

ANÁLISE DE PASSAGENS HIDRÁULICAS ENTERRADAS CONSTITUÍDAS POR BOX CULVERTS

DANIEL RAMOS BÁRBARA CUNHA PINTO

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

Orientador: Professor Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras

Co-Orientador: Professor Doutor António Gomes Correia

ABRIL DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miiec@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 Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A todos aqueles que
sempre me apoiaram

O hábito de reflectir dá uma vida interior que anima e embeleza tudo o que vê
Bonstetten

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho permitiu uma reflexão científica e estrutural fundamental para o amadurecimento de todos os conhecimentos adquiridos durante o meu percurso académico e estimulou-me na procura de novos desafios. Para tal a orientação e o apoio de todos aqueles envolvidos neste trabalho foram imprescindíveis, aos quais demonstro a minha gratidão.

Ao meu orientador científico Professor Joaquim Figueiras quero agradecer-lhe o estímulo científico que novamente me transmitiu ao compartilhar as suas dúvidas, curiosidades e conhecimentos quanto ao comportamento das estruturas analisadas. O seu interesse e atenção foram essenciais para a motivação com que encarei a resolução do problema em questão e a sua sabedoria foi absorvida com todo o prazer. Ao meu co-orientador Professor António Gomes Correia da Universidade do Minho agradeço-lhe a sua visão geotécnica do problema que me foi útil e servirá com certeza para trabalhos futuros.

Ao Engenheiro Mário Pimentel manifesto a minha total gratidão por todo o apoio, disponibilidade e acompanhamento proporcionados no desenvolvimento do presente trabalho. A partilha dos seus conhecimentos e as discussões dos resultados realizadas foram fundamentais e não serão esquecidas.

Também quero agradecer ao Professor Júlio Barreiros Martins da Universidade do Minho o interesse demonstrado e a partilha da sua enorme experiência em questões relacionadas com a Geotecnia relevantes na interpretação das estruturas enterradas estudadas.

Tendo em conta que este mestrado representa a finalização de um profícuo e cativante percurso académico na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto não poderei deixar de expressar a minha genuína gratidão a todos os docentes que moldaram os meus conhecimentos e a todos os meus amigos e colegas de curso pelos bons momentos que vivemos e pelos desafios que ultrapassamos em conjunto.

Por fim quero reconhecer todo o apoio e carinho com que os meus amigos e fundamentalmente a minha família me acompanharam na resolução de todos os desafios a que me propus. Especialmente aos meus queridos pais e irmão agradeço-lhes a compreensão, educação e amor que sempre me retribuíram ao longo do meu percurso de vida e académico. O meu muito obrigado!

RESUMO

As Box Culverts em betão armado enterradas são correntemente utilizadas como passagens hidráulicas de estradas e vias-férreas em que a análise do seu comportamento, em especial sob aterros de elevada altura, é caracterizada por alguma dificuldade devido à complexidade envolvida na avaliação das acções exercidas sobre a estrutura. De facto os mecanismos de interacção solo/estrutura, condicionados sobretudo pelas diferenças substanciais entre a rigidez da estrutura e o material de aterro, proporcionam fenómenos de redistribuição de pressões sobre a estrutura enterrada que geralmente não são contemplados nos métodos simplificados de dimensionamento conduzindo a estruturas desajustadas às acções. As pressões tendem a migrar das zonas mais flexíveis para as zonas mais rígidas da estrutura global. As pressões exercidas também são governadas pela própria deformada da estrutura enterrada, pela existência de interfaces solo/betão e pelos efeitos resultantes do próprio processo construtivo adoptado na execução da obra.

De forma a serem integrados na análise todos estes elementos condicionantes do comportamento das estruturas enterradas recorre-se a um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos que tem em consideração o comportamento não linear da estrutura e do solo envolvente, admitindo elementos de interface solo/betão e tendo em conta o processo construtivo utilizado neste tipo de obras. Paralelamente são definidas com rigor as relações constitutivas dos materiais utilizados.

No presente trabalho é efectuado um estudo base concentrado em determinadas condições de referência do sistema Solo/Box Culvert que serve de apoio ao estudo paramétrico realizado, contribuindo para uma comparação e avaliação da importância da alteração de determinados parâmetros de forma isolada e assim detectar os mais condicionantes dos mecanismos de interacção mencionados. Ambos os estudos base e paramétrico são desenvolvidos sobre uma determinada Box Culvert dimensionada para 10 metros de altura de aterro cujas condições de referência dizem respeito, essencialmente, às características mecânicas dos materiais da estrutura, betão e aço, e à rigidez do material de aterro. As análises paramétricas são enquadradas em 4 grupos de análise nos quais se procede à variação das condições do solo envolvente, à variação das características mecânicas do betão, à alteração das quantidades de armaduras e da geometria da Box Culvert. A interpretação dos resultados obtidos pelos estudos numéricos concentra-se sobretudo ao nível da distribuição das pressões e respectiva evolução sobre as travessas e montantes, ao nível da abertura de fendas em condições de serviço e ao nível do desempenho da estrutura à rotura tendo em conta a altura máxima suportada e o modo de rotura associado. Também no decurso deste trabalho se procede à confrontação dos resultados obtidos com disposições regulamentares e com estudos anteriores, destacando-se os desenvolvidos com base em modelos não lineares elásticos do solo. Por fim são sugeridas algumas propostas de alteração à solução apresentada no estudo base, bem como um procedimento de avaliação da segurança global associado a este tipo de obras tendo em conta uma análise não linear.

Após o desenvolvimento deste trabalho concluiu-se que a utilização de modelos não lineares dos materiais, incluindo o do betão e do solo, contribuem para uma melhor compreensão dos complexos mecanismos de interacção solo/estrutura desenvolvidos neste tipo de obras e a sua utilização no dimensionamento de BC's sob aterros elevados permite alcançar soluções de maior durabilidade, mais seguras e económicas.

PALAVRAS-CHAVE: box culverts, estruturas enterradas, interacção solo/estrutura, análise não linear, aterros elevados.

ABSTRACT

Buried reinforced concrete box culverts are usually used as hydraulic passages of highway and railway embankments wherein the analysis of its behaviour, especially under high embankments, is rather difficult due to the complexity involved in the evaluation of the loadings applied to these structures. In fact the soil/structure interaction mechanisms, particularly conditioned by the substantial difference between the stiffness of the structure and the backfill material, provide redistribution phenomenon's of pressures on the buried structure that are not usually contemplated in the simplified design methods leading to unadjusted structures to the loadings. The pressures tend to migrate from the most flexible areas to the most rigid areas of the global structure. The generated pressures are governed also by the own deformation of the buried structure, by the soil/concrete interfaces and by the effects of the constructive process adopted in the execution of the work.

In the way that all of the elements that condition the behaviour of the buried structures are integrated in the analysis, it is used a numerical model based on the finite element method that takes into consideration the nonlinear behaviour of the structure and the surrounding soil, admitting soil/concrete interface elements, and the constructive process. At the same time the constitutive laws of the adopted materials are adequately defined.

In the current work it is performed a base study considering certain reference conditions of the soil/box culvert system that serves as support to the accomplished parametric study, contributing to a comparison and evaluation of the importance of varying certain parameters and therefore to the identification of the main influential parameters of the mentioned interaction mechanisms. Both base and parametric studies are developed on a given box culvert geometry designed for a 10 meter height embankment which reference conditions are, essentially, connected with the mechanical characteristics of the structure materials, concrete and steel, and with the stiffness of the backfill material. The parametric analyses are framed in 4 analysis groups that consist in to change the surrounding soil characteristics, the mechanical characteristics of the concrete, the reinforced quantity and the box culvert geometry. The interpretation of the results obtained by the numeric studies is focused mainly on the level of the pressure distribution and respective evolution on the slabs and sidewalls of the box culvert, at the level of the cracks opening in service limit state conditions, and at the level of the structure performance up to failure, admitting the maximum soil height supported and the way of failure. Also, in the course of this work it proceeds to the confrontation of the obtained results with some design specifications and with previous studies, standing out the developed studies based on nonlinear elasticity models of the soil. Finally, some modifications to the solution presented in the base study, as well as an evaluation procedure of the global safety associated to these type of structures admitting a nonlinear analysis are suggested.

After the development of this work it is concluded that the use of nonlinear material models, of the concrete and of the soil, contribute to a better understanding of the complex soil/structure interaction mechanisms developed in this type of works and their utilization in the box culvert under high embankments design allows to obtain larger durability, safer and economical solutions.

KEYWORDS: box culverts, buried structures, soil/structure interaction, nonlinear analysis, high embankments.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE QUADROS	xxiii
ÍNDICE DE ANEXOS	xxv
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xxvii

1. INTRODUÇÃO 1

2. ENQUADRAMENTO CONSTRUTIVO E ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS 5

2.1. GENERALIDADES	5
2.1.1. EXPLICAÇÃO DA FUNCIONALIDADE DAS BOX CULVERTS.....	5
2.1.2. CARACTERIZAÇÃO DE BOX CULVERTS.....	6
2.1.2.1. Box Culverts da BETAFIEL	7
2.1.2.2. Box Culverts da MAPREL	8
2.2. PROCESSO CONSTRUTIVO DE BOX CULVERTS PRÉ-FABRICADAS	9
2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS	10
2.4. DIMENSIONAMENTO CORRENTE DE BOX CULVERTS	14

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARA A ANÁLISE NÃO LINEAR DE PROBLEMAS PLANOS 21

3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	21
3.2.1. APRESENTAÇÃO DO MODELO	21
3.2.2. MODELAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	24
3.2.3. PARTICULARIDADES DAS REGIÕES CRÍTICAS	25
3.3. RELAÇÃO CONSTITUTIVA DOS MATERIAIS APLICADOS NO MODELO NUMÉRICO APLICADO	26
3.3.1. GENERALIDADES.....	26

3.3.2. BETÃO	27
3.3.2.1. Betão à compressão	27
3.3.2.2. Betão à tracção	29
3.3.3. AÇO	30
3.3.4. SOLO	30
3.3.5. INTERFACES	32
3.3.5.1. Interfaces friccionais solo/betão	32
3.3.5.2. Interfaces elásticas solo/solo	33
3.4. VALIDAÇÃO/CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO APLICADO	34

4. ESTUDO BASE PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS

4.1. INTRODUÇÃO	37
4.1.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO BASE	37
4.1.2. BOX CULVERT E CONDIÇÕES ENVOLVENTES ADAPTADOS PARA O ESTUDO BASE	37
4.1.2.1. Box Culvert	37
4.1.2.2. Solo	39
4.1.2.3. Interfaces	40
4.1.3. JUSTIFICAÇÃO DA ADAPTAÇÃO DAS CONDIÇÕES REFERIDAS	40
4.2. RESULTADOS NUMÉRICOS	41
4.2.1. PARÂMETROS A ANALISAR	41
4.2.1.1. Pressões sobre a Box Culvert	41
4.2.1.2. Factores de redistribuição de pressões sobre a Box Culvert	42
4.2.1.3. Factores de interacção sobre a Box Culvert	43
4.2.1.4. Momento-flector a meio vão, diagrama de momentos e de esforço transversal sobre a travessa superior	45
4.2.1.5. Momento-flector e esforço axial nos montantes	45
4.2.1.6. Tensões e extensões principais	46
4.2.1.7. Abertura de fendas	46
4.2.1.8. Deformada da Box Culvert	50
4.2.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS	51
4.2.2.1. Travessa superior	52
4.2.2.2. Travessa inferior	55
4.2.2.3. Montantes	56

4.2.2.4. Estado limite último – esmagamento do betão por compressão	60
4.2.2.5. Estado limite de serviço – abertura de fendas	65
4.3. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS	66
4.3.1. DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES SOBRE A BOX CULVERT	66
4.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	72
4.3.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	79
4.4. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES SOBRE AS ANÁLISES PARAMÉTRICAS A EFECTUAR	79
4.4.1. CONCLUSÕES	79
4.4.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS ANÁLISES PARAMÉTRICAS A EFECTUAR	80
 5. ESTUDO PARAMÉTRICO	 81
5.1. INTRODUÇÃO	81
5.2. BREVE DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS REALIZADAS	82
5.3. ANÁLISES PARAMÉTRICAS ASSOCIADAS À VARIAÇÃO DAS CONDIÇÕES ENVOLVENTES DA BOX CULVERT	84
5.3.1. SOLO MENOS COMPACTO NA GLOBALIDADE – A2	84
5.3.1.1. Descrição da análise paramétrica	84
5.3.1.2. Resultados numéricos	86
5.3.1.3. Interpretação dos resultados	90
5.3.1.4. Considerações finais	92
5.3.2. FUNDAÇÃO RÍGIDA – A3	92
5.3.2.1. Descrição da análise paramétrica	92
5.3.2.2. Resultados numéricos	92
5.3.2.3. Interpretação dos resultados	96
5.3.2.4. Considerações finais	97
5.3.3. ATERRO LATERAL MAL COMPACTADO – A4 (T2=1,4M)	98
5.3.3.1. Descrição da análise paramétrica	98
5.3.3.2. Resultados numéricos	98
5.3.3.3. Interpretação dos resultados	102
5.3.3.4. Considerações finais	103
5.3.4. ATERRO LATERAL MAL COMPACTADO – A4 (T2=3M)	103
5.3.4.1. Descrição da análise paramétrica	103
5.3.4.2. Resultados numéricos	103

5.3.4.3. Interpretação dos resultados	106
5.3.4.4. Considerações finais	107
5.4. ANÁLISES PARAMÉTRICAS ASSOCIADAS À VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO BETÃO.....	107
5.4.1. BETÃO ELÁSTICO – A1 _{elastic}	108
5.4.1.1. Descrição da análise paramétrica	108
5.4.1.2. Resultados numéricos	108
5.4.1.3. Interpretação dos resultados	112
5.4.1.4. Considerações finais	113
5.4.2. BETÃO CLASSE C44/55 – A6	113
5.4.2.1. Descrição da análise paramétrica	113
5.4.2.2. Resultados numéricos	113
5.4.2.3. Interpretação dos resultados	117
5.4.2.4. Considerações finais	118
5.4.3. BETÃO COM ENERGIA DE FRACTURA À COMPRESSÃO, GC, DUPLICADA – A7	118
5.4.3.1. Descrição da análise paramétrica	118
5.4.3.2. Resultados numéricos	119
5.4.3.3. Interpretação dos resultados	122
5.4.3.4. Considerações finais	122
5.4.4. BETÃO COM ENERGIA DE FRACTURA À COMPRESSÃO, GC, QUADRUPLICADA – A7 (4xGC)	123
5.4.4.1. Descrição da análise paramétrica	123
5.4.4.2. Resultados numéricos	123
5.4.4.3. Interpretação dos resultados	128
5.4.4.4. Considerações finais	131
5.5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS ASSOCIADAS À VARIAÇÃO DAS ÁREAS DE ARMADURAS DA BOX CULVERT.....	131
5.5.1. REDUÇÃO DE 50% DA ARMADURA DE FLEXÃO DAS TRAVESSAS DA BOX CULVERT – A5	132
5.5.1.1. Descrição da análise paramétrica	132
5.5.1.2. Resultados numéricos	132
5.5.1.3. Interpretação dos resultados	136
5.5.1.4. Considerações finais	138
5.5.2. AUMENTO DE 40% DAS ARMADURAS DOS MONTANTES DA BOX CULVERT – A8	138
5.5.2.1. Descrição da análise paramétrica	138
5.5.2.2. Resultados numéricos	138

5.5.2.3. Interpretação dos resultados	143
5.5.2.4. Considerações finais	145
5.6. ANÁLISES PARAMÉTRICAS ASSOCIADAS À ALTERAÇÃO DA GEOMETRIA DA BOX CULVERT...	145
5.6.1. ROTAÇÃO DE 90° DA BOX CULVERT – A9	145
5.6.1.1. Descrição da análise paramétrica	145
5.6.1.2. Resultados numéricos	146
5.6.1.3. Interpretação dos resultados	152
5.6.1.4. Considerações finais	154
5.6.2. MONTANTES MAIS ESPESSOS (0.2M) – A10	154
5.6.2.1. Descrição da análise paramétrica	154
5.6.2.2. Resultados numéricos	154
5.6.2.3. Interpretação dos resultados	158
5.6.2.4. Considerações finais	159
 6. ANÁLISE COMPARATIVA	 161
6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	161
6.2. COMPARAÇÃO ENTRE AS ANÁLISES PARAMÉTRICAS EFECTUADAS	161
6.2.1. ANÁLISE COMPARATIVA RELATIVA À DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES SOBRE A BOX CULVERT	162
6.2.2. ANÁLISE COMPARATIVA RELATIVA AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	166
6.2.3. ANÁLISE COMPARATIVA RELATIVA AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	167
6.3. COMPARAÇÃO COM CONSIDERAÇÕES PROPOSTAS PELA AASHTO	168
6.4. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE ESTUDOS ANTERIORES	174
6.4.1. ESTUDO DESENVOLVIDO SOBRE BOX CULVERT DA SÉRIE L DA MAPREL PARA H=9.5M	174
6.4.2. ESTUDOS DESENVOLVIDOS COM BASE EM MODELOS NÃO LINEARES ELÁSTICOS DO SOLO	177
6.5. ALARGAMENTO DO CAMPO DE ESTUDO DAS SOLUÇÕES APARENTEMENTE VANTAJOSAS	183
6.5.1. ANÁLISE A4 (T2=1.4M) + A5	184
6.5.2. Análise A4 (T2=1.4m) + A9	184
6.6. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO E ÚLTIMO EM BOX CULVERTS	193
6.6.1. PERSPECTIVA ADOPTADA PELA EMPRESA BETAFIEL	193
6.6.2. PERSPECTIVA SUGERIDA NO PRESENTE TRABALHO PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO TENDO EM CONTA A ANÁLISE NÃO LINEAR APLICADA	194
6.6.2.1. Solo encarado apenas como uma carga permanente	194
6.6.2.2. Solo encarado também com propriedades resistentes	195

6.6.3. PERSPECTIVA SUGERIDA NO PRESENTE TRABALHO PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO TENDO EM CONTA A ANÁLISE NÃO LINEAR APLICADA.....	196
6.6.4. APLICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS SUGERIDOS E RESPECTIVA INTERPRETAÇÃO	196

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS.....	199
7.1. OBSERVAÇÕES FINAIS.....	199
7.2. CONCLUSÕES.....	200
7.3. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	206

ÍNDICE DE FIGURAS

2. ENQUADRAMENTO CONSTRUTIVO E ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS

Fig.2.1 – Passagem hidráulica materializada por Box Culverts.....	5
Fig.2.2 – Várias classes de instalação de Box Culverts	6
Fig.2.3 – Classificação de Box Culverts.....	7
Fig.2.4 – Topologia das BC's da BETAFIEL	8
Fig.2.5 – Topologia das BC's da MAPREL	8
Fig.2.6 – Vala aberta para o assentamento de BC's	9
Fig.2.7 – Execução de aterros: a) laterais; b) superior	10
Fig.2.8 – Processo de redistribuição de cargas nas obras de BC's.....	11
Fig.2.9 – Transferência de pressões entre um sistema solo/estrutura: a) Efeito de arco negativo, típico em instalações em aterro; b) Efeito de arco positivo, típico em instalações em vala.....	12
Fig.2.10 – Elementos rígidos dispostos nas regiões que separam blocos com diferentes características de deformabilidade.....	13
Fig.2.11 – Processo de redistribuição de cargas nas obras constituídas por BC's com travessas substancialmente flexíveis	13
Fig.2.12 – Redistribuição de cargas para os aterros laterais com recurso à colocação de material muito compressível sobre a travessa da BC.....	14
Fig.2.13 – Modos de rotura observados em BC's sob alturas elevadas de aterro: a) corte na travessa; b) esmagamento do betão na face interior do montante; c) flexão a $\frac{1}{2}$ vão.....	15
Fig.2.14 – Processo simplificado de análise que considera a BC sujeita a um carregamento simétrico e constante – Processo 1	16
Fig.2.15 – Modelação da estrutura da BC como um pórtico suportado em apoios elásticos – Processo 2.....	17
Fig.2.16 – Modelação da estrutura da BC como um pórtico suportado em apoios elásticos, com a acção sobre a travessa superior considerada igual ao peso da coluna de aterro agravada por um factor k – Processo 3.....	17
Fig.2.17 – Modelo simplificado de cálculo proposto por Sang (2000) – Processo4	18

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARA A ANÁLISE NÃO LINEAR DE PROBLEMAS PLANOS

Fig.3.1 – Divisão das terras envolventes à BC	22
---	----

Fig.3.2 – Vista geral da malha de elementos finitos aplicada	23
Fig.3.3 – Detalhe da malha de elementos finitos aplicada na zona da BC.....	23
Fig.3.4 – Modelação de uma camada de aterro.....	24
Fig.3.5 – Pormenor dos elementos de interfaces que identificam os cantos de BC's.....	25
Fig.3.6 – Pormenor da discretização da região dos cantos adoptada	26
Fig.3.7 – Curva parabólica de compressão do betão.....	27
Fig.3.8 – Critérios de rotura, comparação ilustrativa.....	29
Fig.3.9 – Diagrama de amolecimento linear do betão em tracção.....	29
Fig.3.10 – Retenção da rigidez ao corte constante	30
Fig.3.11 – Representação geométrica da superfície de cedência de Mohr-Coulomb	31
Fig.3.12 – Representação geométrica da superfície de cedência de Mohr-Coulomb no caso bidimensional.....	32
Fig.3.13 – Esquema ilustrativo do posicionamento das células de carga.....	34
Fig.3.14 – Esquema ilustrativo do posicionamento dos extensómetros	34
Fig.3.15 – Aspecto global das células de carga.....	34

4. ESTUDO BASE PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS

Fig.4.1 – Geometria da BC 2x2 da BETAFIEL	38
Fig.4.2 – Geometria e detalhe de armaduras da BC2-10 por metro de desenvolvimento.....	38
Fig.4.3 – Geometria e armaduras da BC da MAPREL.....	41
Fig.4.4 – Figura exemplificativa dos pontos de Gauss utilizados.....	42
Fig.4.5 – Representação da secção aonde foram determinados N e M.....	46
Fig.4.6 – Representação gráfica dos critérios de cedência para o betão	48
Fig.4.7 – Secção efectiva de betão traccionado para uma Laje	50
Fig.4.8 – Pressões verticais, σ_y , sobre a travessa superior para o estudo base A1.....	52
Fig.4.9 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para A1	52
Fig.4.10 – Evolução do factor de interacção, F_i^{sup} , sobre a travessa superior para o estudo base A1	53
Fig.4.11 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt0vão}$, $F_{rt1/4vão}$, $F_{rt1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para o estudo base A1.....	53
Fig.4.12 – Diagrama do esforço transversal sobre a travessa superior, V, para o estudo base A1.....	54

Fig.4.13 – Diagrama de momento flector sobre a travessa superior, M , para o estudo base A1	54
Fig.4.14 – Pressões verticais, σ_y , sobre a travessa inferior para o estudo base A1	55
Fig.4.15 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, F_{rt}^{inf} , para A1	55
Fig.4.16 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa inferior, FI^{inf} , para o estudo base A1	56
Fig.4.17 – Pressões horizontais, σ_x , sobre o montante para o estudo base A1	56
Fig.4.18 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, F_{rt}^{mont} , para A1	57
Fig.4.19 – Evolução do factor de interacção sobre o montante, FI^{mont} , para o estudo base A1	57
Fig.4.20 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montante para o estudo base A1	58
Fig.4.21 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para o estudo base A1	58
Fig.4.22 – Diagrama das tensões principais, σ_1 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto P indicado na Figura 4.5.	58
Fig.4.23 – Diagrama Extensão/Tensão principais, ϵ_2 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto P indicado na Figura 4.5.	60
Fig.4.24 – Evolução da tensão e extensão principal mínima, σ_2 (Pa) e ϵ_2 , no ponto P indicado na Figura 4.5.	61
Fig.4.25 – Deformada da BC na rotura (50x) aos 27m para o estudo base A1 e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas: a) σ_2 (Pa); b) ϵ_2	62
Fig.4.26 – Deformada da BC na rotura (50x) aos 43m para o estudo base A1 e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas: a) σ_2 (Pa); b) ϵ_2	62
Fig.4.27 – Deformada da armadura da BC na rotura (50x) aos 43 metros de aterro e respectivo mapa de tensões e extensões principais: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa); c) ϵ_1 ; d) ϵ_2	63
Fig.4.28 – Mapa de extensões e tensões principais mínimas no solo aos 43 m de aterro: a) ϵ_2 ; b) σ_3 (Pa).....	64
Fig.4.29 – Mapa de extensões e tensões principais máximas no solo aos 43 m de aterro: a) ϵ_1 ; b) σ_1 (Pa).....	65
Fig.4.30 – a) Mapa de extensões plásticas principais mínimas ϵ_{p2} ; b) Superfície de plastificação no solo aos 43m de aterro.....	65
Fig.4.31 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $W_k = 0,0764$ mm; b) $h = 15m$, $W_k = 0,104$ mm.....	65
Fig.4.32 – Mecanismo de migração de pressões em torno de uma BC	67
Fig.4.33 – Deformada da BC (x50) para uma altura de aterro de 43m e respectiva distribuição de pressões horizontais sobre o montante para o estudo base A1	70
Fig.4.34 – Factores de redistribuição e pressões horizontais sobre os montantes para uma altura de aterro de 1 metro e correlação dos mesmos com a colocação das camadas de aterro lateral para o estudo base A1.....	71

Fig.4.35 – Estado de tensão no solo num ponto situado na superfície de plastificação aos 43 metros de altura de aterro para o estudo base A1 e respectiva envolvente de rotura de Mohr-Coulomb	72
Fig.4.36 – Compressão biaxial no ponto P ilustrado na Figura 4.5. e respectivos critérios de rotura..	73
Fig.4.37 – Rótulas plásticas geradas pelo esmagamento do betão aos 43 metros de altura de aterro para o estudo base A1.....	76
Fig.4.38 – Verificação ao corte das travessas	78

5. ESTUDO PARAMÉTRICO

Fig.5.1 – Representação das interfaces no modelo numérico adoptado	84
Fig.5.2 – Diferentes cenários para as condições envolventes para cada uma das análises paramétricas	85
Fig.5.3 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para A2	86
Fig.5.4 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt_{0vão}}$, $F_{rt_{1/4vão}}$, $F_{rt_{1/2vão}}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A2	87
Fig.5.5 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, F_{rt}^{mont} , para A2.....	87
Fig.5.6 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montante para a análise A2.....	88
Fig.5.7 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A2.....	88
Fig.5.8 – Deformada da BC na rotura (50x) aos 36m para a análise A2 e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas: a) σ_2 (Pa); b) ϵ_2	89
Fig.5.9 – Deformada da armadura da BC na rotura (50x) aos 36 metros de aterro e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_1 ; b) σ_2	89
Fig.5.10 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $W_k = 0,090 mm$; b) $h = 15m$, $W_k = 0,132 mm$	90
Fig.5.11 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para A3	92
Fig.5.12 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt_{0vão}}$, $F_{rt_{1/4vão}}$, $F_{rt_{1/2vão}}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A3	93
Fig.5.13 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, $F_{rt_{inf}}$, para A3	93
Fig.5.14 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, $F_{rt_{mont}}$, para A3	94
Fig.5.15 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montante para a análise A3	94

Fig.5.16 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A3	95
Fig.5.17 – Deformada da BC (a) e da armadura (b) na rotura (50x) aos 35m para a análise A3 e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)	95
Fig.5.18 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0,082\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0,120\text{ mm}$	96
Fig.5.19 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Frt^{sup} , para A4 ($T_2=1,4\text{m}$)	98
Fig.5.20 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A4 ($T_2 = 1,4\text{m}$)	99
Fig.5.21 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, Frt^{mont} , para A4 ($T_2 = 1,4\text{m}$)	99
Fig.5.22 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A4 ($T_2 = 1,4\text{m}$)	100
Fig.5.23 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A4 ($T_2 = 1,4\text{m}$)	100
Fig.5.24 – Deformada da BC (a) e da armadura (b) na rotura (50x) aos 39m para a análise A4 ($T_2 = 1,4\text{m}$) e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)	101
Fig.5.25 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0,100\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0,139\text{ mm}$	101
Fig.5.26 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A4 ($T_2 = 3\text{m}$)	104
Fig.5.27 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A4 ($T_2 = 3\text{m}$)	104
Fig.5.28 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A4 ($T_2 = 3\text{m}$)	105
Fig.5.29 – Deformada da BC e da armadura na rotura (50x) aos 36m para a análise A4 ($T_2 = 3\text{m}$) e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)	105
Fig.5.30 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0,109\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0,157\text{ mm}$	106
Fig.5.31 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Frt^{sup} , para A1 _{elastic}	108
Fig.5.32 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A1 _{elastic}	109
Fig.5.33 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, Frt^{mont} , para A1 _{elastic}	109

Fig.5.34 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A1 _{elastic}	110
Fig.5.35 – Deformada da BC (50x) para a análise A1 _{elastic} para diferentes alturas de aterro: a) 43m; b) 112m	110
Fig.5.36 – Mapa de extensões plásticas principais mínimas, ϵ_{p3} , no solo aos 98 m de aterro	111
Fig.5.37 – Superfície de plastificação (ϵ_{p3}) do solo aos 98 m de aterro	111
Fig.5.38 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A6	114
Fig.5.39 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, Fr^{inf} , para A6	114
Fig.5.40 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, Frt^{mont} , para A6	115
Fig.5.41 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A6	115
Fig.5.42 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A6	116
Fig.5.43 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $Wk = 0,075 mm$; b) $h = 15m$, $Wk = 0,095 mm$	116
Fig.5.44 – Relações tensões-extensões para betão cintado/confinado	118
Fig.5.45 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A7	119
Fig.5.46 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A7	120
Fig.5.47 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A7	120
Fig.5.48 – Diagrama Extensão/Tensão principais, ϵ_2 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto P indicado na Figura 4.5.	121
Fig.5.49 – Deformada da armadura da BC na rotura (50x) aos 54 metros de aterro e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_1 ; b) σ_2	121
Fig.5.50 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Fr^{sup} , para A7 (4xGC)	123
Fig.5.51 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A7 (4xGC)	124
Fig.5.52 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A7 (4xGC)	124

Fig.5.53 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A7 (4xGC).....	125
Fig.5.54 – Diagrama Extensão/Tensão principais, ϵ_2 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto P indicado na Figura 4.5.	125
Fig.5.55 – Diagrama Extensão/Tensão principais, ϵ_2 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto R indicado na seguinte Figura 5.56.	125
Fig.5.56 – Representação do ponto de Gauss R, sujeito às maiores compressões na travessa superior.....	126
Fig.5.57 – Mapa de tensões e extensões principais mínimas aos 71 metros na BC: a) σ_2 (Pa); b) ϵ_2	124
Fig.5.58 – Mapa de tensões principais mínimas aos 71 metros nas armaduras: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa)	127
Fig.5.59 – Deformada da BC (50x) para diferentes alturas de aterro: a) 63m; b)71m	127
Fig.5.60 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre o meio vão da travessa superior, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A7 (4xGC)	129
Fig.5.61 – Mecanismo de colapso do sistema solo/BC para a análise A7 (4xGC)	130
Fig.5.62 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Fr^{sup} , para A5	132
Fig.5.63 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, Fr^{mont} , para A5	133
Fig.5.64 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Fr_{0vão}$, $Fr_{1/4vão}$, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A5.....	133
Fig.5.65 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A5	134
Fig.5.66 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A5	134
Fig.5.67 – Mapa de tensões principais aos 42 metros, correspondente ao inicio da plastificação das armaduras: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa).....	135
Fig.5.68 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $Wk = 0,135 mm$; b) $h = 15m$, $Wk = 0,157 mm$	135
Fig.5.69 – Evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A5	137
Fig.5.70 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Fr^{sup} , para A8	139
Fig.5.71 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Fr_{0vão}$, $Fr_{1/4vão}$, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A8.....	139

Fig.5.72 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, Fr^{mont} , para A8	140
Fig.5.73 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A8	140
Fig.4.74 – Evolução do factor de interacção, Fi^{sup} , sobre a travessa superior para o estudo base A8	140
Fig.5.75 – Evolução do momento, M , na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5. e do momento a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, com a altura crescente de aterro, para a análise A8	140
Fig.5.76 – Mapa de tensões principais da BC e das armaduras aos 46m para a análise A8: a) σ_2 (Pa); b) σ_2 (Pa)	142
Fig.5.77 – Mapa de tensões principais da BC e das armaduras aos 58m para a análise A8: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)	142
Fig.5.78 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre o meio vão da travessa superior, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, e do momento, M , na secção S-S dos montantes para a análise A8	144
Fig.5.79 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Fr^{sup} , para A9	146
Fig.5.80 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A9	147
Fig.5.81 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, Fr^{mont} , para A9	147
Fig.5.82 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A9	148
Fig.5.83 – Evolução do momento, M , na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5., do momento, M' , da secção S'-S' do montante na zona inferior correspondente a S-S e do momento, $M_{1/2vão}$, a meio vão travessa superior com a altura crescente de aterro, para a análise A9	148
Fig.5.84 – Evolução da tensão e extensão principal mínima, σ_2 (Pa) e ϵ_2	149
Fig.5.85 – Mapa de tensões principais aos 46 metros, correspondente ao início da plastificação das armaduras exteriores dos montantes: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa)	150
Fig.5.86 – Mapa de tensões principais aos 55 metros, correspondente ao início da plastificação das armaduras de flexão das travessas: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa)	150
Fig.5.87 – Deformada da BC (50x) e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas, σ_2 (Pa), para diferentes alturas de aterro: a) 55m; b) 60m	151
Fig.5.88 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $Wk = 0,111 mm$; b) $h = 15m$, $Wk = 0,143 mm$, $Wk^* = 0,215 mm$, $Wk^{**} = 0,178 mm$	151

Fig.5.89 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_r^{sup} , para A10	155
Fig.5.90 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt0vão}$, $F_{rt1/4vão}$, $F_{rt1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A10.....	155
Fig.5.91 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A10	156
Fig.5.92 – Evolução do momento, M, na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5. com a altura crescente de aterro, para a análise A10	156
Fig.5.93 – Mapa de tensões principais aos 59 metros, correspondente ao estado limite último do sistema: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa).....	157
Fig.5.94 – Deformada da BC (50x) e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas, σ_2 (Pa), para diferentes alturas de aterro: a) 58m; b) 59m.....	157
Fig.5.95 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $Wk = 0,070 mm$; b) $h = 15m$, $Wk = 0,094 mm$	158

6. ANÁLISE COMPARATIVA

Fig.6.1 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para $h=10m$	163
Fig.6.2 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, F_{rt}^{inf} , para $h=10m$	163
Fig.6.3 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, F_{rt}^{mont} , para $h=10m$	164
Fig.6.4 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup}	164
Fig.6.5 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa inferior, F_i^{inf}	165
Fig.6.6 – Evolução do factor de interacção sobre os montantes, F_i^{mont}	165
Fig.6.7 – Evolução do momento-flector, M, para a secção S-S dos montantes	167
Fig.6.8 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa superior	171
Fig.6.9 – Evolução do factor de interacção sobre os montantes	172
Fig.6.10 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa inferior	173
Fig.6.11 – Evolução do factor de interacção, F_e , para a BC da MAPREL	175
Fig.6.12 – Pressões verticais sobre a travessa superior: a) para a BC da MAPREL, $h=9,5m$; b) para a BC da BETAFIEL, $h=10m$	176
Fig.6.13 – Pressões horizontais sobre o montante: a) para a BC da MAPREL, $h=9,5m$; b) para a BC da BETAFIEL, $h=10m$	176
Fig.6.14 – Esquema do modelo de elementos finitos adoptado por Kang et al	177

Fig.6.15 – Comparação dos factores de interacção sobre travessas superiores propostos por diversos autores e obtidos no presente trabalho para fundações elásticas	180
Fig.6.16 – Comparação dos factores de interacção sobre travessas inferiores propostos por diversos autores e obtidos no presente trabalho para fundações elásticas	180
Fig.6.17 – Avaliação da convergência dos factores de interacção sobre as travessas propostos por Kang et al. e obtidos no presente trabalho para fundações elásticas.....	182
Fig.6.18 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para $h=10m$	184
Fig.6.19 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, F_{rt}^{mont} , para $h=10m$	184
Fig.6.20 – Evolução do factor de interacção sobre as travessas, Fi^{sup} e Fi^{inf} , e montantes, Fi^{mont}	185
Fig.6.21 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt0v\tilde{a}o}$, $F_{rt1/4v\tilde{a}o}$, $F_{rt1/2v\tilde{a}o}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2v\tilde{a}o}$	185
Fig.6.22 – Evolução do momento, M , na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro.....	186
Fig.6.23 – Deformada da BC e da armadura (50x) aos 33m, correspondentes ao início de plastificação das armaduras de flexão das travessas, e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa).....	186
Fig.6.24 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $Wk = 0,146 mm$; b) $h = 15m$, $Wk = 0,193 mm$	187
Fig.6.25 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para $h=10m$	189
Fig.6.26 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, F_{rt}^{mont} , para $h=10m$	189
Fig.6.27 – Evolução do factor de interacção sobre as travessas, Fi^{sup} e Fi^{inf} , e montantes, Fi^{mont}	189
Fig.6.28 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt0v\tilde{a}o}$, $F_{rt1/4v\tilde{a}o}$, $F_{rt1/2v\tilde{a}o}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2v\tilde{a}o}$	190
Fig.6.29 – Evolução do momento, M , na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5. e do momento a meio vão da travessa superior, $M_{1/2v\tilde{a}o}$, com a altura crescente de aterro	190
Fig.6.30 – Deformada da BC e da armadura (50x) aos 32m, correspondentes ao início de plastificação das armaduras exteriores dos montantes, e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa).....	190
Fig.6.31 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $Wk = 0,136 mm$; b) $h = 15m$, $Wk = 0,182 mm$, $Wk^* = 0,171 mm$, $Wk^{**} = 0,229 mm$	190

ÍNDICE DE QUADROS

4. ESTUDO BASE PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS

Quadro 4.1 – Evolução do esforço axial e do respectivo diferencial face ao calculado através das pressões verticais sobre a travessa superior 59

5. ESTUDO PARAMÉTRICO

Quadro 5.1 – Quadro síntese das análises paramétricas 82

Quadro 5.2 – Valores da rigidez das interfaces 83

6. ANÁLISE COMPARATIVA

Quadro 6.1 – Quadro síntese do desempenho das análises paramétricas 162

Quadro 6.2 – Abertura de fendas, W_k , para as várias análises paramétricas 169

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo A4.1. – Catálogo da BETAFIEL	A-2
Anexo A4.2. – Expressões para o cálculo de tensões e do eixo neutro de secções rectangulares de betão armado em fase fendilhada em flexão composta	A-3
Anexo A4.3. – Verificação ao corte	A-4

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

A – Altura dos esquadros da box culvert

A_s – Área de armaduras da box culvert

A_{s_ferro2} – Área das armaduras de flexão das travessas da box culvert

A_{s_ferro3} – Área das armaduras interiores dos montantes da box culvert

A_{s_ferro4} – Área das armaduras exteriores dos montantes da box culvert

B – Largura dos esquadros da box culvert

B_c – Largura exterior da box culvert

C – Comprimento da box culvert

D_{nn} – Rigidez da interface na direcção normal

D_{tt} – Rigidez da interface na direcção tangencial

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão

E_s – Módulo de elasticidade tangente do aço das armaduras

E_{solo} – Módulo de elasticidade do solo

F_e – Factor de interacção

F_i – Factor de interacção

F_{rt} – Factor de redistribuição de pressões

G_C – Energia de fractura à compressão

G_F^I – Energia de fractura à tracção

H – Altura interior da box culvert

H_c – Altura exterior da box culvert

I_1 – Primeiro invariante das tensões

J_2 – Segundo invariante do tensor de desvio das tensões

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

K_e – Rigidez do sistema estrutural

L – Largura interior da box culvert

M – Momento-flector

$M_{cracking}$ – Momento-flector de fendilhação de uma secção de betão

N – Esforço axial

R_{d1} – Valor de cálculo da altura máxima terras encarando o solo com uma mera carga permanente

R_{d2} – Valor de cálculo da altura máxima terras encarando o solo também com propriedades resistentes

R_{wk} – Valor da altura de terras correspondente ao limite da abertura de fendas em serviço

S_d – Valor de cálculo da acção associada ao peso das camadas de terras

S_k – Valor característico da altura de terras associada ao estado limite se serviço

V – Esforço transversal

W_k – Abertura de fendas

Letras minúsculas latinas

c – Coesão do solo

c_{int} – Coesão da interface

c_{sd} – Valor de cálculo da coesão do solo

e_t – Espessura da travessa superior da box culvert

e_b – Espessura da travessa inferior da box culvert

e_m – Espessura dos montantes da box culvert

f – Superfície de rotura

f_{bc} – Tensão de rotura do betão à compressão biaxial

f_c – Tensão de rotura do betão à compressão

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

f_{ctk} – Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples

f_{syk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras

f_t – Tensão de rotura do betão à tracção

h – Largura de domínio da fissura

h – Altura de aterro

h – Altura da secção

k – Factor de agravamento das tensões

t – Espessura do elemento da interface

x – Altura do eixo neutro

Letras minúsculas gregas

α_c – Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c

α_u – Extensão última do betão à compressão

β – Coeficiente de retenção da rigidez ao corte

γ_c – Peso volúmico do betão

γ_c – Coeficiente parcial de segurança relativo à coesão do solo

γ_c – Coeficiente parcial de segurança relativo às propriedades do betão

γ_f – Coeficiente parcial de segurança relativo às acções

γ_s – Coeficiente parcial de segurança relativo às propriedades do aço das armaduras

γ_{solo} – Peso volúmico do solo

γ_ϕ – Coeficiente parcial de segurança relativo ao ângulo de atrito interno do solo

ε_i – Extensão normal principal na direcção i

ε_{pi} – Extensão de plastificação normal principal na direcção i

ε_u – Extensão última do betão à tracção

ν_c – Coeficiente de Poisson do betão

ν_{solo} – Coeficiente de Poisson do solo

σ – Tensão normal

σ_i – Tensão normal principal na direcção i

σ_n – Tensão normal

τ – Tensão tangencial

ϕ – Ângulo de atrito interno do solo

ϕ_{int} – Ângulo de atrito interno da interface

ϕ_{sd} – Valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo

ψ – Ângulo de dilatação do solo

A1 – Estudo base

A1_{elastic} – Análise paramétrica: betão elástico e linear

A2 – Análise paramétrica: solo menos compacto na globalidade

A3 – Análise paramétrica: fundação rígida

A4 – Análise paramétrica: aterro lateral mal compactado

A5 – Análise paramétrica: redução de 50% das armaduras de flexão das travessas da box culvert

A6 – Análise paramétrica: betão classe C45/55

A7 – Análise paramétrica: betão com energia de fractura à compressão, G_C , duplicada

A7 (4x G_C) – Análise paramétrica: Betão com energia de fractura à compressão, G_C , quadruplicada

A8 – Análise paramétrica: incremento de 40% dos montantes da box culvert

A9 – Análise paramétrica: rotação de 90° da box culvert

A10 – Análise paramétrica: montantes mais espessos (0.2m)

BC – Box Culvert

BC2-10 – Box Culvert 2x2 da BETAFIEL dimensionada para 10 metros de altura de aterro

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LABEST – Laboratório da Tecnologia do betão e do Comportamento Estrutural

EQU – Estado limite último de equilíbrio estático

INTRODUÇÃO

O âmbito do trabalho desenvolvido na presente dissertação centrou-se na análise de estruturas enterradas constituindo passagens hidráulicas de estradas e vias-férreas materializadas por quadros de betão armado pré-fabricados (Box Culverts) com o intuito do seu dimensionamento mais eficiente.

A linha de análise deste tipo de estruturas seguirá os pressupostos iniciados em estudos anteriores desenvolvidos no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LABEST/FEUP) que de uma forma pioneira abordaram a resposta das estruturas enterradas sob aterros de altura elevada através de modelos não lineares das próprias estruturas Figueiras *et al* (2001), Pimentel *et al* (2006a,b), Pimentel *et al* (2008a,b), Sang (2000).

A análise do comportamento das estruturas enterradas sob aterros de elevada altura caracteriza-se por alguma dificuldade devido à complexidade envolvida na avaliação das acções exercidas sobre a estrutura. De facto as acções exercidas são condicionadas por mecanismos de interacção solo/estrutura dependentes de diversos factores cujo controlo e quantificação se revelam complexos. Por este motivo os métodos simplificados de dimensionamento conduzem geralmente a estruturas enterradas desajustadas às acções.

Os mecanismos de interacção solo/estrutura são responsáveis por fenómenos de redistribuição de pressões sobre a estrutura enterrada estando condicionados principalmente pelas diferenças substanciais entre a rigidez da estrutura e do solo envolvente, e entre a rigidez do solo envolvente e do solo de fundação. As pressões tendem a migrar das zonas mais flexíveis para as zonas mais rígidas da estrutura global, constituída não só pela estrutura de betão mas também pelo aterro envolvente. Este comportamento resulta do facto de todas as acções sobre a estrutura serem transmitidas por via do solo envolvente. A rigidez do solo envolvente depende, para além das suas características físicas e mecânicas, dos meios e técnicas de compactação utilizados durante a execução dos aterros.

