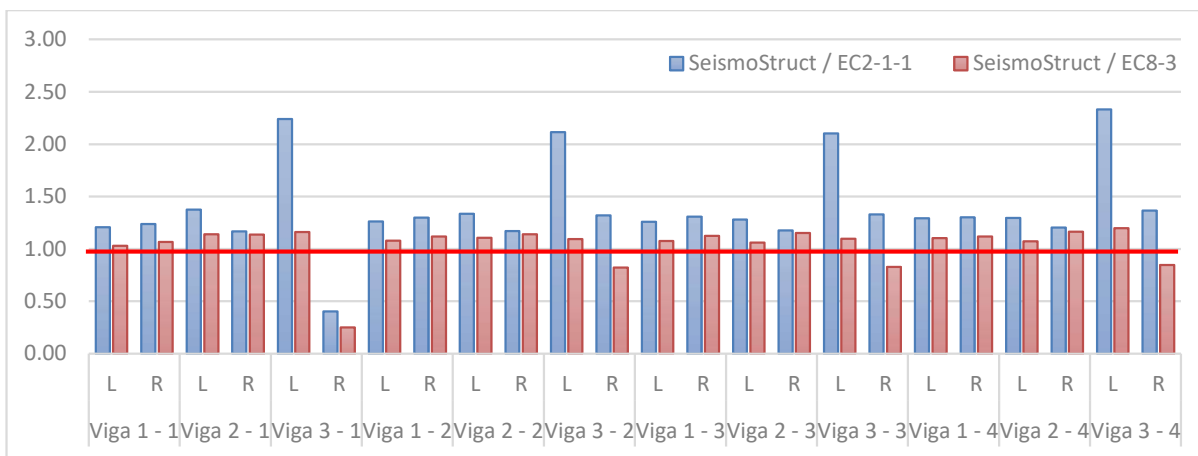


Fig.D.22 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite SD

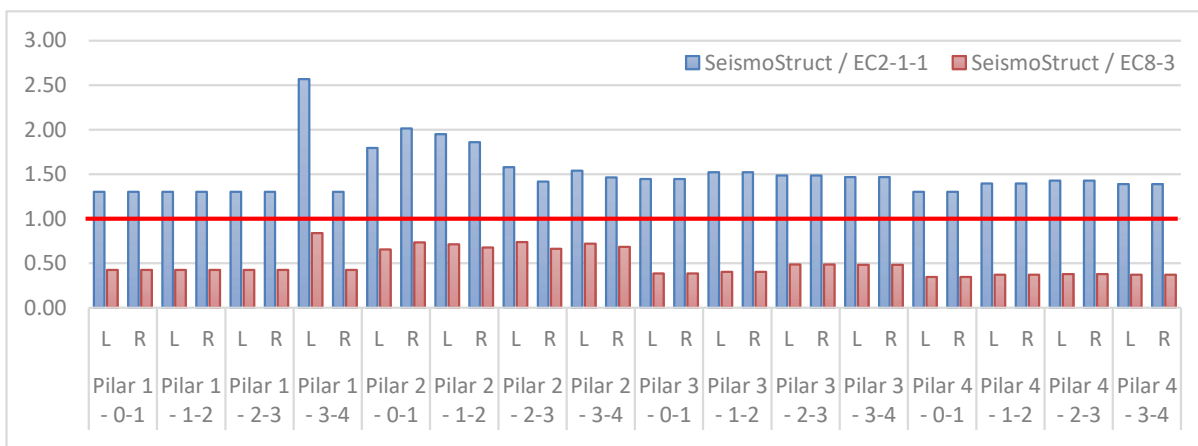


Fig.D.23 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito aos pilares, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite DL

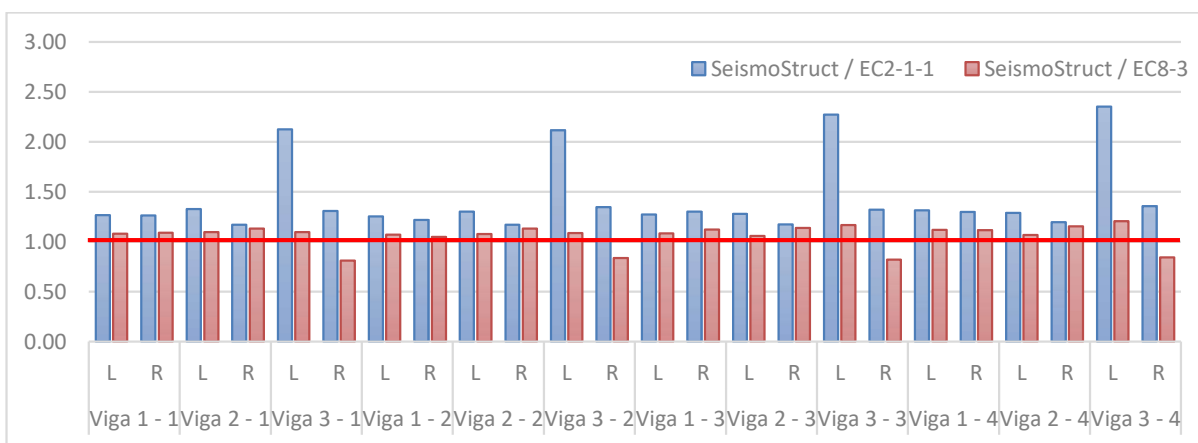


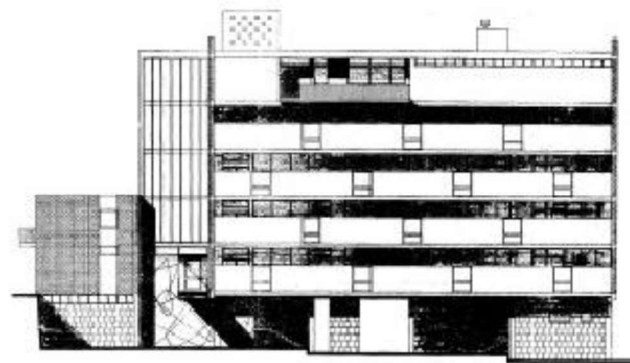
Fig.D.24 – Quociente dos valores da capacidade em relação ao esforço transversal entre SeismoStruct e a folha de cálculo, no que diz respeito as vigas, para o pórtico com alvenaria, sismo tipo 2 e estado limite DL

ANEXO E

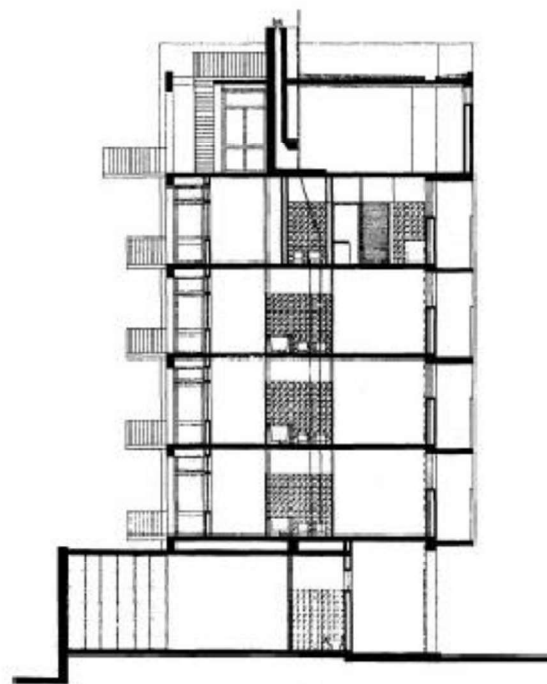
PLANTAS, ALÇADOS E DESENHOS DE ARMAÇÃO DO EDIFÍCIO PARNASO



(a)

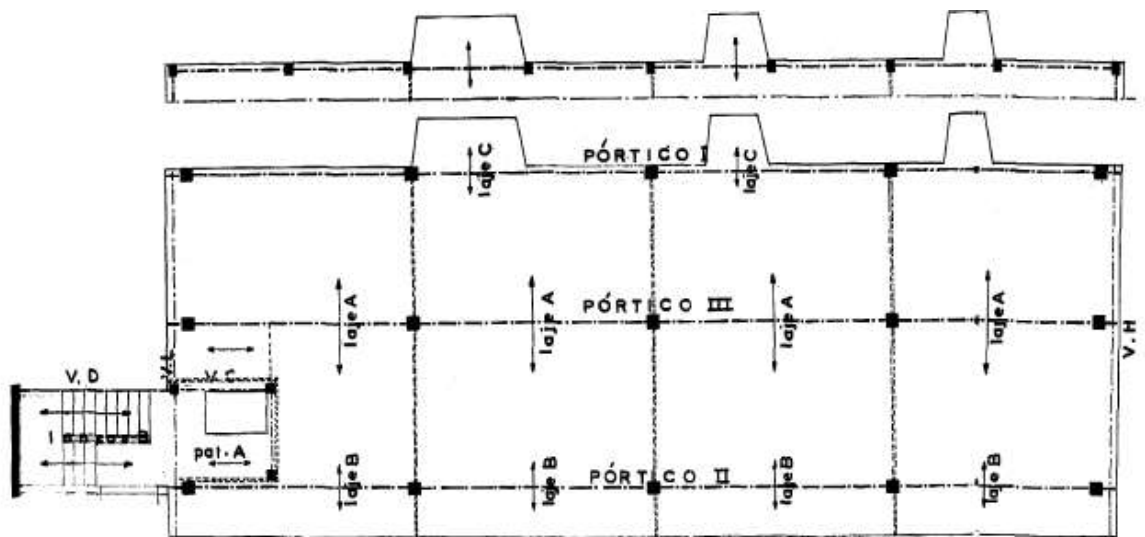


(b)

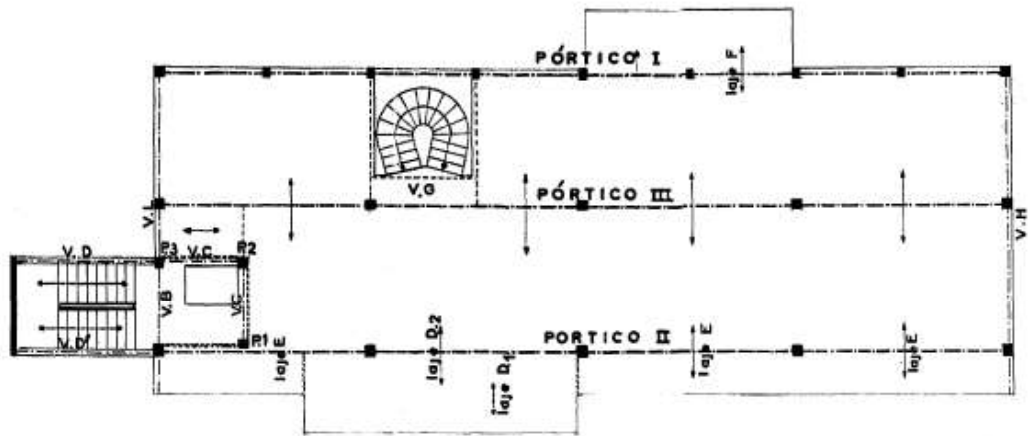


(c)