Na realidade a redistribuição de pressões está relacionada com os deslocamentos relativos desenvolvidos entre os blocos laterais de terras e o bloco central de terras sobre a estrutura enterrada, que consoante a grandeza e sentido desses deslocamentos são geradas tensões tangenciais que são adicionadas ou subtraídas ao peso próprio do bloco central de terras, alterando o esquema de cargas baseado nas pressões geostáticas. Os deslocamentos relativos entre os aterros laterais e a estrutura por sua vez conduzem ao desenvolvimento de tensões tangenciais ao longo dos montantes que afectam sobretudo as travessas inferiores. Estes deslocamentos relativos, além da rigidez relativa mencionada, são condicionados pela existência de descontinuidades físicas entre a estrutura enterrada e o solo envolvente, isto é, pelas interfaces solo/betão e também pelos efeitos resultantes do próprio processo construtivo adoptado na execução da obra.

Uma vez redistribuídas as pressões das terras sobre a estrutura enterrada, ocorre uma outra distribuição de acções a um nível diferente. As acções exercidas sobre os elementos da estrutura também estão interdependentes da sua própria deformada e/ou flexibilidade sendo absorvidas pelas zonas mais rígidas das travessas e montantes.

De forma a serem integrados na análise todos estes elementos condicionantes do comportamento das estruturas enterradas recorre-se a um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos que tem em consideração o comportamento não linear da estrutura e do solo envolvente, admitindo elementos de interface solo/betão e tendo em conta o processo construtivo utilizado neste tipo de obras.

A análise de estruturas enterradas na presente dissertação visa abranger vários campos de estudo como, a análise da interacção solo/estrutura, a determinação dos esforços que solicitam a estrutura de betão, o estudo do desempenho em serviço e à rotura de Box Culverts, o estudo de soluções alternativas que potenciem mais segurança e economia da estrutura, a análise do conjunto solo/estrutura até à rotura, a análise comparativa com estudos de outros autores e disposições regulamentares. De forma a garantir a resposta aos pontos mencionados a dissertação é subdividida em sete capítulos, correspondendo o presente, ao capítulo inicial.

No segundo capítulo procede-se ao enquadramento deste tipo de estruturas enterradas expondo as suas particularidades funcionais, construtivas e estruturais. Também é efectuada uma caracterização aprofundada das diferentes classes de Box Culverts existentes tendo em conta a sua rigidez e modo de instalação, pelo facto de apresentarem distintos comportamentos. Perante a existência de várias classes de Box Culverts é justificada neste mesmo capítulo a consideração de Box Culverts rígidas instaladas em aterro em projecção positiva para o estudo efectuado na corrente dissertação. O capítulo é finalizado com a exposição de várias metodologias simplificadas de dimensionamento corrente de Box Culverts sendo apontadas as diversas limitações associadas à sua utilização.

No terceiro capítulo descreve-se o modelo numérico de elementos finitos adoptado explicando-se os pressupostos da consideração de estados planos de tensão para a estrutura de betão armado e de estados planos de deformação para o solo envolvente. Adicionalmente descreve-se a metodologia aplicada para a modelação do faseamento construtivo e alerta-se para a existência de particularidades durante a modelação de determinadas regiões críticas. A segunda parte do capítulo centra-se na descrição das relações constitutivas dos materiais utilizados no modelo numérico aplicado, nomeadamente do betão, do aço, do solo e das interfaces solo/betão. O terceiro capítulo termina com uma breve nota sobre a validação do modelo numérico aplicado no presente trabalho.

A análise propriamente dita do comportamento de estruturas enterradas é iniciada no quarto capítulo no qual é efectuado um estudo base concentrado em determinadas condições de referência do sistema Solo/Box Culvert, admitidas à partida como aquelas que se aproximam ao máximo das condições reais do problema. Este estudo base serve de referência ao estudo paramétrico efectuado no quinto capítulo contribuindo para uma comparação e avaliação da importância da alteração de determinados parâmetros de forma isolada. As condições de referência são definidas pela selecção de uma determinada Box Culvert, incluindo geometria e armadura, e caracterização dos respectivos materiais, betão e aço. Relativamente ao solo envolvente, incluindo fundação e aterros laterais e superiores, estabelece-se fundamentalmente a rigidez dos mesmos além dos outros parâmetros caracterizadores do solo. O estabelecimento das propriedades físicas e mecânicas das interfaces também é efectuado. Para facilitar o estudo do sistema Solo/Box Culvert são definidos inúmeros factores, nomeadamente os factores de redistribuição e interacção de pressões, representativos da resposta estrutural perante níveis de aterro diferentes e apontados os campos de análise mais interessantes e vantajosos para a

compreensão do problema em questão. A interpretação dos resultados concentra-se sobretudo ao nível da distribuição das pressões e respectiva evolução sobre as travessas e montantes, ao nível da abertura de fendas em condições de serviço e ao nível do desempenho da estrutura à rotura tendo em conta a altura máxima suportada e o modo de rotura associado.

O quinto capítulo corresponde ao estudo paramétrico no qual se efectua um levantamento de alguns parâmetros condicionantes no comportamento de Box Culverts com aterros elevados e avalia-se o peso da sua influência. As análises paramétricas são enquadradas em grupos mais abrangentes de análise consoante as afinidades e características desses mesmos parâmetros. Tais grupos de análise são os seguintes, análises paramétricas associadas à variação das condições envolventes da Box Culvert, análises paramétricas associadas à variação das características mecânicas do betão, análises paramétricas associadas à variação da quantidade de armaduras da Box Culvert e análises paramétricas associadas à alteração da geometria da Box Culvert.

O sexto capítulo é encarado como vital no desenvolvimento deste trabalho pois proporciona a reunião sintética e contextualizada das principais ilações retiradas do estudo base e paramétrico facilitando a compreensão da influência de cada parâmetro abordado em cada análise paramétrica e assim permite a identificação dos cenários mais positivos e influentes associados a este tipo de obras com Box Culverts sob aterros de altura elevada. Também no decurso deste capítulo se procede à confrontação dos resultados obtidos com disposições regulamentares e com estudos anteriores, destacando-se os desenvolvidos com base em modelos não lineares elásticos do solo. Por fim são sugeridas algumas propostas de alteração à solução apresentada no estudo base, bem como um procedimento de avaliação da segurança global associado a este tipo de obras tendo em conta uma análise não linear, como a efectuada no decurso do trabalho.

No último capítulo apresentam-se as conclusões e as ilações sobre o comportamento e avaliação da segurança estrutural das Box Culverts, e elaboram-se sugestões e orientações para desenvolvimentos futuros com vista a aprofundar os campos ainda não abordados com a devida atenção.

2

ENQUADRAMENTO CONSTRUTIVO E ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS

2.1. GENERALIDADES

2.1.1. EXPLICAÇÃO DA FUNCIONALIDADE DAS BOX CULVERTS

As Box Culverts são o termo inglês, correntemente utilizado, para designar um grupo de estruturas enterradas, geralmente, formado por quadros de betão armado (pré-fabricados ou betonados in situ) cuja função principal consiste na materialização de galerias de drenagem ou saneamento, e pontilhões. Também são utilizadas na realização de passagens inferiores, agrícolas, pedonais e ecológicas. Na presente dissertação tais estruturas serão frequentemente identificadas por BC.

O maior emprego das BC's revela-se nas obras viárias em que são utilizadas para o estabelecimento de galerias de drenagem de águas pluviais (vulgarmente conhecidas por passagens hidráulicas, ver Figura 2.1), permitindo o livre escoamento de pequenos cursos naturais de água, protegendo e contribuindo para a manutenção da estrutura de plataforma das vias de comunicação.

A sua importância económica nos custos de obras viárias de comunicação não deve ser desprezada. Por exemplo na auto-estrada A6 – troço Borba/Elvas – a utilização de BC's atinge valores, em média, correspondentes à aplicação de 204 m³ de betão por quilómetro de auto-estrada, o equivalente a 76 metros lineares de BC's por cada quilómetro de auto-estrada, Sang (2000). Assim torna-se vantajoso o estudo mais aprofundado do seu comportamento estrutural com vista à obtenção de soluções mais económicas, de maior durabilidade e mais seguras.



Fig.2.1 – Passagem hidráulica materializada por Box Culverts

2.1.2. CARACTERIZAÇÃO DE BOX CULVERTS

As Box Culverts podem ser divididas em diferentes classes a que corresponderão diferentes distribuições de pressões. De acordo com a rigidez estrutural, as BC's são classificadas como rígidas ou flexíveis. Baseado nas condições construtivas e nas condições do solo envolvente a instalação de BC's pode ser classificada em instalação em vala ou em instalação em aterro. No caso da instalação em aterro esta ainda pode ser subdividida em instalação em aterro em projecção positiva e em instalação em aterro em projecção negativa, Yang (2000).

A instalação em vala consiste na instalação das BC's numa vala estreita escavada no solo natural que é depois coberta com terras de encher (Figura 2.2a). A instalação em aterro em projecção positiva é assim definida quando o topo da BC está acima do nível natural do terreno e esta é coberta com o aterro propriamente dito, como ilustrado na Figura 2.2b. As BC's que constituem passagens inferiores de estradas e vias-férreas são frequentemente instaladas desta maneira. A instalação em aterro em projecção negativa caracteriza-se pela instalação das BC's em valas estreitas e não muito profundas, cujo topo das BC's se situa abaixo do nível natural do terreno, que são depois cobertas com o aterro (ver Figura 2.2c). No caso de pequenas passagens inferiores de estradas e vias-férreas, este último caso de instalação é admitido como vantajoso desde que induza pressões verticais para uma determinada altura de aterro inferiores às geradas para o caso de uma instalação em aterro em projecção positiva. Com respeito à redução das pressões verticais, a projecção negativa pode tornar-se ainda mais efectiva caso se encha a vala, entre a BC e o nível natural do terreno com material extremamente compressível. Por fim existe outra forma de instalação designada por instalação imperfeita em vala, também chamada por instalação em vala induzida, que consiste num método misto de instalação. Neste caso a BC é colocada sobre o nível natural do terreno e a área de aterro imediatamente acima da BC é substituída por materiais bastante compressíveis até uma determinada altura que depois é coberta por materiais normalmente compactados que constituem o aterro propriamente dito (ver Figura 2.2d). Esta última forma de instalação pode também reduzir significativamente as pressões verticais exercidas sobre a BC.

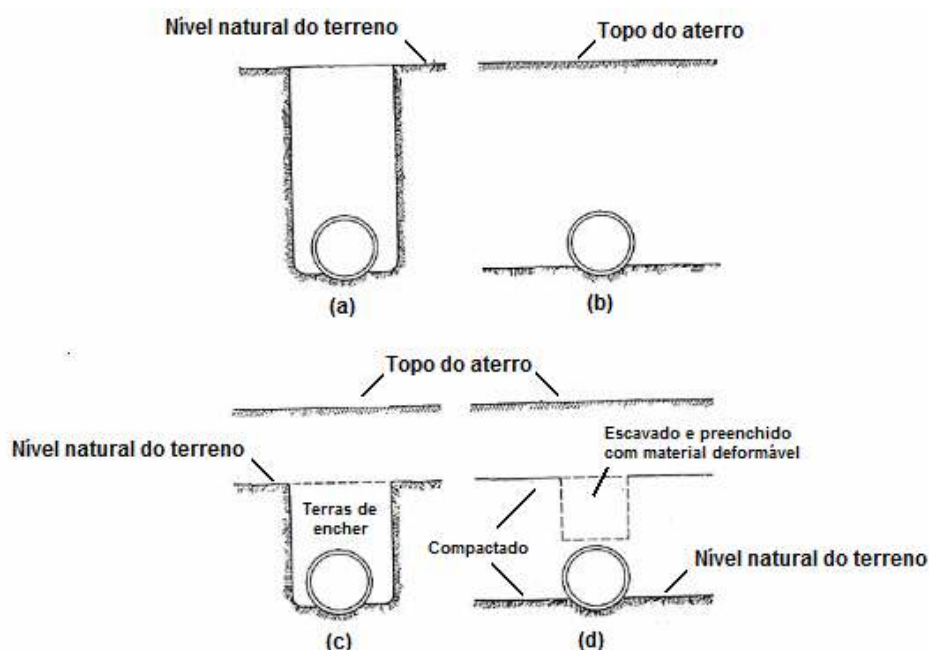


Fig.2.2 – Várias classes de instalação de Box Culverts, Yang (2000)

Os dois tipos de BC's mencionados bem como as diferentes classes de instalação são usados pela corrente normativa norte-americana AASHTO (2002) para distinguir diferentes efeitos de interacção solo/estrutura. Além da rigidez e do método de instalação, a normativa mencionada também aplica outros parâmetros na diferenciação de BC's, nomeadamente a rigidez do solo de fundação, o grau de compactação do aterro lateral à BC e a forma como são fabricadas, in situ ou por pré-fabricação. De forma sumária será apresentada na figura seguinte a classificação de BC's segundo a terminologia inglesa visto o interesse em reconhecer tais classificações no contexto internacional.

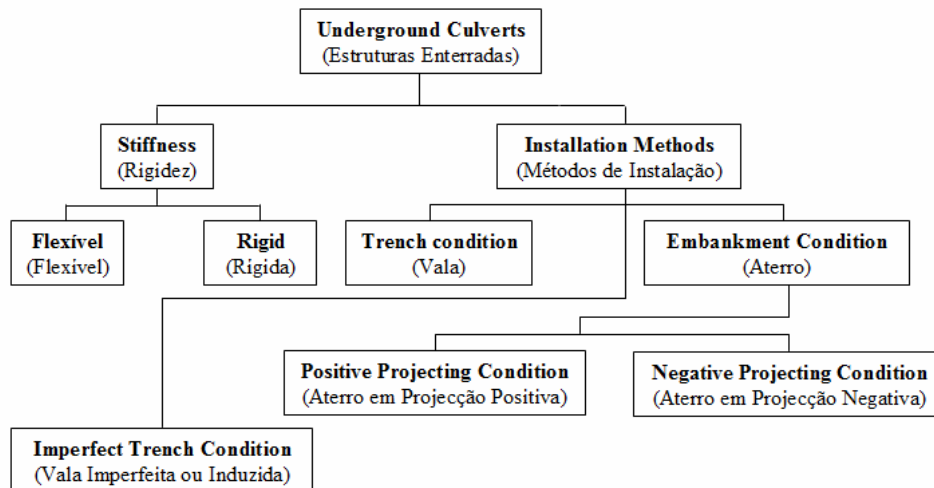


Fig.2.3 – Classificação de Box Culverts, Yang (2000)

Na presente dissertação serão analisadas Box Culverts pré-fabricadas do tipo rígido, em betão armado, cuja instalação é efectuada em aterro em projecção positiva. O motivo de tal decisão depreende-se da utilidade em prosseguir e generalizar determinadas considerações elaboradas em estudos desenvolvidos no LABEST, Figueiras *et al* (2001), Pimentel *et al* (2006a,b), Pimentel *et al* (2008a,b), Sang (2000), Sang *et al* (2001), que visavam a resposta a questões levantadas por duas empresas portuguesas pré-fabricadoras de BC's, MAPREL e BETAFIEL. Ambas as empresas estão especializadas na pré-fabricação de BC's em betão armado cujo modo de instalação na sua generalidade se centra em aterros em projecção positiva. No entanto a forma como estas empresas ultrapassam os mesmos desafios, relacionados com as secções interiores das BC's e a altura dos aterros, é distinta tanto ao nível da topologia das estruturas enterradas como consequentemente ao nível do processo de montagem em obra.

2.1.2.1. Box Culverts da BETAFIEL

As BC's da BETAFIEL como foi mencionado são pré-fabricadas em betão armado e são constituídas por uma única peça monolítica em formato aproximadamente quadrangular (ver Figura 2.4). Em geral, estas peças apresentam comprimentos de 1.50m, 1.85m ou 2.00m. A materialização da obra com o comprimento desejado é efectuada através da justaposição de vários módulos em contínuo. As BC's de uso corrente apresentam secções interiores que vão desde 1.0x2.0m² até 3.0x3.0m². Relativamente às espessuras, das travessas e dos montantes, estas não dependem da altura do aterro aplicado sendo a variação da altura do aterro garantida através do reforço das respectivas armaduras. As espessuras das travessas variam entre 0.15 e 0.29m, enquanto que as dos montantes vão desde 0.10 até 0.25m (Anexo A4.1.).



Fig.2.4 – Topologia das BC's da BETAFIEL

2.1.2.2. Box Culverts da MAPREL

As BC's da MAPREL também são pré-fabricadas em betão armado, no entanto em oposição às da BETAFIEL são constituídas por duas peças em formato Π , colocadas sobrepostas duas a duas (Π invertido e Π), formando um quadro biarticulado (ver Figura 2.5). O facto de serem constituídas por duas peças permite maiores comprimentos das mesmas, de 1.50m ou 2.50m, resultando em menores juntas devido à justaposição de vários módulos em contínuo. A sobreposição entre os componentes superior e inferior das BC's é controlada e garantida por um sistema de encaixe macho/fêmea, que permite o funcionamento conjunto entre os montantes. As BC's de uso corrente apresentam secções interiores que vão desde $1.0 \times 1.0 \text{ m}^2$ até $4.0 \times 4.0 \text{ m}^2$. Para cada altura de aterro, as secções assumem diferentes valores de espessuras das travessas e dos montantes. As espessuras das travessas variam entre 0.16 e 0.40m, enquanto que as espessuras dos montantes vão desde 0.15 até 0.27m.



Fig.2.5 – Topologia das BC's da MAPREL

2.2. PROCESSO CONSTRUTIVO DE BOX CULVERTS PRÉ-FABRICADAS

Em relação ao processo construtivo será em seguida descrito o associado à execução e instalação em obra de BC's da BETAFIEL na medida em que é numa BC específica desta empresa no qual se centrará o presente trabalho. As explicações para o sucedido encontram-se expostas adiante em 4.1.3. A descrição e compreensão de como se processa a montagem deste tipo de estruturas revela-se de uma importância acrescida durante a fase de modelação numérica do problema em questão devido ao carácter faseado da obra.

Antes de abordar a montagem propriamente dita convém explicar que os elementos que constituem a BC são pré-fabricados em estaleiro e, posteriormente, depois do processo de cura, transportados em camiões basculantes para os locais de obra, onde são montados nos respectivos locais, materializando a passagem hidráulica. Aquelas peças são pré-fabricadas em plataformas adequadas, cofradas em moldes metálicos, o que permite a obtenção de superfícies bastante lisas. O processo de compactação do betão é efectuado por vibração dos moldes.

O processo de execução da obra consiste essencialmente na abertura de uma vala para o assentamento das BC's (Figura 2.6) e execução dos aterros laterais e superior (Figura 2.7). Após a abertura da vala para o assentamento das BC's, a superfície inferior da vala é compactada e nivelada de modo a obter uma superfície lisa e desempenada, para um assentamento conveniente da BC. Após a abertura da vala o assentamento das BC's é efectuado com auxílio de gruas. A compactação dos aterros laterais (antes da execução do aterro superior) é realizada, apenas, através da descarga de grandes quantidades de água. Durante a execução do aterro superior, a compactação é efectuada por meios mecânicos (cilindro vibrador). Convém esclarecer que a abertura deste tipo valas não pressupõe o enquadramento desta forma de instalação de BC's em instalações em vala ou em aterro em projecção negativa como mencionadas anteriormente.



Fig.2.6 – Vala aberta para o assentamento de BC's

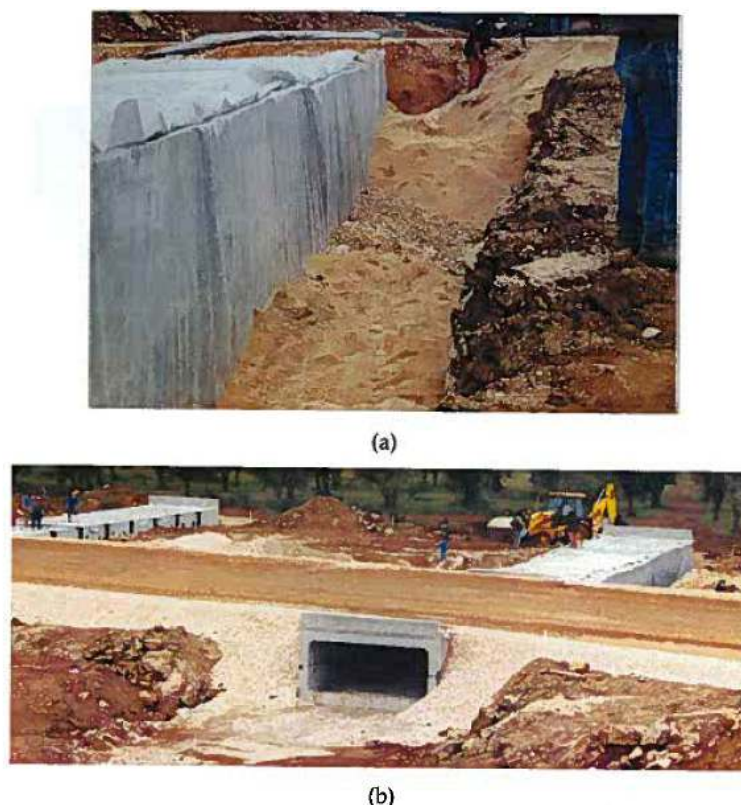


Fig.2.7 – Execução de aterros: a) laterais; b) superior

As juntas entre as sucessivas peças das BC's são seladas com tela asfáltica para impedir o seu assoreamento pelo solo. As telas asfálticas são aplicadas por colagem, que resulta do seu aquecimento com maçarico. A drenagem das águas pluviais que ocorrem na parte superior das BC's é garantida por um geotêxtil colocado ao longo da superfície exterior da travessa superior e dos montantes. Na base dos montantes são dispostos drenos constituídos por enrocamento de pedra e um tubo furado protegido com geotêxtil, que permitem o escoamento das águas que ocorrem no extradorso dos montantes.

2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS

A compreensão do comportamento estrutural deste tipo de estruturas, no qual existe uma efectiva interacção solo/estrutura, é de enorme importância para o dimensionamento económico e seguro destas estruturas. Na presente secção serão abordados alguns fenómenos de interacção solo/estrutura, já detectados por vários investigadores, que estão na base de todas as análises efectuadas no decurso do trabalho desenvolvido na medida em que análises de sensibilidade foram implementadas com o intuito de aproveitar esta interacção para se atingirem cenários vantajosos do ponto de vista económico e do desempenho em relação aos estados limites de serviço e último das BC's.

De facto a análise e o dimensionamento de BC's pré-fabricadas tornam-se complexos devido aos deslocamentos relativos existentes entre o solo envolvente e a BC, e às diferenças substanciais entre a rigidez do solo envolvente e da BC. Os deslocamentos relativos resultam, por um lado, da existência de descontinuidades que identificam a interface solo/betão e, por outro lado, do processo de construção utilizado na execução destas obras – execução faseada de aterros. A maior deformabilidade dos solos provenientes dos aterros face ao solo de fundação e à BC origina uma redistribuição de

esforços para as regiões mais rígidas da BC. A Figura 2.8 ilustra, de uma forma genérica, o comportamento referido, adoptando uma premissa simplificadora que considera que os solos dos aterros são constituídos por três blocos rígidos com deslocamentos diferentes.

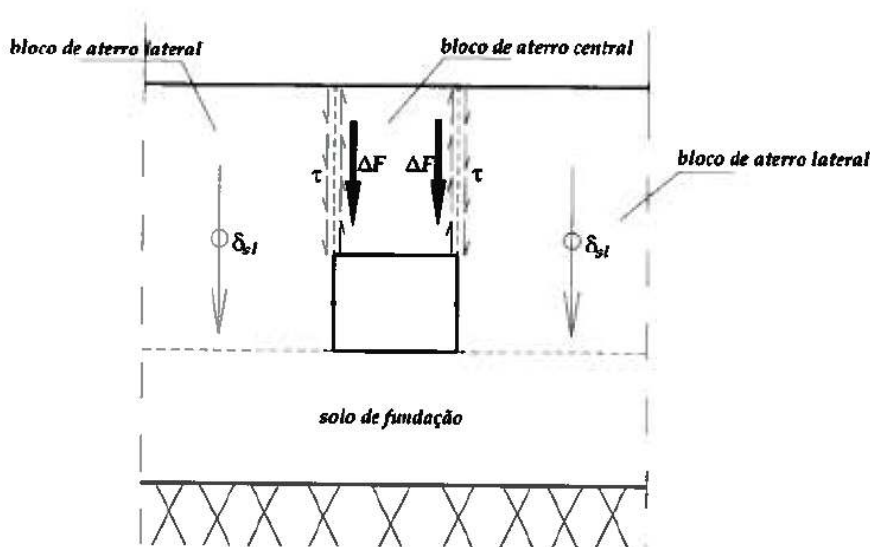


Fig.2.8 – Processo de redistribuição de cargas nas obras de BC's, Sang (2000)

Os deslocamentos (δ_{sl}) que representam a diferença entre os deslocamentos dos blocos laterais e central mobilizam tensões tangenciais (τ) entre os referidos blocos, que originam um acréscimo de carga (ΔF) sobre a travessa da BC, o que se designa por força redistribuída. A redistribuição de forças é tanto maior quanto mais rígido for o terreno de fundação, menos compacto forem os aterros laterais, mais compactas forem as primeiras camadas de aterro sobre a BC e mais rígida for a BC, Sang (2000). Assim devido a estes efeitos da interacção solo/estrutura o estado de tensão à volta da estrutura depende basicamente da rigidez do material de aterro e da rigidez da própria BC.

Anson Marston foi pioneiro no estudo analítico e experimental do comportamento de estruturas enterradas através da análise de pequenas condutas enterradas no início do século XX. Uma das contribuições da teoria de Marston sobre cargas em condutas enterradas foi a demonstração, pelos princípios da mecânica, que as cargas sobre a estrutura são afectadas pelas condições da instalação em conjunto com altura do aterro admitida, Marston, Anderson (1913), Marston (1930). De facto a sua teoria foca-se na redução das pressões verticais sobre as condutas enterradas ao instalá-las em valas. O conceito básico da sua teoria é que a carga devido ao peso do prisma de solo sobre a estrutura enterrada é modificada pelo efeito de arco. Parte do peso do solo é transferida para o solo adjacente resultando numa pressão vertical sobre a conduta inferior à devida ao peso do aterro. Os efeitos de arco estão dependentes do movimento relativo do solo perto da estrutura, e podem ser divididos em efeitos de arco positivos e negativos. Os efeitos de arco negativos agravam a pressão vertical exercida sobre a estrutura (Figura 2.9a) enquanto que os efeitos de arco positivos aliviam a pressão vertical (Figura 2.9b). No caso da conduta estar instalada em vala, o material de enchimento é mais compressível do que o solo adjacente e tem a tendência de consolidar e assentar. Esta tendência, combinada com a deformação da estrutura e respectivo assentamento, provoca um deslocamento do aterro imediatamente acima da conduta em direcção descendente relativamente ao solo lateral da vala. Este movimento relativo descendente mobiliza tensões tangenciais ao longo dos lados da vala de

direcção ascendente e cria um efeito de arco que suporta parcialmente o peso da coluna de solo sobre a estrutura. Da definição do mecanismo de arco positivo pela teoria de Marston é claro que o arco positivo envolve duas fases: uma redução da pressão de terras sobre a parte do sistema solo/estrutura mais deformável e um aumento de pressão nas áreas adjacentes menos deformáveis. Regista-se que o aumento de pressões nas áreas menos deformáveis é igual ou superior à redução das pressões na parte deformável. No caso do efeito de arco negativo, típico de instalações em aterro, verifica-se um aumento das pressões verticais de terras sobre a estrutura que resulta num alívio da carga vertical exercida na zona adjacente à estrutura que por sua vez pode reduzir os impulsos horizontais de terras sobre os lados da estrutura, Yang (2000). Este mecanismo de arco negativo corresponde ao processo de redistribuição de cargas nas obras de BC's expresso na Figura 2.8 Por fim convém referir que Spangler também elaborou inúmeros estudos sobre estes fenómenos aprofundando a análise de Marston mostrando que os principais factores que influenciam as cargas exercidas sobre uma estrutura enterrada são as condições de instalação que controlam a magnitude e direcção do deslocamento do prisma de solo sobre a estrutura relativamente ao deslocamento dos prismas de solo exteriores imediatamente adjacentes ao prisma de solo central, Spangler (1950, 1968). Estes deslocamentos relativos geram forças de fricção e tensões de corte que são adicionadas ou subtraídas ao peso do prisma de solo central e afectam a carga resultante sobre a estrutura. A teoria de Marston-Spangler sobre a interacção solo/estrutura é utilizada nas especificações regulamentares da AASHTO (2000) para o estabelecimento das cargas de dimensionamento de Box Culverts em betão armado, Kim, Yoo (2005).

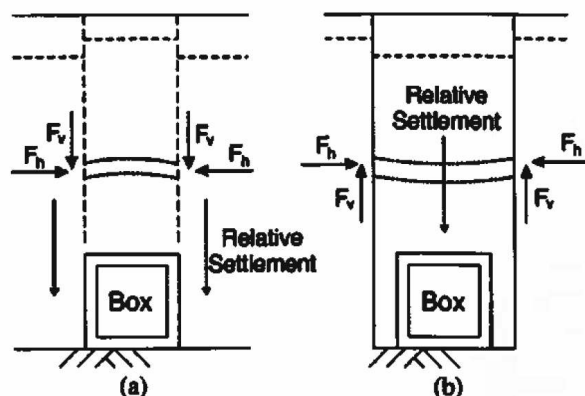


Fig.2.9 – Transferência de pressões entre um sistema solo/estrutura: a) Efeito de arco negativo, típico em instalações em aterro; b) Efeito de arco positivo, típico em instalações em vala, Kim *et al* (2005)

Perante o entendimento dos mecanismos de interacção solo/estrutura acima descritos é possível elaborar e implementar certas medidas que proporcionam uma redução das cargas exercidas sobre a BC, nomeadamente sobre a travessa superior. Basta estimular os mencionados efeitos de arco positivos ou anular os efeitos de arco negativos.

Uma das técnicas de construção recomendadas para a minimização da redistribuição de forças para a travessa superior da BC consiste em dispor elementos rígidos no solo atravessando a região que identifica zonas de diferentes características de deformabilidade (Figura 2.10). Esta solução pretende contribuir para a diminuição das diferenças de deslocamentos, minimizando as tensões tangenciais aí mobilizadas e, conseqüentemente, o fluxo de forças dos aterros laterais para o aterro central, Sang (2000). O conceito desta medida baseia-se na anulação do efeito de arco negativo.

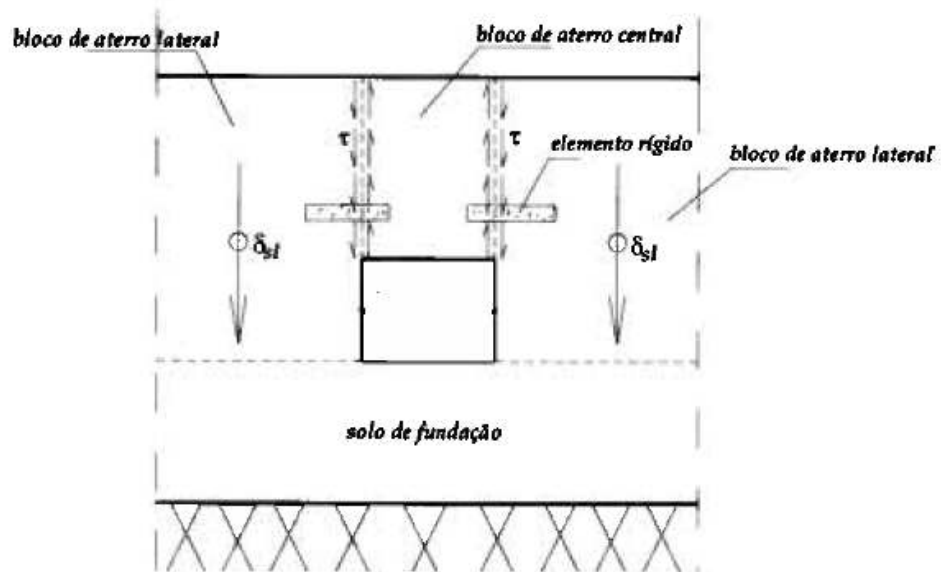


Fig.2.10 – Elementos rígidos dispostos nas regiões que separam blocos com diferentes características de deformabilidade, Sang (2000)

Quando a travessa da BC é substancialmente flexível, pode-se idealizar um quarto bloco (Figura 2.11) de solo central sobre a BC que interage com dois blocos laterais também estes sobre a BC. A elevada deformabilidade da travessa causa diferenças de deslocamentos (δ_{sl}) entre os blocos localizados sobre a travessa da BC. As tensões tangenciais mobilizadas pela diferença de deslocamentos referida causam um alívio de acções na região central da travessa, e um novo acréscimo de pressões nas regiões da travessa próximas dos montantes, Sang (2000). É perceptível pela figura o efeito de arco positivo gerado no bloco central e o efeito de arco negativo nos blocos laterais sobre a BC.

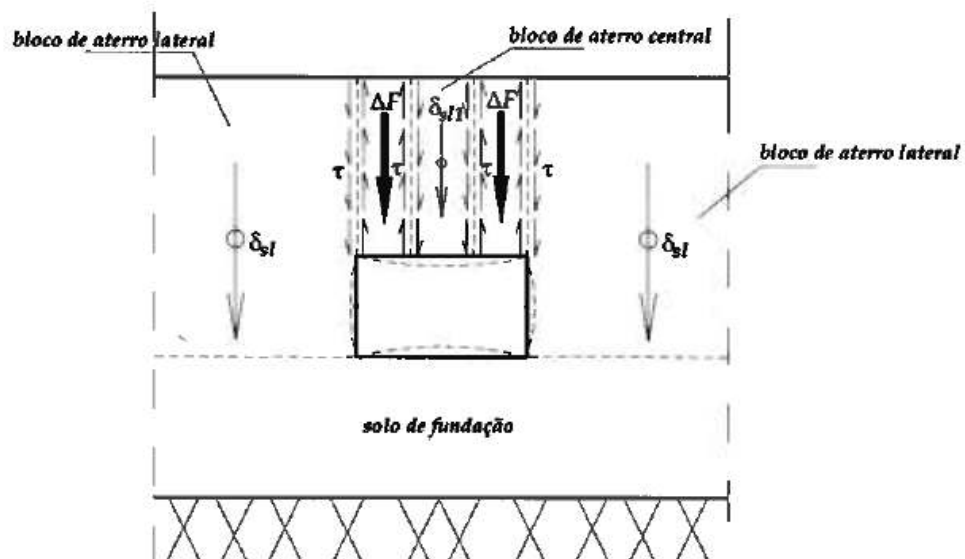


Fig.2.11 – Processo de redistribuição de cargas nas obras constituídas por BC's com travessas substancialmente flexíveis, Sang (2000)

O alívio das acções sobre a travessa superior na região central da BC devido à sua elevada flexibilidade associa-se a uma outra técnica de construção recomendada para a redução das pressões sobre a travessa. Esta técnica consiste em colocar uma camada de material muito compressível sobre a travessa superior da BC (Figura 2.12), o que origina maior deformabilidade do solo localizado sobre a travessa da BC e, consequentemente, uma redistribuição de forças para a região dos aterros laterais. Os referidos materiais muito compressíveis podem ser constituídos por fardos de palha e poliestireno expandido ou por pneus, Sang (2000). A forma de instalação referida enquadra-se na instalação imperfeita em vala ilustrada na Figura 2.2d. Um bom estudo paramétrico sobre esta medida de minimização de pressões foi elaborado por Kim, Yoo (2005). Mais recentemente Kang *et al* (2007) vieram demonstrar que a solução apresentada por Kim e Yoo deveria ser melhorada através da colocação de material muito compressível também ao longo dos montantes.

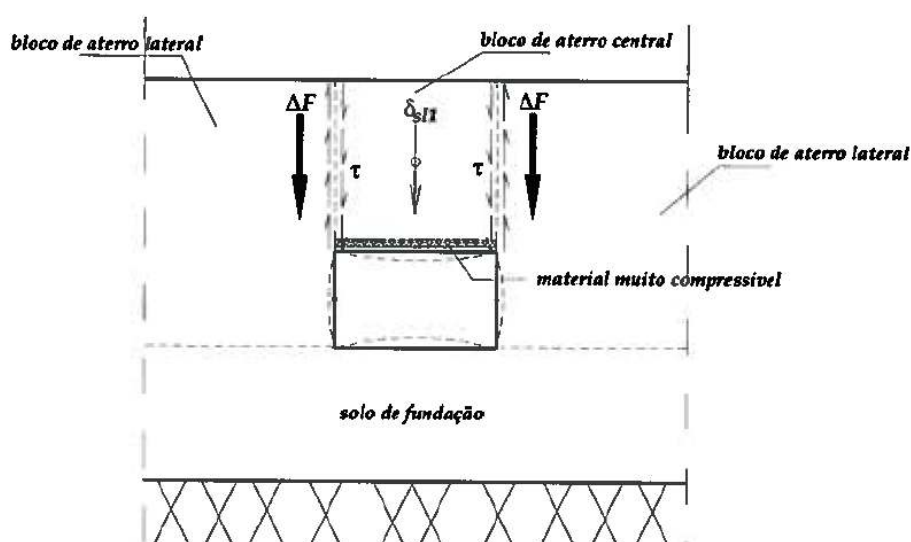


Fig.2.12 – Redistribuição de cargas para os aterros laterais com recurso à colocação de material muito compressível sobre a travessa da BC, Sang (2000)

2.4. DIMENSIONAMENTO CORRENTE DE BOX CULVERTS

Para um dimensionamento correcto de Box Culverts é necessário identificar e listar em primeiro lugar quais as acções que efectivamente actuam sobre a estrutura em causa. Perante todas as acções passíveis de serem registadas convém avaliar de forma comparativa o peso de cada uma de forma a permitir uma simplificação no processo de dimensionamento. As acções que em geral são identificadas são as seguintes:

- peso próprio da BC;
- peso do eventual líquido transportado;
- pressão ou depressão interna;
- peso do eventual equipamento instalado no interior;
- equipamento fixo instalado sobre a BC;
- pressão hidrostática externa;
- temperatura;
- cargas externas móveis;
- pressões geostáticas devidas ao aterro.

Em geral nas obras de BC's constituindo passagens inferiores rodoviárias e ferroviárias as acções preponderantes associam-se às cargas externas móveis e às pressões geostáticas devido ao aterro. E com a altura crescente de aterro a influência das sobrecargas móveis decresce rapidamente. De facto convém distinguir entre obras de BC's com aterros reduzidos e obras com aterros elevados. No presente trabalho apenas serão analisadas obras de BC's com aterros elevados devido às inúmeras avarias manifestadas por este tipo de estruturas, principalmente, quando colocadas sob alturas de aterro elevadas (Figura 2.13), Pimentel *et al* (2006a). Como nas BC's sob alturas de aterro elevadas a influência das cargas externas móveis é desprezada, sendo estas de mais fácil definição e quantificação, regista-se uma maior incerteza no seu dimensionamento no ponto vista da quantificação das acções actuantes pois agora a influência preponderante é das pressões geostáticas devidas ao aterro e tendo em conta os complexos mecanismos de interacção solo/estrutura estes não são tidos em conta nos métodos simplificados de dimensionamento correntemente aplicados. Assim se explica a necessidade de se estudar com detalhe o comportamento estrutural de BC's condicionado por mecanismos de interacção solo/estrutura de forma a ser desmistificada a complexidade envolvida e se poder corrigir os métodos de dimensionamento simplificados utilizados pelas várias empresas de pré-fabricação deste tipo de estruturas.

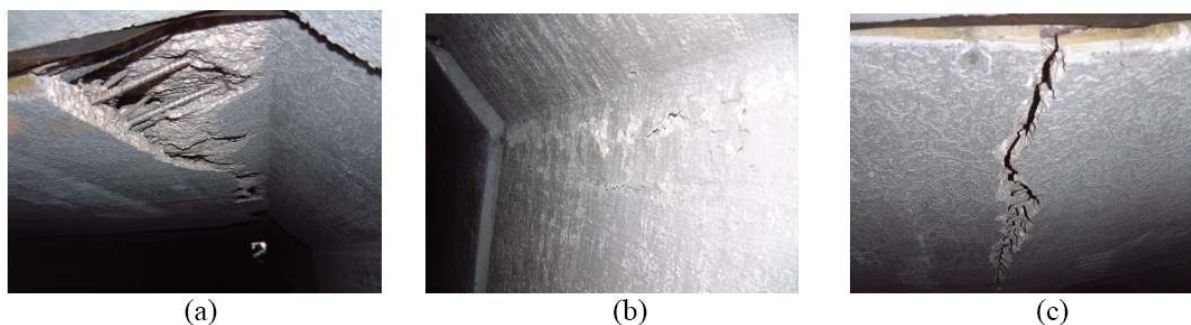


Fig.2.13 – Modos de rotura observados em BC's sob alturas elevadas de aterro: a) corte na travessa; b) esmagamento do betão na face interior do montante; c) flexão a $\frac{1}{2}$ vão, Pimentel *et al* (2006)

Em obras de BC's com aterros reduzidos os mecanismos de interacção solo/estrutura manifestam-se na mesma, contudo o peso das cargas externas móveis no caso de passagens inferiores sobre estradas ou vias-férreas é de tal ordem que assume um peso significativo na quantificação das acções a aplicar à BC. Além de que esta quantificação como já foi mencionada não coloca dificuldades especiais nem envolve incertezas tão relevantes permitindo um dimensionamento, mesmo que simplificado, mais seguro. Estas cargas externas móveis correspondem ao peso dos rodados de camiões ou de locomotivas de caminhos-de-ferro cujas acções directamente sobre a estrutura enterrada foram já propostas por diversos autores, nomeadamente por Boussinesq, Marston e Spangler, e Molin, Santos *et al* (2002).

Retomando o tema da quantificação das pressões geostáticas devidas ao aterro, como o processo de redistribuição de tensões descrito em 2.3. é influenciado por um conjunto de factores de difícil caracterização e controlo, susceptíveis de análise e percepção apenas em modelos numéricos robustos (modelos integrando algoritmos que consideram a existência de descontinuidades, a não linearidade das leis constitutivas dos materiais e o processo construtivo adoptado na execução das obras) este tipo de estruturas são analisadas e dimensionadas com recurso a modelos simplificados baseados na experiência prática e em alguns estudos singulares de estruturas similares.

Os modelos simplificados conduzem, em alguns casos, a soluções de sobredimensionamento (não económicas) e, noutros casos, a soluções de subdimensionamento (não seguras) que em muitos casos se manifesta com o aparecimento de fendas com larguras acima dos valores limites, o que torna estas estruturas, devido ao ambiente agressivo em que se encontram, susceptíveis de permitirem o desenvolvimento da corrosão das armaduras, afectando seriamente a durabilidade das obras.

Os processos de cálculo de uso corrente aplicados na análise e dimensionamento de BC's têm evoluído substancialmente, acompanhando o desenvolvimento dos modelos e meios numéricos para a análise de estruturas, associada à evolução dos meios informáticos e a uma maior e melhor percepção do comportamento de estruturas que se tem vindo a verificar.

Numa primeira fase a BC era analisada considerando-a um quadro monolítico, no caso de BC's do tipo da BETAFIEL, ou um quadro biarticulado, no caso de BC's do tipo da MAPREL, sujeito a um carregamento simétrico e constante. Nas figuras seguintes serão apresentados esquemas relativos a BC's com rótulas, no entanto o que é mais relevante é o conceito da grandeza das cargas aplicadas. Neste processo de cálculo a sobrecarga é transformada numa altura de aterro equivalente, h_e , e os impulsos de terras sobre os montantes são assumidos constantes ao longo da altura, com valor igual ao valor médio dos impulsos activos de terras. As tensões normais sobre a travessa inferior da BC são consideradas iguais ao valor do peso do aterro equivalente sobre a travessa superior, que também se assume com distribuição constante. O peso próprio da BC é desprezado. A dupla simetria da estrutura (geometria e acções) permite ainda simplificar a determinação dos esforços e o dimensionamento.

Este modelo de cálculo simplificado, para além de não ter em consideração o peso próprio da estrutura e assumir uma distribuição constante dos impulsos activos de terras, despreza os efeitos da interacção solo/estrutura.

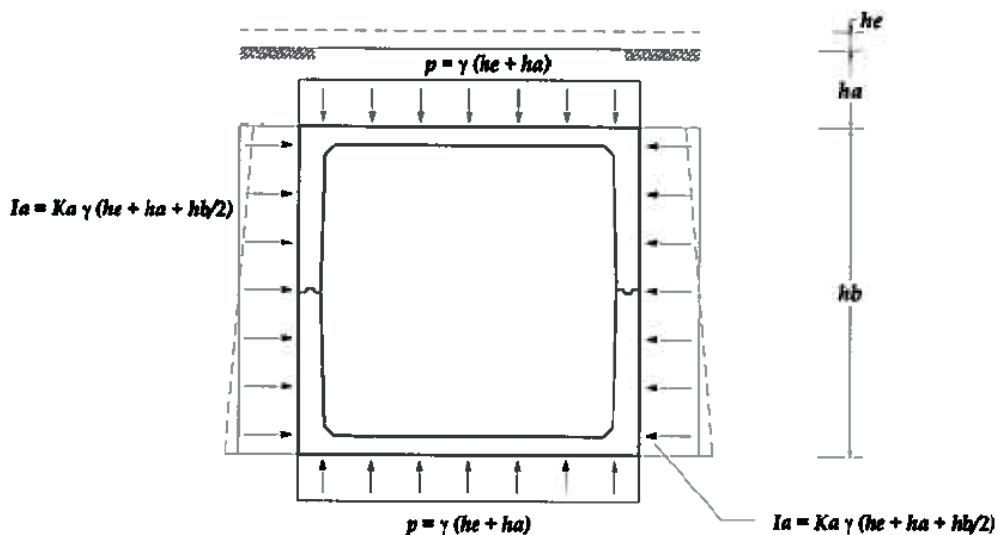


Fig.2.14 – Processo simplificado de análise que considera a BC sujeita a um carregamento simétrico e constante – Processo 1, Sang (2000)

Procurando melhorar a aproximação dos valores dos impulsos de terras sobre os montantes e, fundamentalmente, das tensões normais sobre a travessa inferior da BC (reação do solo de fundação), posteriormente a análise e o dimensionamento das BC passou a ser efectuada através da consideração da estrutura da BC constituindo um pórtico apoiado sobre apoios elásticos (Figura 2.15).