Figura E.1 – Arquitetura do bloco de habitações: a) alçado frontal; b) alçado de tardoz; c) corte transversal



(a)



(b)

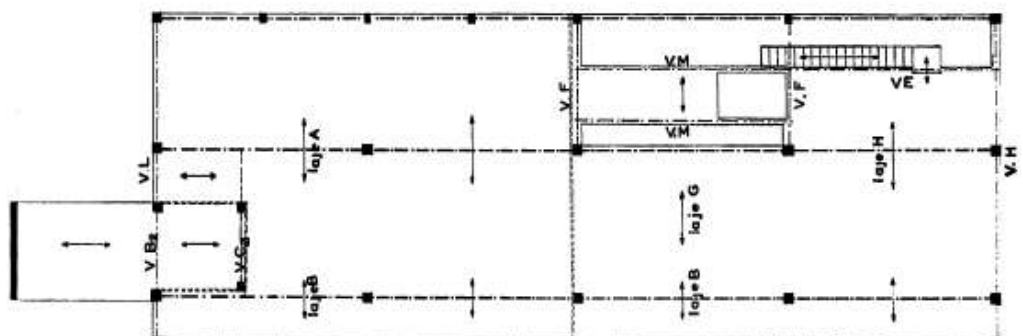


Figura E.2 – Plantas estruturais: a) primeiro ao quarto piso; b) quinto piso; c) sexto piso

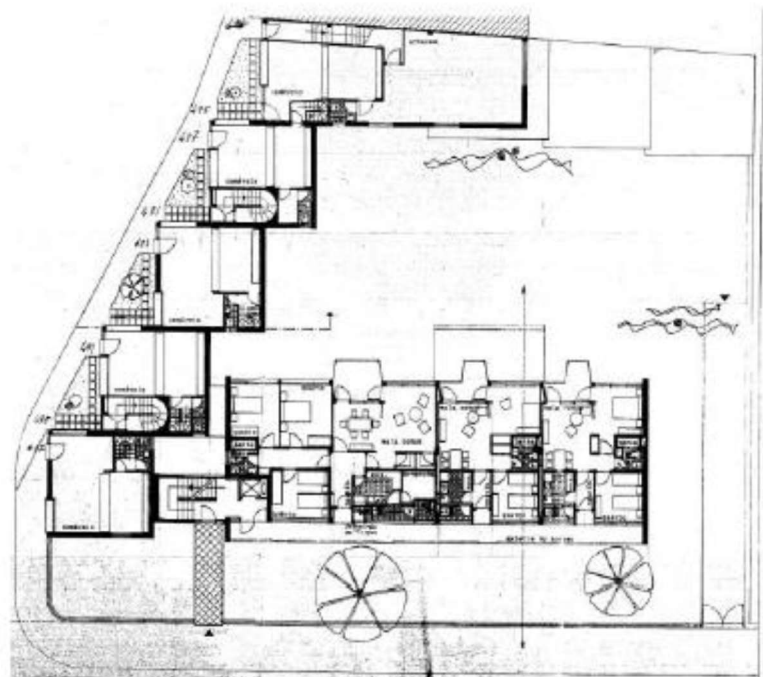


Figura E.3 – Implantação geral do edifício Parnaso

ANEXO F

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – CASO DE ESTUDO 2

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col111	(L-)	ok	ok
Col111	(L+)	ok	ok
Col111	(R-)	ok	ok
Col111	(R+)	ok	ok
Col112	(L-)	ok	ok
Col112	(L+)	ok	ok
Col112	(R-)	ok	ok
Col112	(R+)	ok	ok
Col113	(L-)	ok	ok
Col113	(L+)	ok	ok
Col113	(R-)	ok	ok
Col113	(R+)	ok	ok
Col114	(L-)	ok	ok
Col114	(L+)	ok	ok
Col114	(R-)	ok	ok
Col114	(R+)	ok	ok
Col115	(L-)	ok	ok
Col115	(L+)	ok	ok
Col115	(R-)	ok	ok
Col115	(R+)	ok	ok
Col116	(L-)	ok	ok
Col116	(L+)	ok	ok
Col116	(R-)	ok	ok
Col116	(R+)	ok	ok
Col121	(L-)	ko	ok
Col121	(L+)	ko	ok
Col121	(R-)	ko	ok
Col121	(R+)	ko	ok
Col122	(L-)	ko	ok
Col122	(L+)	ko	ko
Col122	(R-)	ko	ok
Col122	(R+)	ko	ko
Col123	(L-)	ko	ok
Col123	(L+)	ko	ko
Col123	(R-)	ko	ok
Col123	(R+)	ko	ko
Col124	(L-)	ok	ok
Col124	(L+)	ok	ko
Col124	(R-)	ok	ok
Col124	(R+)	ok	ko
Col125	(L-)	ok	ok
Col125	(L+)	ok	ko
Col125	(R-)	ok	ok
Col125	(R+)	ok	ko
Col126	(L-)	ok	ko
Col126	(L+)	ok	ko
Col126	(R-)	ok	ko
Col126	(R+)	ok	ko
Col131	(L-)	ko	ok
Col131	(L+)	ko	ok
Col131	(R-)	ko	ok
Col131	(R+)	ko	ok
Col132	(L-)	ok	ok
Col132	(L+)	ok	ko
Col132	(R-)	ok	ok
Col132	(R+)	ok	ko

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col133	(L-)	ko	ok
Col133	(L+)	ko	ko
Col133	(R-)	ko	ok
Col133	(R+)	ko	ko
Col134	(L-)	ok	ok
Col134	(L+)	ok	ko
Col134	(R-)	ok	ok
Col134	(R+)	ok	ko
Col135	(L-)	ok	ok
Col135	(L+)	ok	ko
Col135	(R-)	ok	ok
Col135	(R+)	ok	ko
Col136	(L-)	ok	ko
Col136	(L+)	ok	ko
Col136	(R-)	ok	ko
Col136	(R+)	ok	ko
Col212	(L-)	ok	ok
Col212	(L+)	ok	ok
Col212	(R-)	ok	ok
Col212	(R+)	ok	ok
Col213	(L-)	ok	ok
Col213	(L+)	ok	ok
Col213	(R-)	ok	ok
Col213	(R+)	ok	ok
Col214	(L-)	ok	ok
Col214	(L+)	ok	ok
Col214	(R-)	ok	ok
Col214	(R+)	ok	ok

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col215	(L-)	ok	ok
Col215	(L+)	ok	ok
Col215	(R-)	ok	ok
Col215	(R+)	ok	ok
Col311	(L-)	ko	ok
Col311	(L+)	ko	ok
Col311	(R-)	ko	ok
Col311	(R+)	ko	ok
Col312	(L-)	ko	ok
Col312	(L+)	ko	ok
Col312	(R-)	ko	ok
Col312	(R+)	ko	ok
Col313	(L-)	ok	ok
Col313	(L+)	ok	ok
Col313	(R-)	ok	ok
Col313	(R+)	ok	ok
Col314	(L-)	ok	ok
Col314	(L+)	ok	ok
Col314	(R-)	ok	ok
Col314	(R+)	ok	ok
Col315	(L-)	ok	ok
Col315	(L+)	ok	ok
Col315	(R-)	ok	ok
Col315	(R+)	ok	ok
Col316	(L-)	ok	ok
Col316	(L+)	ok	ok
Col316	(R-)	ok	ok
Col316	(R+)	ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col321	(L-)	ko	ok	Col332	(L-)	ko	ok
Col321	(L+)	ko	ok	Col332	(L+)	ko	ok
Col321	(R-)	ko	ok	Col332	(R-)	ko	ok
Col321	(R+)	ko	ok	Col332	(R+)	ko	ok
Col322	(L-)	ko	ok	Col333	(L-)	ko	ok
Col322	(L+)	ko	ok	Col333	(L+)	ko	ok
Col322	(R-)	ko	ok	Col333	(R-)	ko	ok
Col322	(R+)	ko	ok	Col333	(R+)	ko	ok
Col323	(L-)	ko	ok	Col334	(L-)	ko	ok
Col323	(L+)	ko	ok	Col334	(L+)	ko	ok
Col323	(R-)	ko	ok	Col334	(R-)	ko	ok
Col323	(R+)	ko	ok	Col334	(R+)	ko	ok
Col324	(L-)	ko	ok	Col335	(L-)	ko	ok
Col324	(L+)	ko	ok	Col335	(L+)	ko	ok
Col324	(R-)	ko	ok	Col335	(R-)	ko	ok
Col324	(R+)	ko	ok	Col335	(R+)	ko	ok
Col325	(L-)	ko	ok	Col336	(L-)	ok	ok
Col325	(L+)	ko	ok	Col336	(L+)	ok	ok
Col325	(R-)	ko	ok	Col336	(R-)	ok	ok
Col325	(R+)	ko	ok	Col336	(R+)	ok	ok
Col326	(L-)	ok	ok	Col412	(L-)	ok	ok
Col326	(L+)	ok	ok	Col412	(L+)	ok	ok
Col326	(R-)	ok	ok	Col412	(R-)	ok	ok
Col326	(R+)	ok	ok	Col412	(R+)	ok	ok
Col331	(L-)	ko	ok	Col413	(L-)	ok	ok
Col331	(L+)	ko	ok	Col413	(L+)	ok	ok
Col331	(R-)	ko	ok	Col413	(R-)	ok	ok
Col331	(R+)	ko	ok	Col413	(R+)	ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col414	(L-)	ok	ok
Col414	(L+)	ok	ok
Col414	(R-)	ok	ok
Col414	(R+)	ok	ok
Col415	(L-)	ok	ok
Col415	(L+)	ok	ok
Col415	(R-)	ok	ok
Col415	(R+)	ok	ok
Col511	(L-)	ko	ok
Col511	(L+)	ko	ok
Col511	(R-)	ko	ok
Col511	(R+)	ko	ok
Col512	(L-)	ok	ok
Col512	(L+)	ok	ok
Col512	(R-)	ok	ok
Col512	(R+)	ok	ok
Col513	(L-)	ok	ok
Col513	(L+)	ok	ok
Col513	(R-)	ok	ok
Col513	(R+)	ok	ok
Col514	(L-)	ok	ok
Col514	(L+)	ok	ok
Col514	(R-)	ok	ok
Col514	(R+)	ok	ok
Col515	(L-)	ok	ok
Col515	(L+)	ok	ok
Col515	(R-)	ok	ok
Col515	(R+)	ok	ok