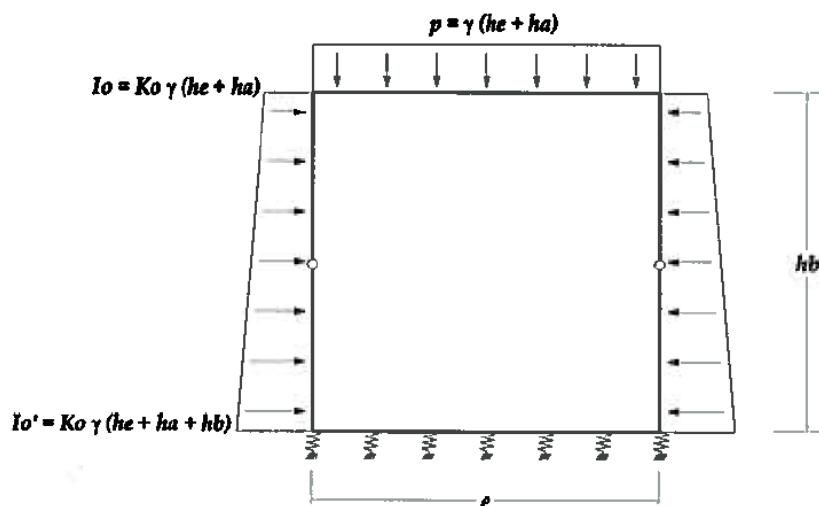


Fig.2.15 – Modelação da estrutura da BC como um pórtico suportado em apoios elásticos – Processo 2, Sang (2000)

Sendo, γ o peso específico do solo, K_o o coeficiente de impulso em repouso, h_a a altura de aterro acima da BC e, hb e e as dimensões médias da BC.

Neste caso, no Processo 2, os impulsos horizontais de terras são assumidos iguais em repouso. As restantes simplificações mantêm-se. Este processo de cálculo, geralmente, é efectuado com auxílio de um programa de cálculo automático de pórticos planos. Curiosamente ainda continua a ser aplicado por muitas empresas pré-fabricadoras. Porém, os efeitos da interacção solo/estrutura e as diferenças substanciais entre a rigidez dos solos e da estrutura da BC continuam a ser desprezados. A tentativa da modelação simplificada destas particularidades do comportamento de BC foi introduzida neste último processo de cálculo através do agravamento das tensões normais sobre a travessa superior da BC por Cardoso (1998). Considera-se uma variação linear das tensões sobre a travessa superior da BC, com o valor mínimo na região central da travessa, e com o valor máximo sobre os montantes (Figura 2.16).

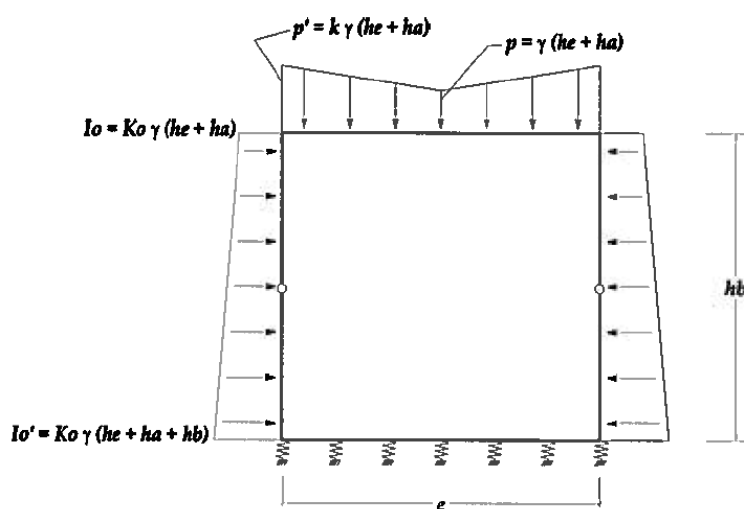


Fig.2.16 – Modelação da estrutura da BC como um pórtico suportado em apoios elásticos, com a acção sobre a travessa superior considerada igual ao peso da coluna de aterro agravada por um factor k – Processo 3, Sang (2000)

O factor de agravamento de tensões k é determinado por extrapolação de resultados de estudos de condutas circulares enterradas, baseadas na teoria de Marston. Contudo as diferenças na geometria entre as peças correlacionadas e nos mecanismos de interacção solo/estrutura verificados nos tubos circulares e nas BC's não permite um correlacionamento com erros desprezáveis.

Num estudo mais recente (Sang, 2000) foi utilizado um modelo numérico com base no método dos elementos finitos que considera a não linearidade das leis constitutivas dos materiais, a existência de descontinuidades associadas às interfaces solo/betão e a simulação do processo construtivo. Após a análise de um conjunto significativo de estruturas com diferentes alturas de aterro foi possível estabelecer uma metodologia que assenta na determinação da rigidez do sistema estrutural Ke , constituído por estrutura e solo envolvente, a partir do qual são definidos cinco parâmetros, $s1$ a $s5$. A Figura 2.17. esquematiza a distribuição proposta desses cinco parâmetros sobre a estrutura enterrada que afectam as pressões geostáticas convencionais.

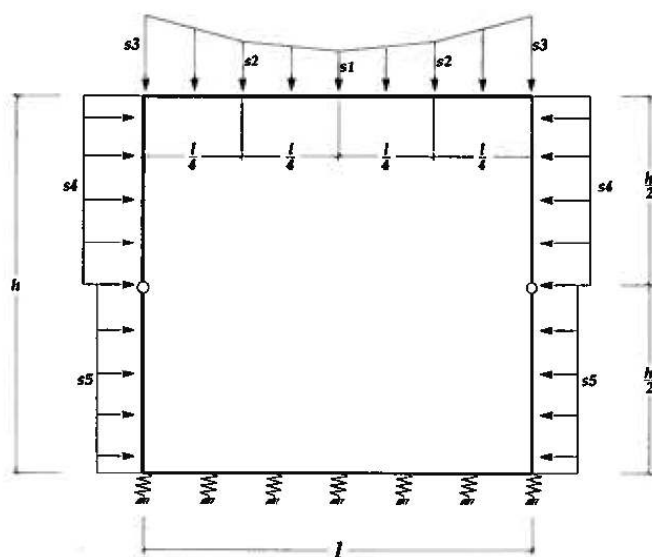


Fig.2.17 – Modelo simplificado de cálculo proposto por Sang (2000) – Processo4

Uma falha que deve ser apontada a esta metodologia apresentada por Sang (2000) está associada à não consideração do incremento das pressões actuantes sobre as travessas inferiores devido a forças tangenciais que se desenvolvem ao longo dos montantes resultante dos deslocamentos relativos entre os blocos laterais de terras e a própria BC, principalmente para as alturas de aterro mais baixas. Tal como na AASHTO as pressões sobre as travessas inferiores estão apenas dependentes da distribuição de pressões sobre as travessas superiores e do peso próprio das BC's (consultar 6.3).

Alguns estudos efectuados já procederam à comparação destes vários processos simplificados de cálculo entre si e com resultados experimentais (Sang, 2000 e Figueiras *et al*, 2001). Uma das conclusões comuns a estes estudos prende-se com o facto do processo 1 não ser representativo da realidade, conduzindo a erros considerados relativamente elevados, em alguns casos de sobredimensionamento, e noutros casos de subdimensionamento.

Outras metodologias para o dimensionamento de BC's podem ser encontradas noutros estudos. Uma boa compilação dessas metodologias pode ser encontrada num artigo de Bennett (2005). Mais recentemente, Plumey (2007) propôs uma metodologia simplificada para o dimensionamento à rotura

de estruturas enterradas do tipo “cut and cover” que entra em consideração com a ductilidade associada ao mecanismo de rotura da estrutura de betão na quantificação da altura máxima de terras.

Na regulamentação internacional é possível encontrar algumas recomendações acerca de metodologias para o dimensionamento de BC's. Merecem especial relevo as disposições da AASHTO (2002), que são expostas adiante em 6.3. durante a comparação das considerações desta normativa com os resultados obtidos no estudo paramétrico. Estas disposições são baseadas na teoria de Marston-Sprangler, que recomendam a multiplicação do diagrama de pressões sobre a travessa superior por um factor de interacção dependente das condições de instalação.

A nível europeu são de referir as Standard Specifications da Box Culvert Association que foram desenvolvidas para a aplicação concomitante com as normas British Standard (BS 8110 e BS 5400). Estas especificações são relativas a Box Culverts pré-fabricadas em betão armado cujas dimensões interiores não ultrapassam os $6.0 \times 3.0 \text{ m}^2$, largura e altura respectivamente. Uma das vertentes destas recomendações associa-se com a definição do valor característico e de cálculo das cargas verticais e horizontais exercidas sobre as BC's. Ao nível das cargas verticais devidas ao aterro recomendam a multiplicação do peso das terras sobre a travessa por um factor de valor 1.1 para o dimensionamento segundo a BS 8110 e por 1.15 no caso da BS 5400. A multiplicação por este factor pressupõe a obtenção de um valor máximo característico, contudo também consideram um valor mínimo que simplesmente corresponde ao peso das terras. Para o peso específico das terras recomendam 19 kN/m^3 . Relativamente aos valores característicos dos impulsos horizontais sobre os montantes, para o dimensionamento segundo a BS 8100 deve ser utilizado um coeficiente de impulso de 0.5 para os valores máximos e 0.25 para os valores mínimos. No caso da BS 5400 um máximo de 0.6 e um mínimo de 0.2 devem ser tidos em conta. O impulso horizontal aplicado no ponto de altura média do montante deve ser generalizado de forma uniforme e constante para toda a altura do montante. O esquema de cálculo aplicado é desta forma similar ao ilustrado na Figura 2.14. É assim perceptível que estas recomendações admitem vários pares de combinações de cargas verticais e horizontais que serão tidas em conta no dimensionamento de BC's aos estados limites de serviço e último, e que não estão dependentes das condições de instalação como as disposições da AASHTO.

3

MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISE NÃO LINEAR DE PROBLEMAS PLANOS

3.1. INTRODUÇÃO

No seguimento do que se expôs no capítulo anterior é perceptível e assumido que a quantificação das acções devidas às camadas sucessivas de aterro constitui um processo de significativa complexidade. De facto os modelos simplificados de cálculo apresentam limitações na integração de determinados factores que condicionam a acção das terras sobre a estrutura. Aspectos como a rigidez da estrutura e do solo, a resistência ao corte do solo de aterro, deformabilidade da fundação, processo construtivo, existência de descontinuidades, entre outros, que condicionam o desenvolvimento de mecanismos de transferência e migração de tensões por efeito de arco levam a que a distribuição e a resultante das pressões de terras exercidas sobre a estrutura seja de difícil estimativa.

Assim para uma análise mais realista do comportamento estrutural de BC's é recomendada a aplicação de um modelo numérico mais robusto que permita simular não só a estrutura de betão mas também o solo envolvente, considerando o faseamento construtivo inerente a este tipo de obras e o comportamento não linear dos materiais. Entre os métodos numéricos correntemente aplicados na análise de estruturas, o Método dos Elementos Finitos revela-se o mais versátil e recomendável para simular os procedimentos referidos e as particularidades características das obras de passagens inferiores, sendo adoptado neste trabalho.

Dentro do vasto leque de programas de cálculo automático de elementos finitos existentes seleccionou-se o programa DIANA-9.2 (Witte 2007) pelas suas potentes capacidades nos campos do betão e do solo onde modelos robustos destes materiais são disponibilizados. A resolução dos problemas iterativos não lineares foi efectuada pelo método de Newton-Rapshon cuja solução convergida foi obtida por um balanço de forças com uma tolerância máxima de 0.01.

3.2. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

3.2.1. APRESENTAÇÃO DO MODELO

O modelo numérico utilizado é um modelo de elementos finitos que se baseia na discretização do meio contínuo num número finito de elementos e na determinação dos deslocamentos dos nós da estrutura discretizada obtendo-se, assim, uma aproximação do estado de deformação da estrutura, o que permite a determinação dos esforços nela mobilizados.

A estrutura objecto do presente estudo é constituída por uma Box Culvert pré-fabricada em betão armado e pelo aterro envolvente constituído por solo tipo arenoso. A sua análise é realizada de acordo com os pressupostos dos problemas de estados planos de tensão para a estrutura de betão armado e de estados planos de deformação para o solo envolvente. Estas considerações resultam do facto da estrutura de betão armado apresentar um comprimento relativamente reduzido, dada a existência de juntas entre as peças justapostas longitudinalmente, e o solo envolvente apresentar um comprimento significativo segundo a normal ao plano de carga. Como se trata de um problema em estado plano a discretização da estrutura é efectuada através de elementos triangulares ou quadráticos, sendo adoptados neste trabalho elementos isoparamétricos quadráticos de oito nós e triangulares de seis nós da família de Serendipity.

Entre os elementos de solo e os elementos de betão que constituem a BC foram colocados elementos de interface para reproduzir o carácter friccional destas descontinuidades, com interacção devido aos deslocamentos relativos entre os dois materiais em contacto de diferentes géneses. Para estes elementos de interface sem espessura utilizaram-se elementos de seis nós para uma melhor adaptabilidade aos elementos quadráticos de Serendipity.

A malha de elementos finitos adoptada, apresentada na Figura 3.2, teve em conta um eixo de simetria vertical e promoveu a divisão das terras envolventes, incluindo a fundação, em distintas partes com as dimensões referidas na seguinte Figura 3.1. Esta divisão, cujas dimensões podem ser facilmente alteradas na geração da malha, permite a aplicação de características de solo variadas em distintas zonas do aterro facilitando o estudo paramétrico.

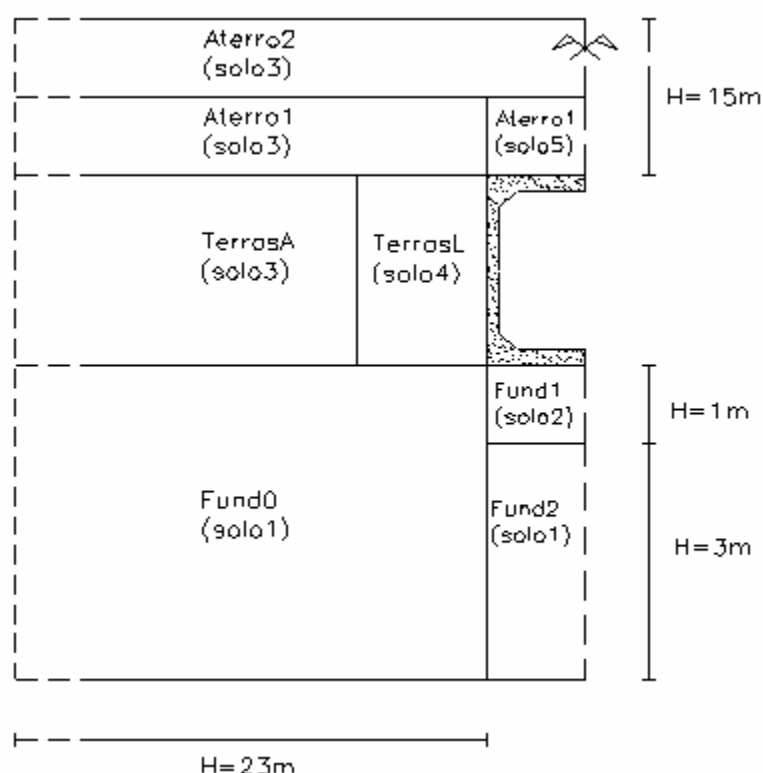


Fig.3.1 – Divisão das terras envolventes à BC

Relativamente à fundação estabeleceu-se uma espessura total de 4 metros e no caso da extensão lateral do aterro admitiu-se uma largura total de 23 metros, de forma a garantir uma independência total das pressões de terras sobre a BC das dimensões utilizadas na modelação do problema em questão e assim simular o mais próximo da realidade a integração de uma BC num aterro sobre um terreno, não propriamente rígido. Quanto às camadas de terras laterais e às camadas de aterro sobre a BC estas foram modeladas de uma forma progressiva e cumulativa para retratar o faseamento construtivo. A altura máxima de aterro modelada corresponde aos 15 metros, contudo foram consideradas alturas de aterro equivalentes adicionais através do incremento do peso específico do solo da última camada modelada.

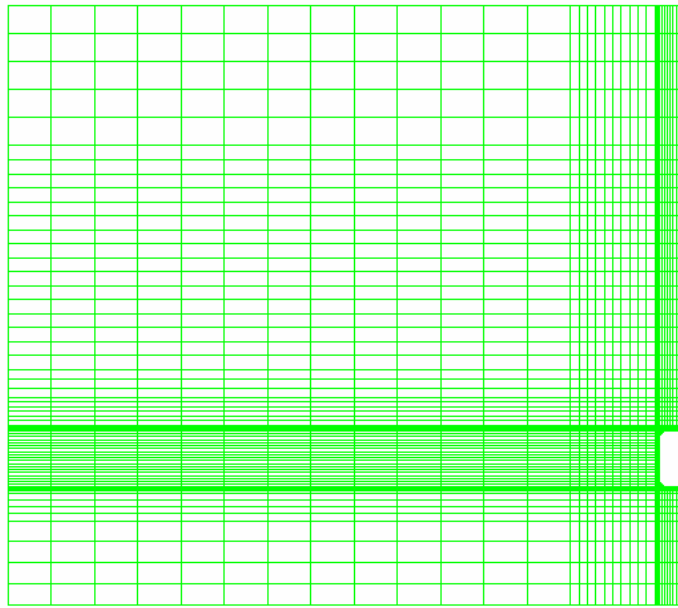


Fig.3.2 – Vista geral da malha de elementos finitos aplicada

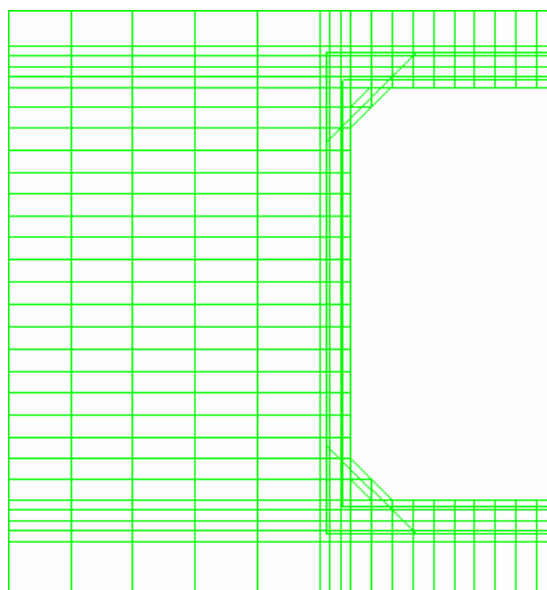


Fig.3.3 – Detalhe da malha de elementos finitos aplicada na zona da BC

Foram aplicados apoios duplos na base do modelo e apoios simples em todos os nós associados às condições fronteira do modelo utilizado e em todos os nós situados no plano de simetria vertical.

Por fim, relativamente à modelação das armaduras adoptou-se uma formulação baseada no embeimento dos elementos da armadura nos do betão, ou seja, os deslocamentos nodais dos elementos da armadura são interpolados dos deslocamentos dos elementos do betão nos quais as armaduras estão embutidas.

3.2.2. MODELAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O faseamento construtivo de BC's consiste essencialmente na abertura da vala, colocação das peças que constituem a BC e posterior execução dos aterros laterais e superior. Na fase inicial são atribuídas ao maciço terroso as tensões geostáticas para simular um maciço terroso intacto ($\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0 \gamma h$) e à medida que vai sendo considerada a execução das sucessivas camadas de aterro deve ser simulada a evolução da compactação (melhoramento da compactação) das referidas camadas de aterro com o decurso da obra. Após a execução da última camada de aterro deve ser simulada a acção correspondente ao peso dos veículos. A deposição de cada uma das camadas de aterro compreende três fases distintas (Figura 3.4):

1. Imposição das forças equivalentes à acção geostática da nova camada de aterro. As camadas de aterro subjacentes assim como a BC deformam-se sob a acção das forças aplicadas.
2. Fixação dos nós com os quais a nova camada de aterro vai contactar e retirada do sistema de forças. Iniciação dos elementos correspondentes à nova camada de aterro com um estado de tensão correspondente ao estado de tensão em repouso. As reacções nos apoios são nulas pois o sistema de forças que foi removido é equivalente à acção da camada de terras agora inicializada.
3. Retirada dos apoios. A estrutura não se deforma pois as reacções são nulas.

Através deste procedimento é possível modelar a deposição de sucessivas camadas de aterro e o historial de tensões do solo. Quando uma camada de aterro é colocada assume-se que só após a compactação é que a camada adquire propriedades mecânicas. Desta forma o seu estado de tensão é equivalente ao estado de tensão em repouso. No entanto, as camadas subjacentes e a BC deformam-se devido à acção geostática da nova camada, e consequentemente o seu estado de tensão evolui.

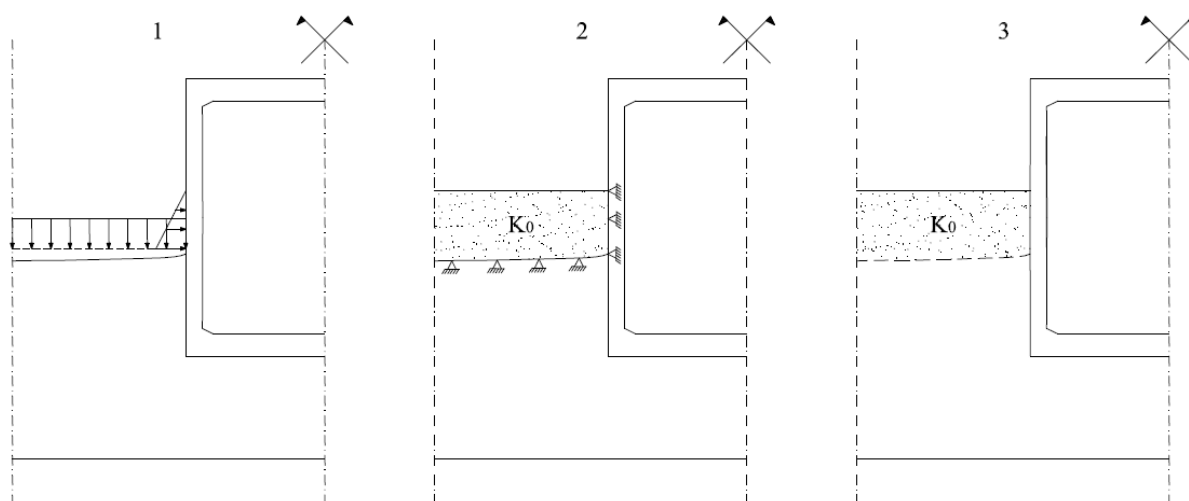


Fig.3.4 – Modelação de uma camada de aterro, Pimentel *et al* (2008a)

Assim além da fase inicial e da fase em que é colocada a BC existem mais $3n$ fases em que “n” é o número de camadas de aterro. Cada nova camada de aterro lateral assume uma espessura aproximadamente de 0.5 metros enquanto que cada nova camada superior uma espessura de 1 metro. Convém relembrar que a altura máxima de aterro modelada sobre a BC corresponde aos 15 metros (15 camadas de aterro superior) e que foram consideradas alturas de aterro equivalentes adicionais através do incremento do peso específico do solo da última camada modelada. Além destas 15 camadas ainda existem 5 camadas de aterro lateral. Desta forma caso se pretenda modelar um aterro sobre a BC de 16 metros é necessário proceder à modelação em $1+1+3.(5+15)+1 = 63$ fases

Com a modelação do referido faseamento construtivo pretende-se acompanhar a resposta estrutural nas mais diversas fases de construção da obra, de modo a garantir que a resposta estrutural determinada para a fase correspondente à execução completa da obra apresente uma aproximação razoável à resposta estrutural verificada na prática. O acompanhamento da interacção solo envolvente/BC durante o faseamento construtivo permite idealizar o processo de redistribuição de tensões sobre a BC verificada após a execução da obra. Esta análise também possibilita melhor percepção sobre as técnicas de construção que permitem uma redistribuição de esforços sobre a BC conducentes a soluções mais económicas.

3.2.3. PARTICULARIDADES DAS REGIÕES CRÍTICAS

Na presente modelação existem algumas regiões críticas associadas às zonas dos cantos da BC. Nos cantos desenvolvem-se singularidades de deslocamentos (pontos em que as tensões e os deslocamentos não são únicos) e distorções importantes. A primeira solução na modelação destas zonas, sem ter em conta a singularidade dos cantos, é simplesmente conectar os dois elementos de interface que constituem o canto através de dois nós em comum, como ilustrado na Figura 3.5, que definem, simultaneamente, os deslocamentos relativos dos elementos de interface vertical e horizontal. Esta particularidade introduz uma interdependência entre as tensões tangenciais e normais dos dois elementos referidos, o que não se verifica na prática, Sang (2000). Assim convém ter especial atenção na discretização destas zonas críticas.

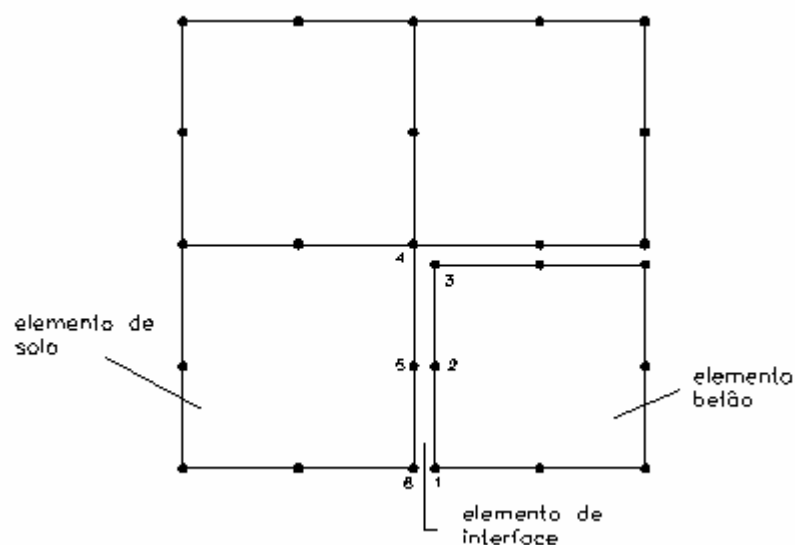


Fig.3.5 – Pormenor dos elementos de interfaces que identificam os cantos de BC's

No presente trabalho a discretização proposta é simulada através do prolongamento dos elementos de interface até às fronteiras do modelo (Figura 3.6). Na intersecção destes elementos de interface, situada na zona dos cantos, admitiram-se elementos sem quaisquer propriedades. Este prolongamento dos elementos de interface gera, além de interfaces entre os elementos de solo e os elementos de betão, interfaces entre os próprios elementos de solo. Desta forma foram admitidos dois tipos de interfaces, friccionais e elásticas, que serão caracterizadas adiante em 3.3.5.

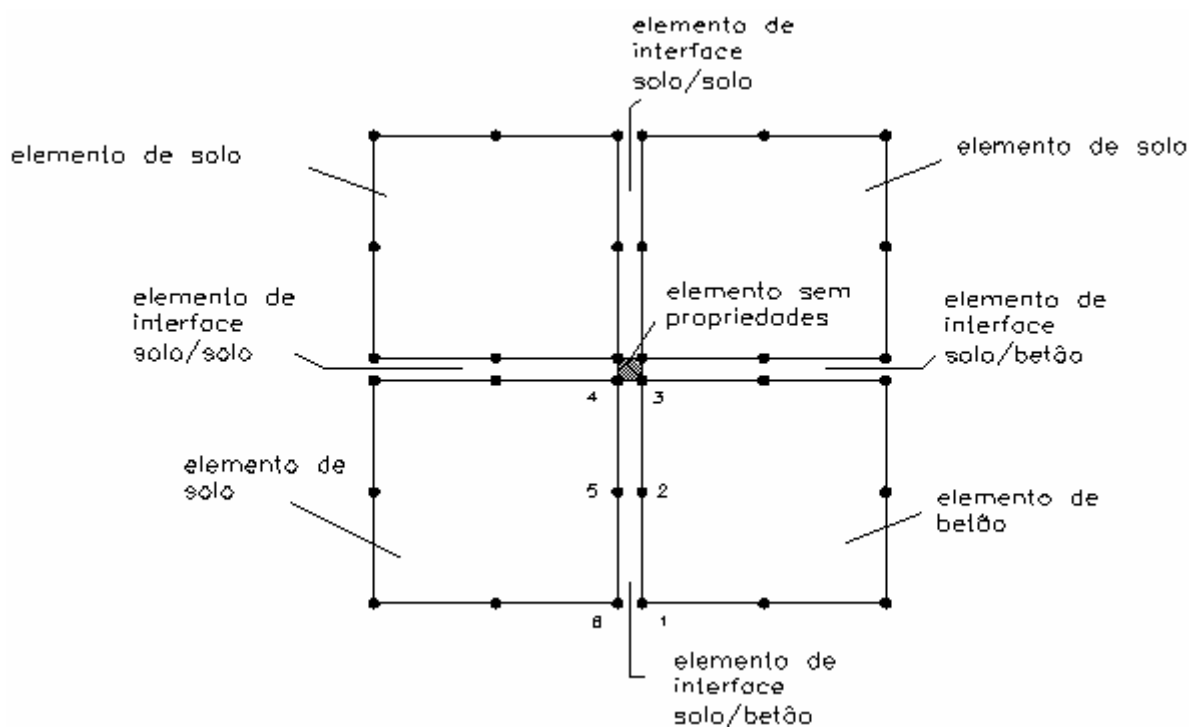


Fig.3.6 – Pormenor da discretização da região dos cantos adoptada

3.3. RELAÇÃO CONSTITUTIVA DOS MATERIAIS APLICADOS NO MODELO NUMÉRICO APLICADO

3.3.1. GENERALIDADES

O sistema estrutural em estudo é constituído pela estrutura em betão armado (BC) e pelo terreno envolvente (solo). Assim sendo, o modelo numérico para a sua análise deve considerar a modelação não linear material do betão, das armaduras ordinárias, dos solos e da interface que permita simular a inexistência de uma ligação positiva entre o solo envolvente e a BC.

Os aspectos essenciais a considerar na modelação dos materiais resultam da identificação dos modos de rotura fundamentais e da idealização do comportamento deformacional característico dos materiais nos estados pré e pós-rotura.

3.3.2. BETÃO

Para o betão distinguem-se dois tipos de rotura: por tracção e por compressão. A rotura por tracção determina a identificação do betão como um material fendilhado enquanto que a rotura por compressão é associada ao esmagamento do betão por esgotamento da respectiva capacidade deformacional, Sang (2000).

Portanto, na definição das relações constitutivas do betão são consideradas três situações distintas: betão não fendilhado; betão fendilhado e betão esmagado ou desagregado.

No presente trabalho é usado um modelo constitutivo para o betão baseado em extensões totais que descreve o comportamento em tracção e em compressão do betão através de uma relação tensão/extensão não linear. Adicionalmente este modelo caracteriza-se por ser um modelo de fissuração pois admite uma resposta do material mesmo após a formação de fendas em tracção e porque descreve o esmagamento do betão em compressão dentro do mesmo conceito aplicado para o betão em tracção. Também estabelece mudanças no comportamento do betão ao corte quando este está fendilhado. Dentro deste modelo por sua vez ainda existem duas variantes, sendo elegida a correspondente ao conceito de relações tensões/extensões avaliadas num sistema fixo de coordenadas estabelecido na fissuração, ou seja, as tensões são avaliadas segundo as direcções das fendas que se mantêm fixas ao longo de todo o processo de carga, independentemente das modificações ocorridas nas direcções das extensões principais. Por estas razões é designado internacionalmente por “Total Strain Fixed crack model”, Witte, Kikstra (2007).

Todos os parâmetros do modelo aplicado para o betão foram determinados de acordo com as disposições propostas no MC90, CEB (1993).

3.3.2.1. Betão à compressão

A rotura do betão por compressão, associada ao desenvolvimento de numerosas fendas de reduzidas dimensões, é um fenómeno controlado pela capacidade deformacional, traduzindo-se a sua ocorrência na perda total da rigidez e da sua capacidade de absorção de esforços.

Para o betão à compressão, como foi acima mencionado, adopta-se um modelo do tipo “Total Strain Fixed crack model” cuja função não linear tensão/extensão é definida por uma curva parabólica baseada na energia de fractura proposta por Feenstra (1993). Tanto a curva de endurecimento uniaxial de compressão, ramo ascendente, como o ramo de amolecimento após a tensão de pico, ramo descendente, são definidos pela função parabólica ilustrada na Figura 3.7.

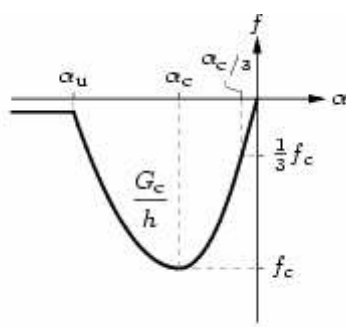


Fig.3.7 – Curva parabólica de compressão do betão, Witte, Kikstra (2007)

A energia de fractura, G_C , e largura de domínio da fissura, h , governam a parte de amolecimento da curva.

Este modelo também permite simular a influência do confinamento lateral e da fissuração lateral no comportamento do betão em compressão. No entanto no presente trabalho é desprezada a redução da resistência devido à fissuração lateral admitindo-se apenas o incremento da resistência e da ductilidade do betão em compressão devido ao confinamento lateral. Este incremento no modelo adoptado é definido pela superfície de rotura de Hsieh-Ting-Chen, (Chen (1982); Witte, Kikstra (2005)). Note-se que pelo facto dos elementos de betão estarem perante um estado plano de tensão esta superfície de rotura corresponde à envolvente de rotura biaxial do betão.

A superfície de rotura Hsieh-Ting-Chen envolve quatro parâmetros:

$$f(I_1, J_2) = A \frac{J_2}{f_c^2} + B \frac{\sqrt{J_2}}{f_c} + C \frac{f_{c1}}{f_c} + D \frac{I_1}{f_c} - 1 = 0 \quad (3.1)$$

$$f_{c1} = \max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$$

Os parâmetros A, B, C e D são constantes adimensionais do material determinadas através de 3 ensaios de rotura do betão (tracção uniaxial, compressão uniaxial e biaxial) em conjunto com 1 ensaio de compressão triaxial.

$$\begin{aligned} \text{tracção uniaxial : } & \sigma_1 = f_t, \quad \sigma_2 = \sigma_3 = 0; \\ \text{compressão uniaxial : } & \sigma_1 = \sigma_2 = 0, \quad \sigma_3 = -f_c; \\ \text{compressão biaxial : } & \sigma_1 = 0, \quad \sigma_2 = \sigma_3 = -f_{bc}; \\ \text{compressão triaxial confinada : } & \sigma_1 = \sigma_2 = -f_{pc}, \quad \sigma_3 = -f_{cc} \end{aligned} \quad (3.2)$$

Assumindo-se as relações entre as resistências: $f_t = 0.10f_c$, $f_{bc} = 1.15f_c$, $f_{pc} = 0.80f_c$, $f_{cc} = 4.2f_c$, determinaram-se as constantes do material: $A = 2.0108$; $B = 0.9714$; $C = 9.1412$; $D = 0.2312$. Sendo f_c a resistência do betão à compressão uniaxial, f_t a resistência do betão à tracção uniaxial, f_{bc} a resistência do betão à compressão biaxial, f_{cc} a resistência do betão à compressão triaxial e f_{pc} a tensão de confinamento lateral, Oliveira (2001).

A superfície de rotura é particularizada à de Von Mises se as constantes A, C e D forem tomadas como nulas, e à de Drucker-Prager quando A e D se anulam, Oliveira (2001). Na figura seguinte será efectuada uma comparação ilustrativa entre vários critérios de rotura incluindo o de Hsieh-Ting-Chen. Em 4.2.1.6. será retomado este tema.

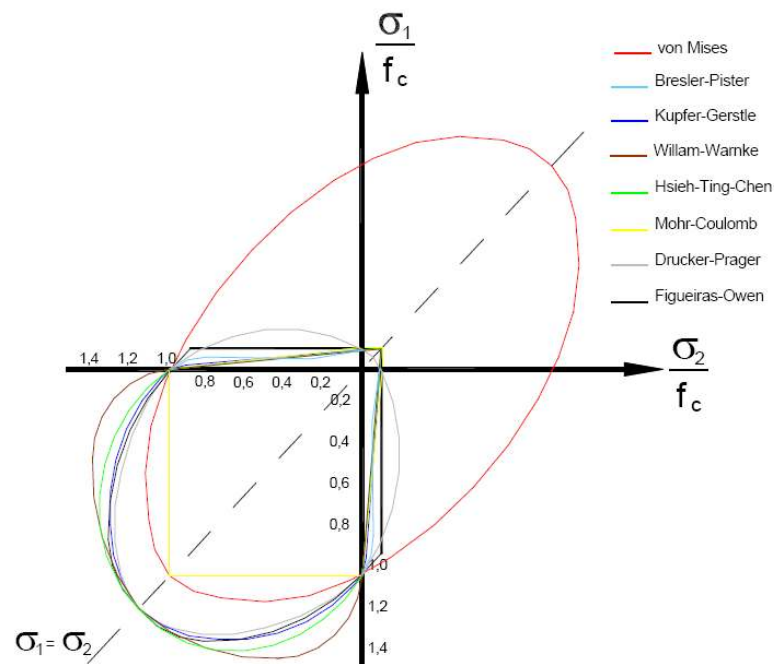


Fig.3.8 – Critérios de rotura, comparação ilustrativa, Oliveira (2001)

3.3.2.2. Betão à tracção

Para o betão à tracção, como foi acima mencionado, adopta-se um modelo do tipo “Total Strain Fixed crack model” que assume um comportamento linear elástico até que a respectiva tensão de rotura seja atingida pela tensão principal máxima instalada num dado ponto, originando a formação de uma fenda na direcção perpendicular à direcção da referida tensão principal, transformando-se subsequentemente o betão num material ortotrópico. Admite-se a formação de duas fendas mutuamente ortogonais. Na fase pós fendilhação assume-se um diagrama de amolecimento linear em tracção definido pela energia de fractura, G_F^I , também designado por “linear tension softening diagram” (Figura 3.9). Este modelo foi estendido a todo o betão em tracção, incluindo as zonas próximas das armaduras. Desta forma nenhum conceito de diagrama de retenção de tensões de tracção, “tension stiffening diagrams”, foi aplicado na zona das armaduras.

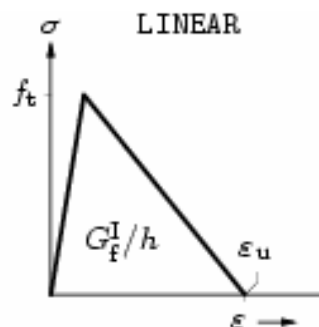


Fig.3.9 – Diagrama de amolecimento linear do betão em tracção, Witte, Kikstra (2007)

Após a formação de uma fissura a rigidez de corte é diminuída em 90%, traduzida através de um coeficiente de retenção da rigidez ao corte, β , constante com valor de 0.1 (Figura 3.10.).

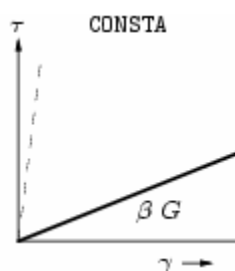


Fig.3.10 – Retenção da rigidez ao corte constante, Witte, Kikstra (2007)

3.3.3. AÇO

No presente trabalho adopta-se para as armaduras uma formulação elastoplástica sem qualquer ramo com endurecimento. Desta forma o diagrama tensão/extensão é caracterizado por um comportamento linear elástico seguido de um patamar de cedência ilimitado definido pela tensão de cedência uniaxial do aço.

3.3.4. SOLO

Os modos de rotura do solo associam-se à sua natureza granular, sendo de destacar a rotura por corte e a sua incapacidade de absorver tensões de tracção.

Existem numerosos factores que condicionam o complexo comportamento dos solos que se devem ter em conta na elaboração dos modelos constitutivos para a sua caracterização, nomeadamente: a não linearidade entre os incrementos de deformações e os incrementos das tensões; a irreversibilidade de uma parcela das deformações; as trajectórias de tensões seguidas durante a história do carregamento; a variação do volume causada pelas tensões de corte (dilatância); a anisotropia, que origina que as mesmas cargas aplicadas em diferentes direcções possam provocar deformações diferentes; a evolução das deformações com o tempo (consolidação), Sang (2000). De facto existem diversos modelos constitutivos complexos que abordam os factores enumerados, nomeadamente os modelos elásticos não lineares que requerem a execução de ensaios de compressão triaxiais. Contudo a escolha de um modelo constitutivo deve compreender dois aspectos fundamentais, mas muitas vezes contraditórios, pois o modelo deverá simular o mais correctamente possível a realidade física, mas deverá ser relativamente simples e não deverá necessitar de muitos parâmetros de entrada sob pena de se tornar proibitivo em termos práticos, Pimentel *et al* (2006b). Desta forma no presente trabalho aplica-se um modelo elasto-plástico sem endurecimento no qual a superfície de cedência é definida através do critério de Mohr-Coulomb, caracterizada pelo ângulo de atrito, ϕ , e pela coesão, c . Na fase elástica a resposta do material foi considerada como linear, sendo determinada pelo coeficiente de Poisson, ν , e pelo módulo de deformabilidade, E . A lei de escoamento plástico adoptada é do tipo não associada, tendo-se considerado nulo o ângulo de dilatância, ψ . Fenómenos de consolidação não são considerados.

A formulação da superfície de cedência de Mohr-Coulomb resulta da extrapolação da relação que identifica a lei proposta por Coulomb (3.3) para a sua aplicação a problemas no espaço tridimensional,

$$\tau = c - \sigma_n \tan \phi \quad (3.3)$$

em que τ representa a tensão tangencial, c a coesão, σ_n a tensão normal e ϕ o ângulo de atrito interno. A equação 3.3. pode reescrever-se, em termos de tensões principais, na forma:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} + \sin \phi \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} = c \cdot \cos \phi \quad (3.4)$$

correspondendo, no espaço das tensões principais, a uma pirâmide de base hexagonal irregular com eixo coincidente com o eixo hidrostático (Figura 3.11), Dias da Silva (1999).

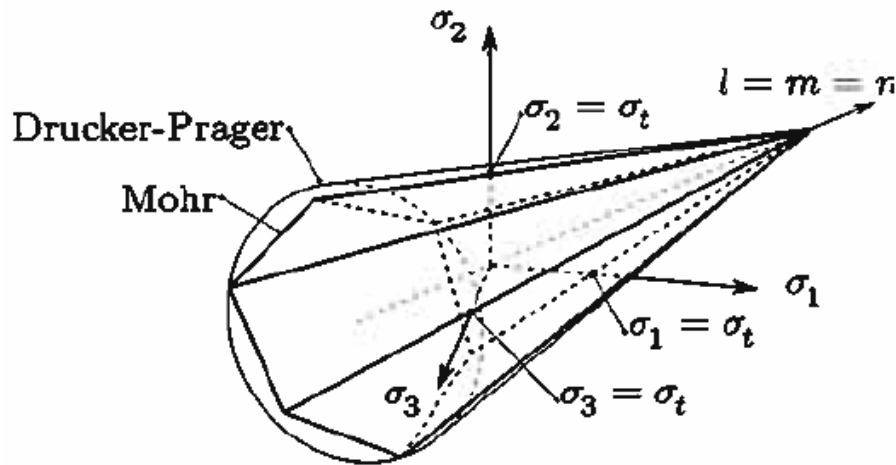


Fig.3.11 – Representação geométrica da superfície de cedência de Mohr-Coulomb, Dias da Silva (1999)

Como o solo no presente estudo foi modelado segundo um estado plano de deformação o problema terá de ser encarado como um caso bidimensional ao nível das extensões, ou seja, uma das extensões principais é nula ($\epsilon_3=0$). Assim a superfície de cedência representada na Figura 3.11 é particularizada para a seguinte figura.

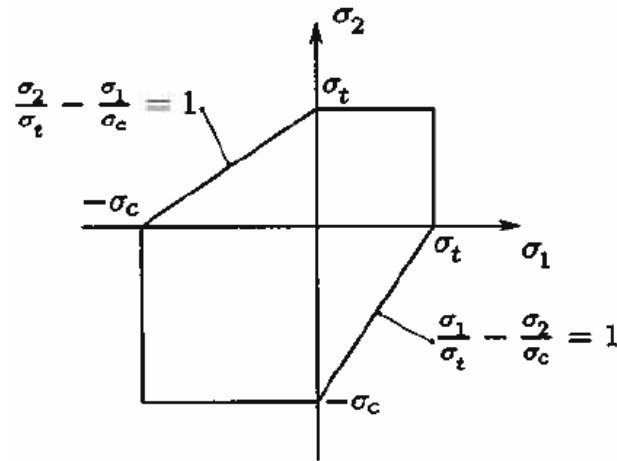


Fig.3.12 – Representação geométrica da superfície de cedência de Mohr-Coulomb no caso bidimensional, Dias da Silva (1999)

Relativamente ao estado inicial de tensão das camadas de solo este é caracterizado pelo peso específico do próprio material granular, γ , pela profundidade da camada em questão, h , e pelo coeficiente de impulso em repouso, K_0 , obtido pela expressão de Jaky (1994):

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (3.5)$$

3.3.5. INTERFACES

Como foi exposto anteriormente em 3.2.3. de forma a resolver a modelação das regiões críticas associadas aos cantos da BC adoptou-se uma solução que gera, além de interfaces entre os elementos de solo e os elementos de betão, interfaces entre os próprios elementos de solo. Estas interfaces caracterizam-se por apresentarem comportamentos distintos.

3.3.5.1. Interfaces friccionais solo/betão

A descontinuidade na interface solo/betão permite a ocorrência de deslocamentos relativos entre a estrutura de betão e o solo envolvente, quer ao longo do plano do alinhamento da interface, quer no respectivo plano normal. Os deslocamentos relativos no plano da interface originam a cedência por corte, enquanto que os deslocamentos relativos no plano normal à interface originam a abertura da interface ou a transmissão de tensões de compressão entre BC e o solo. A cedência por corte é definida pelo critério de cedência de Mohr-Coulomb, daí a caracterização destas interfaces em interfaces friccionais. Fenómenos de dilatância e de endurecimento das interfaces não são considerados levando a uma definição do critério de cedência apenas pela coesão da interface, c_{int} , e pelo ângulo de atrito interno da interface, ϕ_{int} . Estes parâmetros por sua vez estão correlacionados com as características do próprio solo (c e ϕ) podendo ser calculados através das seguintes expressões:

$$\begin{aligned} c_{int} &= A \cdot c; \\ \tan \phi_{int} &= A \cdot \tan \phi \end{aligned} \quad (3.6)$$

O coeficiente A é um factor de redução que cria uma interface solo/estrutura mais frágil do que o solo envolvente ($0.5 < A < 1$).

O carácter friccional das interfaces em questão induz uma dependência da amplitude das forças de corte, resultante dos deslocamentos transversais relativos, nas tensões normais de compressão aí instaladas.

Relativamente às rigidezes das interfaces na direcção normal, D_{nn} , e tangencial, D_{tt} , estas foram definidas de acordo com as recomendações de Van Langen e Vermeer (1991), e de Witte e Hendriks (2007):

$$D_{tt} = \frac{A^2}{t} \frac{E_{solo}}{2(1 + \nu_{solo})}; \quad (3.7)$$

$$D_{nn} = f \times D_{tt}$$

onde A é um factor de redução que, de novo, cria uma interface mais frágil e mais flexível do que o solo envolvente ($0.5 < A < 1$); t é a espessura do elemento de interface (uma grandeza virtual); e f é um factor de multiplicação que permite a obtenção de uma rigidez normal elevada ($10 < f < 100$).

No presente trabalho atribui-se os seguintes valores aos parâmetros mencionados:

- $A = 2/3$;
- $f = 50$;
- $t = 0.001\text{m}$.
- as restantes grandezas são definidas no decurso dos estudos base e paramétrico.

3.3.5.2. Interfaces elásticas solo/solo

Estas interfaces são caracterizadas de uma forma distinta das anteriores pois deseja-se também um comportamento distinto. Pretende-se que garantam uma continuidade perfeita entre as respectivas camadas de solo e desta forma não assumam a possibilidade de deslocamentos relativos. Assim definem-se no presente trabalho interfaces não friccionais apenas caracterizadas pela sua rigidez na direcção normal, D_{nn} , e tangencial, D_{tt} , daí a designação de interfaces elásticas. As rigidezes devem ser as mais elevadas possíveis de forma a garantir a continuidade desejada contudo é necessário estabelecer um limite de forma a evitar problemas numéricos. Foram executados alguns cálculos de forma a apurar um equilíbrio, destacando-se as seguintes expressões baseadas nas expressões 3.7 para as interfaces friccionais. As grandezas obtidas foram adoptadas como constantes para todo o estudo paramétrico (ver Quadro 5.2 do Capítulo 5).

$$D_{tt} = 100 \times \frac{E_{solo}}{2 \times t} = 100 \times \frac{100 \times 10^6}{2 \times 0.001} = 5 \times 10^{12}; \quad (3.8)$$

$$D_{nn} = f \times D_{tt} = 50 \times D_{tt} = 2.5 \times 10^6$$

3.4. VALIDAÇÃO/CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO APLICADO

Apenas uma breve nota será efectuada sobre o tema da validação do modelo numérico aplicado, anteriormente descrito e caracterizado, pois no presente trabalho a validação através da confrontação dos resultados numéricos com resultados experimentais não foi realizada. No entanto convém esclarecer que o modelo aplicado já foi utilizado em estudos anteriores, (Pimentel *et al* 2006a, 2006b, 2008a, 2008b) que por sua vez o validaram através da comparação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos de uma BC instrumentada pelo LABEST/FEUP, Figueiras *et al* (2001).

A obra instrumentada foi uma passagem hidráulica de uma auto-estrada materializada por BC's idênticas às ilustradas na Figura 4.5 do Capítulo 4, no qual se mediu em diversos pontos de uma secção transversal as deformações no betão e as pressões impostas pelo material de aterro. O plano de observação compreendeu também a medição de deformações nos varões de aço e medição de temperaturas ambiente no interior da BC e no interior do aterro. Nas Figuras 3.13, 3.14 e 3.15 apresenta-se um esquema da localização das células de pressão e dos extensómetros, e uma fotografia da secção instrumentada, respectivamente.

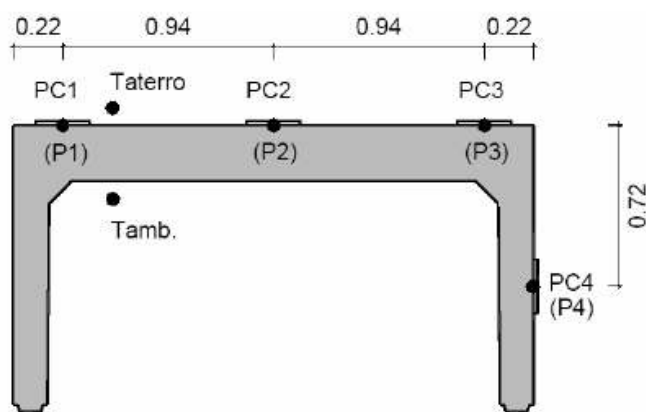


Fig.3.13 – Esquema ilustrativo do posicionamento das células de carga, Pimentel *et al* (2006a)

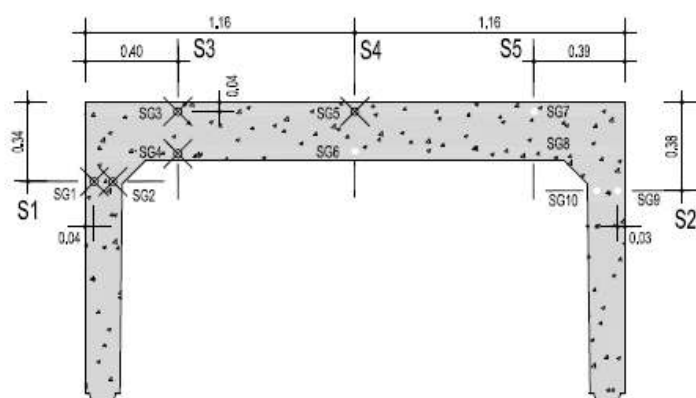


Fig.3.14 – Esquema ilustrativo do posicionamento dos extensómetros, Pimentel *et al* (2008a)



Fig.3.15 – Aspecto global das células de carga, Pimentel *et al* (2006a)

A validação nos estudos mencionados centrou-se na análise da evolução das pressões de terras e das extensões no betão, e na sua reprodução pelo modelo numérico. Também se confrontou o padrão de fendilhação calculado com o observado no interior da BC no final da construção. O modelo de cálculo conseguiu reproduzir de uma forma satisfatória a realidade observada em obra.

Por fim é necessário referir que embora não se tivesse efectuado, no presente trabalho, uma validação através de ensaios experimentais procedeu-se a uma comparação dos resultados numéricos deste trabalho com resultados igualmente numéricos de estudos que aplicaram o mesmo modelo validado para problemas semelhantes mas com BC's ligeiramente diferentes (ver 6.4.1). Tal comparação permitirá validar os resultados na perspectiva da tendência de evolução do comportamento da BC e das respectivas distribuições de pressões com as sucessivas camadas de aterro.

4

ESTUDO BASE PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BOX CULVERTS

4.1. INTRODUÇÃO

4.1.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO BASE

O estudo base apenas tem significado como tal quando se procede a uma análise paramétrica, tal como aquela que será descrita e interpretada no Capítulo 5. De facto o estudo base consiste numa análise baseada em determinados parâmetros de referência que caracterizam o cenário admitido como o mais próximo da realidade. Este estudo de referência surge então como um “porto de abrigo” a todas as futuras análises paramétricas efectuadas, na perspectiva de permitir uma comparação e avaliação da importância da alteração de determinados parâmetros de forma isolada.

No presente problema, relativo ao sistema Solo/BoxCulvert e respectiva interacção, estas condições de referência dizem respeito, como é natural, às características da Box Culvert, do solo envolvente e das respectivas interfaces que se admitem à partida como aquelas que se aproximam mais das condições reais do problema, nomeadamente às condições associadas à fundação, às terras laterais e aterro, e relativamente às BC's às condições de dimensionamento aplicadas pelas empresas que as comercializam.

Na dissertação em curso o estudo base será correntemente identificado por análise A1.

4.1.2. BOX CULVERT E CONDIÇÕES ENVOLVENTES ADAPTADOS PARA O ESTUDO BASE

4.1.2.1. Box Culvert

A Box Culvert adoptada para o estudo base foi a designada BC 2x2 fabricada pela empresa de artefactos de betão BETAFIEL com a geometria descrita no catálogo da própria empresa, ver Anexo A4.1., dimensionada para uma altura de aterro de 10m.

É necessário realçar que o dimensionamento desta BC não foi efectuado no âmbito desta dissertação, sendo adoptado o esquema de armaduras de um trabalho anterior, Pimentel *et al* (2006b), que incidiu na mesma estrutura, para a mesma altura de aterro, segundo o método utilizado pelo departamento técnico da BETAFIEL, cujo modelo de análise se enquadra nos modelos simplistas e correntes descritos no sub-Capítulo 2.4.

A Box Culvert em questão será correntemente identificada no presente trabalho por BC2-10.

Em seguida apresentam-se as figuras relativas à geometria e respectivo detalhe de armadura longitudinal, valores por metro de desenvolvimento, da BC2-10.

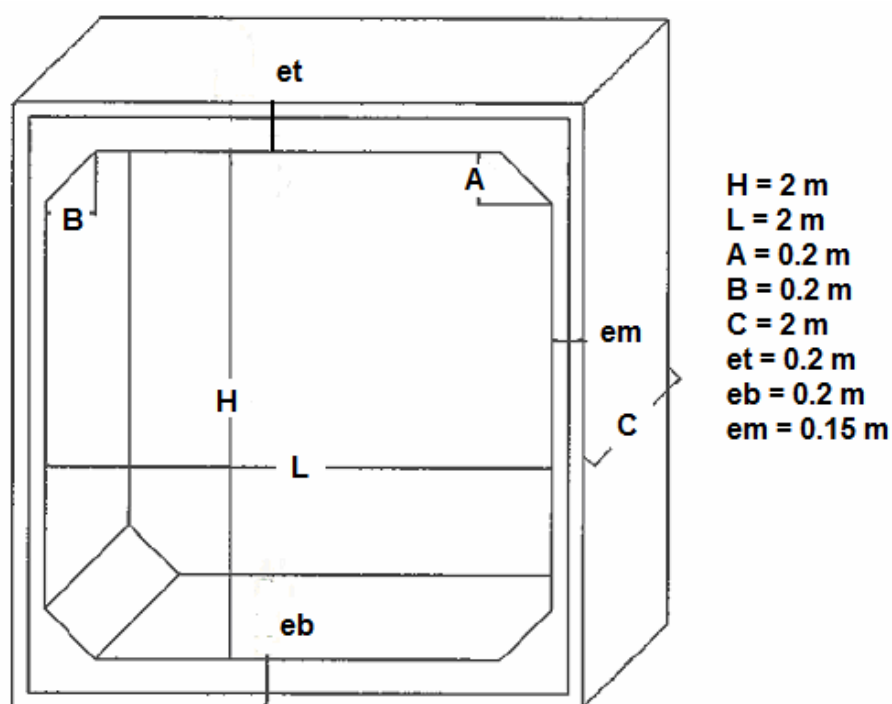


Fig.4.1 – Geometria da BC 2x2 da BETAFIEL

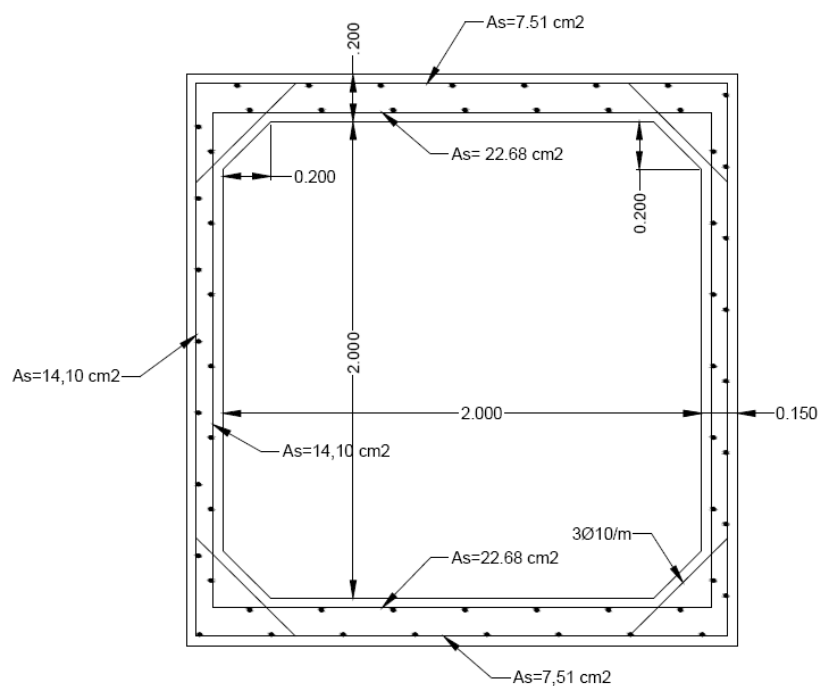


Fig.4.2 – Geometria e detalhe de armaduras da BC2-10 por metro de desenvolvimento, Pimentel *et al* (2006b)

Relativamente ao tipo de materiais utilizados neste estudo base, destaca-se o betão da classe C30/37 e o aço da classe A500, cujos parâmetros mecânicos se retiraram do Eurocódigo2, CEN. (2004), adoptando-se os valores característicos. Convém realçar que o valor do módulo de elasticidade do betão aplicado não foi o regulamentar mas sim um ligeiramente inferior, algo que não condiciona os resultados obtidos.

Tendo em conta o modelo de betão considerado, “Total Strain Fixed crack model”, e os diagramas de amolecimento após a tensão de pico baseados nas energias de fractura, expostos de forma detalhada em 3.3., é necessário também especificar os parâmetros G_C no caso do betão à compressão, G_F^I no caso do betão à tracção e o parâmetro associado à largura de domínio da fissura, h , designado na terminologia internacional por “crack bandwith”. Os valores destes parâmetros resultaram de uma discussão com os orientadores tendo em conta os correntemente aplicados e os obtidos na calibração do modelo numérico em questão.

Em seguida serão apresentados todos os valores utilizados no estudo base relativamente ao Betão e Aço, respectivamente:

- $f_{ck} = 30$ MPa;
- $f_{ctm} = 2.9$ MPa;
- $E_{cm} = 31$ GPa;
- $\nu_c = 0$;
- $\gamma_c = 25$ kN/m³;
- $G_F^I = 100$ MN.m/m²;
- $h = 0.075$ m;
- $G_C = 12500$ MN.m/m²;
- $E_s = 200$ GPa;
- $f_{syk} = 500$ MPa.

4.1.2.2. Solo

Relativamente ao solo a característica mais significativa está associada ao módulo de elasticidade do mesmo, visto este ser um dos parâmetros de maior susceptibilidade de incerteza quanto ao adoptado e daí analisada a sua influência em várias análises paramétricas. Tal depende consideravelmente do grau de compactação do aterro e do estado de tensões resultante da sucessiva sobreposição de camadas de aterro.

Para o estudo base admitiu-se um valor idêntico global de 100 MPa para todo o solo envolvente da BC, ou seja, fundação, terras laterais e aterro superior. Este valor foi considerado o mais consensual de forma a se poder manter o mesmo valor do módulo de elasticidade ao longo de toda a execução do aterro. Note-se que, tendo em conta o modelo elasto-plástico adoptado para o solo, não é admitida a não linearidade elástica do solo.

Todos os valores adoptados baseiam-se em estudos relativos a BC's efectuados anteriormente por investigadores do LABEST/FEUP, na medida em que o presente trabalho vem no seguimento dos mesmos como mencionado na introdução.

Em seguida serão apresentados todos os valores utilizados no estudo base relativamente ao solo:

- $\phi = 30^\circ$;
- $\psi = 0^\circ$;
- $c = 10 \text{ kPa}$;
- $E_{\text{solo}} = 100 \text{ MPa}$;
- $\nu_{\text{solo}} = 0.3$;
- $\gamma_{\text{solo}} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $K_\theta = 1 - \sin \phi = 0.5$.

4.1.2.3. Interfaces

Como foi explicado em 3.3.5. as grandezas caracterizadoras das interfaces são directamente condicionadas pelas grandezas adoptadas para o solo, embora para as designadas interfaces elásticas se admitam valores constantes para todas as análises. Mesmo assim este valor esteve condicionado pelos 100 MPa do módulo de elasticidade do corrente estudo base.

Em seguida serão apresentados todos os valores utilizados no estudo base relativamente às interfaces elásticas e friccionais, cuja localização no sistema em análise pode ser consultada na Figura 5.1 do Capítulo 5.

Interfaces elásticas – Interf 1, Interf 3, Interf 5, Interf 7:

- $D_{tt} = 5.0 \text{ E+12 MPa/m}$;
- $D_{nn} = 2.5 \text{ E+14 MPa/m}$.

Interfaces friccionais – Interf 2, Interf 4, Interf 6:

- $D_{tt} = 1.71 \text{ E+10 MPa/m}$;
- $D_{nn} = 8.55 \text{ E+11 MPa/m}$.

4.1.3. JUSTIFICAÇÃO DA ADAPTAÇÃO DAS CONDIÇÕES REFERIDAS

A selecção da Box Culvert BC 2x2 da BETAFIEL dimensionada para um aterro de 10m não foi aleatória, apoiando-se em três vectores principais.

Em primeiro lugar procurou-se eleger uma BC real, ou seja, que fosse comercializada para que os resultados do estudo fossem produtivos ao nível das empresas fabricantes. A este nível tinha-se basicamente duas soluções ou adoptar um modelo da MAPREL (com rótulas) ou da BETAFIEL (sem rótulas).

Como estudos anteriores desenvolvidos no LABEST-FEUP, Pimentel *et al* (2006a, 2006b, 2008a, 2008b), incidiram com bastante profundidade na análise de uma Box Culvert com rótulas, fabricada pela MAPREL, para uma altura máxima de aterro próxima dos 10m (ver Figura 4.3), a escolha de uma BC sem rótulas, ou seja, da BETAFIEL para a mesma altura de aterro tornou-se interessante do ponto de vista comparativo futuro ao nível da influência das rótulas neste tipo de problemas.

Por fim é de realçar que também um outro estudo anterior Pimentel *et al* (2006b) que já tinha abordado de forma incompleta a BC2-10 poderia servir de controlador dos resultados obtidos ao nível do estudo base e assim garantir que o modelo numérico estava a ser bem aplicado.

Após a ponderação destes elementos, a BC2-10 revelou-se a mais interessante e potenciadora.

A figura seguinte retrata a BC da MAPREL analisada em estudos anteriores:

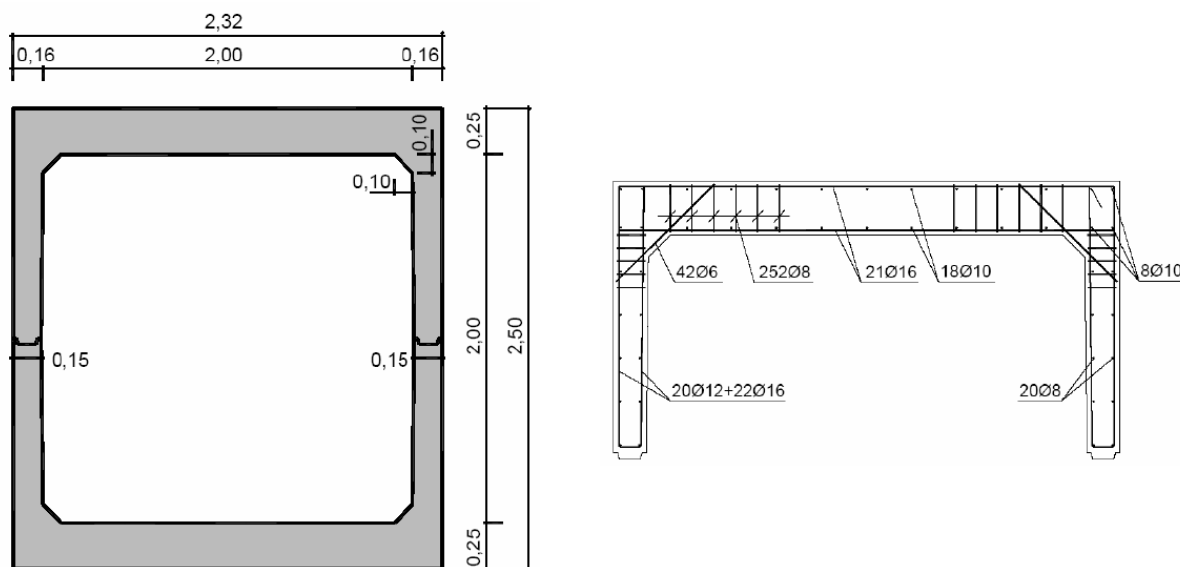


Fig.4.3 – Geometria e armaduras da BC da MAPREL, Pimentel *et al* (2006b)

4.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

4.2.1. PARÂMETROS A ANALISAR

A utilização de programas avançados de cálculo, baseados em modelos de elementos finitos para análises não lineares de problemas, permite a obtenção de inúmeros e variados resultados. Contudo esta enorme quantidade de informação não basta para analisar correctamente qualquer problema. É vital saber retirar os resultados com interesse para uma dada aplicação e saber trabalhá-los de forma a se poder efectuar uma boa interpretação do problema com vista a responder às dúvidas colocadas previamente.

Essas dúvidas no problema em questão estão relacionadas com o comportamento da BC em Estado Limite de Serviço, nomeadamente ao nível de abertura de fendas e em Estado Limite Último, no que se refere ao modo de rotura do sistema Solo/BC. No final o que se pretende é confirmar qual a altura de aterro adequada e possível para as condições impostas ao sistema.

Por fim será necessário referir que todos os resultados apresentados foram efectuados tendo em conta um plano de simetria vertical que atravessa o meio vão das travessas superior e inferior.

4.2.1.1. Pressões sobre a Box Culvert

Os primeiros parâmetros analisados foram as distribuições de pressões exteriores à Box Culvert na travessa superior, na travessa inferior e montantes. Estes valores foram retirados ao nível dos elementos finitos do solo, nos pontos de Gauss mais próximos da face exterior da BC.

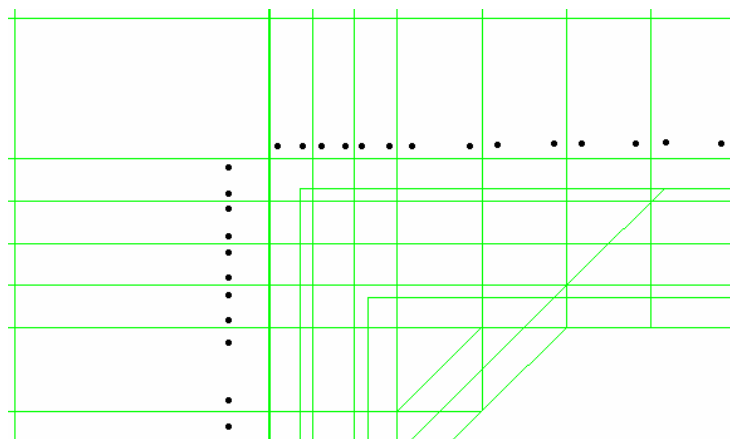


Fig.4.4 – Figura exemplificativa dos pontos de Gauss utilizados

4.2.1.2. Factores de redistribuição de pressões sobre a Box Culvert

Os factores de redistribuição de pressões sobre as travessas, superior e inferior, e montantes da Box Culvert permitem efectuar uma rápida comparação das pressões calculadas com as pressões geostáticas, tal como foram admitidas nos métodos correntes de dimensionamento expostos anteriormente em 2.4. Estes factores de redistribuição são determinados para cada ponto de Gauss do qual se retiraram as tensões sobre a BC, para cada fase representativa de uma determinada altura de aterro, obtendo-se por sua vez distribuições destes mesmos factores ao longo das travessas e montantes.

Para compreender melhor a evolução do comportamento de uma determinada secção da BC e respectivos fenómenos de interacção com o solo efectua-se uma distribuição de factores de redistribuição para essa mesma secção para as sucessivas fases de aterro. O normal é traçar esta distribuição ao nível da secção de meio vão da travessa superior.

Para o cálculo destes factores de redistribuição aplicaram-se as expressões seguintes, diferentes para cada elemento da Box Culvert.

Factores de redistribuição de pressões na travessa superior:

$$F_{rt}^{sup} = \frac{\sigma_{actuante}}{\gamma \times h} \quad (4.1)$$

em que $\sigma_{actuante}$ representa a tensão normal instalada (vertical); γ , o peso volúmico do solo de aterro; h , a diferença de cota entre o terraplano e a travessa superior da BC.

Factores de redistribuição de pressões nos montantes:

$$F_{rt}^{mont} = \frac{\sigma_{actuante}}{\gamma \times h \times K_0} \quad (4.2)$$

em que $\sigma_{actuante}$ representa a tensão normal instalada (horizontal); γ , o peso volúmico do solo de aterro; h , a diferença de cota entre o ponto do montante em estudo e o terraplino e K_0 , o coeficiente de impulso em repouso.

Factores de redistribuição de pressões na travessa inferior:

$$F_{rt}^{inf} = \frac{\sigma_{actuante}}{\gamma \times h + pp_{BC}} \quad (4.3)$$

em que $\sigma_{actuante}$ representa a tensão normal instalada (vertical); γ , o peso volúmico do solo de aterro; h , a diferença de cota entre o terraplino e a travessa superior da BC e pp_{BC} , a pressão média uniforme na base da BC resultante do seu peso próprio.

O valor de pp_{BC} foi determinado pela seguinte expressão:

$$\begin{aligned} pp_{BC} &= \frac{(H \times e_m \times 2) + ((L + e_m \times 2) \times e_t) + ((L + e_m \times 2) \times e_b) + (A \times B \times 2)}{(L + e_m \times 2) \times 1} \times \gamma = \\ &= \frac{(2 \times 0,15 \times 2) + ((2 + 0,15 \times 2) \times 0,2) + ((2 + 0,15 \times 2) \times 0,2) + (0,2 \times 0,2 \times 2)}{(2 + 0,15 \times 2) \times 1} \times 25 = \quad (4.4) \\ &= pp_{BC} = 17,391 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

em que L é a largura interior da BC; H , a altura interior da BC; e_m , a espessura dos montantes; e_b , a espessura da travessa inferior; e_t , a espessura da travessa superior; A e B , as dimensões do esquadro da BC (ver Figura 4.1).

4.2.1.3. Factores de interacção sobre a Box Culvert

Os factores de interacção já não são apresentados de uma forma distribuída ao longo das travessas e montantes tal como os factores de redistribuição, na medida em que são representativos de uma relação entre a força total aplicada à BC e a força que seria obtida considerando: na travessa superior a actuação de uma pressão constante, $\sigma_v = \gamma \cdot h$; na travessa inferior a actuação de uma pressão constante, $\sigma_v = \gamma \cdot h + pp_{BC}$ e no montante a actuação do impulso em repouso $\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot h$.

As forças totais são determinadas pelo integral calculado com a distribuição de pressões obtidas por um lado pelo modelo numérico e por outro pelas pressões geostáticas.

Assim para cada elemento da Box Culvert, travessas superior e inferior e montantes, em cada fase representativa de uma determinada altura de aterro existe um único factor de interacção, F_i . Por sua vez se for determinado este factor de interacção para cada fase sucessiva de aterros pode-se interpretar a evolução da força total aplicada à BC nos respectivos elementos.

Factor de interacção na travessa superior:

$$F_i^{\text{sup}} = \frac{\int_{x=0}^{x=(L+e_m \times 2)/2} \sigma_{\text{actuante}}}{\int_{x=0} \gamma \times h} \quad (4.5)$$

Em que L é a largura interior da BC; e_m , a espessura dos montantes; $(L + e_m \times 2)/2$, o comprimento representativo da distribuição das pressões sobre a travessa superior em metade da estrutura tendo em conta o plano de simetria e as restantes variáveis tomam o significado anteriormente definido.

Factor de interacção nos montantes:

$$F_i^{\text{mont}} = \frac{\int_{y=0}^{y=e_b+H+e_t} \sigma_{\text{actuante}}}{\int_{y=0} \gamma \times h(y) \times K_0} \quad (4.6)$$

em que e_b é a espessura da travessa inferior; H , a altura interior da BC; e_t , a espessura da travessa superior; $(e_b + H + e_t)$, o comprimento representativo da distribuição das pressões sobre os montantes e as restantes variáveis tomam o significado anteriormente definido.

Factor de interacção na travessa inferior:

$$F_i^{\text{inf}} = \frac{\int_{x=0}^{x=(L+e_m \times 2)/2} \sigma_{\text{actuante}}}{\int_{x=0} \gamma \times h + pp_{BC}} \quad (4.7)$$

em que $(L + e_m \times 2)/2$ é o comprimento representativo da distribuição das pressões sobre a travessa inferior em metade da estrutura tendo em conta o plano de simetria e as restantes variáveis tomam o significado anteriormente definido.

4.2.1.4. Momento-flector a meio vão, diagrama de momentos e de esforço transversal sobre a travessa superior

A obtenção do momento-flector a meio vão da travessa superior para sucessivas fases de aterro permite tal como a distribuição dos factores de redistribuição e interacção para essas mesmas fases sucessivas compreender melhor a evolução do comportamento da BC, nomeadamente detectar as fases de fendilhação da travessa superior.

A conjugação destes elementos é essencial para justificar as interpretações efectuadas sobre o comportamento estrutural de Box Culverts sob aterros elevados.

Por fim, através deste momento-flector a meio vão pode traçar-se o diagrama de momentos e esforço transversal da travessa superior em conjunto com a distribuição de pressões sobre a mesma, na medida em que, com o modelo numérico utilizado, esses diagramas não são directamente obtidos.

4.2.1.5. Momento-flector e esforço axial nos montantes

A obtenção do momento-flector, M , na secção correspondente à localização da ocorrência do esmagamento do betão, que como será exposto corresponde a uma secção próxima dos esquadros ao nível dos montantes (secção S-S ilustrada na Figura 4.5), revela-se de enorme eficácia para a detecção do início desse mecanismo de rotura ao analisar-se a evolução do momento-flector ao longo das sucessivas fases de aterro. Esta evolução também permite estudar a degradação da Box Culvert com o aumento das camadas de aterro e assim a sua ductilidade.

Por outro lado o cálculo do esforço axial, N , numa determinada secção do montante permite validar o diagrama de pressões obtido sobre a travessa superior, bem como avaliar a actuação da interface friccional Solo/BC existente ao longo do montante, visto que o diferencial entre o esforço axial calculado e o determinado pelas pressões na travessa superior é justificado em parte pela capacidade da interface em transmitir esforços relativos ao peso das camadas de terras laterais à BC.

O valor do esforço axial que equilibra o diagrama de pressões sobre a travessa superior pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$N_{syy} = F_i^{\text{sup}} \times \left(\gamma \times h \times \left(\frac{L}{2} + e_m \right) \right) \quad (4.8)$$

em que F_i^{sup} é o factor de interacção na travessa superior; γ , o peso volúmico do solo de aterro; h , a diferença de cota entre o terraplano e a travessa superior da BC; L , a largura interior da BC e e_m , a espessura dos montantes.

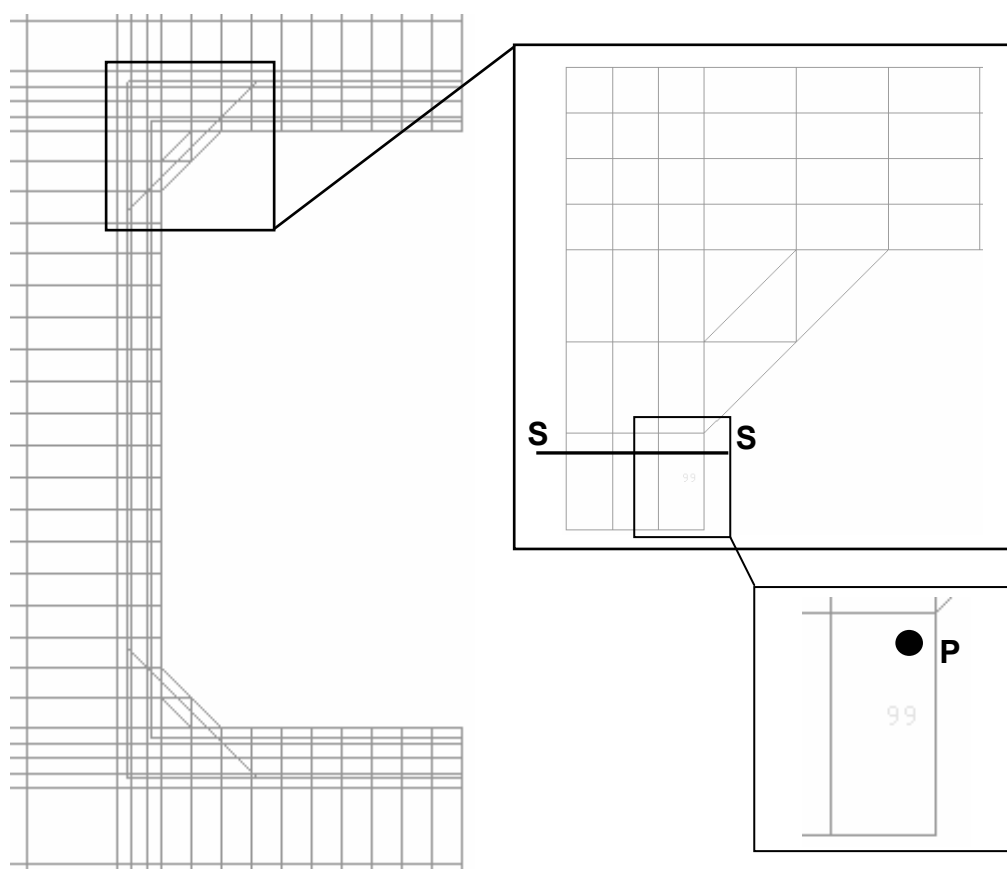


Fig.4.5 – Representação da secção aonde foram determinados N e M

4.2.1.6. Tensões e extensões principais

As tensões principais permitem uma eficaz interpretação do estado de tensão tanto no solo como na Box Culvert facilitando a identificação das secções críticas do sistema, bem como o modo de rotura desse mesmo sistema, ou seja, permitem concluir se a rotura ocorre pela plastificação do solo, pelo esmagamento do betão ou por cedência das armaduras.

No caso do betão apenas duas tensões principais, σ_1 e σ_2 , são calculadas pois como o problema é analisado segundo um estado plano de tensão uma delas será sempre nula, $\sigma_3=0$. Assim podem-se constatar as seguintes situações:

- $\sigma_2 < \sigma_1$, ($\sigma_1 > 0$, $\sigma_2 > 0$, $\sigma_3 = 0$);
- $\sigma_2 < \sigma_1$, ($\sigma_1 > 0$, $\sigma_2 < 0$, $\sigma_3 = 0$);
- $\sigma_2 < \sigma_1$, ($\sigma_1 < 0$, $\sigma_2 < 0$, $\sigma_3 = 0$), Estado de compressão biaxial.

O estado de compressão biaxial associado ao betão como se verifica e se expõe em seguida na apresentação dos resultados ocorre em várias secções da BC, atingindo o seu critério de rotura, caracterizado pelo esmagamento do betão, inicialmente junto aos esquadros ao nível dos montantes (ponto P ilustrado na Figura 4.5). Note-se que σ_2 nesta situação corresponde à tensão mínima, ou seja, à tensão de compressão máxima.

O critério de rotura por compressão biaxial adoptado (Hsieh, Ting & Chen), anteriormente debatido e explicado em 3.3.2.1., pode ser comprovado através dos resultados obtidos ao traçar-se o gráfico σ_1 - σ_2 para as várias camadas de aterro sucessivas, ou seja, para os sucessivos incrementos de tensão.

Este gráfico será confrontado com outros critérios de rotura, tal como o critério de Mohr-Coulomb, o critério de Von Mises e o critério de Figueiras (1983), que em seguida se expressam analítica e graficamente, permitindo contextualizar o critério utilizado e assim assegurar uma correcta utilização do mesmo. Todos estes critérios dependem da resistência de um betão definida num ensaio de compressão uniaxial. Para o estudo base, como foi expresso anteriormente em 4.1.2.1. admite-se um betão C30/37 cuja resistência característica à compressão uniaxial assume o valor de 30 MPa.

Critério de Hsieh-Ting-Chen, assumido pelo programa DIANA-9.2:

$$f(I_1, J_2) = 2.0108 \frac{J_2}{f_c^2} + 0.9714 \frac{\sqrt{J_2}}{f_c} + 9.1412 \frac{f_{c1}}{f_c} + 0.2312 \frac{I_1}{f_c} - 1 = 0$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + \sigma_2 \quad (4.9)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right) = \frac{1}{6} \left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_1^2 \right)$$

$$f_{c1} = \max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_3 = 0$$

em que f representa a superfície de rotura; f_c , a tensão de rotura à compressão definida num ensaio de compressão uniaxial; I_1 , o primeiro invariante das tensões; J_2 , o segundo invariante do tensor de desvio das tensões e σ_1 , σ_2 , σ_3 as tensões principais.

Critério de Figueiras (1983):

$$f(I_1, J_2) = [\beta(3J_2) + \alpha I_1]^{1/2} = \bar{\sigma}$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + \sigma_2$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right) = \frac{1}{6} \left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_1^2 \right) \quad (4.10)$$

$$\alpha = 0.355 \bar{\sigma}$$

$$\beta = 1.355$$

em que α e β são parâmetros do material a determinar com base em ensaios experimentais, e $\bar{\sigma}$ representa a tensão de cedência de referência, aqui identificada com a tensão de rotura à compressão, f_c , definida num ensaio de compressão uniaxial, Sang (2000).

Critério de Von Mises:

$$2\sigma_c^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \Leftrightarrow \sigma_c = (\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)^{1/2} \quad (4.11)$$

em que σ_c representa a tensão de cedência de referência, aqui identificada com a tensão de rotura à compressão, f_c , definida num ensaio de compressão uniaxial, Dias da Silva (1999).

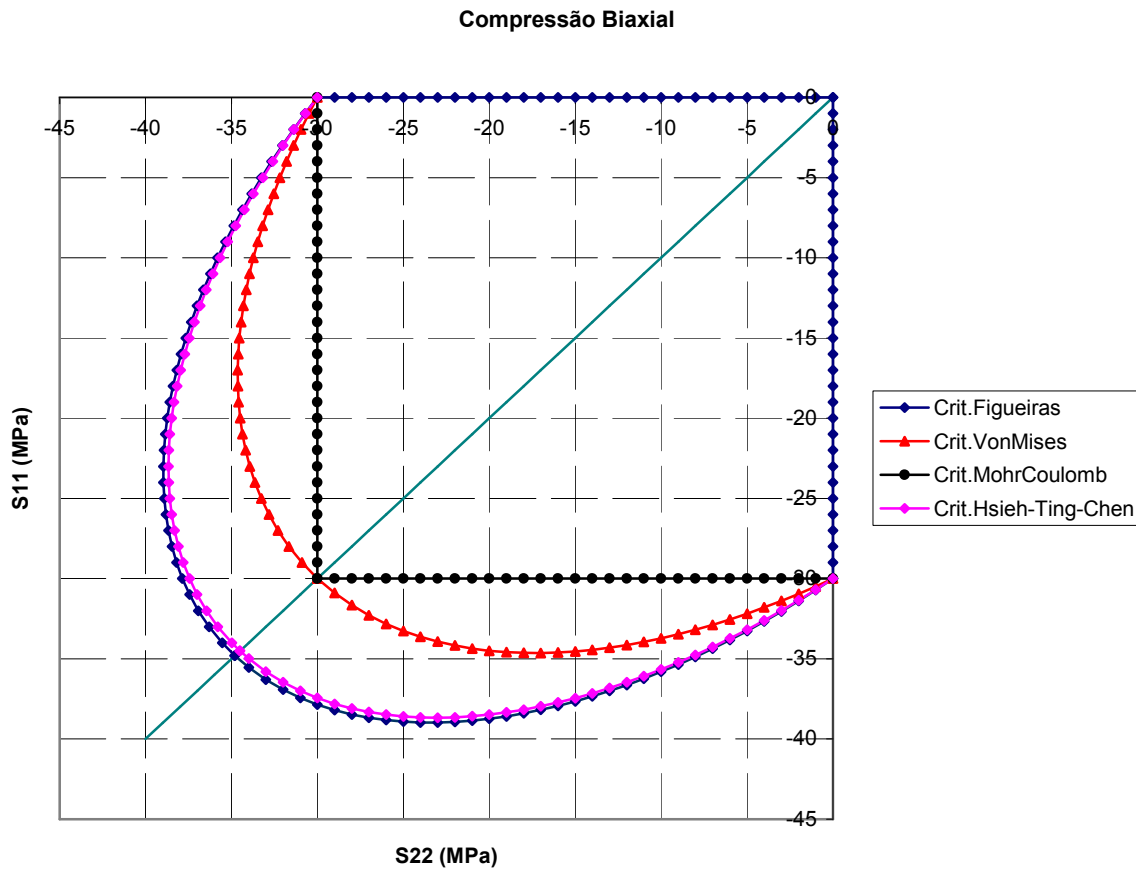


Fig.4.6 – Representação gráfica dos critérios de cedência para o betão

As extensões principais mais importantes na análise do problema são as extensões associadas à tensão principal mínima, ϵ_2 nas secções onde ocorre o esmagamento por compressão do betão, pois permitem traçar um diagrama tensão/extensão, σ_2/ϵ_2 , do betão submetido a compressão biaxial. Assim a interpretação da rotura pode ser correctamente efectuada, avaliando-se a ductilidade da mesma.

Também as extensões nas armaduras são úteis para confirmar a sua plastificação. Por fim, extensões principais de plastificação do solo, ϵ_{p1} e ϵ_{p2} , foram retiradas com o objectivo de se retratar uma superfície de plastificação do solo. Note-se que num estado plano de deformação existem tensões nas três direcções principais embora ao nível das extensões uma delas seja nula, $\epsilon_3 = 0$.

4.2.1.7. Abertura de fendas

O cálculo da abertura de fendas revela-se de vital importância para a análise do comportamento estrutural da Box Culvert em serviço, pois existem limitações regulamentares definidas no Eurocódigo2, CEN. (2004) que restringem essa abertura a um determinado valor consoante condições de exposição ambientais. De facto a fendilhação deve ser limitada de modo que não prejudique o funcionamento correcto ou a durabilidade da estrutura nem torne o seu aspecto inaceitável.

Desta forma está definido neste mesmo Eurocódigo2, nomeadamente no Quadro 7.1N, um valor limite para a largura de fendas, $w_{\max}$, tendo em conta a função e a natureza da estrutura e os custos associados às medidas necessárias à limitação da fendilhação.

Admitindo que a Box Culvert se enquadra nos elementos de betão armado, com uma classe de exposição XC4, relativa a ambientes alternadamente húmidos e secos como é o caso de superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2 (ambientes húmidos, raramente secos), tal valor limite $w_{\max}$ é de 0,3mm para a combinação de acções quase-permanente.

No problema específico das Box Culverts a combinação de acções quase-permanente corresponde ao valor do aterro para qual a BC foi dimensionada, neste caso para os 10 metros de altura. Adicionalmente também se determinou a abertura de fendas para os 15 metros, correspondendo a uma fase de clara expansão de abertura de fendas.