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col516	(L-)	ok	ok
Col516	(L+)	ok	ok
Col516	(R-)	ok	ok
Col516	(R+)	ok	ok
Col521	(L-)	ko	ok
Col521	(L+)	ko	ok
Col521	(R-)	ko	ok
Col521	(R+)	ko	ok
Col522	(L-)	ko	ok
Col522	(L+)	ko	ok
Col522	(R-)	ko	ok
Col522	(R+)	ko	ok
Col523	(L-)	ko	ok
Col523	(L+)	ko	ok
Col523	(R-)	ko	ok
Col523	(R+)	ko	ok
Col524	(L-)	ko	ok
Col524	(L+)	ko	ok
Col524	(R-)	ko	ok
Col524	(R+)	ko	ok
Col525	(L-)	ko	ok
Col525	(L+)	ko	ok
Col525	(R-)	ko	ok
Col525	(R+)	ko	ok
Col526	(L-)	ok	ok
Col526	(L+)	ok	ok
Col526	(R-)	ok	ok
Col526	(R+)	ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col531	(L-)	ko	ok
Col531	(L+)	ko	ok
Col531	(R-)	ko	ok
Col531	(R+)	ko	ok
Col532	(L-)	ko	ok
Col532	(L+)	ko	ok
Col532	(R-)	ko	ok
Col532	(R+)	ko	ok
Col533	(L-)	ko	ok
Col533	(L+)	ko	ok
Col533	(R-)	ko	ok
Col533	(R+)	ko	ok
Col534	(L-)	ko	ok
Col534	(L+)	ko	ok
Col534	(R-)	ko	ok
Col534	(R+)	ko	ok
Col535	(L-)	ko	ok
Col535	(L+)	ko	ok
Col535	(R-)	ko	ok
Col535	(R+)	ko	ok
Col536	(L-)	ok	ok
Col536	(L+)	ok	ok
Col536	(R-)	ok	ok
Col536	(R+)	ok	ok
Col612	(L-)	ok	ok
Col612	(L+)	ok	ok
Col612	(R-)	ok	ok
Col612	(R+)	ok	ok
Col613	(L-)	ok	ok
Col613	(L+)	ok	ok
Col613	(R-)	ok	ok
Col613	(R+)	ok	ok
Col614	(L-)	ok	ok
Col614	(L+)	ok	ok
Col614	(R-)	ok	ok
Col614	(R+)	ok	ok
Col615	(L-)	ok	ok
Col615	(L+)	ok	ok
Col615	(R-)	ok	ok
Col615	(R+)	ok	ok
Col616	(L-)	ok	ok
Col616	(L+)	ok	ok
Col616	(R-)	ok	ok
Col616	(R+)	ok	ok
Col711	(L-)	ko	ok
Col711	(L+)	ko	ok
Col711	(R-)	ko	ok
Col711	(R+)	ko	ok
Col712	(L-)	ko	ok
Col712	(L+)	ko	ok
Col712	(R-)	ko	ok
Col712	(R+)	ko	ok
Col713	(L-)	ok	ok
Col713	(L+)	ok	ok
Col713	(R-)	ok	ok
Col713	(R+)	ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col714	(L-)	ok	ok
Col714	(L+)	ok	ok
Col714	(R-)	ok	ok
Col714	(R+)	ok	ok
Col715	(L-)	ok	ok
Col715	(L+)	ok	ok
Col715	(R-)	ok	ok
Col715	(R+)	ok	ok
Col716	(L-)	ok	ok
Col716	(L+)	ok	ok
Col716	(R-)	ok	ok
Col716	(R+)	ok	ok
Col721	(L-)	ko	ok
Col721	(L+)	ko	ok
Col721	(R-)	ko	ok
Col721	(R+)	ko	ok
Col722	(L-)	ko	ok
Col722	(L+)	ko	ok
Col722	(R-)	ko	ok
Col722	(R+)	ko	ok
Col723	(L-)	ko	ok
Col723	(L+)	ko	ok
Col723	(R-)	ko	ok
Col723	(R+)	ko	ok
Col724	(L-)	ko	ok
Col724	(L+)	ko	ok
Col724	(R-)	ko	ok
Col724	(R+)	ko	ok
Col725	(L-)	ko	ok
Col725	(L+)	ko	ok
Col725	(R-)	ko	ok
Col725	(R+)	ko	ok
Col726	(L-)	ok	ok
Col726	(L+)	ok	ok
Col726	(R-)	ok	ok
Col726	(R+)	ok	ok
Col731	(L-)	ko	ok
Col731	(L+)	ko	ok
Col731	(R-)	ko	ok
Col731	(R+)	ko	ok
Col732	(L-)	ko	ko
Col732	(L+)	ko	ok
Col732	(R-)	ko	ko
Col732	(R+)	ko	ok
Col733	(L-)	ko	ok
Col733	(L+)	ko	ok
Col733	(R-)	ko	ok
Col733	(R+)	ko	ok
Col734	(L-)	ko	ok
Col734	(L+)	ko	ok
Col734	(R-)	ko	ok
Col734	(R+)	ko	ok
Col735	(L-)	ko	ok
Col735	(L+)	ko	ok
Col735	(R-)	ko	ok
Col735	(R+)	ko	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col736 (L-)		ok	ok
Col736 (L+)		ok	ok
Col736 (R-)		ok	ok
Col736 (R+)		ok	ok
Col812 (L-)		ok	ok
Col812 (L+)		ok	ok
Col812 (R-)		ok	ok
Col812 (R+)		ok	ok
Col813 (L-)		ok	ok
Col813 (L+)		ok	ok
Col813 (R-)		ok	ok
Col813 (R+)		ok	ok
Col814 (L-)		ok	ok
Col814 (L+)		ok	ok
Col814 (R-)		ok	ok
Col814 (R+)		ok	ok
Col815 (L-)		ok	ok
Col815 (L+)		ok	ok
Col815 (R-)		ok	ok
Col815 (R+)		ok	ok
Col816 (L-)		ok	ok
Col816 (L+)		ok	ok
Col816 (R-)		ok	ok
Col816 (R+)		ok	ok
Col82o1 (L-)		ok	ok
Col82o1 (L+)		ok	ok
Col82o1 (R-)		ok	ok
Col82o1 (R+)		ok	ok

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col82o2 (L-)		ok	ok
Col82o2 (L+)		ok	ok
Col82o2 (R-)		ok	ok
Col82o2 (R+)		ok	ok
Col82o3 (L-)		ok	ok
Col82o3 (L+)		ok	ok
Col82o3 (R-)		ok	ok
Col82o3 (R+)		ok	ok
Col82o4 (L-)		ok	ok
Col82o4 (L+)		ok	ok
Col82o4 (R-)		ok	ok
Col82o4 (R+)		ok	ok
Col82o5 (L-)		ok	ok
Col82o5 (L+)		ok	ok
Col82o5 (R-)		ok	ok
Col82o5 (R+)		ok	ok
Col82o6 (L-)		ok	ok
Col82o6 (L+)		ok	ok
Col82o6 (R-)		ok	ok
Col82o6 (R+)		ok	ok
Col831 (L-)		ok	ok
Col831 (L+)		ok	ok
Col831 (R-)		ok	ok
Col831 (R+)		ok	ok
Col832 (L-)		ok	ok
Col832 (L+)		ok	ok
Col832 (R-)		ok	ok
Col832 (R+)		ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col833	(L-)	ok	ok
Col833	(L+)	ok	ok
Col833	(R-)	ok	ok
Col833	(R+)	ok	ok
Col834	(L-)	ok	ok
Col834	(L+)	ok	ok
Col834	(R-)	ok	ok
Col834	(R+)	ok	ok
Col835	(L-)	ok	ok
Col835	(L+)	ok	ok
Col835	(R-)	ok	ok
Col835	(R+)	ok	ok
Col836	(L-)	ok	ok
Col836	(L+)	ok	ok
Col836	(R-)	ok	ok
Col836	(R+)	ok	ok
Col911	(L-)	ko	ok
Col911	(L+)	ko	ok
Col911	(R-)	ko	ok
Col911	(R+)	ko	ok
Col912	(L-)	ok	ok
Col912	(L+)	ok	ok
Col912	(R-)	ok	ok
Col912	(R+)	ok	ok
Col913	(L-)	ok	ok
Col913	(L+)	ok	ok
Col913	(R-)	ok	ok
Col913	(R+)	ok	ok
Col914	(L-)	ok	ok
Col914	(L+)	ok	ok
Col914	(R-)	ok	ok
Col914	(R+)	ok	ok
Col915	(L-)	ok	ok
Col915	(L+)	ok	ok
Col915	(R-)	ok	ok
Col915	(R+)	ok	ok
Col916	(L-)	ok	ok
Col916	(L+)	ok	ok
Col916	(R-)	ok	ok
Col916	(R+)	ok	ok
Col921	(L-)	ko	ok
Col921	(L+)	ko	ok
Col921	(R-)	ko	ok
Col921	(R+)	ko	ok
Col922	(L-)	ko	ko
Col922	(L+)	ko	ok
Col922	(R-)	ko	ko
Col922	(R+)	ko	ok
Col923	(L-)	ko	ko
Col923	(L+)	ko	ok
Col923	(R-)	ko	ko
Col923	(R+)	ko	ok
Col924	(L-)	ko	ko
Col924	(L+)	ko	ok
Col924	(R-)	ko	ko
Col924	(R+)	ko	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col925	(L-)	ok	ko
Col925	(L+)	ok	ok
Col925	(R-)	ok	ko
Col925	(R+)	ok	ok
Col926	(L-)	ok	ko
Col926	(L+)	ok	ko
Col926	(R-)	ok	ko
Col926	(R+)	ok	ko
Col92o1	(L-)	ok	ok
Col92o1	(L+)	ok	ok
Col92o1	(R-)	ok	ok
Col92o1	(R+)	ok	ok
Col92o2	(L-)	ok	ok
Col92o2	(L+)	ok	ok
Col92o2	(R-)	ok	ok
Col92o2	(R+)	ok	ok
Col92o3	(L-)	ok	ok
Col92o3	(L+)	ok	ok
Col92o3	(R-)	ok	ok
Col92o3	(R+)	ok	ok
Col92o4	(L-)	ok	ok
Col92o4	(L+)	ok	ok
Col92o4	(R-)	ok	ok
Col92o4	(R+)	ok	ok
Col92o5	(L-)	ok	ok
Col92o5	(L+)	ok	ok
Col92o5	(R-)	ok	ok
Col92o5	(R+)	ok	ok