Para o cálculo da abertura de fendas utilizou-se a seguinte expressão:

$$w_k = s_{r,\max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (4.12)$$

em que $s_{r,\max}$ é a distância máxima entre fendas; ϵ_{sm} , a extensão média da armadura para a combinação de acções considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado. Considera-se apenas a extensão de tracção que ocorre para além do estado de extensão nula do betão no mesmo nível; ϵ_{cm} , a extensão média no betão entre fendas.

$s_{r,\max}$ segundo o Eurocódigo2 depende do espaçamento das armaduras. No presente estudo base adoptou-se a expressão que permite valores mais conservativos. Desta forma a distância máxima entre fendas é calculada pela seguinte expressão:

$$s_{r,\max} = 1.3(h - x) \quad (4.13)$$

em que h é a altura da secção e x o respectivo eixo neutro, que é calculado segundo as expressões relativas à flexão composta de secções rectangulares de betão armado em fase fendilhada (ver Anexo A4.3.). Note-se que para o cálculo do eixo neutro segundo estas expressões as grandes incógnitas do problema são o esforço axial, N , e o momento relativo ao centro de gravidade da secção não fendilhada, M , cujos valores são obtidos pelo modelo numérico na secção pretendida.

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ pode ser calculado pela expressão:

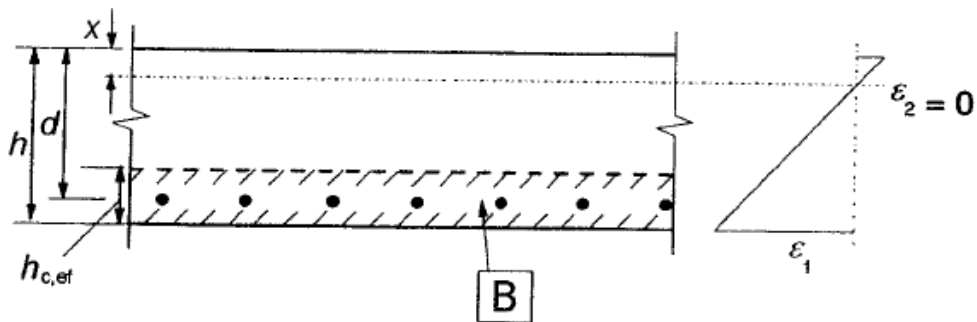
$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.14)$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A'_p) / A_{c,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

em que σ_s é a tensão na armadura de tracção admitindo a secção fendilhada; α_e , a relação E_s/E_{cm} ; A_s , a área das armaduras para betão armado na zona traccionada; $A_{c,eff}$, a área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras para betão armado com uma altura $h_{c,ef}$, em que $h_{c,ef}$ é o menor dos valores $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ ou $h/2$ (ver Figura 4.7); k_t , um coeficiente função da duração do carregamento, que se admite de valor 0,4 pois as acções existentes são consideradas de longa duração.

A grande incógnita na determinação desta componente da abertura de fendas refere-se ao valor da tensão na armadura de tracção, σ_s , cujo valor é condicionado pela posição do eixo neutro anteriormente exposta na expressão 4.13 (ver Anexo A4.3.).

Convém referir que $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ poderia ter sido obtido directamente pelo modelo numérico, contudo tal consideração leva a valores da abertura de fendas bastante conservativos, daí se adoptar um cálculo mais exacto através da expressão 4.14.



B - área da secção efectiva de betão traccionado envolvente da armadura, $A_{c,eff}$

Fig.4.7 – Secção efectiva de betão traccionado para uma Laje, CEN (2004)

4.2.1.8. Deformada da Box Culvert

A deformada da BC é de extrema importância para complementar toda a interpretação efectuada relativamente ao comportamento estrutural da mesma. O mapa de tensões principais bem como o padrão de fendilhação estão intimamente correlacionados com a deformada.

4.2.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

Após o detalhe efectuado sobre os resultados mais relevantes a apresentar, neste sub-Capítulo proceder-se-á à sua exposição que em seguida se interpretará.

Esta exposição dos resultados será elaborada para cada um dos elementos da BC, ou seja, para as travessas, superior e inferior, e montantes.

Também convém referir que foram determinados todos os parâmetros anteriores para todas as fases incrementais de aterro até à rotura, necessários por exemplo para traçar o diagrama relativo à evolução dos factores de interacção com a altura crescente de aterro. No entanto de forma a simplificar e facilitar a análise de alguns destes resultados apenas se irão expor os correspondentes a determinadas fases admitidas como as mais relevantes.

As fases relevantes logo à partida correspondem àquelas associadas ao estado limite de serviço (10 metros) e ao estado limite último (correspondente à última fase de aterro). Adicionalmente analisando com detalhe e espírito crítico, por exemplo, o diagrama correspondente à evolução do factor de interacção na travessa superior poder-se-á detectar determinadas fases críticas, associadas a quebras singulares nessa mesma evolução. Pela razão exposta em 4.1.3., associada à possível comparação com uma BC da MAPREL, também se admitiu a fase associada aos 9 metros de aterro. As restantes fases consideradas correspondem a fases intermédias das fases realmente relevantes.

As fases relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 42 e 43 metros de altura de aterro foram as eleitas para o estudo base.

4.2.2.1. Travessa superior

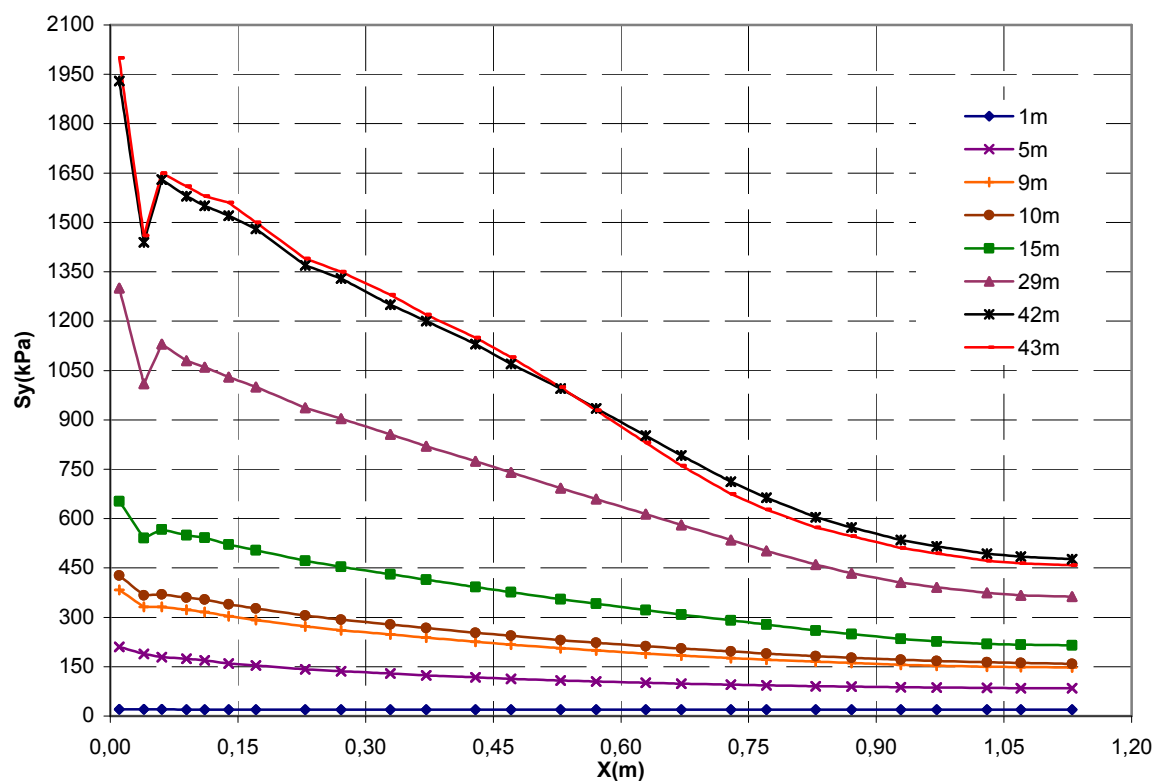


Fig.4.8 – Pressões verticais, σ_y , sobre a travessa superior para o estudo base A1

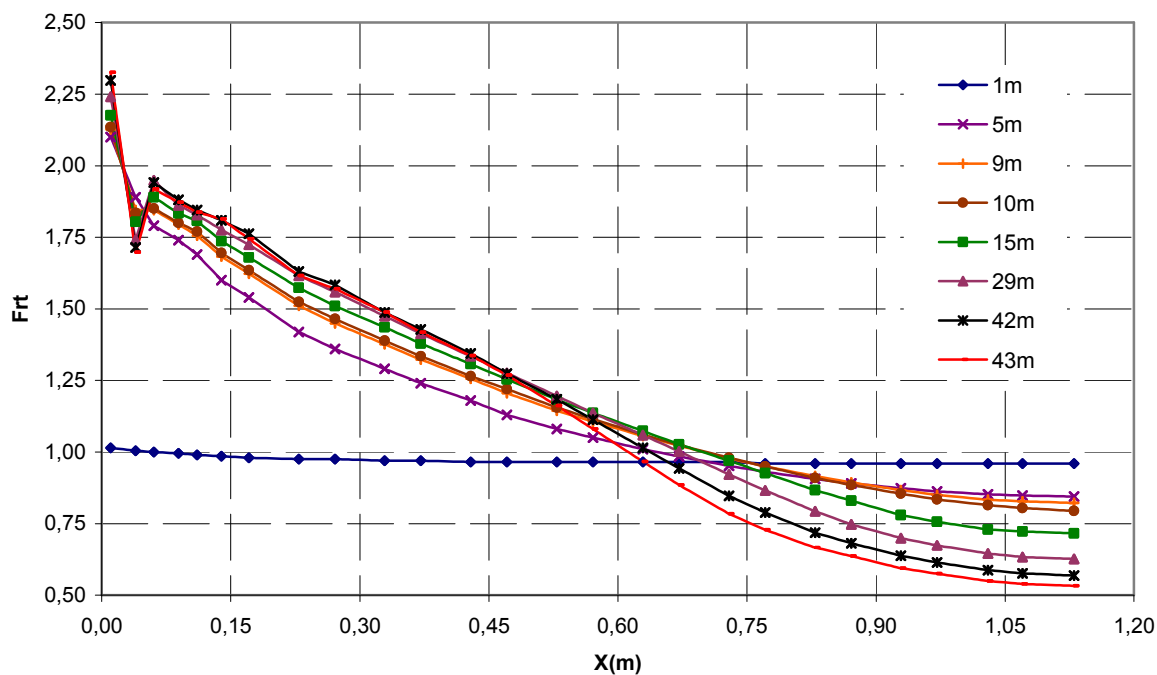


Fig.4.9 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para A1

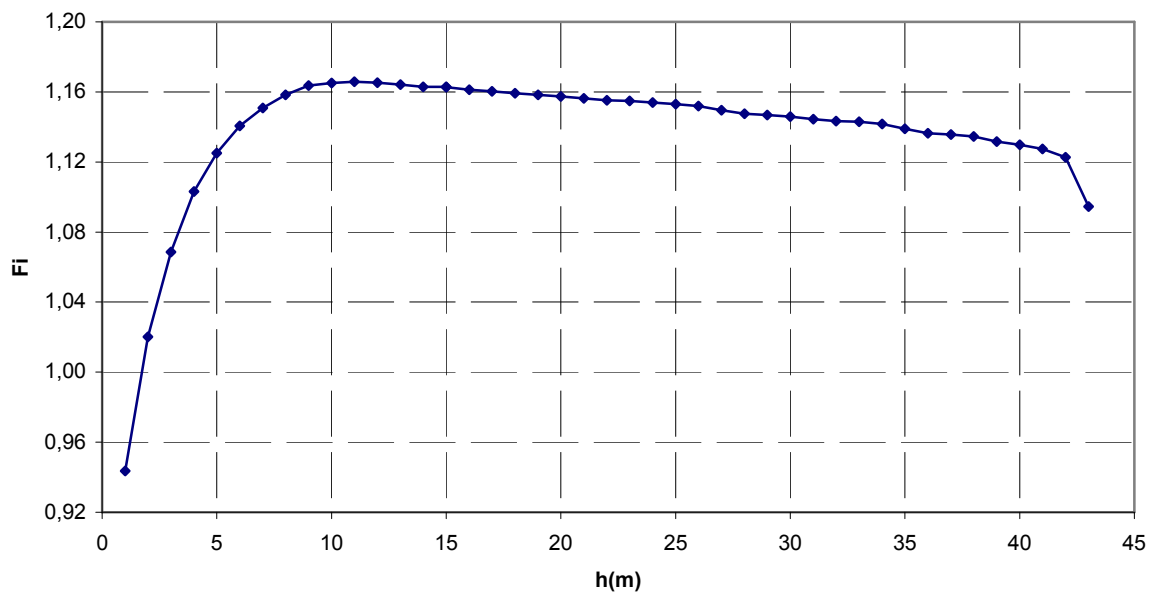


Fig.4.10 – Evolução do factor de interacção, F_i^{sup} , sobre a travessa superior para o estudo base A1

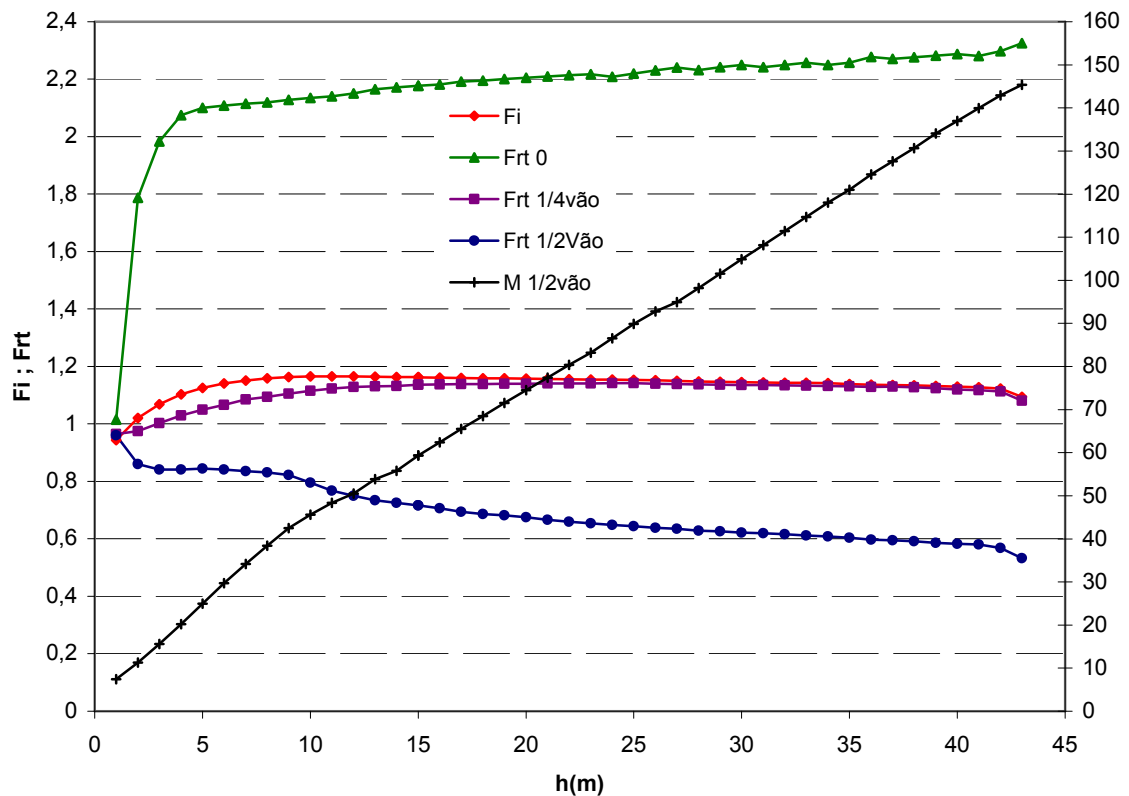


Fig.4.11 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt0vão}$, $F_{rt1/4vão}$, $F_{rt1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para o estudo base A1.

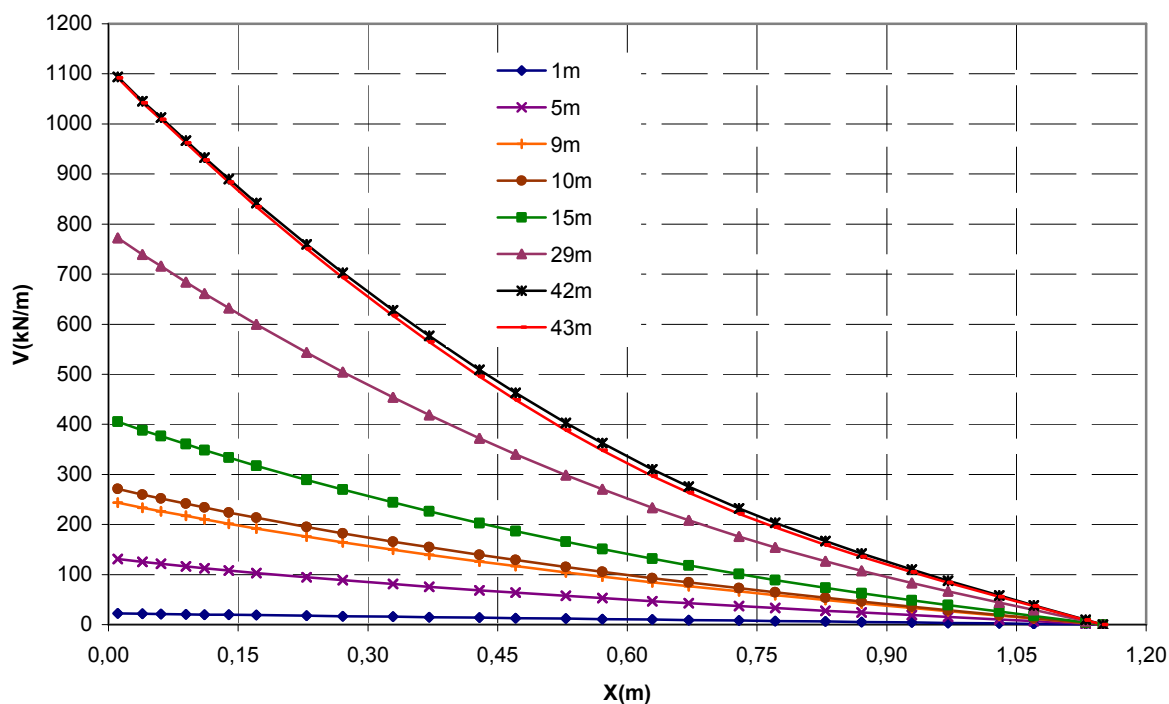


Fig.4.12 – Diagrama do esforço transverso sobre a travessa superior, V , para o estudo base A1

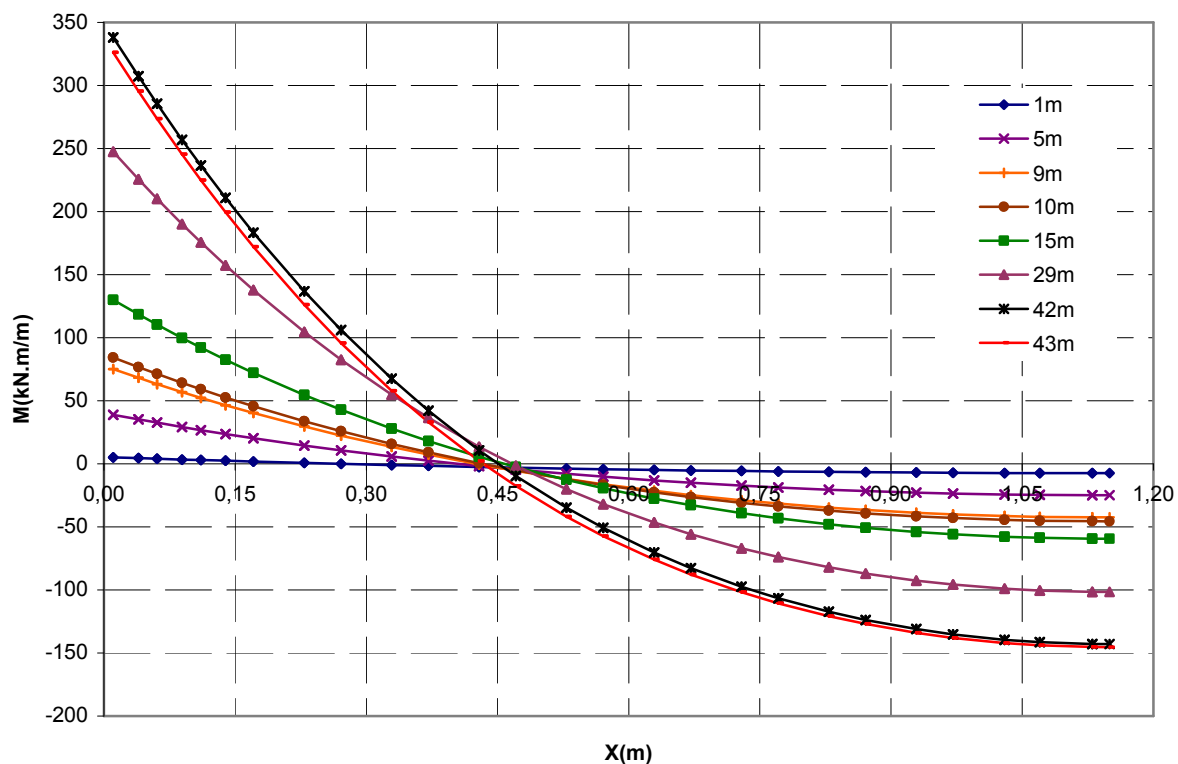


Fig.4.13 – Diagrama de momento flector sobre a travessa superior, M , para o estudo base A1

4.2.2.2.Travessa inferior

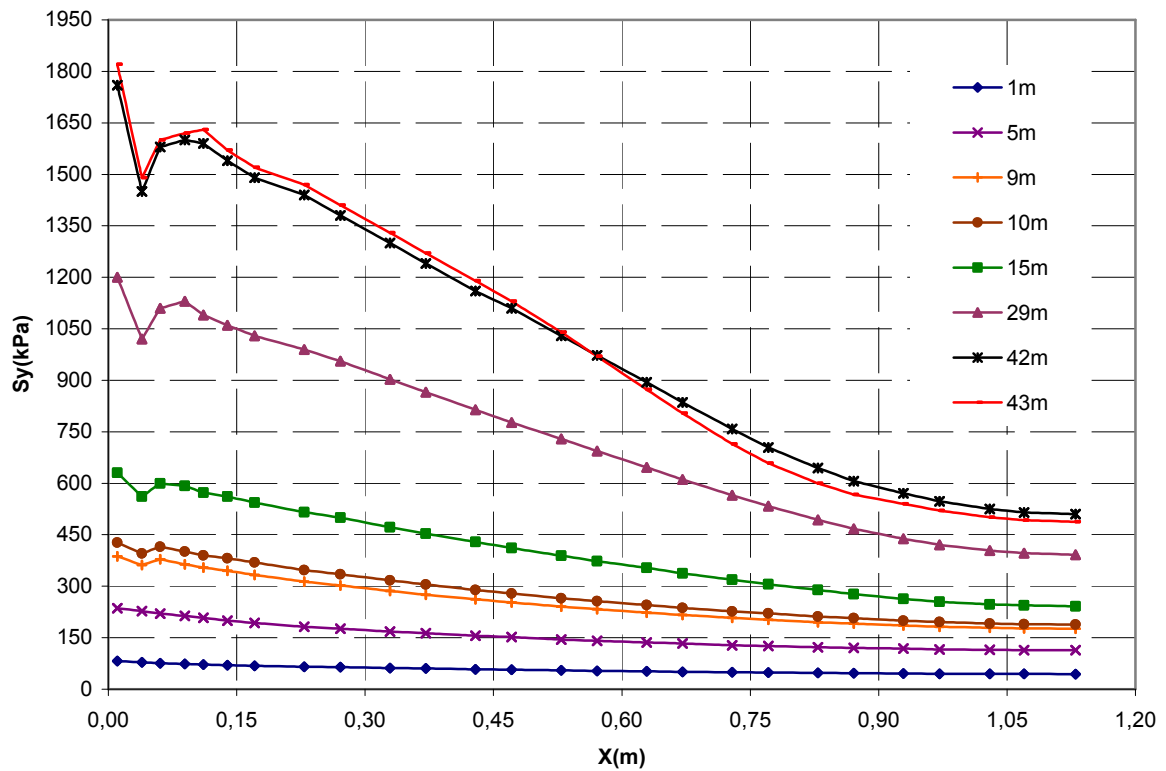


Fig.4.14 – Pressões verticais, σ_y , sobre a travessa inferior para o estudo base A1

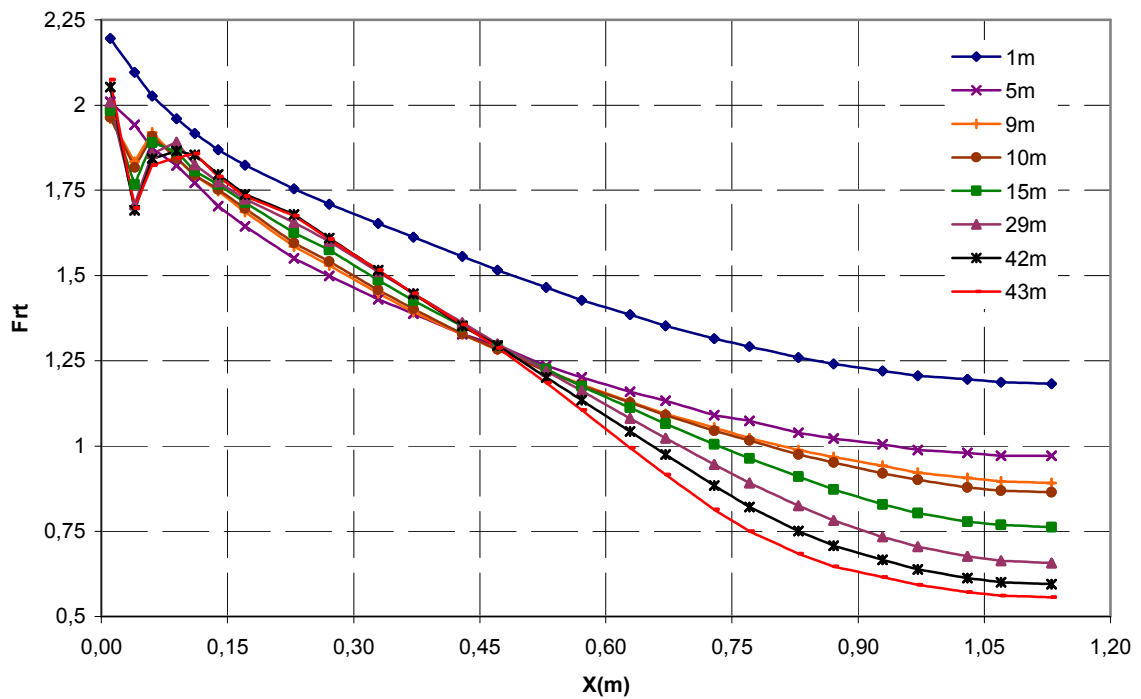


Fig.4.15 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, F_{rt}^{inf} , para A1

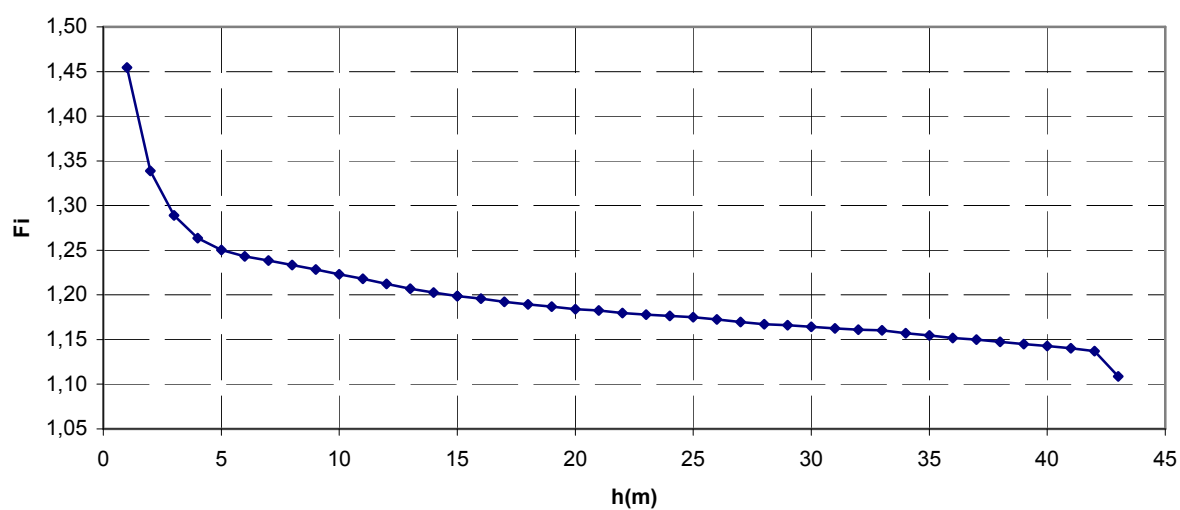


Fig.4.16 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa inferior, F_i^{inf} , para o estudo base A1

4.2.2.3.Montantes

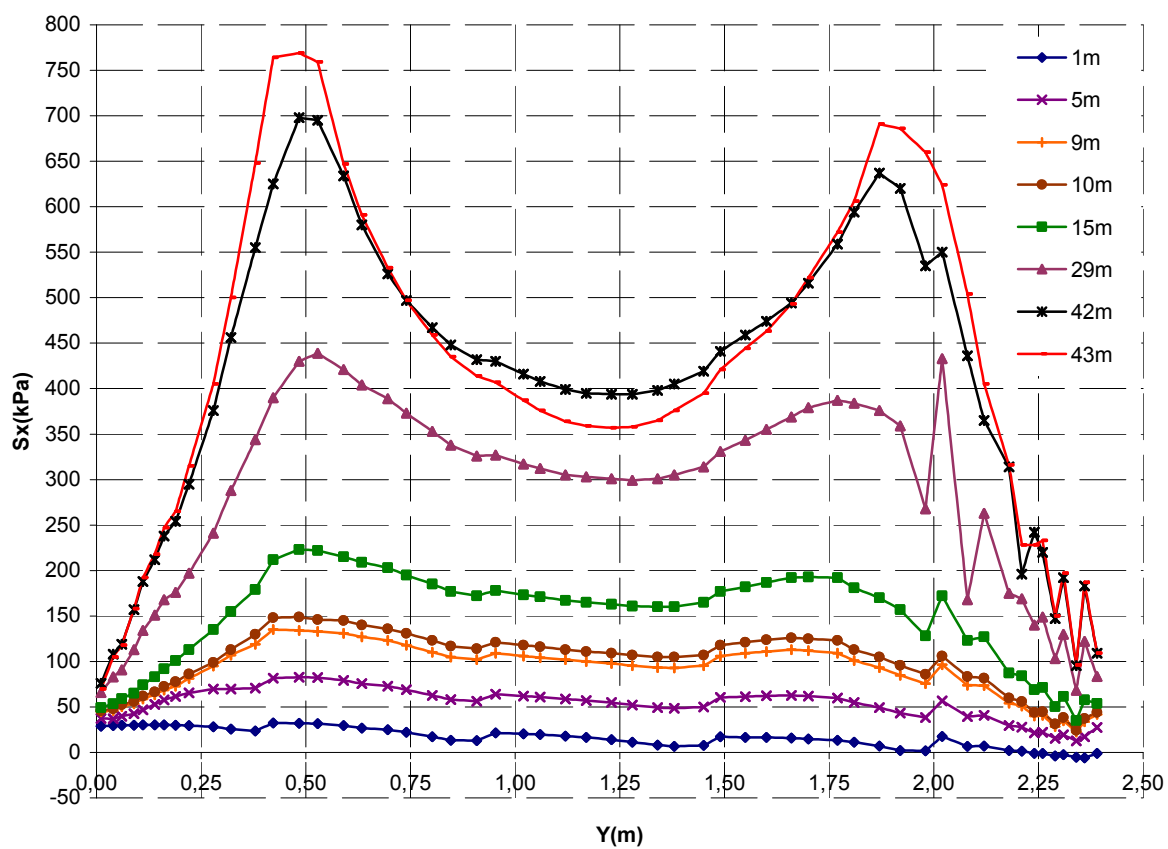


Fig.4.17 – Pressões horizontais, σ_x , sobre o montante para o estudo base A1

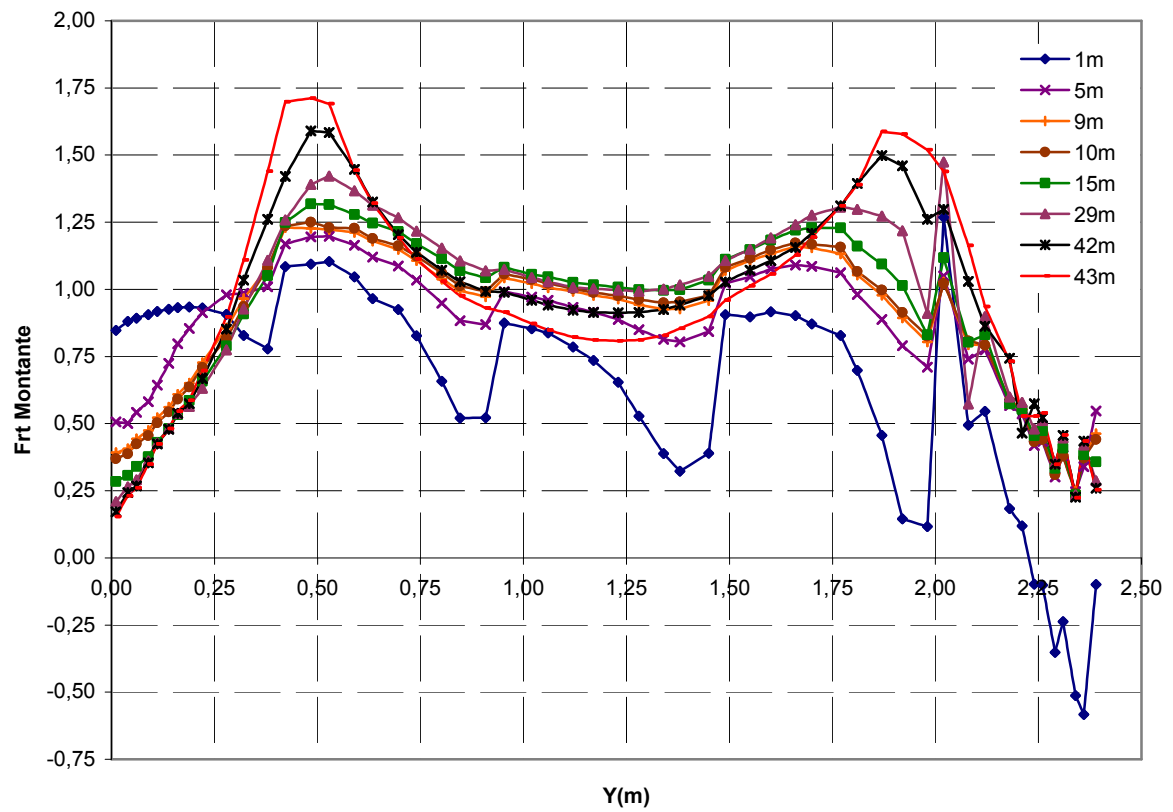


Fig.4.18 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, F_{rt}^{mont} , para A1

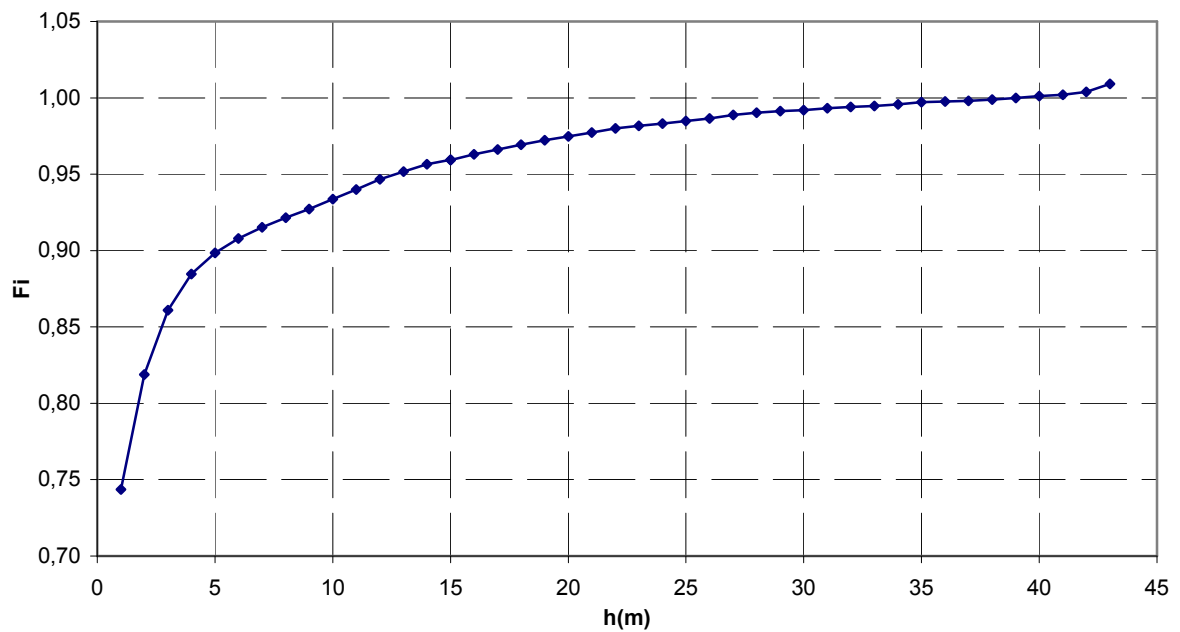


Fig.4.19 – Evolução do factor de interacção sobre o montante, Fi^{mont} , para o estudo base A1

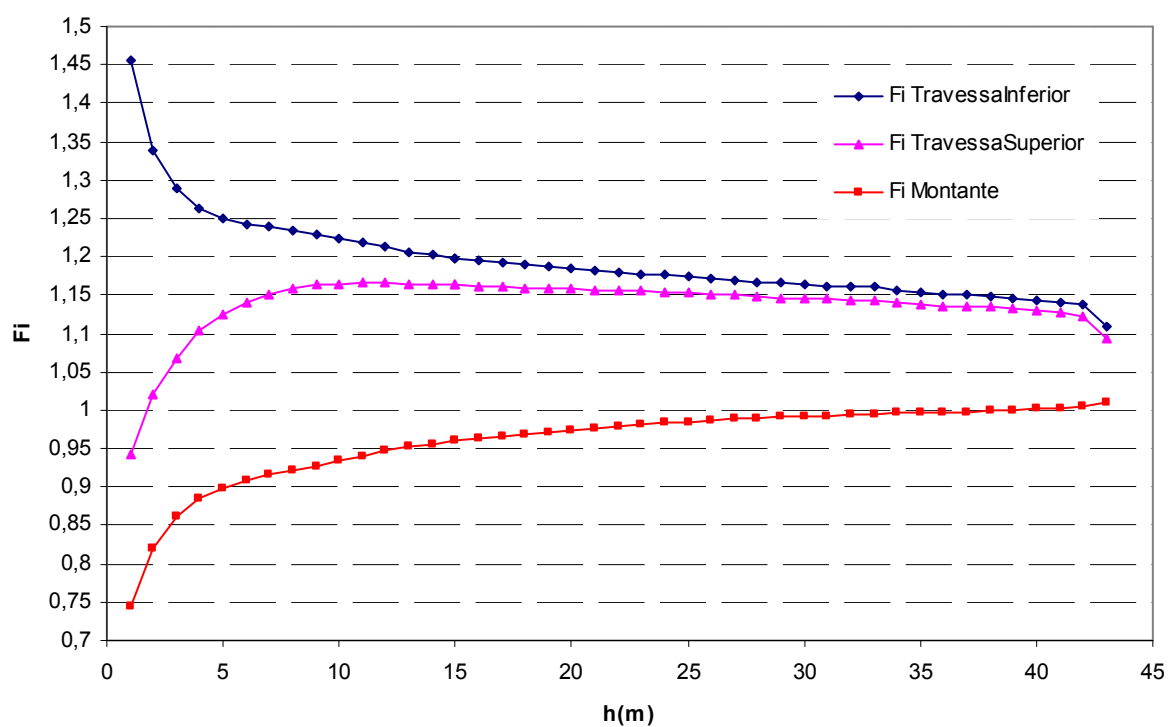


Fig.4.20 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montante para o estudo base A1

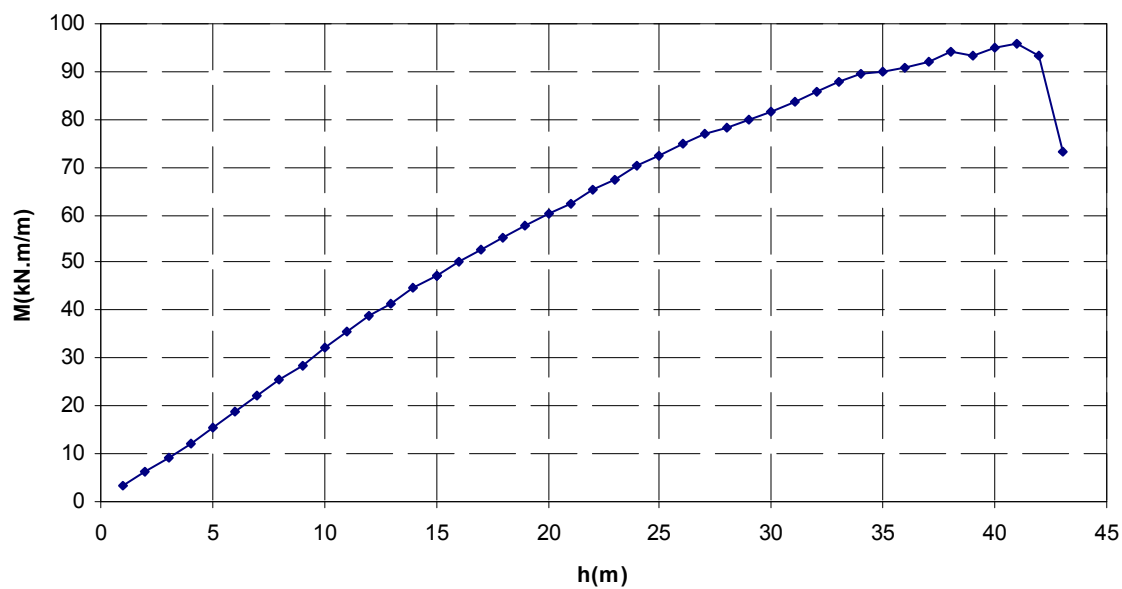


Fig.4.21 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para o estudo base A1

Quadro 4.1 – Evolução do esforço axial e do respectivo diferencial face ao calculado através das pressões verticais sobre a travessa superior

h (m)	N (kN)	Fi (Trav.Sup)	$\gamma \cdot h \cdot (L/2 + e_m)$	Nsy (kN)	$\Delta = N - Nsy $	%
1	-36,68	0,94	23,00	-21,70	14,97	40,83
2	-66,59	1,02	46,00	-46,92	19,66	29,53
3	-97,78	1,07	69,00	-73,73	24,05	24,60
4	-129,50	1,10	92,00	-101,49	28,01	21,63
5	-161,15	1,13	115,00	-129,38	31,78	19,72
6	-192,78	1,14	138,00	-157,42	35,37	18,35
7	-224,34	1,15	161,00	-185,29	39,05	17,41
8	-255,93	1,16	184,00	-213,15	42,78	16,72
9	-286,83	1,16	207,00	-240,86	45,96	16,02
10	-318,19	1,17	230,00	-267,98	50,21	15,78
11	-349,13	1,17	253,00	-294,95	54,19	15,52
12	-377,91	1,17	276,00	-321,63	56,28	14,89
13	-408,58	1,16	299,00	-348,09	60,49	14,80
14	-439,39	1,16	322,00	-374,48	64,91	14,77
15	-469,54	1,16	345,00	-401,17	68,37	14,56
15	-469,54	1,16	345,00	-401,12	68,42	14,57
16	-500,38	1,16	368,00	-427,35	73,03	14,59
17	-532,20	1,16	391,00	-453,69	78,51	14,75
18	-562,82	1,16	414,00	-479,92	82,91	14,73
19	-591,73	1,16	437,00	-506,20	85,53	14,45
20	-623,12	1,16	460,00	-532,42	90,70	14,56
21	-649,92	1,16	483,00	-558,52	91,40	14,06
22	-682,56	1,16	506,00	-584,53	98,04	14,36
23	-709,42	1,15	529,00	-610,91	98,52	13,89
24	-740,96	1,15	552,00	-636,96	104,01	14,04
25	-770,88	1,15	575,00	-663,04	107,84	13,99
26	-802,96	1,15	598,00	-688,89	114,07	14,21
27	-830,60	1,15	621,00	-713,92	116,68	14,05
28	-860,38	1,15	644,00	-739,05	121,33	14,10
29	-880,69	1,15	667,00	-764,87	115,82	13,15
30	-908,21	1,15	690,00	-790,69	117,52	12,94
31	-935,05	1,14	713,00	-815,95	119,11	12,74
32	-969,31	1,14	736,00	-841,52	127,79	13,18
33	-1000,36	1,14	759,00	-867,54	132,82	13,28
34	-1032,27	1,14	782,00	-892,76	139,51	13,51
35	-1052,56	1,14	805,00	-916,91	135,66	12,89
36	-1085,94	1,14	828,00	-940,98	144,96	13,35
37	-1102,11	1,14	851,00	-966,41	135,70	12,31
38	-1142,04	1,13	874,00	-991,68	150,36	13,17
39	-1157,70	1,13	897,00	-1015,16	142,54	12,31
40	-1189,74	1,13	920,00	-1039,40	150,34	12,64
41	-1211,26	1,13	943,00	-1063,17	148,08	12,23
42	-1241,29	1,12	966,00	-1084,52	156,77	12,63
43	-1180,44	1,09	989,00	-1082,51	97,93	8,30

4.2.2.4. Estado limite último – esmagamento do betão por compressão

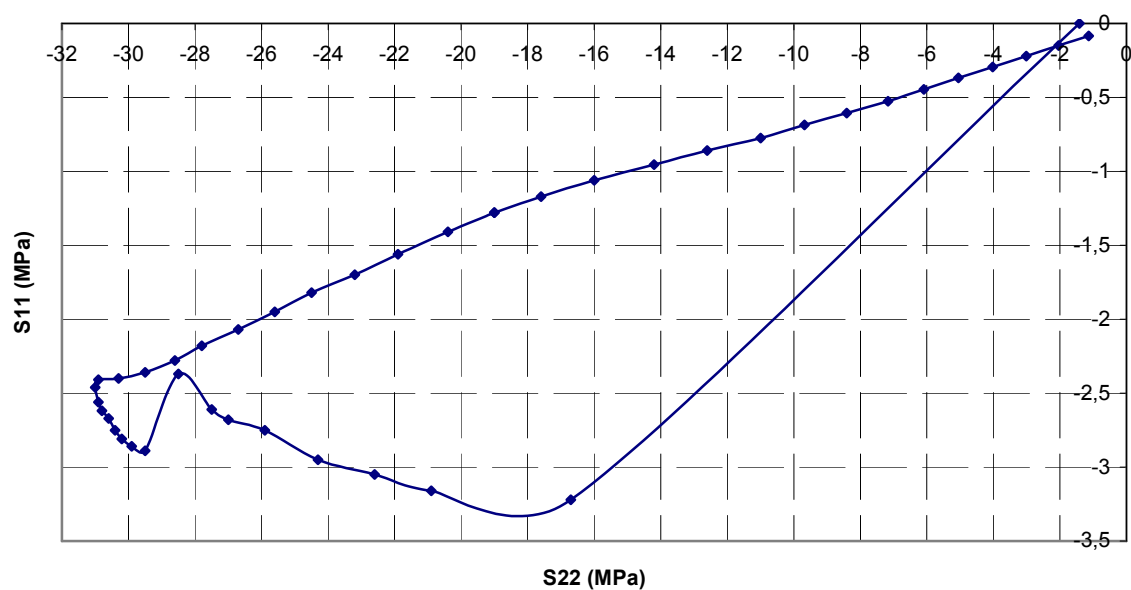


Fig.4.22 – Diagrama das tensões principais, σ_1 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto P indicado na Figura 4.5.