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Col92o6	(L-)	ok	ok
Col92o6	(L+)	ok	ok
Col92o6	(R-)	ok	ok
Col92o6	(R+)	ok	ok
Col931	(L-)	ko	ok
Col931	(L+)	ko	ok
Col931	(R-)	ko	ok
Col931	(R+)	ko	ok
Col932	(L-)	ok	ok
Col932	(L+)	ok	ok
Col932	(R-)	ok	ok
Col932	(R+)	ok	ok
Col933	(L-)	ko	ok
Col933	(L+)	ko	ok
Col933	(R-)	ko	ok
Col933	(R+)	ko	ok
Col934	(L-)	ok	ok
Col934	(L+)	ok	ok
Col934	(R-)	ok	ok
Col934	(R+)	ok	ok
Col935	(L-)	ok	ok
Col935	(L+)	ok	ok
Col935	(R-)	ok	ok
Col935	(R+)	ok	ok
Col936	(L-)	ok	ok
Col936	(L+)	ok	ok
Col936	(R-)	ok	ok
Col936	(R+)	ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx112	(L-)	ok	ko
Bmx112	(L+)	ok	ko
Bmx112	(R-)	ok	ok
Bmx112	(R+)	ok	ko
Bmx113	(L-)	ok	ok
Bmx113	(L+)	ok	ok
Bmx113	(R-)	ok	ok
Bmx113	(R+)	ok	ok
Bmx114	(L-)	ok	ok
Bmx114	(L+)	ok	ok
Bmx114	(R-)	ok	ok
Bmx114	(R+)	ok	ok
Bmx115	(L-)	ok	ok
Bmx115	(L+)	ok	ok
Bmx115	(R-)	ok	ok
Bmx115	(R+)	ok	ok
Bmx116	(L-)	ok	ok
Bmx116	(L+)	ok	ok
Bmx116	(R-)	ok	ok
Bmx116	(R+)	ok	ok
Bmx117	(L-)	ok	ok
Bmx117	(L+)	ok	ok
Bmx117	(R-)	ok	ok
Bmx117	(R+)	ok	ok
Bmx117*	(L-)	ok	ok
Bmx117*	(L+)	ok	ok
Bmx117*	(R-)	ok	ok
Bmx117*	(R+)	ok	ok

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx122	(L-)	ko	ko
Bmx122	(L+)	ko	ko
Bmx122	(R-)	ko	ko
Bmx122	(R+)	ko	ko
Bmx123	(L-)	ok	ok
Bmx123	(L+)	ok	ok
Bmx123	(R-)	ok	ok
Bmx123	(R+)	ok	ok
Bmx124	(L-)	ok	ok
Bmx124	(L+)	ok	ok
Bmx124	(R-)	ok	ok
Bmx124	(R+)	ok	ok
Bmx125	(L-)	ok	ok
Bmx125	(L+)	ok	ok
Bmx125	(R-)	ok	ok
Bmx125	(R+)	ok	ok
Bmx126	(L-)	ok	ok
Bmx126	(L+)	ok	ok
Bmx126	(R-)	ok	ok
Bmx126	(R+)	ok	ok
Bmx127	(L-)	ok	ok
Bmx127	(L+)	ok	ok
Bmx127	(R-)	ok	ok
Bmx127	(R+)	ok	ok
Bmx132	(L-)	ko	ko
Bmx132	(L+)	ko	ko
Bmx132	(R-)	ko	ko
Bmx132	(R+)	ko	ko

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx133	(L-)	ok	ok
Bmx133	(L+)	ok	ok
Bmx133	(R-)	ok	ok
Bmx133	(R+)	ok	ok
Bmx134	(L-)	ok	ok
Bmx134	(L+)	ok	ok
Bmx134	(R-)	ok	ok
Bmx134	(R+)	ok	ok
Bmx135	(L-)	ok	ok
Bmx135	(L+)	ok	ok
Bmx135	(R-)	ok	ok
Bmx135	(R+)	ok	ok
Bmx136	(L-)	ok	ok
Bmx136	(L+)	ok	ok
Bmx136	(R-)	ok	ok
Bmx136	(R+)	ok	ok
Bmx137	(L-)	ok	ok
Bmx137	(L+)	ok	ok
Bmx137	(R-)	ok	ok
Bmx137	(R+)	ok	ok
Bmx212	(L-)	ko	ko
Bmx212	(L+)	ko	ko
Bmx212	(R-)	ko	ko
Bmx212	(R+)	ko	ko
Bmx213	(L-)	ok	ok
Bmx213	(L+)	ok	ok
Bmx213	(R-)	ok	ok
Bmx213	(R+)	ok	ok
Bmx214	(L-)	ok	ok
Bmx214	(L+)	ok	ok
Bmx214	(R-)	ok	ok
Bmx214	(R+)	ok	ok
Bmx215	(L-)	ok	ok
Bmx215	(L+)	ok	ok
Bmx215	(R-)	ok	ok
Bmx215	(R+)	ok	ok
Bmx216	(L-)	ok	ok
Bmx216	(L+)	ok	ok
Bmx216	(R-)	ok	ok
Bmx216	(R+)	ok	ok
Bmx312	(L-)	ko	ko
Bmx312	(L+)	ko	ko
Bmx312	(R-)	ko	ko
Bmx312	(R+)	ko	ko
Bmx313	(L-)	ok	ok
Bmx313	(L+)	ok	ok
Bmx313	(R-)	ok	ok
Bmx313	(R+)	ok	ok
Bmx314	(L-)	ok	ok
Bmx314	(L+)	ok	ok
Bmx314	(R-)	ok	ok
Bmx314	(R+)	ok	ok
Bmx315	(L-)	ok	ok
Bmx315	(L+)	ok	ok
Bmx315	(R-)	ok	ok
Bmx315	(R+)	ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Bmx316	(L-)	ok	ok	Bmx325	(L-)	ok	ok
Bmx316	(L+)	ok	ok	Bmx325	(L+)	ok	ok
Bmx316	(R-)	ok	ok	Bmx325	(R-)	ok	ok
Bmx316	(R+)	ok	ok	Bmx325	(R+)	ok	ok
Bmx317	(L-)	ok	ok	Bmx326	(L-)	ok	ok
Bmx317	(L+)	ok	ok	Bmx326	(L+)	ok	ok
Bmx317	(R-)	ok	ok	Bmx326	(R-)	ok	ok
Bmx317	(R+)	ok	ok	Bmx326	(R+)	ok	ok
Bmx317*	(L-)	ok	ok	Bmx327	(L-)	ok	ok
Bmx317*	(L+)	ok	ok	Bmx327	(L+)	ok	ok
Bmx317*	(R-)	ok	ok	Bmx327	(R-)	ok	ok
Bmx317*	(R+)	ok	ok	Bmx327	(R+)	ok	ok
Bmx317**	(L-)	ok	ok	Bmx332	(L-)	ko	ok
Bmx317**	(L+)	ok	ok	Bmx332	(L+)	ko	ok
Bmx317**	(R-)	ok	ok	Bmx332	(R-)	ko	ok
Bmx317**	(R+)	ok	ok	Bmx332	(R+)	ko	ok
Bmx322	(L-)	ok	ok	Bmx333	(L-)	ok	ok
Bmx322	(L+)	ok	ok	Bmx333	(L+)	ok	ok
Bmx322	(R-)	ok	ok	Bmx333	(R-)	ok	ok
Bmx322	(R+)	ok	ok	Bmx333	(R+)	ok	ok
Bmx323	(L-)	ok	ok	Bmx334	(L-)	ok	ok
Bmx323	(L+)	ok	ok	Bmx334	(L+)	ok	ok
Bmx323	(R-)	ok	ok	Bmx334	(R-)	ok	ok
Bmx323	(R+)	ok	ok	Bmx334	(R+)	ok	ok
Bmx324	(L-)	ok	ok	Bmx335	(L-)	ok	ok
Bmx324	(L+)	ok	ok	Bmx335	(L+)	ok	ok
Bmx324	(R-)	ok	ok	Bmx335	(R-)	ok	ok
Bmx324	(R+)	ok	ok	Bmx335	(R+)	ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx336	(L-)	ok	ok
Bmx336	(L+)	ok	ok
Bmx336	(R-)	ok	ok
Bmx336	(R+)	ok	ok
Bmx337	(L-)	ok	ok
Bmx337	(L+)	ok	ok
Bmx337	(R-)	ok	ok
Bmx337	(R+)	ok	ok
Bmx412	(L-)	ko	ko
Bmx412	(L+)	ko	ko
Bmx412	(R-)	ko	ko
Bmx412	(R+)	ko	ko
Bmx413	(L-)	ok	ok
Bmx413	(L+)	ok	ok
Bmx413	(R-)	ok	ok
Bmx413	(R+)	ok	ok
Bmx414	(L-)	ok	ok
Bmx414	(L+)	ok	ok
Bmx414	(R-)	ok	ok
Bmx414	(R+)	ok	ok
Bmx415	(L-)	ok	ok
Bmx415	(L+)	ok	ok
Bmx415	(R-)	ok	ok
Bmx415	(R+)	ok	ok
Bmx416	(L-)	ok	ok
Bmx416	(L+)	ok	ok
Bmx416	(R-)	ok	ok
Bmx416	(R+)	ok	ok

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx512	(L-)	ko	ko
Bmx512	(L+)	ko	ko
Bmx512	(R-)	ko	ko
Bmx512	(R+)	ko	ko
Bmx513	(L-)	ok	ok
Bmx513	(L+)	ok	ok
Bmx513	(R-)	ok	ok
Bmx513	(R+)	ok	ok
Bmx514	(L-)	ok	ok
Bmx514	(L+)	ok	ok
Bmx514	(R-)	ok	ok
Bmx514	(R+)	ok	ok
Bmx515	(L-)	ok	ok
Bmx515	(L+)	ok	ok
Bmx515	(R-)	ok	ok
Bmx515	(R+)	ok	ok
Bmx516	(L-)	ok	ok
Bmx516	(L+)	ok	ok
Bmx516	(R-)	ok	ok
Bmx516	(R+)	ok	ok
Bmx517	(L-)	ok	ok
Bmx517	(L+)	ok	ok
Bmx517	(R-)	ok	ok
Bmx517	(R+)	ok	ok
Bmx522	(L-)	ok	ok
Bmx522	(L+)	ok	ok
Bmx522	(R-)	ok	ok
Bmx522	(R+)	ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx523 (L-)		ok	ok
Bmx523 (L+)		ok	ok
Bmx523 (R-)		ok	ok
Bmx523 (R+)		ok	ok
Bmx524 (L-)		ok	ok
Bmx524 (L+)		ok	ok
Bmx524 (R-)		ok	ok
Bmx524 (R+)		ok	ok
Bmx525 (L-)		ok	ok
Bmx525 (L+)		ok	ok
Bmx525 (R-)		ok	ok
Bmx525 (R+)		ok	ok
Bmx526 (L-)		ok	ok
Bmx526 (L+)		ok	ok
Bmx526 (R-)		ok	ok
Bmx526 (R+)		ok	ok
Bmx527 (L-)		ok	ok
Bmx527 (L+)		ok	ok
Bmx527 (R-)		ok	ok
Bmx527 (R+)		ok	ok
Bmx532 (L-)		ko	ok
Bmx532 (L+)		ko	ok
Bmx532 (R-)		ko	ok
Bmx532 (R+)		ko	ok
Bmx533 (L-)		ok	ok
Bmx533 (L+)		ok	ok
Bmx533 (R-)		ok	ok
Bmx533 (R+)		ok	ok
Bmx534 (L-)		ok	ok
Bmx534 (L+)		ok	ok
Bmx534 (R-)		ok	ok
Bmx534 (R+)		ok	ok
Bmx535 (L-)		ok	ok
Bmx535 (L+)		ok	ok
Bmx535 (R-)		ok	ok
Bmx535 (R+)		ok	ok
Bmx536 (L-)		ok	ok
Bmx536 (L+)		ok	ok
Bmx536 (R-)		ok	ok
Bmx536 (R+)		ok	ok
Bmx537 (L-)		ok	ok
Bmx537 (L+)		ok	ok
Bmx537 (R-)		ok	ok
Bmx537 (R+)		ok	ok
Bmx612 (L-)		ko	ko
Bmx612 (L+)		ko	ko
Bmx612 (R-)		ko	ko
Bmx612 (R+)		ko	ko
Bmx613 (L-)		ok	ok
Bmx613 (L+)		ok	ok
Bmx613 (R-)		ok	ok
Bmx613 (R+)		ok	ok
Bmx614 (L-)		ok	ok
Bmx614 (L+)		ok	ok
Bmx614 (R-)		ok	ok
Bmx614 (R+)		ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx615 (L-)		ok	ok
Bmx615 (L+)		ok	ok
Bmx615 (R-)		ok	ok
Bmx615 (R+)		ok	ok
Bmx616 (L-)		ok	ok
Bmx616 (L+)		ok	ok
Bmx616 (R-)		ok	ok
Bmx616 (R+)		ok	ok
Bmx616* (L-)		ok	ok
Bmx616* (L+)		ok	ok
Bmx616* (R-)		ok	ok
Bmx616* (R+)		ok	ok
Bmx616* (L-)		ok	ok
Bmx616* (L+)		ok	ok
Bmx616* (R-)		ok	ok
Bmx616* (R+)		ok	ok
Bmx617 (L-)		ok	ok
Bmx617 (L+)		ok	ok
Bmx617 (R-)		ok	ok
Bmx617 (R+)		ok	ok
Bmx626 (L-)		ko	ok
Bmx626 (L+)		ko	ok
Bmx626 (R-)		ko	ok
Bmx626 (R+)		ko	ok
Bmx712 (L-)		ko	ko
Bmx712 (L+)		ko	ko
Bmx712 (R-)		ko	ko
Bmx712 (R+)		ko	ko
Bmx713 (L-)		ok	ok
Bmx713 (L+)		ok	ok
Bmx713 (R-)		ok	ok
Bmx713 (R+)		ok	ok
Bmx714 (L-)		ok	ok
Bmx714 (L+)		ok	ok
Bmx714 (R-)		ok	ok
Bmx714 (R+)		ok	ok
Bmx715 (L-)		ok	ok
Bmx715 (L+)		ok	ok
Bmx715 (R-)		ok	ok
Bmx715 (R+)		ok	ok
Bmx716 (L-)		ok	ok
Bmx716 (L+)		ok	ok
Bmx716 (R-)		ok	ok
Bmx716 (R+)		ok	ok
Bmx717 (L-)		ok	ok
Bmx717 (L+)		ok	ok
Bmx717 (R-)		ok	ok
Bmx717 (R+)		ok	ok
Bmx722 (L-)		ko	ko
Bmx722 (L+)		ko	ko
Bmx722 (R-)		ko	ko
Bmx722 (R+)		ko	ko
Bmx723 (L-)		ok	ok
Bmx723 (L+)		ok	ok
Bmx723 (R-)		ok	ok
Bmx723 (R+)		ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx724 (L-)		ok	ok
Bmx724 (L+)		ok	ok
Bmx724 (R-)		ok	ok
Bmx724 (R+)		ok	ok
Bmx725 (L-)		ok	ok
Bmx725 (L+)		ok	ok
Bmx725 (R-)		ok	ok
Bmx725 (R+)		ok	ok
Bmx726 (L-)		ok	ok
Bmx726 (L+)		ok	ok
Bmx726 (R-)		ok	ok
Bmx726 (R+)		ok	ok
Bmx727 (L-)		ok	ok
Bmx727 (L+)		ok	ok
Bmx727 (R-)		ok	ok
Bmx727 (R+)		ok	ok
Bmx732 (L-)		ko	ok
Bmx732 (L+)		ko	ok
Bmx732 (R-)		ko	ok
Bmx732 (R+)		ko	ok
Bmx733 (L-)		ok	ok
Bmx733 (L+)		ok	ok
Bmx733 (R-)		ok	ok
Bmx733 (R+)		ok	ok
Bmx734 (L-)		ok	ok
Bmx734 (L+)		ok	ok
Bmx734 (R-)		ok	ok
Bmx734 (R+)		ok	ok

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx735 (L-)		ok	ok
Bmx735 (L+)		ok	ok
Bmx735 (R-)		ok	ok
Bmx735 (R+)		ok	ok
Bmx736 (L-)		ok	ko
Bmx736 (L+)		ok	ok
Bmx736 (R-)		ok	ok
Bmx736 (R+)		ok	ok
Bmx737 (L-)		ok	ok
Bmx737 (L+)		ok	ok
Bmx737 (R-)		ok	ok
Bmx737 (R+)		ok	ok
Bmx812 (L-)		ko	ok
Bmx812 (L+)		ko	ok
Bmx812 (R-)		ko	ko
Bmx812 (R+)		ko	ko
Bmx813 (L-)		ok	ok
Bmx813 (L+)		ok	ok
Bmx813 (R-)		ok	ok
Bmx813 (R+)		ok	ok
Bmx814 (L-)		ok	ok
Bmx814 (L+)		ok	ok
Bmx814 (R-)		ok	ok
Bmx814 (R+)		ok	ok
Bmx815 (L-)		ok	ok
Bmx815 (L+)		ok	ok
Bmx815 (R-)		ok	ok
Bmx815 (R+)		ok	ok

Quadro F.2 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção X

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx816 (L-)		ok	ok
Bmx816 (L+)		ok	ok
Bmx816 (R-)		ok	ok
Bmx816 (R+)		ok	ok
Bmx817 (L-)		ok	ok
Bmx817 (L+)		ok	ok
Bmx817 (R-)		ok	ok
Bmx817 (R+)		ok	ok
Bmx82o2 (L-)		ko	ok
Bmx82o2 (L+)		ko	ok
Bmx82o2 (R-)		ko	ko
Bmx82o2 (R+)		ko	ko
Bmx82o3 (L-)		ko	ok
Bmx82o3 (L+)		ko	ok
Bmx82o3 (R-)		ko	ok
Bmx82o3 (R+)		ko	ok
Bmx82o4 (L-)		ko	ok
Bmx82o4 (L+)		ko	ok
Bmx82o4 (R-)		ko	ko
Bmx82o4 (R+)		ko	ko
Bmx82o5 (L-)		ok	ok
Bmx82o5 (L+)		ok	ok
Bmx82o5 (R-)		ok	ok
Bmx82o5 (R+)		ok	ok
Bmx82o6 (L-)		ok	ok
Bmx82o6 (L+)		ok	ok
Bmx82o6 (R-)		ok	ok
Bmx82o6 (R+)		ok	ok

		SD	SD
		Pushover	A.Linear
Bmx82o7 (L-)		ok	ok
Bmx82o7 (L+)		ok	ok
Bmx82o7 (R-)		ok	ok
Bmx82o7 (R+)		ok	ok
Bmx832 (L-)		ok	ok
Bmx832 (L+)		ok	ok
Bmx832 (R-)		ok	ok
Bmx832 (R+)		ok	ok
Bmx833 (L-)		ok	ok
Bmx833 (L+)		ok	ok
Bmx833 (R-)		ok	ok
Bmx833 (R+)		ok	ok
Bmx834 (L-)		ok	ok
Bmx834 (L+)		ok	ok
Bmx834 (R-)		ok	ok
Bmx834 (R+)		ok	ok
Bmx835 (L-)		ok	ok
Bmx835 (L+)		ok	ok
Bmx835 (R-)		ok	ok
Bmx835 (R+)		ok	ok
Bmx836 (L-)		ok	ok
Bmx836 (L+)		ok	ok
Bmx836 (R-)		ok	ok
Bmx836 (R+)		ok	ok
Bmx837 (L-)		ok	ok
Bmx837 (L+)		ok	ok
Bmx837 (R-)		ok	ok
Bmx837 (R+)		ok	ok

Quadro F.3 – Verificação de mecanismo dúctil – Edifício Parnaso – Direção Y (apenas elementos não verificados)

[illegible]