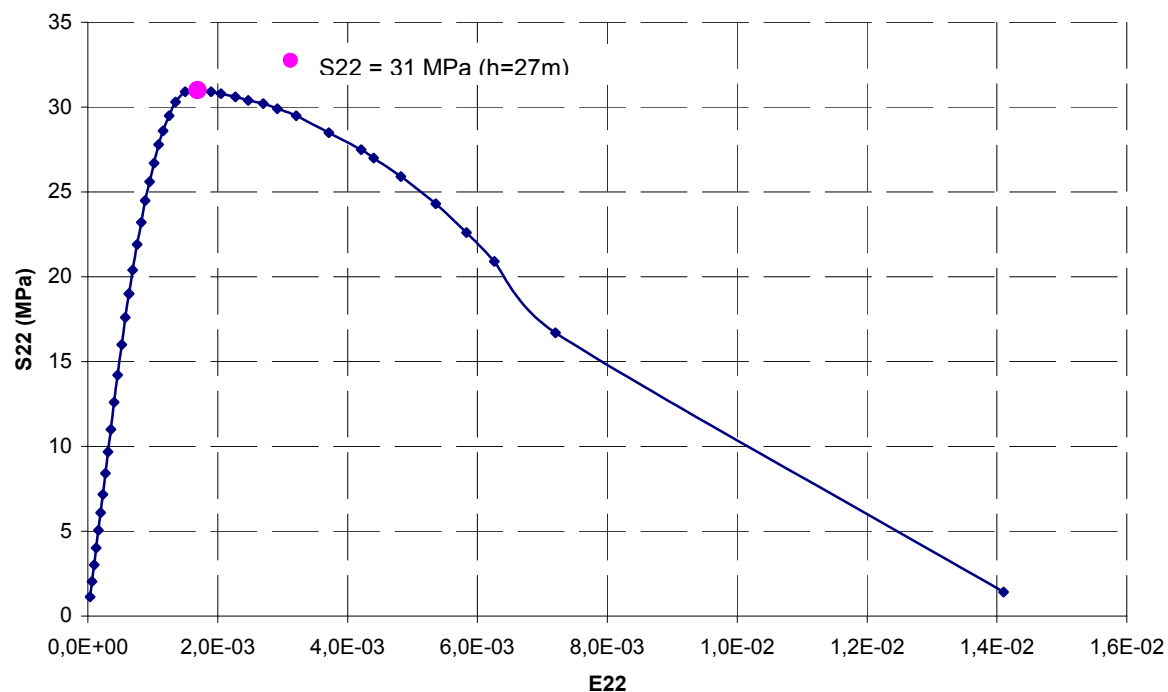


Fig.4.23 – Diagrama Extensão/Tensão principais, ϵ_2 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto P indicado na Figura 4.5.

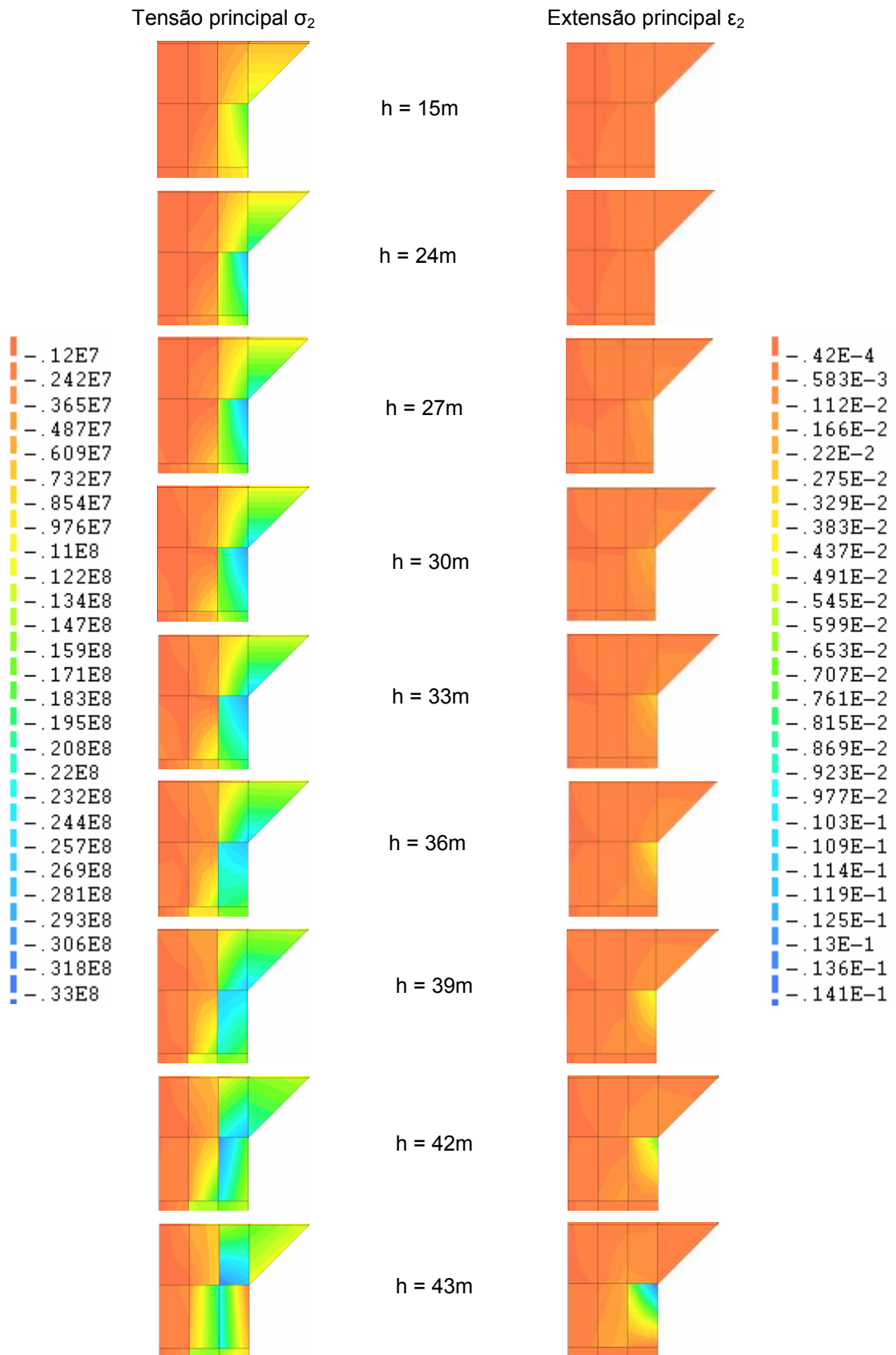


Fig.4.24 – Evolução da tensão e extensão principal mínima, σ_2 (Pa) e ϵ_2 , no ponto P indicado na Figura 4.5.

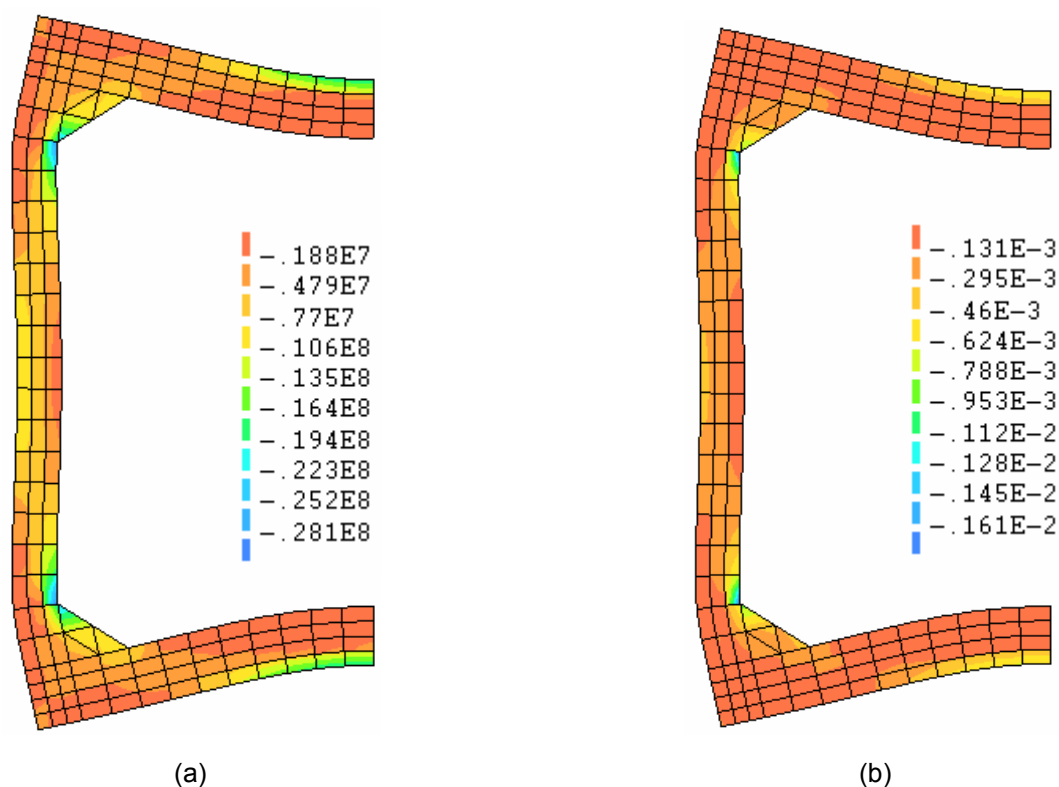


Fig.4.25 – Deformada da BC na rotura (50x) aos 27m para o estudo base A1 e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas: a) σ_2 (Pa); b) ϵ_2

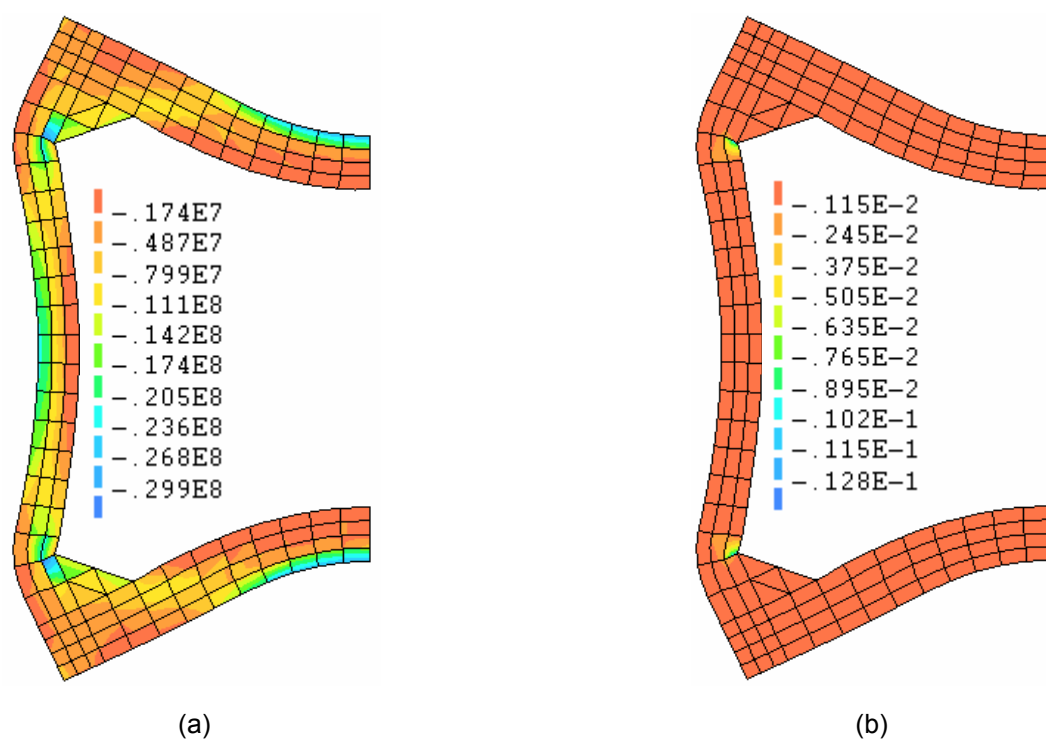


Fig.4.26 – Deformada da BC na rotura (50x) aos 43m para o estudo base A1 e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas: a) σ_2 (Pa); b) ϵ_2

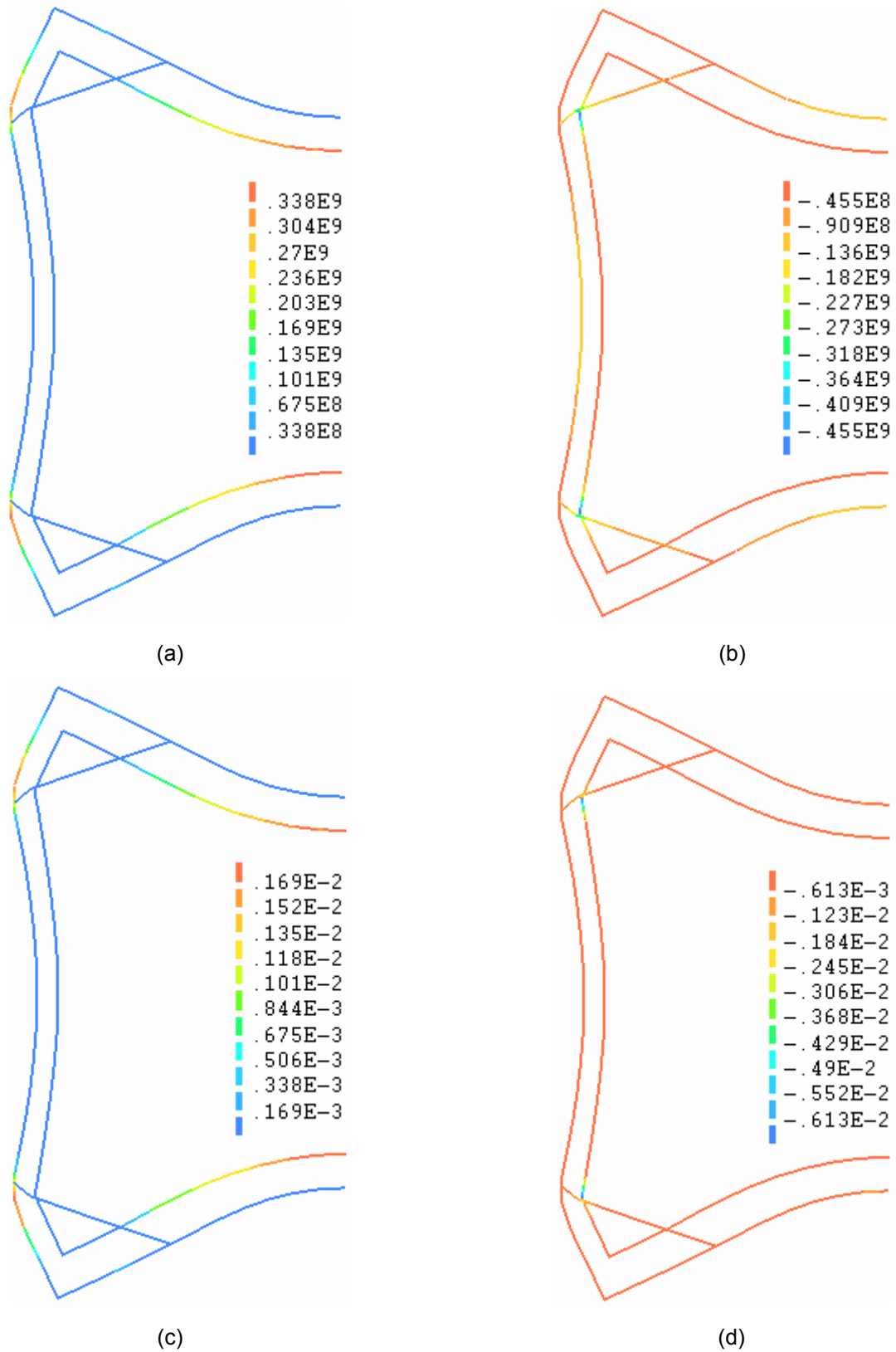


Fig.4.27 – Deformada da armadura da BC na rotura (50x) aos 43 metros de aterro e respectivo mapa de tensões e extensões principais: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa); c) ϵ_1 ; d) ϵ_2

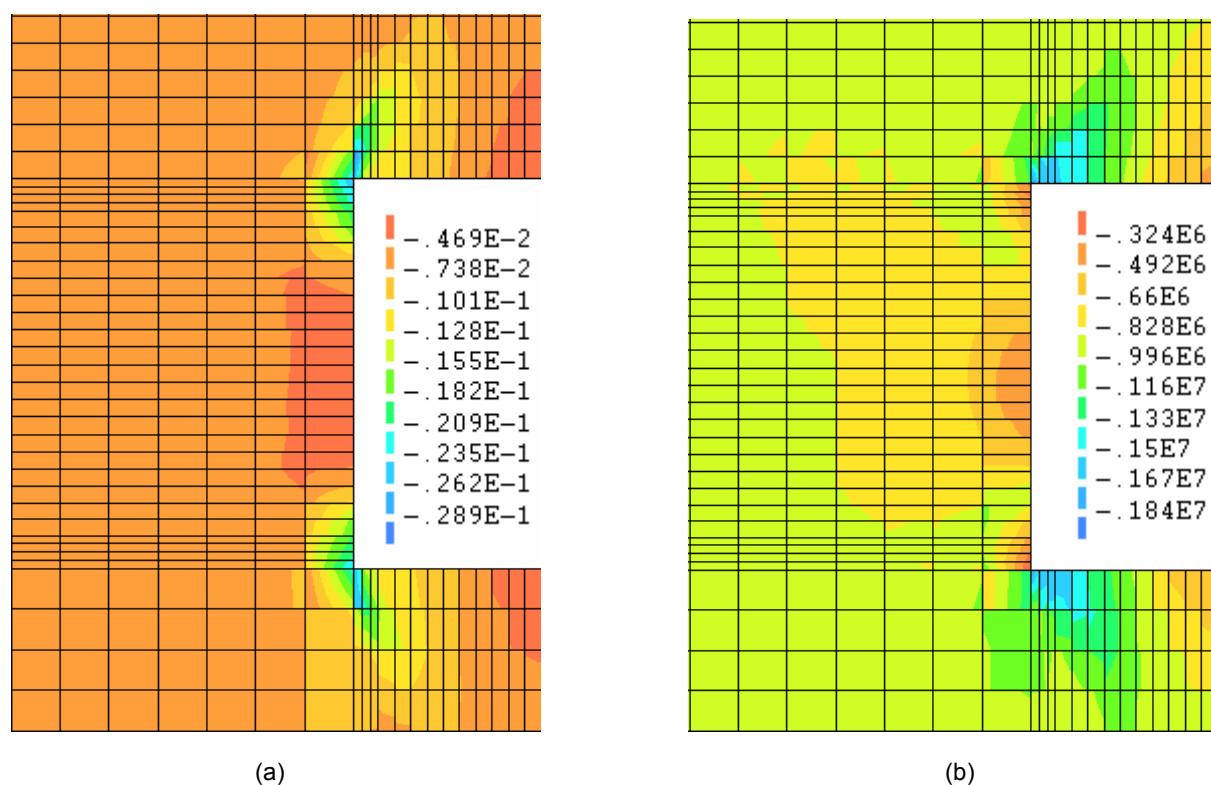


Fig.4.28 – Mapa de extensões e tensões principais mínimas no solo aos 43 m de aterro: a) ϵ_2 ; b) σ_3 (Pa)

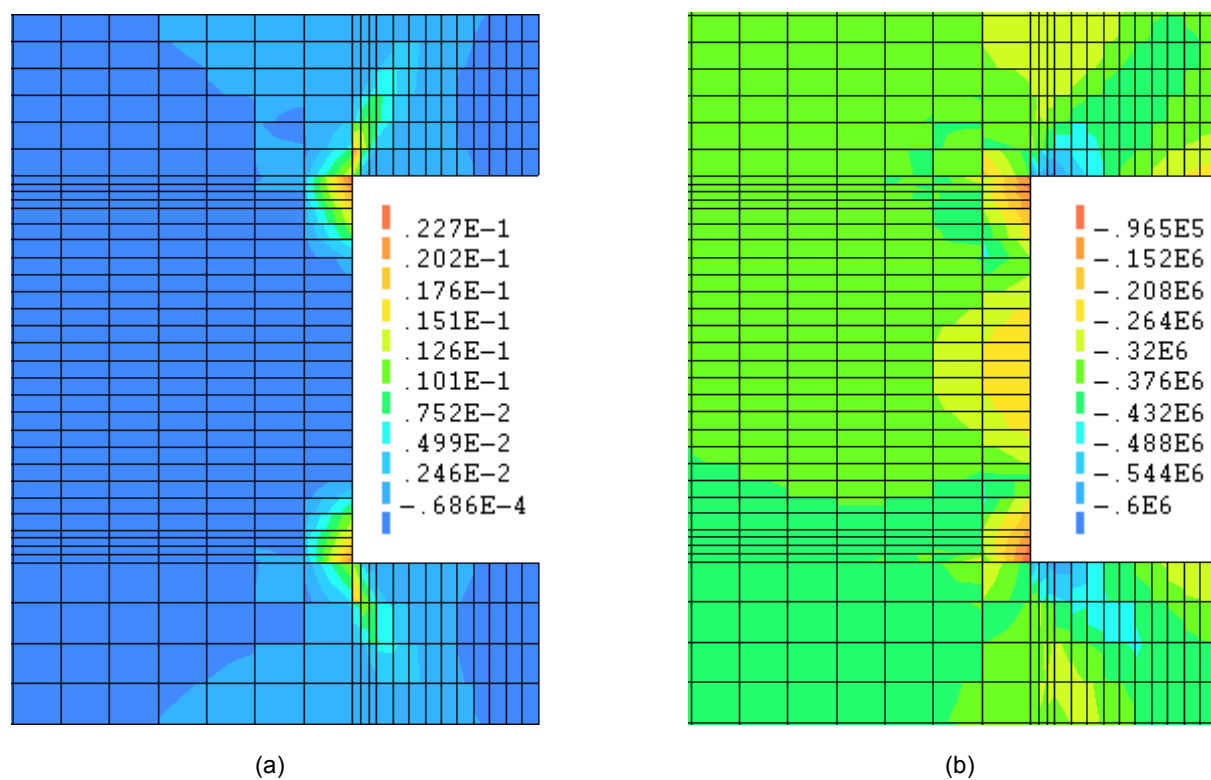


Fig.4.29 – Mapa de extensões e tensões principais máximas no solo aos 43 m de aterro: a) ϵ_1 ; b) σ_1 (Pa)

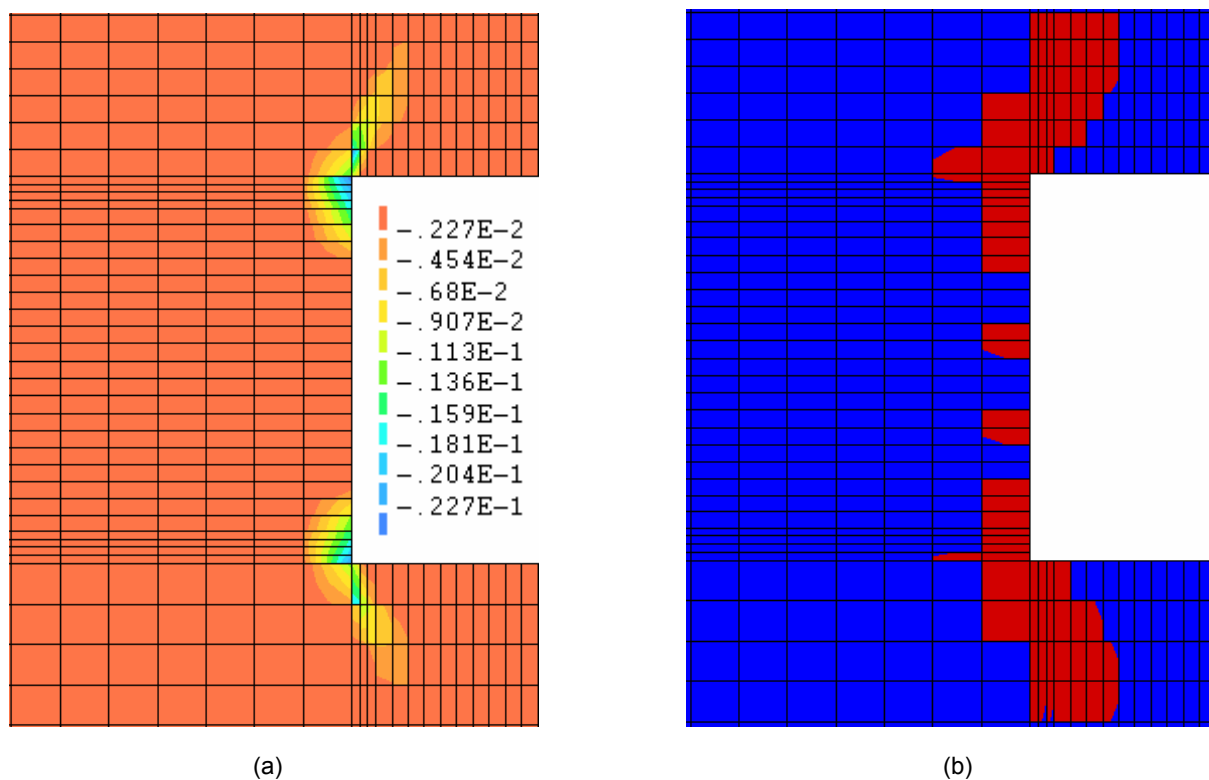


Fig.4.30 – a) Mapa de extensões plásticas principais mínimas ϵ_{p2} ; b) Superfície de plastificação no solo aos 43m de aterro

4.2.2.5. Estado limite de serviço – abertura de fendas

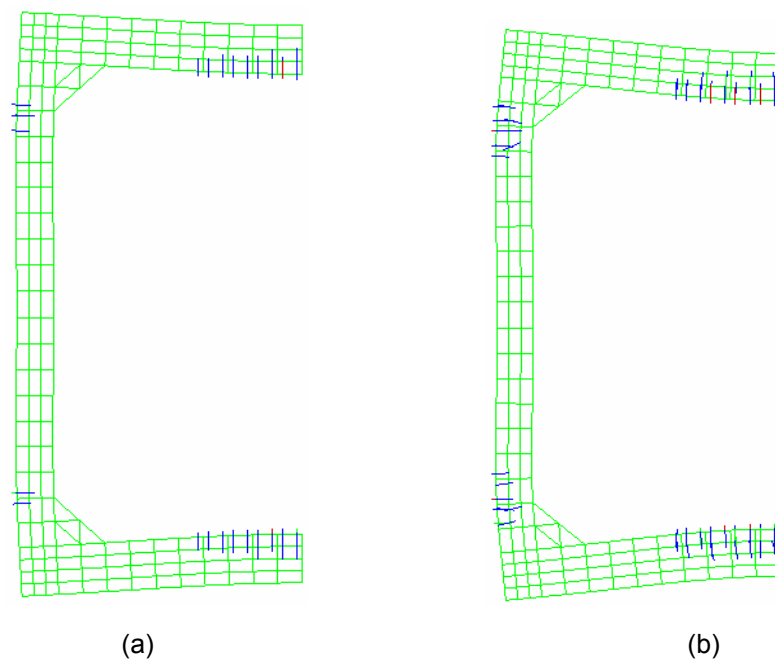


Fig.4.31 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0,0764\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0,104\text{ mm}$

As aberturas de fendas expressas na Figura 4.31 foram calculadas segundo as expressões indicadas em 4.2.1.7. para a secção associada ao meio vão da travessa superior, atravessada pelo plano de simetria vertical. Esta secção no presente estudo base foi a admitida como a mais crítica em termos de fendilhação para as duas alturas de aterro referidas.

Em seguida expõem-se os dados e resultados intermédios necessários para o cálculo da abertura de fendas anteriormente apontadas.

Altura de aterro $h = 10\text{m}$:

- $N = 99,30 \text{ kN}$;
- $M = 45,57 \text{ kN.m}$;
- $x = 0,0623 \text{ m}$;
- $s_{r,\max} = 0,179 \text{ m}$;
- $\sigma_s = 116,25 \text{ MPa}$;
- $\sigma_c = - 10,92 \text{ MPa}$ (fibra superior do betão).

Altura de aterro $h = 15\text{m}$:

- $N = 145,36 \text{ kN}$;
- $M = 59,34 \text{ kN.m}$;
- $x = 0,0632 \text{ m}$;
- $s_{r,\max} = 0,178 \text{ m}$;
- $\sigma_s = 147,96 \text{ MPa}$;
- $\sigma_c = - 14,24 \text{ MPa}$ (fibra superior do betão).

4.3. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

A interpretação dos resultados terá os seguintes objectivos principais: permitir uma melhor compreensão da distribuição das pressões neste sistema complexo Solo/Estrutura e sua correlação com a deformada da própria BC; detectar o mecanismo de rotura do sistema bem como a altura de aterro máxima e confirmar o bom comportamento da BC em serviço.

4.3.1. DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES SOBRE A BC

Travessa superior:

Avaliando a Figura 4.8 no qual se apresenta a evolução da pressão de terras na travessa superior da BC à medida que se processa o incremento de camadas de aterro sobre a mesma travessa pode-se constatar uma grande diferença entre as pressões de terras exercidas junto aos montantes e junto ao plano de simetria (a abcissa $X=0$ está localizada na face exterior do montante), mesmo para alturas de aterro pouco significativas. Este é o primeiro sinal da existência de mecanismos de transferência de pressões do meio vão da travessa para as zonas dos montantes, justificado pela maior flexibilidade da travessa a meio vão do que junto aos montantes, como se pode constatar pela deformada apresentada nas Figura 4.25 e 4.26.

Com a análise da Figura 4.9, no qual se expressa a evolução dos factores de redistribuição de tensões na travessa superior, pode-se verificar que as elevadas pressões na zona dos montantes não são compensadas por uma diminuição tão acentuada das pressões a meio da travessa. Enquanto que na zona dos montantes se mantém um factor de redistribuição por volta dos 2.25 face às pressões geostáticas, a meio vão tal factor oscila, com o aumento das camadas de aterro, até aos 0.5.

Face a estes dados pode-se concluir que o tal mecanismo de transferência de pressões da zona central para a zona periférica não é o único responsável por esta diferença, contribuindo também o mecanismo de transferência de pressões do aterro lateral para a travessa, comprovando-se assim o processo de redistribuição de cargas nas obras de Box Culverts designado por efeito de arco negativo exposto anteriormente em 2.3. e na Figura 4.32.

Outro elemento que desmistifica este fenómeno de migração de tensões dos aterros laterais para a travessa superior é o factor de interacção sobre a travessa superior, representante da força total aplicada neste elemento, cuja evolução com a altura de aterro se encontra na Figura 4.10. O estudo deste diagrama comprova porque este fenómeno decorre da diferença de rigidez entre a BC e o material de aterro. Como se pode verificar, até aos 10 metros de aterro tal factor de interacção evolui até um pico de 1.17, o que justifica a migração de tensões. No entanto tal migração é crescente, pois com o aumento das camadas de aterro, maior é a compactação das terras laterais, aumentando o diferencial entre o deslocamento entre os blocos laterais e o bloco central. Contudo após os 10 metros de aterro até à rotura tal factor decresce até um valor de 1.12 (1.09 no caso da admissão da última fase associada aos 43 metros), justificado pela diminuição da rigidez da BC devido à fendilhação da travessa superior ao nível do meio vão e pela consequente diminuição da rigidez relativa entre os dois materiais. A plastificação do solo nos vértices da BC também terá participação na diminuição deste factor. Tal é possível de ser constatado na Figura 4.11 através da coincidência da quebra da evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior com a quebra da evolução do factor de interacção e do factor de redistribuição na secção de meio vão da travessa superior, por volta dos 10 metros de aterro. O momento designado por M_{cracking} toma um valor próximo dos 50 kN.m.

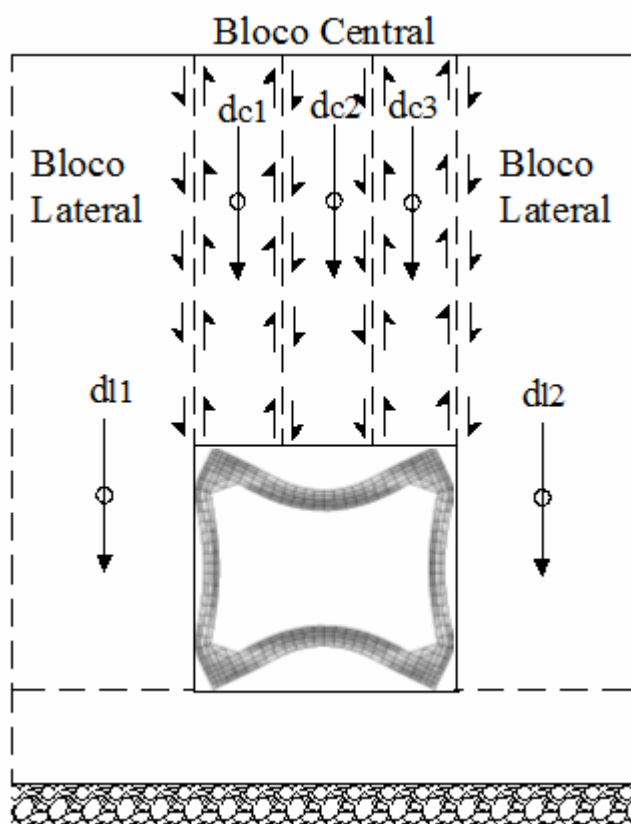


Fig.4.32 – Mecanismo de migração de pressões em torno de uma BC

Pela análise dos diagramas tanto do esforço transversal como do momento-flector, Figuras 4.12 e 4.13 respectivamente, pode-se concluir que tais fenómenos de distribuição/redistribuição de pressões não afectam a tendência da sua evolução sobre a travessa superior. Apenas se poderá efectuar um apontamento relativamente à forma parabólica do diagrama de esforço transversal face ao diagrama linear originado por uma distribuição constante de pressões geostáticas.

Travessa inferior:

Analisando agora a distribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, expressa na Figura 4.14, verifica-se, como seria de esperar, uma idêntica distribuição à da travessa superior, maior concentração de pressões na zona dos montantes relativamente à zona central. Contudo surge algo de novo, como se pode constatar na análise dos factores de redistribuição sobre a travessa inferior (ver Figura 4.15). Logo após a compactação da primeira camada de aterro de um metro os factores de redistribuição contrariamente ao ocorrido na travessa superior tomam valores acima da esperada unidade, na realidade, as pressões superam as pressões exercidas na travessa superior em conjunto com o peso próprio da BC. Tal é explicado pela transferência das tensões de corte que se desenvolvem na interface solo/betão ao longo do montante pois as camadas laterais de terras estão literalmente “penduradas” na BC de forma similar ao que ocorre entre as camadas laterais e o bloco central de terras sobre a travessa superior (exemplificado na Figura 4.32). Embora este mecanismo apenas ocorra de uma forma mais acentuada para as primeiras camadas de aterro, pois para alturas de aterro mais pequenas o movimento relativo entre o aterro lateral, mais deformável, e a BC é maior. Para grandes alturas de aterro, as elevadas pressões sobre a BC e a deformabilidade da fundação fazem com que os movimentos relativos acima referidos percam expressão na medida em que a translação vertical descendente da BC começa a ser significativa, as tensões tangenciais diminuem, podem até inverter de sentido, passando a BC a estar “pendurada” nas camadas laterais. Assim se compreende a vantagem em executar este tipo de estruturas sobre um leito elástico. Também convém referir que à medida que se vão adicionando novas camadas de aterro verifica-se por parte das interfaces friccionais uma degradação das suas propriedades, ou seja, a cedência das mesmas passa a ser uma realidade permitindo maiores movimentos relativos sem um incremento de tensões tangenciais desenvolvidas e transmitidas para a BC.

Novamente todos estes conceitos e evidências são justificados claramente pela observação da evolução da resultante das pressões sobre a travessa inferior, aqui identificada como o factor de interacção, na Figura 4.16. Em conjunto com o Quadro 4.1 e Figuras 4.8 e 4.14 pode-se esclarecer de que forma ocorre essa neutralização das tensões tangenciais desenvolvidas na junta solo/betão.

Analisando o Quadro 4.1 no qual se expõem os esforços axiais obtidos pelo modelo numérico, N , e pelo cálculo através das pressões verticais exercidas sobre a travessa superior, N_{sy} , obtidos para a secção S-S ilustrada na Figura 4.5, e respectivo peso do diferencial conclui-se que de facto ocorre uma diminuição da actuação das tensões tangenciais de sentido descendente sobre os montantes da BC pelo menos naquela região próxima da secção S-S. Para a primeira camada de aterro a contribuição das tensões tangenciais, embora não sejam as únicas responsáveis podendo também contribuir impulsos horizontais, levam a um incremento por volta dos 40% sobre o esforço axial devido às pressões verticais exercidas sobre a travessa superior. No entanto este incremento decresce para valores próximos dos 10% para os 43 metros de altura de aterro.

A análise comparativa das Figuras 4.8 e 4.14 permite chegar mais longe nas conclusões ao esclarecer que na realidade além de se verificar uma diminuição das tensões tangenciais na junta estas invertem de sentido para alturas de aterro maiores, passando a BC a estar “pendurada” nas camadas laterais, como foi referido anteriormente. A evidência destas conclusões é passível de ser observada pela

análise do valor da pressão vertical máxima, correspondente à abcissa $X = 0$ m, para diferentes alturas de aterro tanto para a travessa superior como inferior, como se expõe em seguida:

Travessa superior:

- $h = 5\text{m}$; $S_y = 210$ kPa;
- $h = 10\text{m}$; $S_y = 427$ kPa;
- $h = 15\text{m}$; $S_y = 653$ kPa;
- $h = 43\text{m}$; $S_y = 2000$ kPa.

Travessa inferior:

- $h = 5\text{m}$; $S_y = 236$ kPa;
- $h = 10\text{m}$; $S_y = 427$ kPa;
- $h = 15\text{m}$; $S_y = 630$ kPa;
- $h = 43\text{m}$; $S_y = 1820$ kPa.

Para aterros até aos 10 metros de altura podemos admitir que ocorre uma diminuição das tais tensões tangenciais, pois têm-se tensões mais elevadas na travessa inferior do que na travessa superior, o que é normal visto que mesmo que se tivesse uma actuação nula das tensões tangenciais, sobre a travessa inferior além das pressões exercidas na travessa superior actua o próprio peso da BC. Agora para alturas de aterro mais elevadas a constatação de tensões mais baixas na travessa inferior só pode ser explicada por uma inversão do sentido das tensões tangenciais que permitem um alívio da carga actuante na travessa inferior.

Uma análise mais detalhada sobre a Figura 4.20 ainda permite evidenciar outro fenómeno relacionado com a convergência da evolução dos factores de interacção sobre a travessa superior e inferior, ao se concluir que tal convergência se justifica pelo facto do factor de interacção para camadas mais elevadas passar a ser controlado pelo o que ocorre sobre a travessa superior. A distribuição de pressões verticais sobre esta travessa será influenciada pelo mecanismo de migração de pressões dos aterros laterais para a travessa superior. Como é óbvio este fenómeno está directamente relacionado com a perda de influência das tensões tangenciais na interface solo/betão, anteriormente exposta.

Montantes:

Nos montantes, tal como nas travessas superior e inferior, a distribuição de pressões horizontais está intimamente relacionada com a flexibilidade e deformada da Box Culvert. Desta forma se justifica o padrão de pressões e respectiva evolução com a altura de aterro ilustrado na Figura 4.17. O mesmo se aplica aos factores de redistribuição apresentados na Figura 4.18. Note-se que a consideração de uma BC infinitamente rígida levaria a uma distribuição de pressões horizontais determinada pelo coeficiente de impulso em repouso, K_0 .

Observando a Figura 4.33 e focando a análise na deformada dos montantes podemos constatar três zonas particulares que correspondem a distribuições também particulares de pressões e factores de redistribuição. Abordando as regiões onde ocorre uma designada divergência dos montantes, caracterizada por uma compressão do aterro lateral por parte da BC, verifica-se a ocorrência das maiores pressões de terras. Pelo contrário nas zonas onde ocorre um afastamento da BC face ao aterro lateral as pressões atingem valores de pressões menores.

Também é interessante verificar que a diferença entre os valores máximos e mínimos de pressões nos montantes se torna mais vincada com a crescente altura de aterro, caracterizada por uma deformada mais acentuada dos montantes, como se retira da observação conjunta das Figuras 4.17 e 4.25/4.26, em que se ilustram a evolução das pressões horizontais sobre os montantes e as deformadas em duas

alturas de aterro distintas respectivamente. Também da análise dos diagramas de pressões se pode confirmar a esperada superioridade, embora ligeira, das pressões máximas no “pico” de cota inferior, visto que aí a altura de terras também é ligeiramente superior (note-se que a abcissa $Y = 0$ m está localizada na base do montante).