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col111	(L-)	ok	-	Col122	(L-)	ko	-
Col111	(L+)	ok	-	Col122	(L+)	ko	-
Col111	(R-)	ok	-	Col122	(R-)	ko	-
Col111	(R+)	ok	-	Col122	(R+)	ko	-
Col112	(L-)	ok	-	Col123	(L-)	ko	-
Col112	(L+)	ok	-	Col123	(L+)	ko	-
Col112	(R-)	ok	-	Col123	(R-)	ko	-
Col112	(R+)	ok	-	Col123	(R+)	ko	-
Col113	(L-)	ok	-	Col124	(L-)	ko	-
Col113	(L+)	ok	-	Col124	(L+)	ko	-
Col113	(R-)	ok	-	Col124	(R-)	ko	-
Col113	(R+)	ok	-	Col124	(R+)	ko	-
Col114	(L-)	ok	-	Col125	(L-)	ko	-
Col114	(L+)	ok	-	Col125	(L+)	ko	-
Col114	(R-)	ok	-	Col125	(R-)	ko	-
Col114	(R+)	ok	-	Col125	(R+)	ko	-
Col115	(L-)	ok	-	Col126	(L-)	ko	-
Col115	(L+)	ok	-	Col126	(L+)	ko	-
Col115	(R-)	ok	-	Col126	(R-)	ko	-
Col115	(R+)	ok	-	Col126	(R+)	ko	-
Col116	(L-)	ok	-	Col131	(L-)	ko	-
Col116	(L+)	ok	-	Col131	(L+)	ko	-
Col116	(R-)	ok	-	Col131	(R-)	ko	-
Col116	(R+)	ok	-	Col131	(R+)	ko	-
Col121	(L-)	ko	-	Col132	(L-)	ko	-
Col121	(L+)	ko	-	Col132	(L+)	ko	-
Col121	(R-)	ko	-	Col132	(R-)	ko	-
Col121	(R+)	ko	-	Col132	(R+)	ko	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col133	(L-)	ko	-	Col215	(L-)	ok	-
Col133	(L+)	ko	-	Col215	(L+)	ok	-
Col133	(R-)	ko	-	Col215	(R-)	ok	-
Col133	(R+)	ko	-	Col215	(R+)	ok	-
Col134	(L-)	ok	-	Col311	(L-)	ko	-
Col134	(L+)	ok	-	Col311	(L+)	ko	-
Col134	(R-)	ok	-	Col311	(R-)	ko	-
Col134	(R+)	ok	-	Col311	(R+)	ko	-
Col135	(L-)	ko	-	Col312	(L-)	ok	-
Col135	(L+)	ko	-	Col312	(L+)	ok	-
Col135	(R-)	ko	-	Col312	(R-)	ok	-
Col135	(R+)	ko	-	Col312	(R+)	ok	-
Col136	(L-)	ok	-	Col313	(L-)	ok	-
Col136	(L+)	ok	-	Col313	(L+)	ok	-
Col136	(R-)	ok	-	Col313	(R-)	ok	-
Col136	(R+)	ok	-	Col313	(R+)	ok	-
Col212	(L-)	ok	-	Col314	(L-)	ok	-
Col212	(L+)	ok	-	Col314	(L+)	ok	-
Col212	(R-)	ok	-	Col314	(R-)	ok	-
Col212	(R+)	ok	-	Col314	(R+)	ok	-
Col213	(L-)	ok	-	Col315	(L-)	ok	-
Col213	(L+)	ok	-	Col315	(L+)	ok	-
Col213	(R-)	ok	-	Col315	(R-)	ok	-
Col213	(R+)	ok	-	Col315	(R+)	ok	-
Col214	(L-)	ok	-	Col316	(L-)	ok	-
Col214	(L+)	ok	-	Col316	(L+)	ok	-
Col214	(R-)	ok	-	Col316	(R-)	ok	-
Col214	(R+)	ok	-	Col316	(R+)	ok	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col321	(L-)	ko	-	Col332	(L-)	ko	-
Col321	(L+)	ko	-	Col332	(L+)	ko	-
Col321	(R-)	ko	-	Col332	(R-)	ko	-
Col321	(R+)	ko	-	Col332	(R+)	ko	-
Col322	(L-)	ko	-	Col333	(L-)	ko	-
Col322	(L+)	ko	-	Col333	(L+)	ko	-
Col322	(R-)	ko	-	Col333	(R-)	ko	-
Col322	(R+)	ko	-	Col333	(R+)	ko	-
Col323	(L-)	ko	-	Col334	(L-)	ok	-
Col323	(L+)	ko	-	Col334	(L+)	ok	-
Col323	(R-)	ko	-	Col334	(R-)	ok	-
Col323	(R+)	ko	-	Col334	(R+)	ok	-
Col324	(L-)	ko	-	Col335	(L-)	ok	-
Col324	(L+)	ko	-	Col335	(L+)	ok	-
Col324	(R-)	ko	-	Col335	(R-)	ok	-
Col324	(R+)	ko	-	Col335	(R+)	ok	-
Col325	(L-)	ok	-	Col336	(L-)	ok	-
Col325	(L+)	ok	-	Col336	(L+)	ok	-
Col325	(R-)	ok	-	Col336	(R-)	ok	-
Col325	(R+)	ok	-	Col336	(R+)	ok	-
Col326	(L-)	ok	-	Col412	(L-)	ok	-
Col326	(L+)	ok	-	Col412	(L+)	ok	-
Col326	(R-)	ok	-	Col412	(R-)	ok	-
Col326	(R+)	ok	-	Col412	(R+)	ok	-
Col331	(L-)	ko	-	Col413	(L-)	ok	-
Col331	(L+)	ko	-	Col413	(L+)	ok	-
Col331	(R-)	ko	-	Col413	(R-)	ok	-
Col331	(R+)	ko	-	Col413	(R+)	ok	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col414	(L-)	ok	-	Col516	(L-)	ok	-
Col414	(L+)	ok	-	Col516	(L+)	ok	-
Col414	(R-)	ok	-	Col516	(R-)	ok	-
Col414	(R+)	ok	-	Col516	(R+)	ok	-
Col415	(L-)	ok	-	Col521	(L-)	ko	-
Col415	(L+)	ok	-	Col521	(L+)	ko	-
Col415	(R-)	ok	-	Col521	(R-)	ko	-
Col415	(R+)	ok	-	Col521	(R+)	ko	-
Col511	(L-)	ko	-	Col522	(L-)	ko	-
Col511	(L+)	ko	-	Col522	(L+)	ko	-
Col511	(R-)	ko	-	Col522	(R-)	ko	-
Col511	(R+)	ko	-	Col522	(R+)	ko	-
Col512	(L-)	ok	-	Col523	(L-)	ko	-
Col512	(L+)	ok	-	Col523	(L+)	ko	-
Col512	(R-)	ok	-	Col523	(R-)	ko	-
Col512	(R+)	ok	-	Col523	(R+)	ko	-
Col513	(L-)	ok	-	Col524	(L-)	ko	-
Col513	(L+)	ok	-	Col524	(L+)	ko	-
Col513	(R-)	ok	-	Col524	(R-)	ko	-
Col513	(R+)	ok	-	Col524	(R+)	ko	-
Col514	(L-)	ok	-	Col525	(L-)	ok	-
Col514	(L+)	ok	-	Col525	(L+)	ok	-
Col514	(R-)	ok	-	Col525	(R-)	ok	-
Col514	(R+)	ok	-	Col525	(R+)	ok	-
Col515	(L-)	ok	-	Col526	(L-)	ok	-
Col515	(L+)	ok	-	Col526	(L+)	ok	-
Col515	(R-)	ok	-	Col526	(R-)	ok	-
Col515	(R+)	ok	-	Col526	(R+)	ok	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col531	(L-)	ko	-	Col613	(L-)	ok	-
Col531	(L+)	ko	-	Col613	(L+)	ok	-
Col531	(R-)	ko	-	Col613	(R-)	ok	-
Col531	(R+)	ko	-	Col613	(R+)	ok	-
Col532	(L-)	ko	-	Col614	(L-)	ok	-
Col532	(L+)	ko	-	Col614	(L+)	ok	-
Col532	(R-)	ko	-	Col614	(R-)	ok	-
Col532	(R+)	ko	-	Col614	(R+)	ok	-
Col533	(L-)	ko	-	Col615	(L-)	ok	-
Col533	(L+)	ko	-	Col615	(L+)	ok	-
Col533	(R-)	ko	-	Col615	(R-)	ok	-
Col533	(R+)	ko	-	Col615	(R+)	ok	-
Col534	(L-)	ok	-	Col616	(L-)	ok	-
Col534	(L+)	ok	-	Col616	(L+)	ok	-
Col534	(R-)	ok	-	Col616	(R-)	ok	-
Col534	(R+)	ok	-	Col616	(R+)	ok	-
Col535	(L-)	ok	-	Col711	(L-)	ko	-
Col535	(L+)	ok	-	Col711	(L+)	ko	-
Col535	(R-)	ok	-	Col711	(R-)	ko	-
Col535	(R+)	ok	-	Col711	(R+)	ko	-
Col536	(L-)	ok	-	Col712	(L-)	ok	-
Col536	(L+)	ok	-	Col712	(L+)	ok	-
Col536	(R-)	ok	-	Col712	(R-)	ok	-
Col536	(R+)	ok	-	Col712	(R+)	ok	-
Col612	(L-)	ok	-	Col713	(L-)	ok	-
Col612	(L+)	ok	-	Col713	(L+)	ok	-
Col612	(R-)	ok	-	Col713	(R-)	ok	-
Col612	(R+)	ok	-	Col713	(R+)	ok	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col714	(L-)	ok	-	Col725	(L-)	ko	-
Col714	(L+)	ok	-	Col725	(L+)	ko	-
Col714	(R-)	ok	-	Col725	(R-)	ko	-
Col714	(R+)	ok	-	Col725	(R+)	ko	-
Col715	(L-)	ok	-	Col726	(L-)	ok	-
Col715	(L+)	ok	-	Col726	(L+)	ok	-
Col715	(R-)	ok	-	Col726	(R-)	ok	-
Col715	(R+)	ok	-	Col726	(R+)	ok	-
Col716	(L-)	ok	-	Col731	(L-)	ko	-
Col716	(L+)	ok	-	Col731	(L+)	ko	-
Col716	(R-)	ok	-	Col731	(R-)	ko	-
Col716	(R+)	ok	-	Col731	(R+)	ko	-
Col721	(L-)	ko	-	Col732	(L-)	ko	-
Col721	(L+)	ko	-	Col732	(L+)	ko	-
Col721	(R-)	ko	-	Col732	(R-)	ko	-
Col721	(R+)	ko	-	Col732	(R+)	ko	-
Col722	(L-)	ko	-	Col733	(L-)	ko	-
Col722	(L+)	ko	-	Col733	(L+)	ko	-
Col722	(R-)	ko	-	Col733	(R-)	ko	-
Col722	(R+)	ko	-	Col733	(R+)	ko	-
Col723	(L-)	ko	-	Col734	(L-)	ok	-
Col723	(L+)	ko	-	Col734	(L+)	ok	-
Col723	(R-)	ko	-	Col734	(R-)	ok	-
Col723	(R+)	ko	-	Col734	(R+)	ok	-
Col724	(L-)	ko	-	Col735	(L-)	ok	-
Col724	(L+)	ko	-	Col735	(L+)	ok	-
Col724	(R-)	ko	-	Col735	(R-)	ok	-
Col724	(R+)	ko	-	Col735	(R+)	ok	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col736	(L-)	ok	-	Col82o2	(L-)	ok	-
Col736	(L+)	ok	-	Col82o2	(L+)	ok	-
Col736	(R-)	ok	-	Col82o2	(R-)	ok	-
Col736	(R+)	ok	-	Col82o2	(R+)	ok	-
Col812	(L-)	ok	-	Col82o3	(L-)	ok	-
Col812	(L+)	ok	-	Col82o3	(L+)	ok	-
Col812	(R-)	ok	-	Col82o3	(R-)	ok	-
Col812	(R+)	ok	-	Col82o3	(R+)	ok	-
Col813	(L-)	ok	-	Col82o4	(L-)	ok	-
Col813	(L+)	ok	-	Col82o4	(L+)	ok	-
Col813	(R-)	ok	-	Col82o4	(R-)	ok	-
Col813	(R+)	ok	-	Col82o4	(R+)	ok	-
Col814	(L-)	ok	-	Col82o5	(L-)	ok	-
Col814	(L+)	ok	-	Col82o5	(L+)	ok	-
Col814	(R-)	ok	-	Col82o5	(R-)	ok	-
Col814	(R+)	ok	-	Col82o5	(R+)	ok	-
Col815	(L-)	ok	-	Col82o6	(L-)	ok	-
Col815	(L+)	ok	-	Col82o6	(L+)	ok	-
Col815	(R-)	ok	-	Col82o6	(R-)	ok	-
Col815	(R+)	ok	-	Col82o6	(R+)	ok	-
Col816	(L-)	ok	-	Col831	(L-)	ok	-
Col816	(L+)	ok	-	Col831	(L+)	ok	-
Col816	(R-)	ok	-	Col831	(R-)	ok	-
Col816	(R+)	ok	-	Col831	(R+)	ok	-
Col82o1	(L-)	ok	-	Col832	(L-)	ok	-
Col82o1	(L+)	ok	-	Col832	(L+)	ok	-
Col82o1	(R-)	ok	-	Col832	(R-)	ok	-
Col82o1	(R+)	ok	-	Col832	(R+)	ok	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col833	(L-)	ok	-	Col914	(L-)	ok	-
Col833	(L+)	ok	-	Col914	(L+)	ok	-
Col833	(R-)	ok	-	Col914	(R-)	ok	-
Col833	(R+)	ok	-	Col914	(R+)	ok	-
Col834	(L-)	ok	-	Col915	(L-)	ok	-
Col834	(L+)	ok	-	Col915	(L+)	ok	-
Col834	(R-)	ok	-	Col915	(R-)	ok	-
Col834	(R+)	ok	-	Col915	(R+)	ok	-
Col835	(L-)	ok	-	Col916	(L-)	ok	-
Col835	(L+)	ok	-	Col916	(L+)	ok	-
Col835	(R-)	ok	-	Col916	(R-)	ok	-
Col835	(R+)	ok	-	Col916	(R+)	ok	-
Col836	(L-)	ok	-	Col921	(L-)	ko	-
Col836	(L+)	ok	-	Col921	(L+)	ko	-
Col836	(R-)	ok	-	Col921	(R-)	ko	-
Col836	(R+)	ok	-	Col921	(R+)	ko	-
Col911	(L-)	ok	-	Col922	(L-)	ko	-
Col911	(L+)	ok	-	Col922	(L+)	ko	-
Col911	(R-)	ok	-	Col922	(R-)	ko	-
Col911	(R+)	ok	-	Col922	(R+)	ko	-
Col912	(L-)	ok	-	Col923	(L-)	ko	-
Col912	(L+)	ok	-	Col923	(L+)	ko	-
Col912	(R-)	ok	-	Col923	(R-)	ko	-
Col912	(R+)	ok	-	Col923	(R+)	ko	-
Col913	(L-)	ok	-	Col924	(L-)	ko	-
Col913	(L+)	ok	-	Col924	(L+)	ko	-
Col913	(R-)	ok	-	Col924	(R-)	ko	-
Col913	(R+)	ok	-	Col924	(R+)	ko	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Col925	(L-)	ko	-	Col92o6	(L-)	ok	-
Col925	(L+)	ko	-	Col92o6	(L+)	ok	-
Col925	(R-)	ko	-	Col92o6	(R-)	ok	-
Col925	(R+)	ko	-	Col92o6	(R+)	ok	-
Col926	(L-)	ko	-	Col931	(L-)	ko	-
Col926	(L+)	ko	-	Col931	(L+)	ko	-
Col926	(R-)	ko	-	Col931	(R-)	ko	-
Col926	(R+)	ko	-	Col931	(R+)	ko	-
Col92o1	(L-)	ok	-	Col932	(L-)	ok	-
Col92o1	(L+)	ok	-	Col932	(L+)	ok	-
Col92o1	(R-)	ok	-	Col932	(R-)	ok	-
Col92o1	(R+)	ok	-	Col932	(R+)	ok	-
Col92o2	(L-)	ko	-	Col933	(L-)	ok	-
Col92o2	(L+)	ko	-	Col933	(L+)	ok	-
Col92o2	(R-)	ko	-	Col933	(R-)	ok	-
Col92o2	(R+)	ko	-	Col933	(R+)	ok	-
Col92o3	(L-)	ok	-	Col934	(L-)	ok	-
Col92o3	(L+)	ok	-	Col934	(L+)	ok	-
Col92o3	(R-)	ok	-	Col934	(R-)	ok	-
Col92o3	(R+)	ok	-	Col934	(R+)	ok	-
Col92o4	(L-)	ok	-	Col935	(L-)	ok	-
Col92o4	(L+)	ok	-	Col935	(L+)	ok	-
Col92o4	(R-)	ok	-	Col935	(R-)	ok	-
Col92o4	(R+)	ok	-	Col935	(R+)	ok	-
Col92o5	(L-)	ok	-	Col936	(L-)	ok	-
Col92o5	(L+)	ok	-	Col936	(L+)	ok	-
Col92o5	(R-)	ok	-	Col936	(R-)	ok	-
Col92o5	(R+)	ok	-	Col936	(R+)	ok	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Bmy112	(L-)	ko	-	Bmy122	(L-)	ko	-
Bmy112	(L+)	ko	-	Bmy122	(L+)	ko	-
Bmy112	(R-)	ko	-	Bmy122	(R-)	ko	-
Bmy112	(R+)	ko	-	Bmy122	(R+)	ko	-
Bmy113	(L-)	ok	-	Bmy123	(L-)	ko	-
Bmy113	(L+)	ok	-	Bmy123	(L+)	ko	-
Bmy113	(R-)	ok	-	Bmy123	(R-)	ko	-
Bmy113	(R+)	ok	-	Bmy123	(R+)	ko	-
Bmy114	(L-)	ok	-	Bmy124	(L-)	ko	-
Bmy114	(L+)	ok	-	Bmy124	(L+)	ko	-
Bmy114	(R-)	ok	-	Bmy124	(R-)	ko	-
Bmy114	(R+)	ok	-	Bmy124	(R+)	ko	-
Bmy115	(L-)	ok	-	Bmy125	(L-)	ko	-
Bmy115	(L+)	ok	-	Bmy125	(L+)	ko	-
Bmy115	(R-)	ok	-	Bmy125	(R-)	ko	-
Bmy115	(R+)	ok	-	Bmy125	(R+)	ko	-
Bmy116	(L-)	ok	-	Bmy126	(L-)	ko	-
Bmy116	(L+)	ok	-	Bmy126	(L+)	ko	-
Bmy116	(R-)	ok	-	Bmy126	(R-)	ko	-
Bmy116	(R+)	ok	-	Bmy126	(R+)	ko	-
Bmy117	(L-)	ok	-	Bmy127	(L-)	ok	-
Bmy117	(L+)	ok	-	Bmy127	(L+)	ok	-
Bmy117	(R-)	ok	-	Bmy127	(R-)	ok	-
Bmy117	(R+)	ok	-	Bmy127	(R+)	ok	-
Bmy117*	(L-)	ok	-	Bmy132	(L-)	ko	-
Bmy117*	(L+)	ok	-	Bmy132	(L+)	ko	-
Bmy117*	(R-)	ok	-	Bmy132	(R-)	ko	-
Bmy117*	(R+)	ok	-	Bmy132	(R+)	ko	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Bmy133	(L-)	ko	-	Bmy314	(L-)	ok	-
Bmy133	(L+)	ko	-	Bmy314	(L+)	ok	-
Bmy133	(R-)	ko	-	Bmy314	(R-)	ok	-
Bmy133	(R+)	ko	-	Bmy314	(R+)	ok	-
Bmy134	(L-)	ok	-	Bmy315	(L-)	ok	-
Bmy134	(L+)	ok	-	Bmy315	(L+)	ok	-
Bmy134	(R-)	ok	-	Bmy315	(R-)	ok	-
Bmy134	(R+)	ok	-	Bmy315	(R+)	ok	-
Bmy135	(L-)	ok	-	Bmy317	(L-)	ok	-
Bmy135	(L+)	ok	-	Bmy317	(L+)	ok	-
Bmy135	(R-)	ok	-	Bmy317	(R-)	ok	-
Bmy135	(R+)	ok	-	Bmy317	(R+)	ok	-
Bmy136	(L-)	ok	-	Bmy317*	(L-)	ok	-
Bmy136	(L+)	ok	-	Bmy317*	(L+)	ok	-
Bmy136	(R-)	ok	-	Bmy317*	(R-)	ok	-
Bmy136	(R+)	ok	-	Bmy317*	(R+)	ok	-
Bmy137	(L-)	ok	-	Bmy317**	(L-)	ok	-
Bmy137	(L+)	ok	-	Bmy317**	(L+)	ok	-
Bmy137	(R-)	ok	-	Bmy317**	(R-)	ok	-
Bmy137	(R+)	ok	-	Bmy317**	(R+)	ok	-
Bmy312	(L-)	ko	-	Bmy322	(L-)	ko	-
Bmy312	(L+)	ko	-	Bmy322	(L+)	ko	-
Bmy312	(R-)	ko	-	Bmy322	(R-)	ko	-
Bmy312	(R+)	ko	-	Bmy322	(R+)	ko	-
Bmy313	(L-)	ko	-	Bmy323	(L-)	ko	-
Bmy313	(L+)	ko	-	Bmy323	(L+)	ko	-
Bmy313	(R-)	ko	-	Bmy323	(R-)	ko	-
Bmy313	(R+)	ko	-	Bmy323	(R+)	ko	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Bmy324	(L-)	ko	-	Bmy513	(L-)	ko	-
Bmy324	(L+)	ko	-	Bmy513	(L+)	ko	-
Bmy324	(R-)	ko	-	Bmy513	(R-)	ko	-
Bmy324	(R+)	ko	-	Bmy513	(R+)	ko	-
Bmy325	(L-)	ok	-	Bmy514	(L-)	ok	-
Bmy325	(L+)	ko	-	Bmy514	(L+)	ok	-
Bmy325	(R-)	ko	-	Bmy514	(R-)	ok	-
Bmy325	(R+)	ko	-	Bmy514	(R+)	ok	-
Bmy332	(L-)	ko	-	Bmy515	(L-)	ok	-
Bmy332	(L+)	ok	-	Bmy515	(L+)	ok	-
Bmy332	(R-)	ok	-	Bmy515	(R-)	ok	-
Bmy332	(R+)	ok	-	Bmy515	(R+)	ok	-
Bmy333	(L-)	ok	-	Bmy517	(L-)	ok	-
Bmy333	(L+)	ok	-	Bmy517	(L+)	ok	-
Bmy333	(R-)	ok	-	Bmy517	(R-)	ok	-
Bmy333	(R+)	ok	-	Bmy517	(R+)	ok	-
Bmy334	(L-)	ok	-	Bmy517*	(L-)	ok	-
Bmy334	(L+)	ok	-	Bmy517*	(L+)	ok	-
Bmy334	(R-)	ok	-	Bmy517*	(R-)	ok	-
Bmy334	(R+)	ok	-	Bmy517*	(R+)	ok	-
Bmy335	(L-)	ok	-	Bmy517**	(L-)	ok	-
Bmy335	(L+)	ok	-	Bmy517**	(L+)	ok	-
Bmy335	(R-)	ok	-	Bmy517**	(R-)	ok	-
Bmy335	(R+)	ok	-	Bmy517**	(R+)	ok	-
Bmy512	(L-)	ko	-	Bmy522	(L-)	ko	-
Bmy512	(L+)	ko	-	Bmy522	(L+)	ko	-
Bmy512	(R-)	ko	-	Bmy522	(R-)	ko	-
Bmy512	(R+)	ko	-	Bmy522	(R+)	ko	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Bmy523	(L-)	ko	-	Bmy535	(L-)	ok	-
Bmy523	(L+)	ko	-	Bmy535	(L+)	ok	-
Bmy523	(R-)	ko	-	Bmy535	(R-)	ok	-
Bmy523	(R+)	ko	-	Bmy535	(R+)	ok	-
Bmy524	(L-)	ko	-	Bmy536	(L-)	ok	-
Bmy524	(L+)	ko	-	Bmy536	(L+)	ok	-
Bmy524	(R-)	ko	-	Bmy536	(R-)	ok	-
Bmy524	(R+)	ko	-	Bmy536	(R+)	ok	-
Bmy525	(L-)	ko	-	Bmy537	(L-)	ok	-
Bmy525	(L+)	ko	-	Bmy537	(L+)	ok	-
Bmy525	(R-)	ko	-	Bmy537	(R-)	ok	-
Bmy525	(R+)	ko	-	Bmy537	(R+)	ok	-
Bmy527	(L-)	ok	-	Bmy616	(L-)	ok	-
Bmy527	(L+)	ok	-	Bmy616	(L+)	ok	-
Bmy527	(R-)	ok	-	Bmy616	(R-)	ok	-
Bmy527	(R+)	ok	-	Bmy616	(R+)	ok	-
Bmy532	(L-)	ok	-	Bmy616*	(L-)	ok	-
Bmy532	(L+)	ok	-	Bmy616*	(L+)	ok	-
Bmy532	(R-)	ok	-	Bmy616*	(R-)	ok	-
Bmy532	(R+)	ok	-	Bmy616*	(R+)	ok	-
Bmy533	(L-)	ok	-	Bmy712	(L-)	ko	-
Bmy533	(L+)	ok	-	Bmy712	(L+)	ko	-
Bmy533	(R-)	ok	-	Bmy712	(R-)	ko	-
Bmy533	(R+)	ok	-	Bmy712	(R+)	ko	-
Bmy534	(L-)	ok	-	Bmy713	(L-)	ko	-
Bmy534	(L+)	ok	-	Bmy713	(L+)	ko	-
Bmy534	(R-)	ok	-	Bmy713	(R-)	ko	-
Bmy534	(R+)	ok	-	Bmy713	(R+)	ko	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Bmy714	(L-)	ok	-	Bmy725	(L-)	ko	-
Bmy714	(L+)	ok	-	Bmy725	(L+)	ko	-
Bmy714	(R-)	ok	-	Bmy725	(R-)	ko	-
Bmy714	(R+)	ok	-	Bmy725	(R+)	ko	-
Bmy715	(L-)	ok	-	Bmy732	(L-)	ok	-
Bmy715	(L+)	ok	-	Bmy732	(L+)	ok	-
Bmy715	(R-)	ok	-	Bmy732	(R-)	ok	-
Bmy715	(R+)	ok	-	Bmy732	(R+)	ok	-
Bmy716	(L-)	ok	-	Bmy733	(L-)	ok	-
Bmy716	(L+)	ok	-	Bmy733	(L+)	ok	-
Bmy716	(R-)	ok	-	Bmy733	(R-)	ok	-
Bmy716	(R+)	ok	-	Bmy733	(R+)	ok	-
Bmy716O	(L-)	ko	-	Bmy734	(L-)	ok	-
Bmy716O	(L+)	ko	-	Bmy734	(L+)	ok	-
Bmy716O	(R-)	ko	-	Bmy734	(R-)	ok	-
Bmy716O	(R+)	ko	-	Bmy734	(R+)	ok	-
Bmy722	(L-)	ko	-	Bmy735	(L-)	ok	-
Bmy722	(L+)	ko	-	Bmy735	(L+)	ok	-
Bmy722	(R-)	ko	-	Bmy735	(R-)	ok	-
Bmy722	(R+)	ko	-	Bmy735	(R+)	ok	-
Bmy723	(L-)	ko	-	Bmy8o22	(L-)	ko	-
Bmy723	(L+)	ko	-	Bmy8o22	(L+)	ko	-
Bmy723	(R-)	ko	-	Bmy8o22	(R-)	ko	-
Bmy723	(R+)	ko	-	Bmy8o22	(R+)	ko	-
Bmy724	(L-)	ko	-	Bmy8o23	(L-)	ko	-
Bmy724	(L+)	ko	-	Bmy8o23	(L+)	ko	-
Bmy724	(R-)	ko	-	Bmy8o23	(R-)	ko	-
Bmy724	(R+)	ko	-	Bmy8o23	(R+)	ko	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