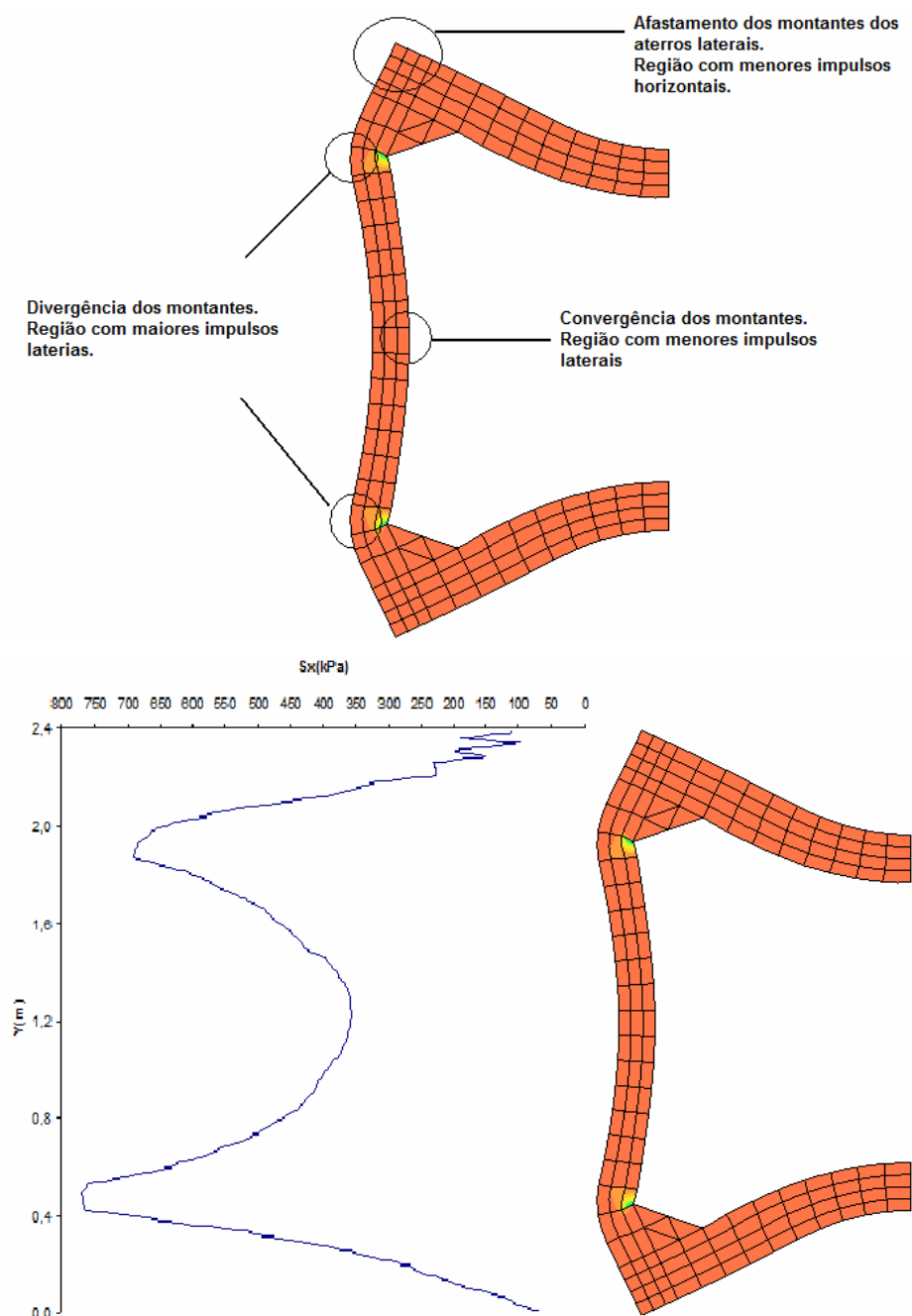


Fig.4.33 – Deformada da BC (x50) para uma altura de aterro de 43m e respectiva distribuição de pressões horizontais sobre o montante para o estudo base A1

Por fim será interessante abordar a divergência da distribuição dos factores de redistribuição de pressões sobre o montante para a altura de aterro de um metro, $h=1\text{m}$, face às restantes fases superiores de aterro (ver Figura 4.18). Convém realçar que esta divergência se mantém, embora se vá esbatendo, para pequenas alturas de aterro e também se verifica nos próprios diagramas de distribuição de pressões. Pela observação da Figuras 4.34 surgem agora cinco “picos” de pressões contrariamente aos dois “picos” bastante perceptíveis referidos anteriormente. Estes 5 “picos” na realidade coincidem com a colocação das camadas laterais à BC durante o seu processo construtivo como foi detalhado anteriormente em 2.2. cujos impulsos laterais localizados e faseados gerados, para alturas de aterro pequenas, ainda definem a distribuição de pressões horizontais. A particularidade dos 5 “picos” apenas ocorre pois na modelação numérica adoptada se considerou a colocação das terras laterais em 5 fases associadas sensivelmente a 5 camadas de aterro lateral idênticas.

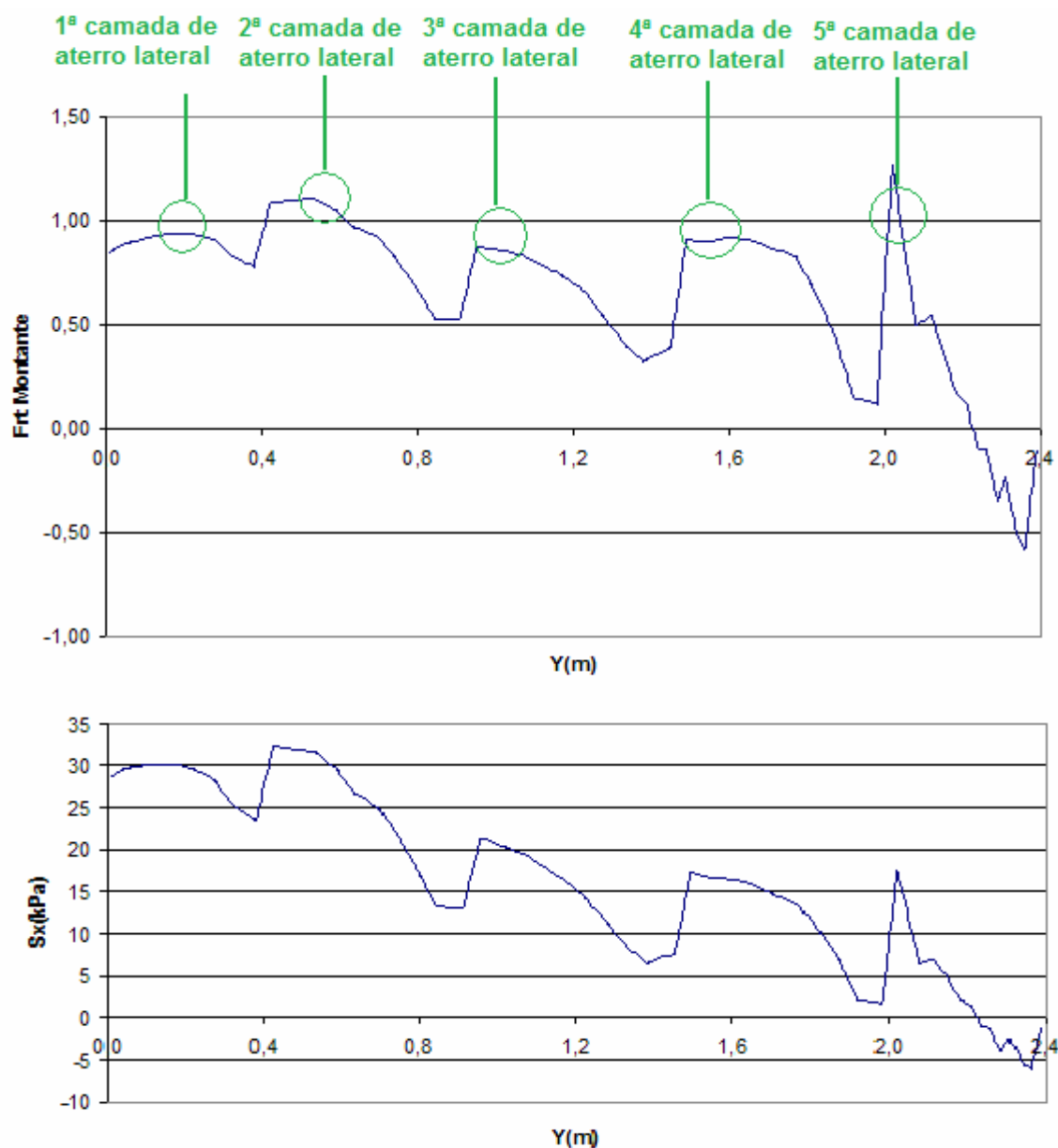


Fig.

4.34 – Factores de redistribuição e pressões horizontais sobre os montantes para uma altura de aterro de 1 metro e correlação dos mesmos com a colocação das camadas de aterro lateral para o estudo base A1

Relativamente à evolução dos factores de interacção sobre os montantes, representada na Figura 4.19. interpretações a um nível mais global podem ser retiradas. Até agora abordou-se a distribuição de pressões sobre os montantes, contudo convém analisar a resultante das pressões exercidas sobre os montantes para se elaborar uma interpretação sobre a redistribuição dos esforços neste sistema global solo/BC. A primeira observação da figura referida destaca logo após a compactação da primeira camada de aterro uma força total aplicada ao montante inferior à calculada pela distribuição de pressões afectada pelo impulso em repouso, cerca de 0.75 vezes inferior. Este valor mais baixo é explicado pelo processo construtivo do aterro lateral que não proporciona um estado de tensão teórico em repouso, daí o desfazamento entre as forças totais aplicadas. No entanto seria de esperar uma rápida estabilização no sentido de se igualarem essas forças totais, o que acaba por acontecer só em fases mais avançadas de aterros, onde se atinge um factor de interacção com um valor igual à unidade. Este atraso pode ser relacionado com os mecanismos de transferência de pressões verticais tanto dos blocos laterais de terras para a travessa superior bem como para os montantes pelas tensões tangenciais geradas sobre os mesmos, referidos anteriormente, que provocam um alívio das tensões verticais nos aterros laterais à BC na proximidade da mesma. Assim consequentemente também diminuem os impulsos laterais.

4.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Como se referiu inicialmente, através da interpretação dos resultados pretende-se identificar o mecanismo de rotura do sistema solo/BC bem como estabelecer a altura máxima de aterro permitida por este mesmo sistema.

É necessário referir que foram aplicados valores característicos tanto na perspectiva da resistência como das acções, logo na realidade a altura de aterro máxima obtida no estudo base A1 não será suficientemente segura segundo os padrões dos Eurocódigos, que estabelecem coeficientes de segurança parciais. Contudo no presente trabalho de investigação será inicialmente aceite esta altura máxima de aterro, obtida com os valores característicos, de forma a permitir uma melhor análise comparativa entre as várias análises paramétricas e o próprio estudo base.

O aspecto relativo aos factores de segurança será abordado posteriormente na medida em que não constitui um tema de fácil abordagem pois estamos perante um sistema complexo solo/estrutura (ver 6.6.).

Antes de se poder identificar o mecanismo de rotura é necessário estabelecer os critérios que caracterizam a rotura deste mesmo sistema. Será quando se observam as primeiras fendas significativas por flexão? Será quando ocorre o esmagamento da primeira secção de betão e consequente formação da rótula plástica ou após a formação de um mecanismo com várias rótulas plásticas? Será quando surge uma rotura por corte? Será quando se forma um mecanismo de rotura não na BC mas sim no solo?

Resumidamente estamos perante duas possibilidades de rotura, ou se admite que a rotura ocorre quando a BC se danifica ou se considera que apenas ocorre um colapso do sistema quando surge um mecanismo de rotura no próprio solo mesmo após o dano completo da BC. Note-se que mesmo relativamente à primeira possibilidade a regulamentação inúmera duas variantes, rotura de um elemento da estrutura ou colapso total da estrutura.

Perante a interpretação da regulamentação vigente o estado limite último nesta situação corresponde ao colapso de um dos elementos da estrutura. Admitindo como é óbvio que tal ocorre previamente a

uma rotura pelo solo. Esse colapso local não representa um colapso global da própria estrutura e por sua vez do sistema, contudo é uma fragilidade relevante que surge e deve ser tida em conta.

A situação correspondente ao colapso do sistema pelo solo após o dano completo da BC não será admitida mesmo que ocorra, embora permita atingir valores de altura de aterros bastante elevados, pois segundo a perspectiva estrutural isso significaria uma inutilização da estrutura para a qual foi dimensionada e executada.

Pela análise dos resultados do estudo base e de outros estudos centrados na tentativa de colapso do sistema pelo solo, nomeadamente em 5.4.1., verifica-se que este ocorre só para alturas de aterro muito elevadas com a prévia inutilização da BC. Contudo este tema convém ser melhor explorado, algo impossibilitado no âmbito deste mestrado por limitações temporais, visto que a formação de um mecanismo de rotura do solo está relacionada com factores de segurança que podem assumir valores razoáveis para alturas de aterro mais elevadas e valores não admissíveis para aterros inferiores.

Em seguida será comprovado que o solo embora apresente uma superfície de plastificação esta não propicia nem constitui um mecanismo efectivo de rotura por parte solo, mesmo para a fase correspondente aos 43 metros de altura de aterro. Tendo em conta que foi assumido o critério de rotura de Mohr-Coulomb será em seguida efectuada uma verificação e comprovação da rotura por corte num ponto situado na superfície de plastificação apresentada na Figura 4.30b através da circunferência de Mohr ilustrada na Figura 4.35. Se a circunferência de Mohr para um dado estado de tensão ficar totalmente aquém da envolvente, o solo está em equilíbrio elástico sob esse estado de tensão. Por sua vez se a circunferência de Mohr for tangente à envolvente, então atingiu-se a resistência do solo em alguma faceta ou conjunto de facetas. Note-se que não é possível obter um estado de tensão no solo cuja circunferência de Mohr intersecte a envolvente; qualquer tentativa nesse sentido resultaria em deformações ilimitadas, logo na rotura, Fernandes (2006).

Para traçar a envolvente, representativa do critério de rotura de Mohr-Coulomb, adoptaram-se os seguintes dados:

- Coesão: $c = 10 \text{ kPa}$;
- Ângulo de atrito interno: $\phi = 30^\circ$.

Assumiu-se que o material possui resistência para tensão nula e o mesmo ϕ para qualquer que seja a grandeza da componente normal da tensão. Desta forma a equação da envolvente, neste caso de uma recta, passa a ser:

$$\tau = c + \sigma \times \tan \phi \Leftrightarrow \tau = 0.01 + \tan 30^\circ \times \sigma \text{ (MPa)} \quad (4.15.)$$

O ponto em causa corresponde ao ponto de Gauss de um elemento do solo situado imediatamente sobre a travessa superior junto ao montante cujo estado de tensão é retirado pela interpretação dos mapas de tensões principais mínimas e máximas ilustrado nas Figuras 4.28b. e 4.29b., respectivamente para, uma altura de aterro de 43 metros.

- $\sigma_1 = -0.656 \text{E}6 \text{ Pa} = -0.656 \text{ MPa}$;
- $\sigma_3 = -0.201 \text{E}7 \text{ Pa} = -2.01 \text{ MPa}$.

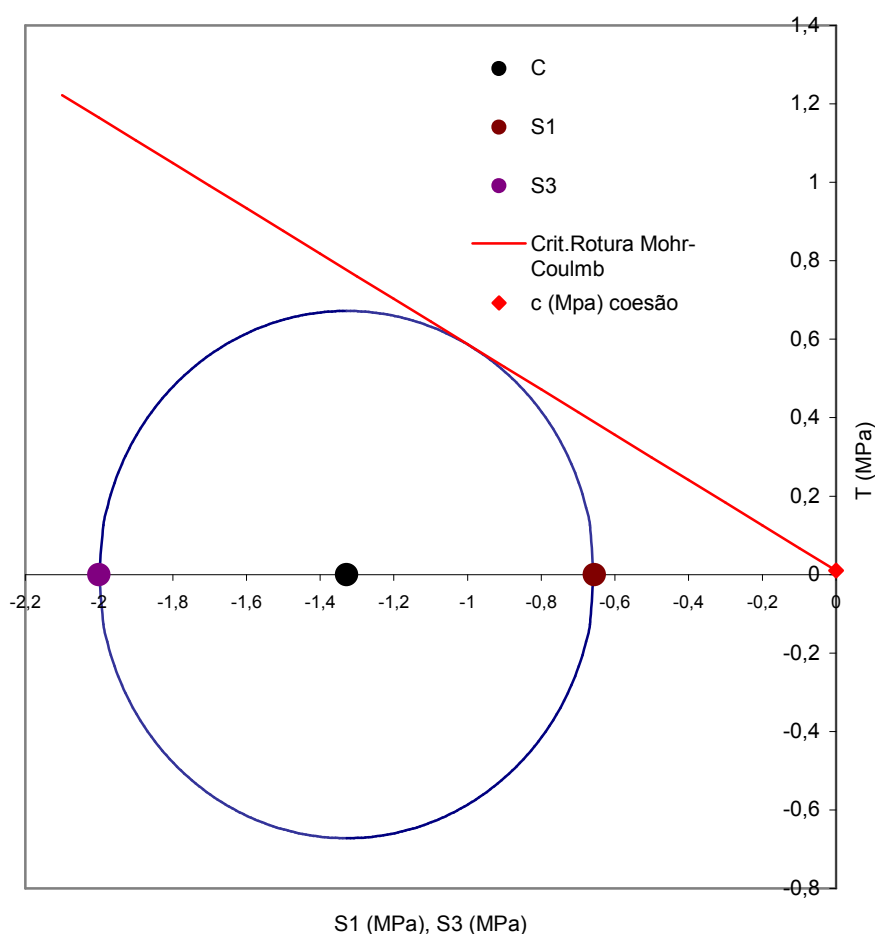


Fig.4.35 – Estado de tensão no solo num ponto situado na superfície de plastificação aos 43 metros de altura de aterro para o estudo base A1 e respectiva envolvente de rotura de Mohr-Coulomb

Como se pode confirmar pela Figura 4.35 para os 43 metros de altura de aterro de facto o solo no ponto mencionado encontra-se plastificado. A generalização desta verificação para os restantes pontos do solo está na base da delimitação da superfície de plastificação apresentada na Figura 4.30b que relativamente às dimensões do aterro é pouco significativa. Adicionalmente o esquema de actuação do solo não é alterado, ou seja, a superfície de plastificação não gera uma instabilidade do sistema que necessite de ser verificada segundo o conceito de estado limite de perda de equilíbrio estático (EQU), Eurocódigo7, CEN (2004).

Perante o mencionado pode-se então afirmar que o estado limite último do sistema está condicionado pela estrutura, Box Culvert, e segundo o critério adoptado ocorre quando um dos elementos da BC entrar em colapso.

Convém referir que a consideração do estado limite último associado ao colapso local de um dos elementos da BC está em certa medida implícita aquando do estabelecimento das relações constitutivas dos materiais, nomeadamente do betão à compressão, aplicados no modelo numérico pois estas relações não propiciam o registo por parte do programa de cálculo do mecanismo de colapso global da estrutura.

No caso do betão à compressão, as relações constitutivas expostas em 3.3.2.1. ao estabelecerem uma função não linear entre a tensão/extensão do tipo parabólico impõem um limite ao nível das extensões suportadas pelo betão na secção crítica, desta forma o equilíbrio numérico do sistema fica logo à partida condicionado não permitindo a formação de novas rótulas plásticas após o esmagamento do betão numa primeira secção. O registo da fase associada ao colapso global da estrutura está assim limitado podendo no entanto esta situação ser contornada através da adopção de funções do tipo linear ou constante, sem quaisquer condicionalismos ao nível das extensões em compressão.

Para o comportamento ao corte e à tracção da BC esta limitação ao primeiro elemento que atinge o respectivo critério de rotura já não é aplicada pois na relação constitutiva adoptada para a resistência ao corte assumiu-se uma curva de retenção ao corte do tipo constante e porque no caso da tracção, embora se tenha aplicado uma função do tipo linear para o pós-pico, temos que assumir a actuação das armaduras com um comportamento por sua vez elástico-plástico.

Através dos resultados obtidos pela análise estrutural, do qual se obtiveram quer a distribuição de esforços, quer de tensões, extensões e deslocamentos em toda a estrutura, proceder-se-á primeiro à identificação do modo como se processa o colapso desse elemento crítico.

Pela análise de sucessivos mapas de tensões principais mínimas, σ_2 , como os representados nas Figuras 4.25 e 4.26 pode-se constatar que para todas as diferentes alturas de aterro as zonas do montante próximas dos esquadros da BC apresentavam sempre tensões mais elevadas do que as zonas comprimidas situadas nos meios vãos tanto das travessas como dos montantes. Esta constitui a primeira evidência de que algo se passava naquelas regiões e necessitava de ser explorado. Daí os resultados ilustrados nas Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 que representam a evolução do estado de tensão/extensão do ponto P representado na Figura 4.5 para sucessivas camadas de aterro crescentes.

Pela observação do diagrama ϵ_2 - σ_2 conclui-se que ocorre o esmagamento do betão naquele ponto e confirma-se a função parabólica adoptada para o comportamento em compressão. Verifica-se também que o betão atinge um pico de 31 MPa à compressão e tendo em conta que a resistência à compressão uniaxial do betão C30/37 em causa é de 30 MPa, tal valor é justificado por uma situação de compressão biaxial. Como foi referido em 3.3.2.1. o critério que rege a rotura em compressão biaxial no DIANA é o critério de Hsieh-Ting-Chen, o que se pode reafirmar na sobreposição dos diagramas das Figuras 4.22 e 4.6 (ver Figura 4.36).

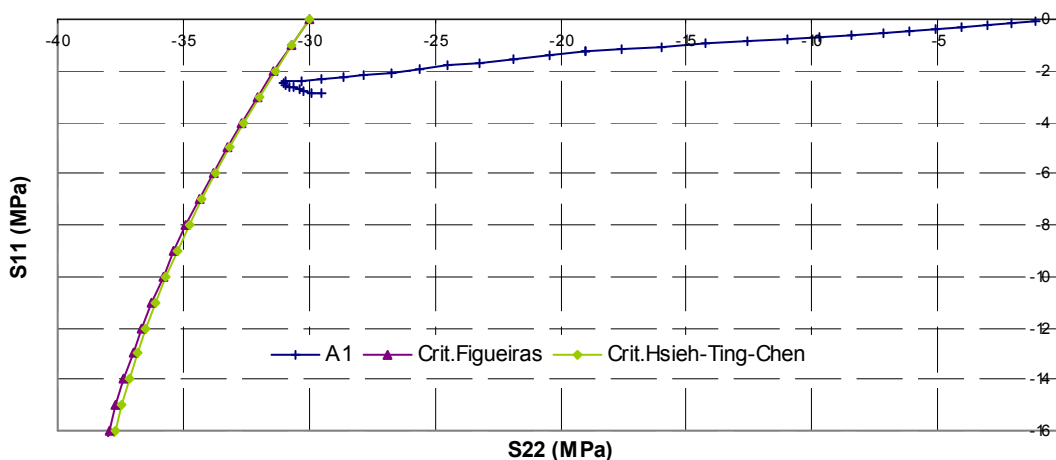


Fig.4.36 – Compressão biaxial no ponto P ilustrado na Fig.4.5 e respectivos critérios de rotura

Por fim a evolução do mapa de tensões e extensões principais focado na zona crítica em questão, apresentado na Figura 4.24, colmata a percepção do modo como ocorre o esmagamento do betão. Após a tensão máxima verificada no ponto P, que ocorre aos 27 metros de altura de aterro, verifica-se um “espalhamento” da área plastificada em torno desse ponto, que por sua vez sofre um decréscimo de tensão mas acréscimo da extensão tal como é ilustrado no diagrama ϵ_2 - σ_2 . A passagem brusca em termos de tensões e extensões dos 42 metros para os 43 metros de altura de aterro demonstra uma clara formação de uma rótula plástica nessa região. Este fenómeno de formação de rótulas aplica-se a quatro regiões que por questões de simetria se encontram na mesma situação, como se constata na Figura 4.37.

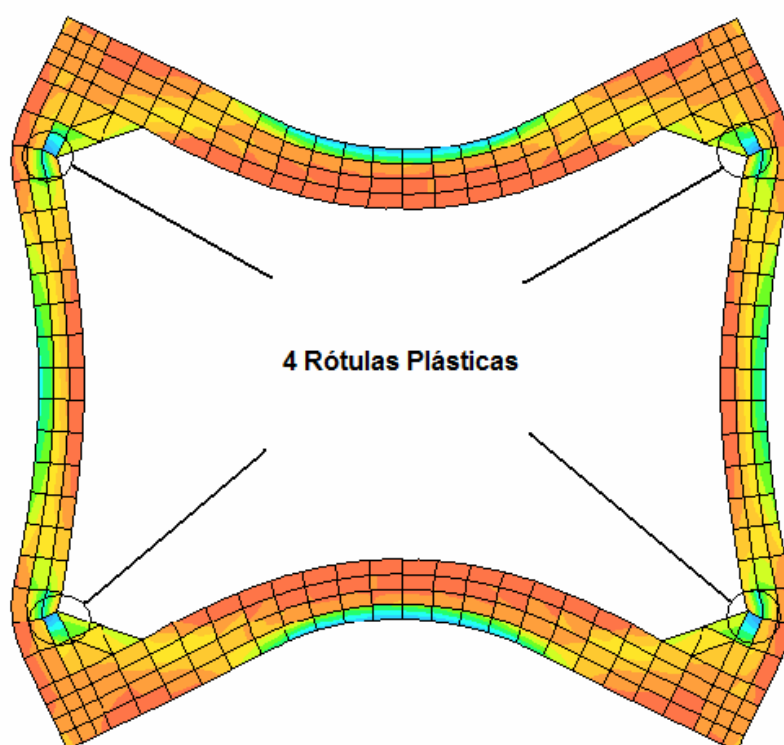


Figura 4.37 – Rótulas plásticas geradas pelo esmagamento do betão aos 43 metros de altura de aterro para o estudo base A1

Pela observação da imagem anterior podemos referir que ainda não se formou um verdadeiro mecanismo de colapso da BC pois as 4 rótulas geradas por si só não geram instabilidade. Contudo, caso os critérios de convergência fossem modificados, estaria iminente a formação de rótulas nos meios vãos das travessas superior e inferior pois a consulta das tensões nas armaduras, expressas na Figura 4.27, demonstram que as armaduras de tracção das travessas se encontram já relativamente próximas da cedência, 372 MPa face aos 500 MPa como limite. No caso dos montantes, a formação de rótulas nos meios vãos está longe de ocorrer.

O modo de rotura da BC iniciado pelo esmagamento do betão ao nível dos esquadros sem uma prévia cedência das armaduras de tracção das travessas não constitui a forma de rotura mais aconselhada nem desejada devido ao seu carácter frágil. Esta situação lançará, como se verá adiante, ideias a debater na análise paramétrica com vista a tornar a rotura mais dúctil.

Relativamente ao estabelecimento da altura máxima de aterro suportado pelo sistema, assumindo no entanto valores característicos, a observação dos diagramas relativos aos factores de interacção representados na Figura 4.20 bem como a análise da evolução do momento-flector na secção S-S do montante expressa na Figura 4.21 permite concluir que a altura máxima suportada pelo sistema é de 42 metros pois após esta altura de aterro estamos na iminência do surgimento das tais 4 rótulas plásticas como se prova pela quebra abrupta do momento-flector suportado pelo montante. Os factores de interacção também indiciam o mesmo, pois após os 42 metros ao se formarem as rótulas plásticas nos montantes a sobrecarga sobre os meios vãos das travessas é tal que agrava a fendilhação e deformação das mesmas levando por sua vez à diminuição da sua rigidez associada à quebra que ocorre nos factores de interacção das travessas.

Por fim convém efectuar algumas considerações sobre a possibilidade de a rotura da BC ocorrer por corte das travessas. Pela observação das Figuras 4.26a e 4.38 constata-se a existência de um efeito de arco nas travessas que revela a formação de uma escora inclinada que por sua vez encaminha os esforços para os esquadros e posteriormente para os montantes. A existência deste efeito de arco revela-se como positiva na verificação ao corte das travessas na medida em que permite admitir como secção crítica ao corte uma secção afastada do esquadro de d , sendo d igual à altura efectiva da secção da travessa (ver Figura 4.38).

Analisando as Figuras 4.12 e 4.38 é perceptível que o valor do esforço de corte correspondente à secção crítica para a altura de terras correspondente a 42 metros toma o valor $V_{m\acute{a}x}=400\text{kN}$. Por sua vez assumindo a resistência ao corte dessa mesma secção sem qualquer armadura transversal obtém-se o valor de $V_{Rk,c}=201\text{kN}$ (ver Anexo A4.3),

$$V_{m\acute{a}x} = 400 \text{ kN} > V_{Rk,c} = 201 \text{ kN}$$

pode-se assim concluir que para os 42 metros de altura de aterro de facto é necessário o reforço da secção em causa através de estribos. Admitindo apenas a armadura mínima transversal e procedendo ao cálculo da correspondente resistência ao corte de uma secção reforçada, $V_{Rk,s}$ (ver Anexo A4.3), chega-se à conclusão que $A_{sw,min}$ ainda não é suficiente para a verificação ao corte.

$$V_{m\acute{a}x} = 400\text{kN} > V_{Rk,s} = 126 \text{ kN}$$

Desta forma é necessário dimensionar a quantidade necessária de armaduras transversais. Segundo a formulação do Método das Bielas de Inclinação Variável tal quantidade toma o seguinte valor (ver Anexo A4.3),

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 28 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Esta armadura transversal pode ser materializada através de estribos $6\phi 8/0.105\text{m}$ (6 ramos na largura de $b_w=1\text{m}$, ver Anexo A4.3) nas secções adjacentes à secção crítica como exposto na Figura 4.38.

Efectuando exactamente os mesmos procedimentos anteriores agora para uma altura de aterro de 10 metros obtém-se os seguintes valores,

$$V_{m\acute{a}x} = 120 \text{ kN} < V_{Rk,c} = 201 \text{ kN}$$

Concluindo-se que para esta altura de terras a necessidade de estribos não é verificada. Pelo facto de a travessa superior ser encarada como um laje maciça a armadura de esforço transversal mínima pode ser omitida.

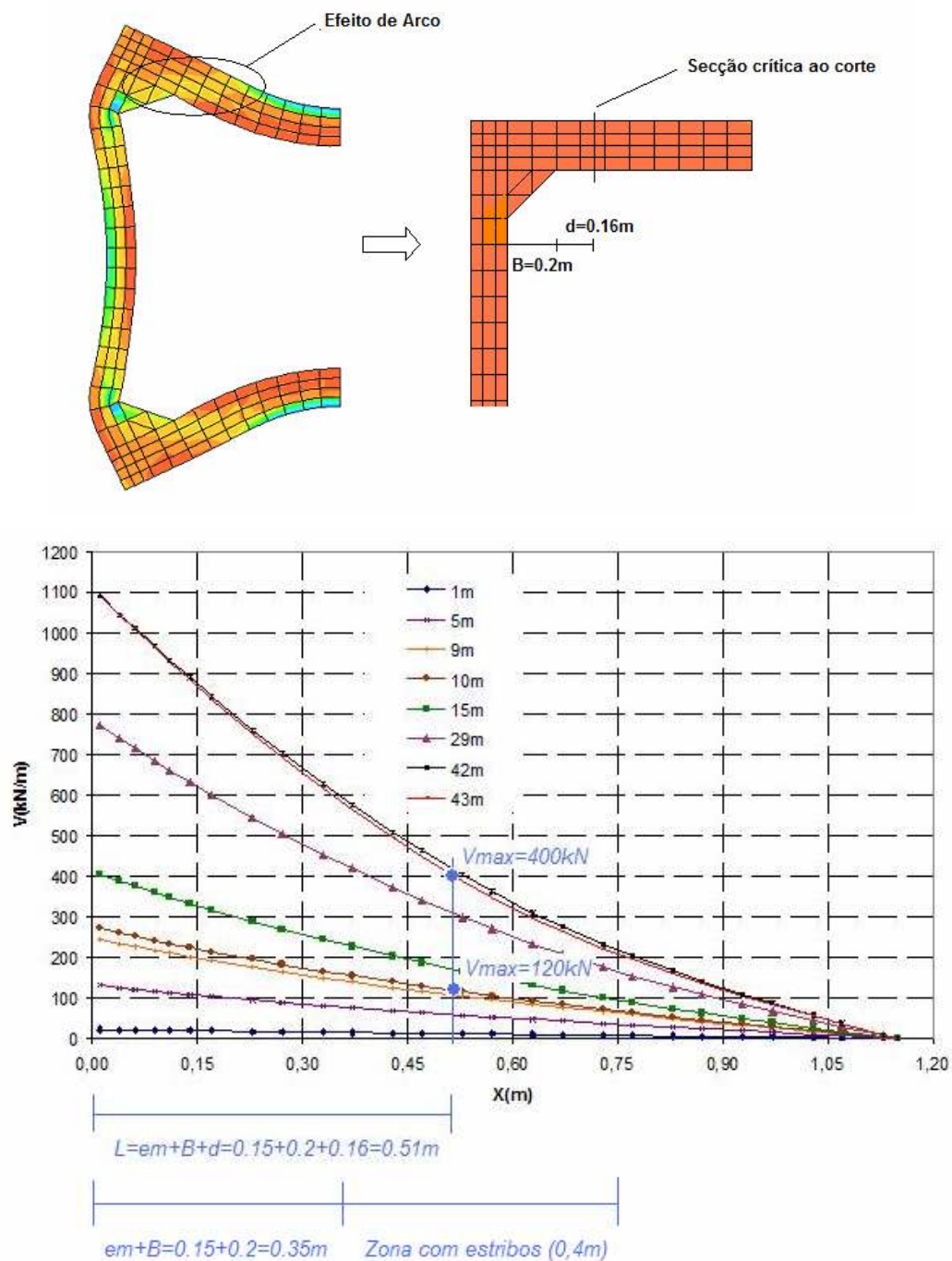


Figura 4.38 – Verificação ao corte das travessas

Pelos resultados expostos verifica-se que a rotura por corte das travessas da BC não é condicionante caso se proceda ao seu reforço através de estribos e convém realçar que a forma parabólica do diagrama do esforço transversal sobre as travessas se revela como vantajosa do ponto de vista da verificação ao corte pois conduz a valores do esforço transversal na secção crítica inferiores aos obtidos por um diagrama linear.

4.3.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A análise ao estado limite de serviço limitar-se-á à verificação das aberturas de fendas face ao limite estipulado pela regulamentação vigente, $W_k = 0.3\text{mm}$.

Para os 10 metros de altura uma abertura de 0.0764 mm está claramente dentro dos limites, bem como para os 15 metros de altura com 0.104 mm.

4.4. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES SOBRE AS ANÁLISES PARAMÉTRICAS A EFECTUAR

4.4.1. CONCLUSÕES

Após a análise e interpretação dos resultados obtidos no ensaio numérico sobre a BC2-10 com as respectivas condições envolventes descritas em 4.1.2. podem-se retirar conclusões tanto ao nível do comportamento da BC em serviço como em estado limite último.

Em ambos os estados verificaram-se fenómenos de migração de tensões, embora com diferentes graus de intensidade, comprovando-se assim a sua existência em obras deste tipo. Não esquecendo que tais fenómenos estão interdependentes do próprio comportamento da BC por sua vez condicionado pela rigidez/flexibilidade dos seus elementos face à do solo envolvente. Os seguintes factores de interacção actuantes nas travessas e montantes expressam de uma forma resumida e simples este mecanismo de interacção solo/estrutura.

Estado limite de serviço, $h = 10\text{m}$:

- $F_i^{\text{sup}} = 1.17$ e $F_i^{\text{inf}} = 1.22$ – Os mecanismos de interacção e de migração de tensões por efeito de arco levam a que a distribuição de pressões de terras sobre as travessas, superior e inferior, da BC apresentem uma distribuição parabólica, cuja resultante em condições de serviço excede em cerca de 20% o peso de terras sobrejacentes determinado em condições geostáticas, $\gamma \cdot h$.
- $F_i^{\text{mont}} = 0.93$ – A pressão lateral apresenta uma resultante sempre inferior ao correspondente impulso em condições de repouso.

Estado limite último, $h = 42\text{m}$:

- $F_i^{\text{sup}} = 1.12$ e $F_i^{\text{inf}} = 1.14$ – Em condições próximas da rotura os mecanismos de interacção e de migração de tensões levam a uma resultante da distribuição parabólica de pressões que excede em cerca de 13% o peso de terras sobrejacentes determinado em condições geostáticas. O decréscimo deste parâmetro nas travessas deve-se à perda de rigidez associado à degradação das mesmas por fendilhação e à plastificação do solo.
- $F_i^{\text{mont}} = 1.00$ – A pressão lateral apresenta agora uma resultante semelhante ao correspondente impulso em condições de repouso.

Por fim pode-se concluir que a BC2-10 dimensionada pelos métodos simplificados utilizados pelas empresas de pré-fabricação apresenta um bom comportamento em serviço, respeitando com relativa

folga o limite de 0.3 mm de abertura de fendas, e que ao nível da resistência, embora aplicados valores característicos, permite uma altura de 42 metros de aterro para comparar com os necessários 10 metros. Esta situação releva uma certa segurança em relação ao colapso do sistema, limitada contudo pela forma frágil como se processa ao ocorrer o esmagamento do betão em determinadas secções da BC antes de qualquer cedência de armaduras.

4.4.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS ANÁLISES PARAMÉTRICAS A EFECTUAR

As conclusões revelam um bom comportamento da BC2-10 para os estados limites de serviço e último admitindo as condições envolventes descritas para o solo e as propriedades mecânicas dos materiais adoptadas. No entanto estas condições e parâmetros idealizados nem sempre são os reais, existindo inúmeras incertezas quanto à fiabilidade destes dados aquando da execução deste sistema solo/BC.

Desta forma nas análises paramétricas, expostas no seguinte Capítulo5, pretender-se-á avaliar que parâmetros realmente afectam o comportamento da BC2-10, tanto em serviço como na rotura, e de que forma actuam. Será que o bom comportamento da BC2-10 se mantém alterando os dados inicialmente aceites?

Por fim também se executaram estudos paramétricos com uma filosofia diferente da anterior, procurando-se condições de simples implementação que modifiquem o tipo de rotura existente para uma rotura com características de maior ductilidade.

5

ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1. INTRODUÇÃO

A percepção e a compreensão do comportamento estrutural de uma Box Culvert específica para determinados parâmetros foram o intuito do capítulo anterior. Identificaram-se determinados mecanismos de distribuição de pressões que sem dúvida podem ser generalizados para outras BC's com aterros elevados, realçando-se as diferenças entre as distribuições de pressões obtidas e as consideradas nos processos simplificados de análise e dimensionamento de uso corrente. Contudo tais divergências não implicaram um fraco desempenho da BC estudada em condições de serviço e de resistência última.

A generalização dos mecanismos de interacção registados bem como a verificação aos estados limites de serviço e último terão no entanto que ser ponderadas consoante o peso da alteração dos parâmetros inicialmente admitidos. É conveniente repetir, tal como foi exposto na parte final do capítulo anterior 4.4.2., que as alterações das condições adoptadas para o problema associado ao sistema solo/BC retratado no estudo base surgem de duas formas, ou são fruto das incertezas relacionadas com a modelação numérica de um problema real ou são intencionalmente impostas pelo projectista com vista a obter uma resposta objectiva.

No presente capítulo efectua-se assim um levantamento de alguns parâmetros condicionantes no comportamento de BC's com aterros elevados e avalia-se o peso da sua influência. Como é obvio devido à imensidão de estudos paramétricos possíveis de se realizarem foi necessário ponderar quais aqueles que efectivamente teriam mais influência e por outro lado quais aqueles que teriam mais lógica de representarem uma situação real. Também foram promovidos os estudos paramétricos sobre parâmetros ainda não abordados em estudos anteriores, com vista a se poder contribuir para um acervo de dados úteis à compreensão deste tipo de obras.

Todas as análises paramétricas foram enquadradas em grupos mais abrangentes de análise consoante as afinidades e características desses mesmos parâmetros. Desta forma apresentam-se os quatro grupos de estudo seguintes:

- Análises paramétricas associadas à variação das condições envolventes da BC;
- Análises paramétricas associadas à variação das características mecânicas do betão;
- Análises paramétricas associadas à variação da quantidade de armaduras da BC;
- Análises paramétricas associadas à alteração da geometria da BC.

O estudo paramétrico tem como elemento de controlo o estudo base exposto no capítulo anterior e cada uma das análises tem como característica fundamental comum a alteração isolada de apenas um só parâmetro, permitindo assim avaliar o peso da influência desse mesmo parâmetro de forma isolada.

O tipo de análise e interpretação realizado no estudo base foi o adoptado para cada uma das análises paramétricas, utilizando-se desta forma os mesmos factores de redistribuição e de interacção bem como o mesmo tipo de resultados obtidos pelo cálculo através do modelo numérico. No entanto por uma questão de facilidade de leitura e quebra de monotonia associada à vantagem de permitir uma melhor compreensão global de todas as análises efectuadas apenas se expõem no corpo da presente dissertação os resultados mais relevantes e distintos face ao estudo base.

5.2. BREVE DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS REALIZADAS

No quadro seguinte retratar-se-ão de forma sintética as análises paramétricas realizadas de forma a facilitar a identificação das mesmas no decurso da dissertação. Note-se que cada análise será associada a uma sigla tal como ocorreu com o estudo base – A1.

Quadro 5.1 – Quadro síntese das análises paramétricas

Análise	Características principais	Parâmetro analisado
A1	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_s=100$	Estudo base (BC2x2-10m)
A1_{elastic}	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37elástico $E_c=31$ $E_s=100$	Betão elástico
A2	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_s=50$	E_{solo} envolvente = 50 MPa
A3	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_{s_fundação}=30000$	E_{solo} fundação = 30 GPa
A4 (T2=1,4m)	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_{s_lateral}=25$	E_{solo} lateral = 25 MPa (T2=1,4m)
A4 (T2=3m)	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_{s_lateral}=25$	E_{solo} lateral = 25 MPa (T2=3m)
A5	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_s=100$ $As_{ferro2} = - 50\%$	$As_{ferro2} = 11,34 \text{ cm}^2$ (Travessas)
A6	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C45/55 $E_c=31$ $E_s=100$	C45/55 - $f_{ck}=45\text{Mpa}$ $f_{ctm}=3,8\text{Mpa}$ $E_{cm}=31\text{GPa}$
A7	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_s=100$ $GC = +100\%$	$GC = 2 \times 12500 = 25000$ (Energia de fractura)
A7 (4xGC)	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_s=100$ $GC = +300\%$	$GC = 4 \times 12500 = 50000$ (Energia de fractura)
A8	BC2x2 $e_t=0,2$ $e_m=0,15$ C30/37 $E_c=31$ $E_s=100$ $As_{ferro3/4} = +40\%$	$As_{ferro3/4} = 20 \text{ cm}^2$ (Montantes)
A9	BC2x2invertida $e_t=0,15$ $e_m=0,2$ C30/37 $E_c=31$ $E_s=100$	BC2x2-10m rotação de 90°
A10	BC2x2simétrica $e_t=0,2$ $e_m=0,2$ C30/37 $E_c=31$ $E_s=100$	Aumento $e_m=0,2\text{m}$

No quadro apresentado e_t representa a espessura das travessas; e_m , a espessura dos montantes; GC , a energia de fractura no betão em compressão; As_{ferro2} , as armaduras de flexão das travessas e $As_{ferro3/4}$ as armaduras, interiores e exteriores, dos montantes.

Resumidamente pode-se expor o seguinte, a análise A2 corresponde a uma redução para metade do módulo de elasticidade do solo (na sua globalidade), a A3 a uma adopção de uma fundação rígida e por sua vez a A4 está associada a uma situação de má compactação do aterro lateral, daí o valor mais baixo do módulo de elasticidade do solo do aterro lateral (este aterro foi admitido para dois valores de largura de aterro lateral T2=1,4m e T2=3m).

As outras análises paramétricas centraram-se na variação de características directamente relacionadas com a BoxCulvert em causa, na medida em que as análises anteriormente referidas apenas retratam variações das condições do solo envolvente.

No grupo de análises paramétricas em que se testou a variação das características mecânicas do betão, incluem-se: a análise A1_{elastic} em que se admitiu o betão elástico, a análise A6 em que se adoptou valores para a resistência à compressão ($f_{ck}=45\text{MPa}$) e tracção ($f_{ctm}=3,8\text{MPa}$) dum betão C45/55 segundo o Eurocódigo2, CEN. (2004), embora se tivesse mantido o módulo de elasticidade do estudo base, $E_{cm}=31\text{GPa}$ e a análise A7 no qual se investigou a influência da duplicação e da quadruplicação da energia de fractura do betão em compressão ($G_C=2 \times 12500=25000$ e $G_C=4 \times 12500=50000$), caracterizada por uma maior ductilidade da BC, simulando-se assim um caso de confinamento de determinadas secções da BC.

No grupo de análises paramétricas em que se estudou a influência da variação das armaduras da BC temos o exemplo da análise A5 caracterizada pela redução para metade da área das armaduras de flexão das travessas da BC (Ferro2), $A_s=11,34\text{cm}^2$, e da análise A8 em que é aumentada a área das armaduras dos montantes (Ferro3 e 4) para 20cm^2 .

Finalmente o último conjunto de análises, relacionado com a alteração da geometria da Box Culvert, engloba a análise A9 que embora não tenha requisitado uma mudança efectiva da geometria consistiu numa rotação de 90° da BC 2x2 analisada no estudo base A1 e a análise A10 em que simplesmente se aumentou a espessura dos montantes para 0.2m, criando-se uma BC de igual espessura em todas as suas paredes.

Também por uma questão de simplicidade de consulta e comparação entre as análises é elaborado o seguinte Quadro 5.2 com os valores das rigidezes das interfaces identificadas na Figura 5.1.

Quadro 5.2 – Valores da rigidez das interfaces

Análise	Es (Mpa)	Interface	Tipo	Dtt	Dnn
A1, A5	100	Maint1	Elástica	5,00E+12	2,50E+14
A6, A7					
A7 (4xGC), A8	100	Maint2			
A9, A10		Maint3	Friccional	1,71E+10	8,55E+11
A1elastic		Maint4			
	100	Maint1	Elástica	5,00E+12	2,50E+14
A2					
	50	Maint2			
		Maint3	Friccional	8,55E+09	4,27E+11
		Maint4			
	100	Maint1	Elástica	5,00E+12	2,50E+14
A3					
	30000	Maint2		5,13E+12	2,56E+14
	100	Maint3	Friccional	1,71E+10	8,55E+11
		Maint4			
	100	Maint1	Elástica	5,00E+12	2,50E+14
A4 (T2=1,4m)					
A4 (T2=3m)	25	Maint3		4,27E+09	2,14E+11
	100	Maint2	Friccional	1,71E+10	8,55E+11
		Maint4			

Os valores da rigidez transversal e normal, D_{tt} e D_{nn} respectivamente, foram obtidos segundo as expressões expostas e justificadas em 3.3.5.