	SD	SD		SD	SD
	Pushover	A.Linear		Pushover	A.Linear
Bmy8o24 (L-)	ko	-	Bmy915 (L-)	ok	-
Bmy8o24 (L+)	ko	-	Bmy915 (L+)	ok	-
Bmy8o24 (R-)	ko	-	Bmy915 (R-)	ok	-
Bmy8o24 (R+)	ko	-	Bmy915 (R+)	ok	-
Bmy8o25 (L-)	ok	-	Bmy916 (L-)	ok	-
Bmy8o25 (L+)	ok	-	Bmy916 (L+)	ok	-
Bmy8o25 (R-)	ok	-	Bmy916 (R-)	ok	-
Bmy8o25 (R+)	ok	-	Bmy916 (R+)	ok	-
Bmy8o26 (L-)	ok	-	Bmy917 (L-)	ok	-
Bmy8o26 (L+)	ok	-	Bmy917 (L+)	ok	-
Bmy8o26 (R-)	ok	-	Bmy917 (R-)	ok	-
Bmy8o26 (R+)	ok	-	Bmy917 (R+)	ok	-
Bmy8o27 (L-)	ok	-	Bmy922 (L-)	ko	-
Bmy8o27 (L+)	ok	-	Bmy922 (L+)	ko	-
Bmy8o27 (R-)	ok	-	Bmy922 (R-)	ko	-
Bmy8o27 (R+)	ok	-	Bmy922 (R+)	ko	-
Bmy912 (L-)	ko	-	Bmy923 (L-)	ko	-
Bmy912 (L+)	ko	-	Bmy923 (L+)	ko	-
Bmy912 (R-)	ko	-	Bmy923 (R-)	ko	-
Bmy912 (R+)	ko	-	Bmy923 (R+)	ko	-
Bmy913 (L-)	ok	-	Bmy924 (L-)	ko	-
Bmy913 (L+)	ok	-	Bmy924 (L+)	ko	-
Bmy913 (R-)	ok	-	Bmy924 (R-)	ko	-
Bmy913 (R+)	ok	-	Bmy924 (R+)	ko	-
Bmy914 (L-)	ok	-	Bmy925 (L-)	ko	-
Bmy914 (L+)	ok	-	Bmy925 (L+)	ko	-
Bmy914 (R-)	ok	-	Bmy925 (R-)	ko	-
Bmy914 (R+)	ok	-	Bmy925 (R+)	ko	-

Quadro F.4 – Verificação de mecanismo frágil – Edifício Parnaso – Direção Y

		SD	SD			SD	SD
		Pushover	A.Linear			Pushover	A.Linear
Bmy926	(L-)	ko	-	Bmy92o7	(L-)	ok	-
Bmy926	(L+)	ko	-	Bmy92o7	(L+)	ok	-
Bmy926	(R-)	ko	-	Bmy92o7	(R-)	ok	-
Bmy926	(R+)	ko	-	Bmy92o7	(R+)	ok	-
Bmy927	(L-)	ko	-	Bmy932	(L-)	ok	-
Bmy927	(L+)	ko	-	Bmy932	(L+)	ok	-
Bmy927	(R-)	ko	-	Bmy932	(R-)	ok	-
Bmy927	(R+)	ko	-	Bmy932	(R+)	ok	-
Bmy92o2	(L-)	ko	-	Bmy933	(L-)	ko	-
Bmy92o2	(L+)	ko	-	Bmy933	(L+)	ok	-
Bmy92o2	(R-)	ko	-	Bmy933	(R-)	ko	-
Bmy92o2	(R+)	ko	-	Bmy933	(R+)	ok	-
Bmy92o3	(L-)	ko	-	Bmy934	(L-)	ok	-
Bmy92o3	(L+)	ko	-	Bmy934	(L+)	ok	-
Bmy92o3	(R-)	ko	-	Bmy934	(R-)	ok	-
Bmy92o3	(R+)	ko	-	Bmy934	(R+)	ok	-
Bmy92o4	(L-)	ko	-	Bmy935	(L-)	ok	-
Bmy92o4	(L+)	ko	-	Bmy935	(L+)	ok	-
Bmy92o4	(R-)	ko	-	Bmy935	(R-)	ok	-
Bmy92o4	(R+)	ko	-	Bmy935	(R+)	ok	-
Bmy92o5	(L-)	ok	-	Bmy936	(L-)	ok	-
Bmy92o5	(L+)	ok	-	Bmy936	(L+)	ok	-
Bmy92o5	(R-)	ok	-	Bmy936	(R-)	ok	-
Bmy92o5	(R+)	ok	-	Bmy936	(R+)	ok	-
Bmy92o6	(L-)	ok	-	Bmy937	(L-)	ok	-
Bmy92o6	(L+)	ok	-	Bmy937	(L+)	ok	-
Bmy92o6	(R-)	ok	-	Bmy937	(R-)	ok	-
Bmy92o6	(R+)	ok	-	Bmy937	(R+)	ok	-