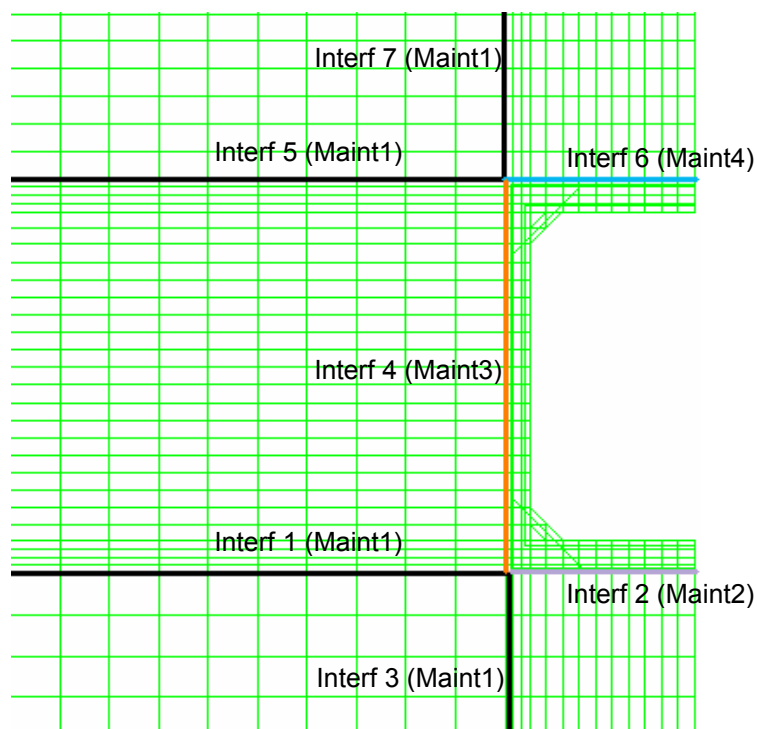
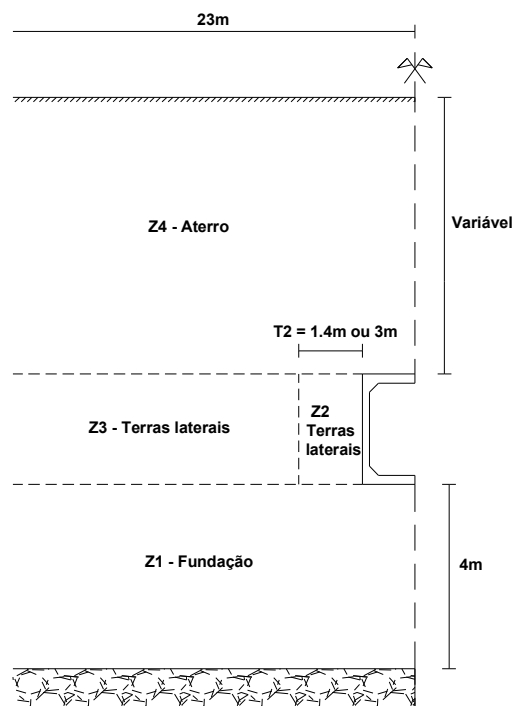


Fig.5.1 – Representação das interfaces no modelo numérico adoptado

5.3. ANÁLISES PARAMÉTRICAS ASSOCIADAS À VARIAÇÃO DAS CONDIÇÕES ENVOLVENTES DA BOX CULVERT

Uma breve nota será consumada no sentido de se esclarecer que as análises realizadas sobre a variação das condições envolventes da Box Culvert seguiram quase por completo directrizes de análises já elaboradas em trabalhos anteriores, Pimentel *et al* (2006, 2007). Por duas razões se repetiu a alteração dos mesmos parâmetros, por um lado para permitir uma melhor compreensão do comportamento das BC's face a alterações das condições envolventes visto que tais condições são de grande susceptibilidade de mudança face ao previsto e porque tais análises foram realizadas na já referida BC da MAPREL com rótulas (consultar 4.1.3.), constituindo assim uma óptima oportunidade de análise comparativa da influência das rótulas nas BC's.

Na Figura 5.2 ilustram-se os diferentes cenários para as condições envolventes da BC, destacando-se as divisões associadas às distintas camadas de terras, para cada uma das análises paramétricas.



		Módulos de elasticidade (MPa) para as distintas camadas de terra				
		Análise				
		A1	A2	A3	A4 (T2=1.4m)	A4 (T2=3m)
Zona	Z1	100	50	30000	100	100
	Z2	100	50	100	25	25
	Z3	100	50	100	100	100
	Z4	100	50	100	100	100

Fig.5.2 – Diferentes cenários para as condições envolventes para cada uma das análises paramétricas

5.3.1. SOLO MENOS COMPACTO NA GLOBALIDADE – A2

5.3.1.1. Descrição da análise paramétrica

Esta análise pressupõe uma diminuição uniforme da rigidez de todo o material granular envolvente da BC2-10 incluindo a fundação como se ilustra na Figura 5.2. Tal redução materializa-se pela adopção do seguinte módulo de elasticidade do solo:

- $E = 50 \text{ MPa}$.

Todos os restantes parâmetros caracterizadores da BC e do solo mantêm-se inalteráveis face ao estudo base e podem ser consultados em 4.1.2.1. e 4.1.2.2. respectivamente. A rigidez das interfaces, tanto elásticas como friccionais, são retiradas do Quadro 5.2.

O fundamento desta análise depreende-se com questões práticas relevantes pois a rigidez do material granular é incerta, além disso é plausível que este valor da rigidez se verifique para as primeiras camadas de aterro enquanto o estado de tensão no solo não proporcione um estado de compactação muito acentuado. É necessário repetir que as relações constitutivas adoptadas para o solo no modelo

numérico não pressupõem uma alteração do módulo de elasticidade do solo com o seu estado de tensão.

Desta forma a análise em causa servirá para avaliar de que forma um aumento da rigidez relativa entre o solo e a BC afecta os mecanismos de redistribuição de pressões abordados no Capítulo 4 bem como o seu comportamento em condições de serviço visto estarem relacionadas com menores alturas de terras.

5.3.1.2. Resultados numéricos

Tal como no estudo base apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A2 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 38 e 39 metros de altura de aterro.

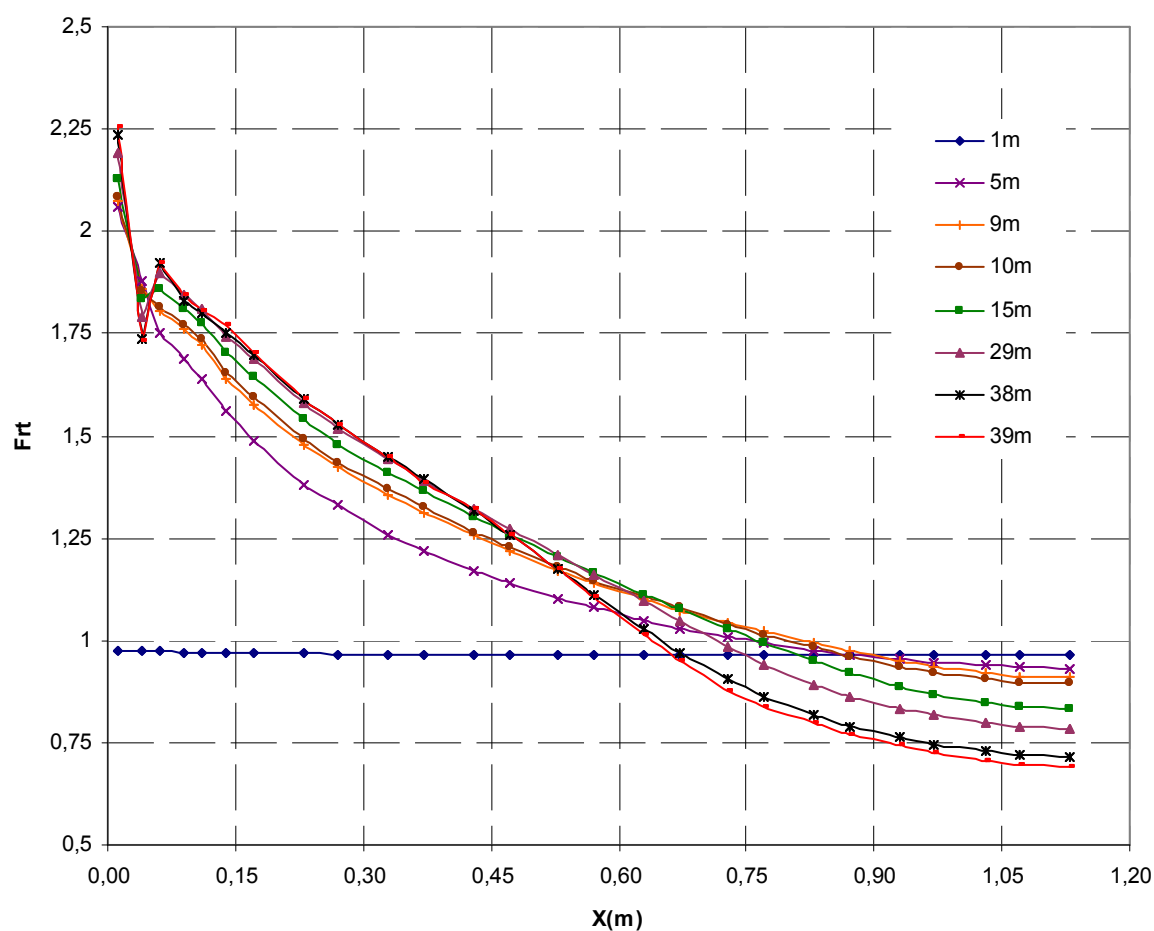


Fig.5.3 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para A2

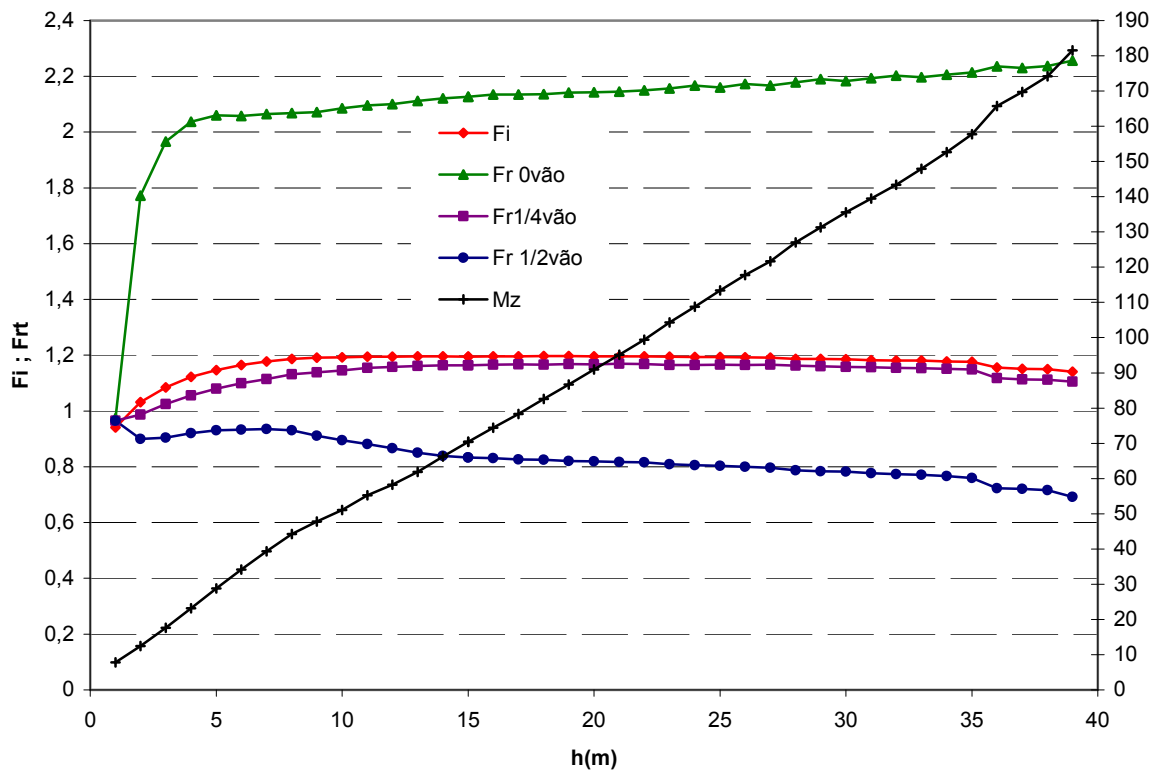


Fig.5.4 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Fr_{0vão}$, $Fr_{1/4vão}$, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A2

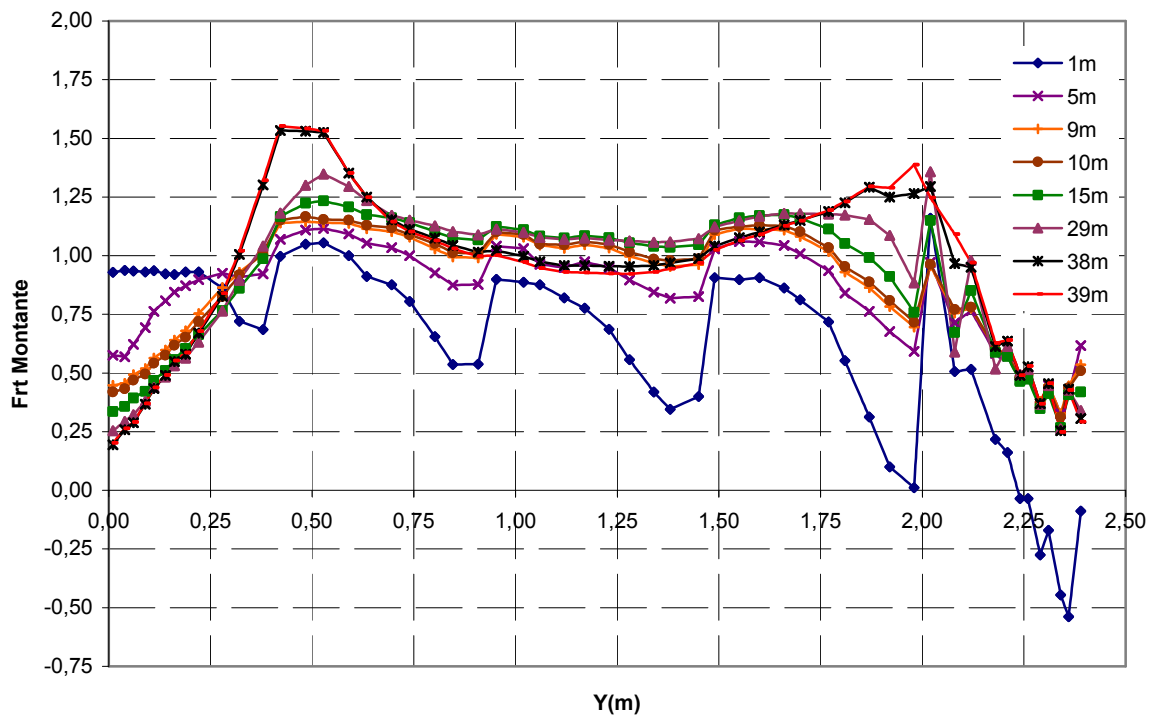


Fig.5.5 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, Fr_{rt}^{mont} , para A2

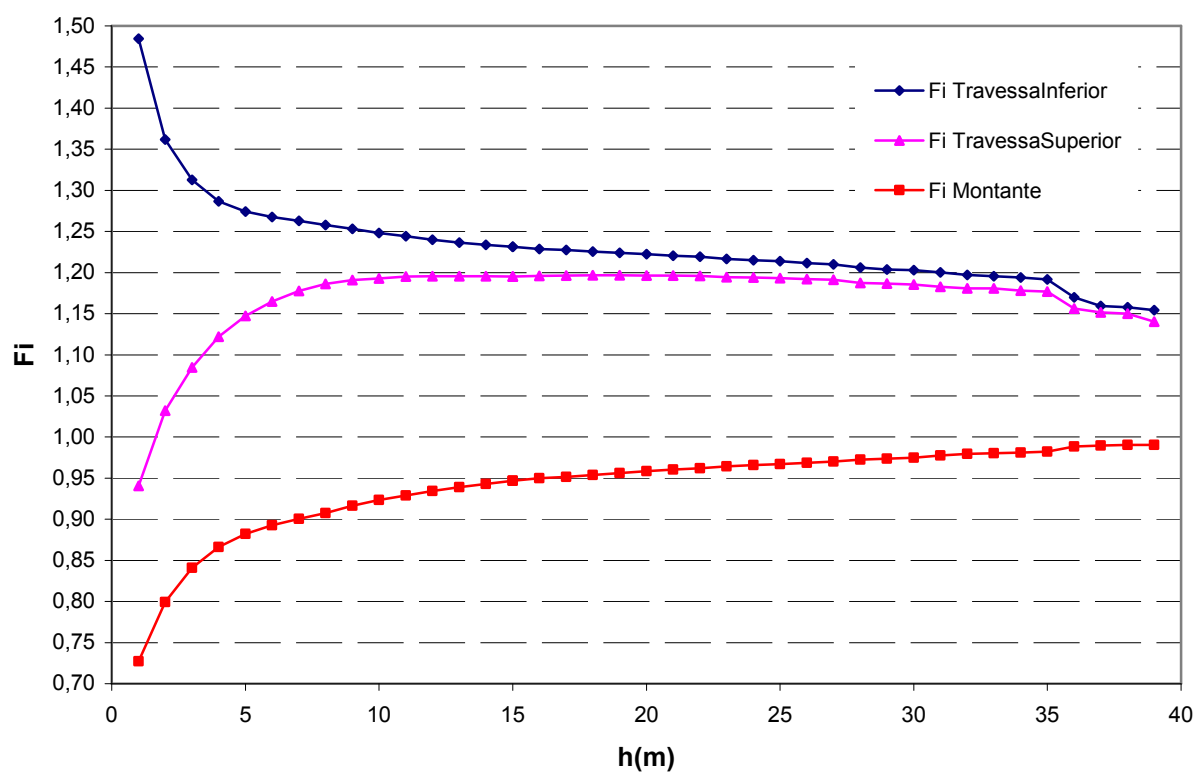


Fig. 5.6 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montante para a análise A2

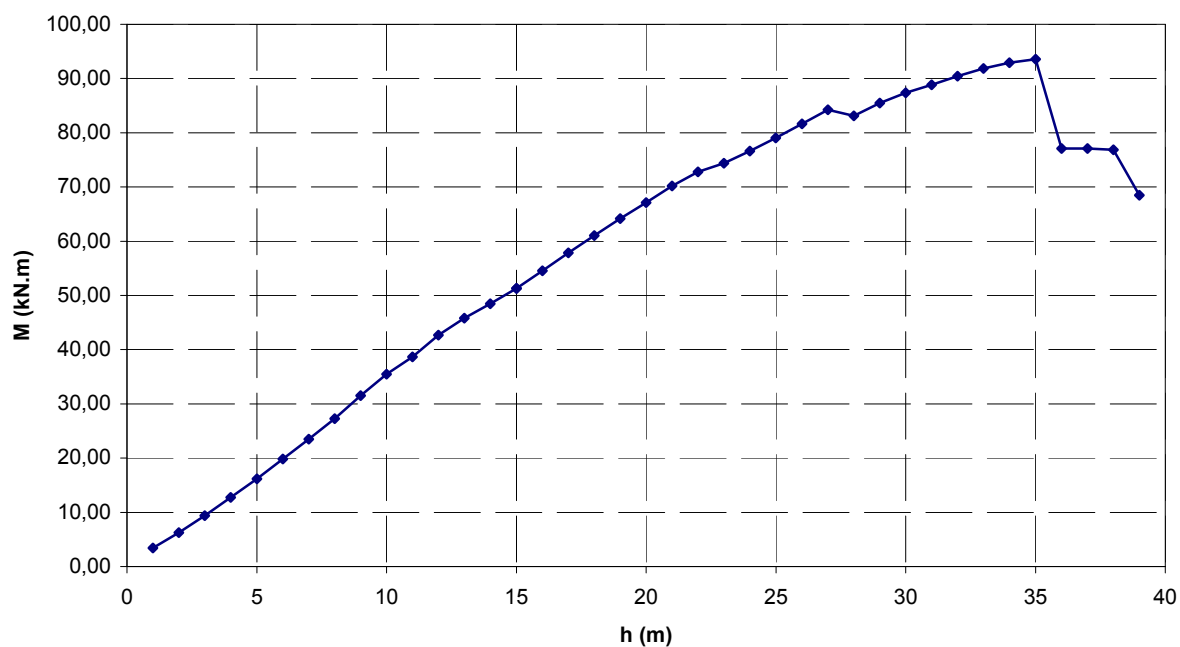


Fig. 5.7 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5., com a altura crescente de aterro, para a análise A2

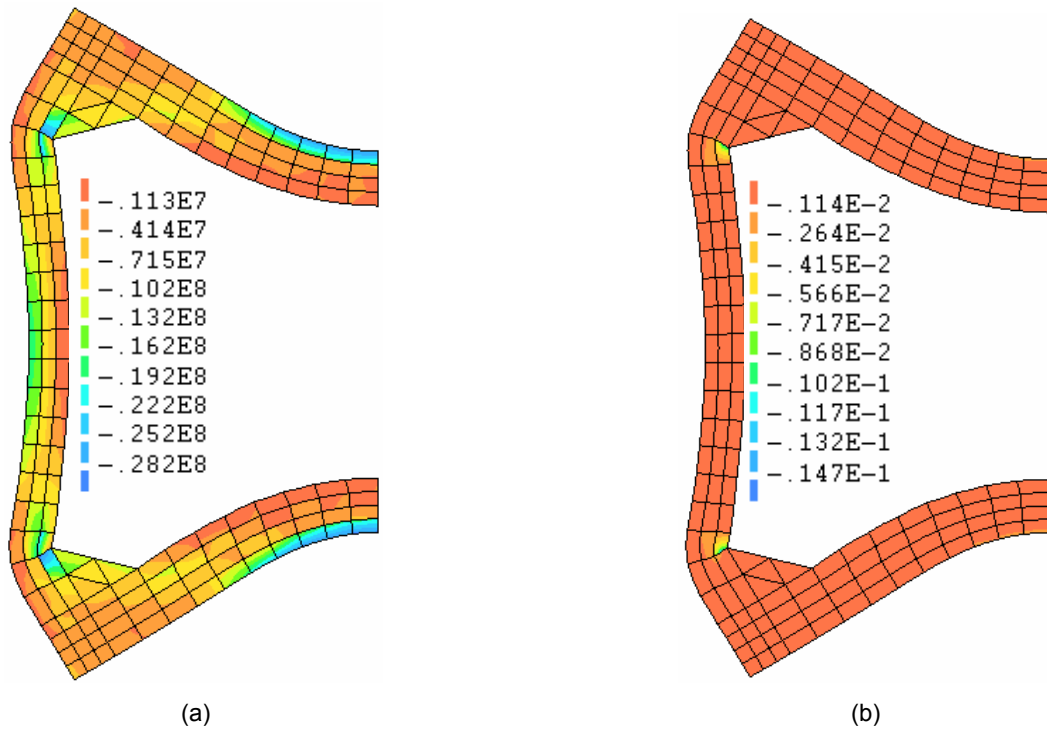


Fig.5.8 – Deformada da BC na rotura (50x) aos 36m para a análise A2 e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas: a) σ_2 (Pa); b) ϵ_2

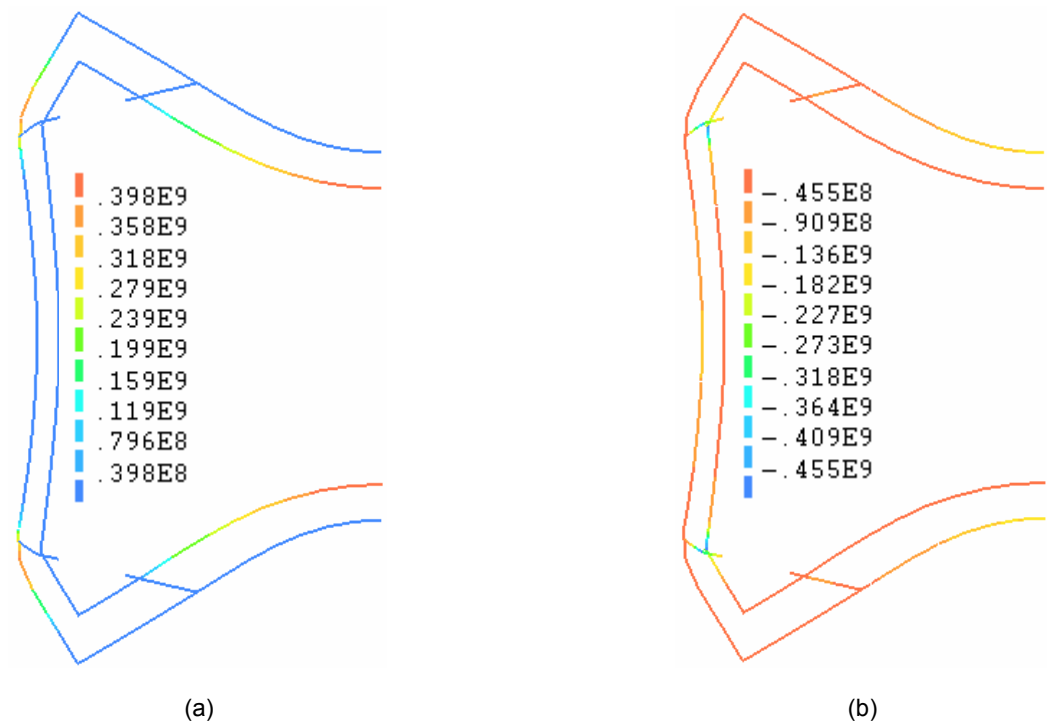


Fig.5.9 – Deformada da armadura da BC na rotura (50x) aos 36 metros de aterro e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_1 ; b) σ_2

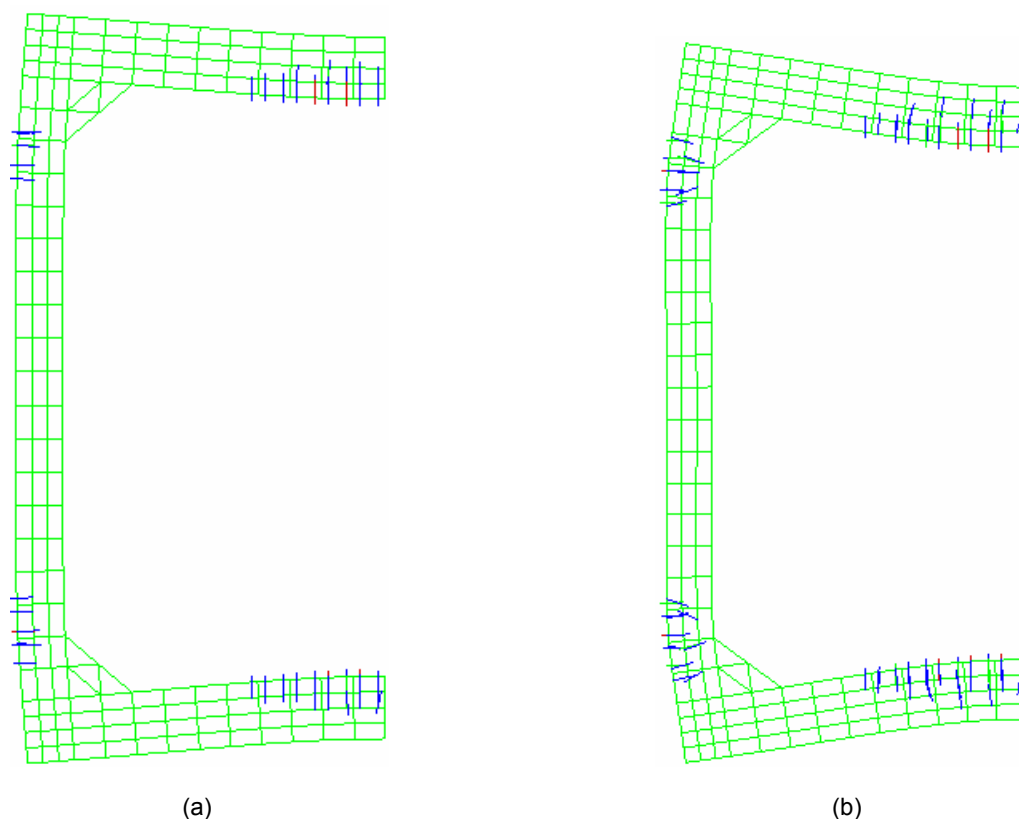


Fig.5.10 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro:
a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.090\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.132\text{ mm}$

As aberturas de fendas mencionadas dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC.

5.3.1.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

Face aos resultados expostos pode-se afirmar que a grande alteração provocada pela diminuição uniforme da rigidez do solo envolvente da BC se verifica ao nível da distribuição das pressões sobre as travessas. Observando a Figura 5.3 constata-se que ocorre um agravamento das pressões ao nível do meio vão da travessa superior justificado por maiores factores de redistribuição na zona em questão face ao estudo base. Enquanto que em A1 os factores de redistribuição atingiam ao nível do meio vão um máximo de 0,5 agora este ronda os 0,75. O mesmo se aplica à travessa inferior.

A primeira consequência deste incremento de tensões sente-se ao nível de um aumento global dos factores de interacção das travessas, como se ilustra da Figura 5.6 que na travessa superior atinge um pico de 1.20 face aos 1.17 do estudo base. Curiosamente os factores de interacção mesmo após o início da fendilhação da travessa superior, detectada por uma ligeira quebra na evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior, não decrescem de uma forma tão acentuada e rápida como seria de esperar com a diminuição da rigidez relativa. O patamar ao nível dos 1.2 remete para um fenómeno que convém esclarecer.

Pela observação da Figura 5.4 o patamar ao nível dos factores de interacção deve-se em parte a um outro patamar mas agora ao nível dos factores de redistribuição a meio vão da travessa superior que estabilizam em 0.8 durante algumas fases de aterro. Perante estas evidências pode-se concluir que com um solo menos compacto os mecanismos de transferência de pressões do meio vão para as zonas dos montantes não são tão fortes pois a flexibilidade e a fissuração características do meio vão da travessa superior deixam de ser também tão preponderantes. A distribuição de pressões caminha agora para uma situação de maior uniformidade sobre as travessas.

Por fim convém referir que a diminuição da rigidez do solo não pressupõe uma alteração significativa do valor total do impulso horizontal sobre os montantes, o que é perceptível pelos valores ligeiramente inferiores dos factores de interacção sobre os montantes na Figura 5.4. Relativamente à distribuição de pressões pode-se afirmar que é agora menos sensível à deformabilidade da BC, não revelando uma diferença tão vincada entre os máximos nas divergências dos montantes e os valores das pressões ao nível da zona central. As pressões aumentam ligeiramente na zona central e diminuem nos topos onde a BC pressiona as terras laterais, justificado pelos factores de redistribuição expostos na Figura 5.5 em comparação com os do estudo base.

Estado limite último:

Seguindo o critério aplicado no estudo base admite-se que o sistema solo/BC atinge o seu estado limite último quando um dos elementos da BC verificar o colapso, tendo em conta que tal ocorre previamente a qualquer mecanismo de rotura no solo.

Pela observação das Figuras 5.7, 5.8 e 5.9 tal como em A1 o estado limite último da BC ocorre com um prévio esmagamento por compressão biaxial dos montantes ao nível dos esquadros formando-se as tais 4 rótulas plásticas, que como foi referido não implica um colapso global nem da BC nem do sistema. Esta rotura continua a ser frágil no entanto a cedência das armaduras de tracção das travessas está perto de se atingir, como se constata pelos 438 Mpa aos 36 metros de altura de aterro, o que leva a concluir que diminuindo um pouco estas armaduras se poderia causar uma rotura dúctil.

Relativamente à altura máxima suportada pelo sistema solo/BC, assumindo no entanto valores característicos por parte das resistências, concluiu-se logo à partida que a diminuição da rigidez do solo envolvente induz uma diminuição na altura de terras suportada e assim um decréscimo da resistência do sistema em comparação com o estudo base. Em certa medida tal já era esperado devido ao incremento dos factores de interacção sobre as travessas que significam um agravamento do estado de tensão nos montantes acelerando assim o seu esmagamento. Analisando com detalhe as Figuras 5.6 e 5.7 estipula-se que a altura máxima atingida foram os 35 metros de aterro correspondendo à primeira quebra significativa tanto dos factores de interacção como do momento-flector nos montantes. Na realidade verifica-se após a primeira quebra um patamar de resistência que em princípio se deve a uma contribuição da armadura dos montantes na compressão após o esmagamento do betão, contudo tal pressupõe uma degradação na BC não aceitável daí se admitirem os 35 metros como capacidade máxima por segurança. No entanto a constatação deste patamar e a degradação progressiva da BC associada é algo que manifesta alguma ductilidade na rotura sendo por isso desejável.

Estado limite de serviço:

Quanto à abertura de fendas verifica-se que o limite é respeitado mesmo ocorrendo um ligeiro agravamento das mesmas consequente do incremento de tensões na zona de meio vão das travessas.

5.3.1.4. Considerações finais

Embora ocorra um incremento de tensões sobre as travessas que provoca um esmagamento mais cedo do betão ao nível dos montantes e maiores aberturas de fendas pode afirmar-se que a BC2-10 dimensionada segundo os métodos simplistas continua a apresentar um bom comportamento aos estados limites de serviço e último.

Também se pode retirar das interpretações efectuadas que uma diminuição das armaduras de flexão ao nível das travessas poderá proporcionar uma cedência prévia dessas mesmas armaduras face ao esmagamento do betão nos montantes levando a uma desejada rotura dúctil. Esta sugestão será abordada na análise paramétrica identificada por A5.

5.3.2. FUNDAÇÃO RÍGIDA – A3

5.3.2.1. Descrição da análise paramétrica

Esta análise pressupõe a existência de uma fundação rígida simulando uma situação possível de ocorrer neste tipo de obras (ver Figura 5.2). Pretende-se assim desmistificar as vantagens ou desvantagens da execução de uma fundação não elástica.

Para a rigidez da fundação adoptou-se um valor representativo de uma fundação constituída por granito:

- $E = 30\,000\text{ MPa} = 30\text{ GPa}$.

Todos os restantes parâmetros caracterizadores da BC e do solo mantêm-se inalteráveis face ao estudo base e podem ser consultados em 4.1.2.1. e 4.1.2.2. respectivamente. A rigidez das interfaces, tanto elásticas como friccionais, são retiradas do Quadro 5.2.

5.3.2.2. Resultados numéricos

Tal como no estudo base apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A3 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 38 e 39 metros de altura de aterro.

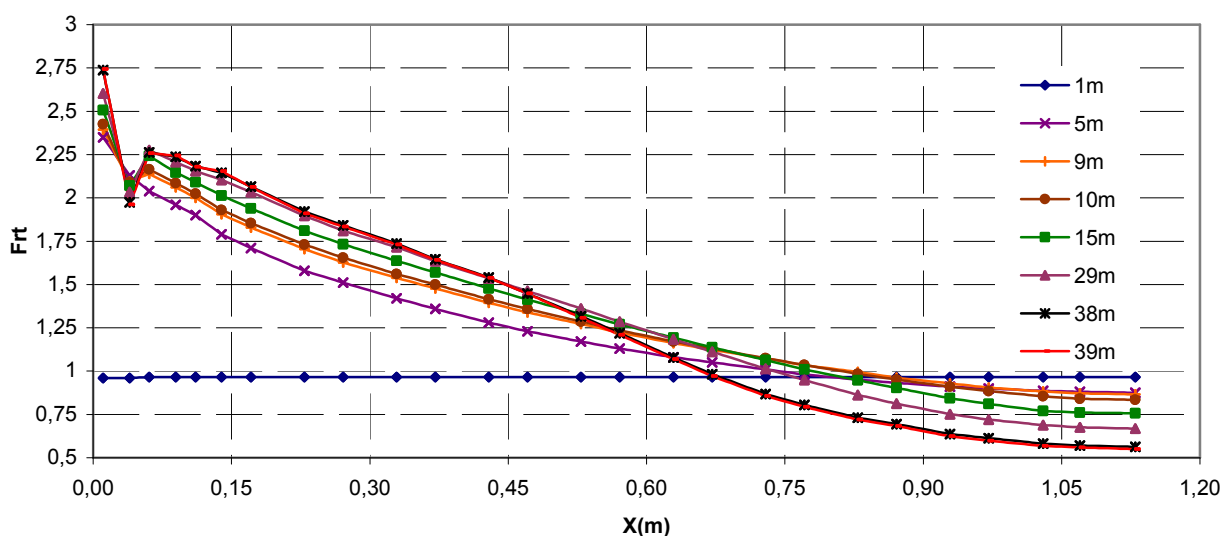


Fig.5.11 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Frt^{sup} , para A3

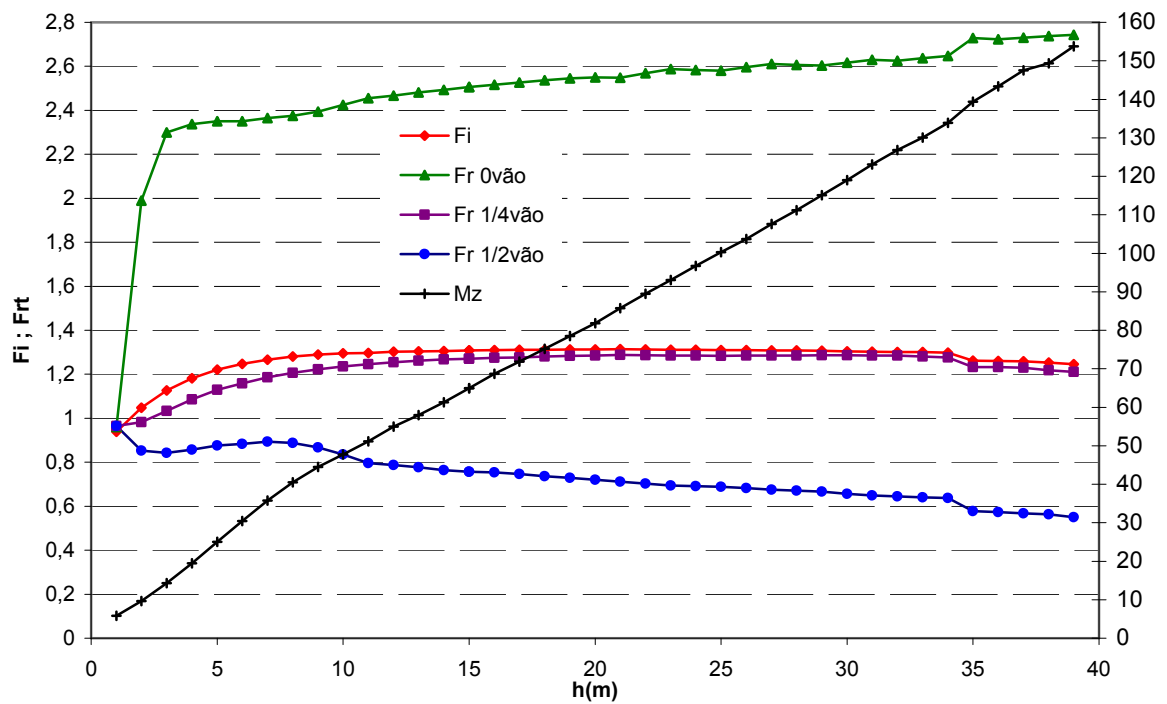


Fig.5.12 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{r0vão}$, $F_{r1/4vão}$, $F_{r1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, $F_{i sup}$, e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A3

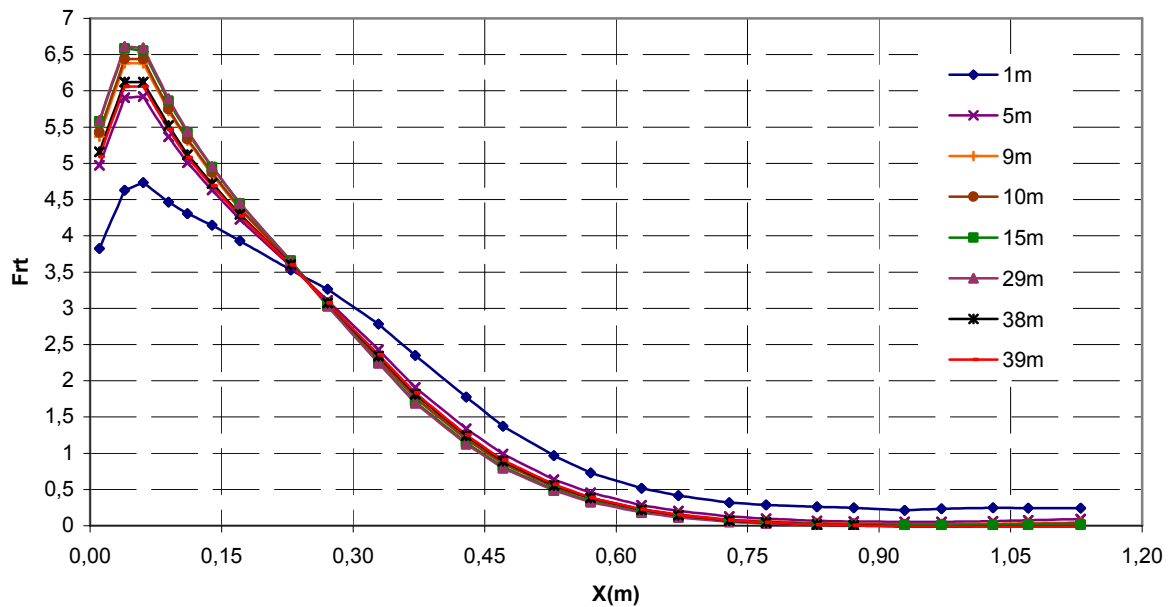


Fig.5.13 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, $F_{t inf}$, para A3

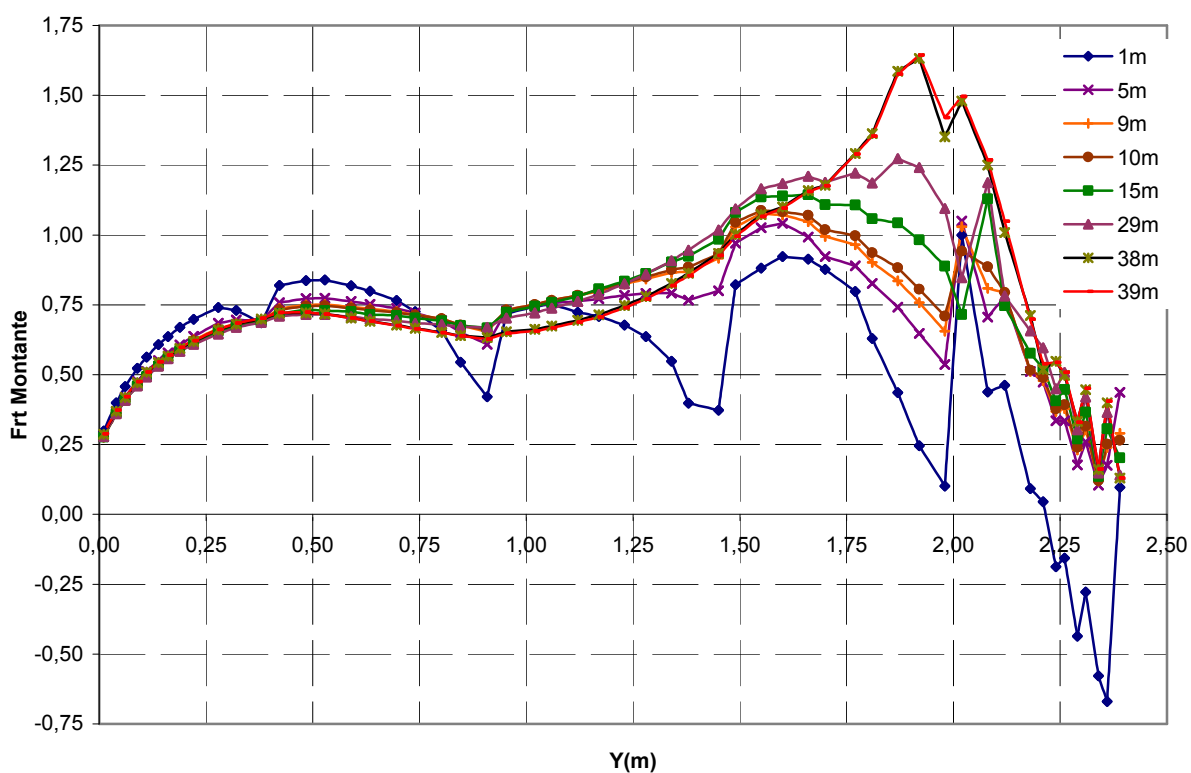


Fig.5.14 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, $F_{rt_{mont}}$, para A3

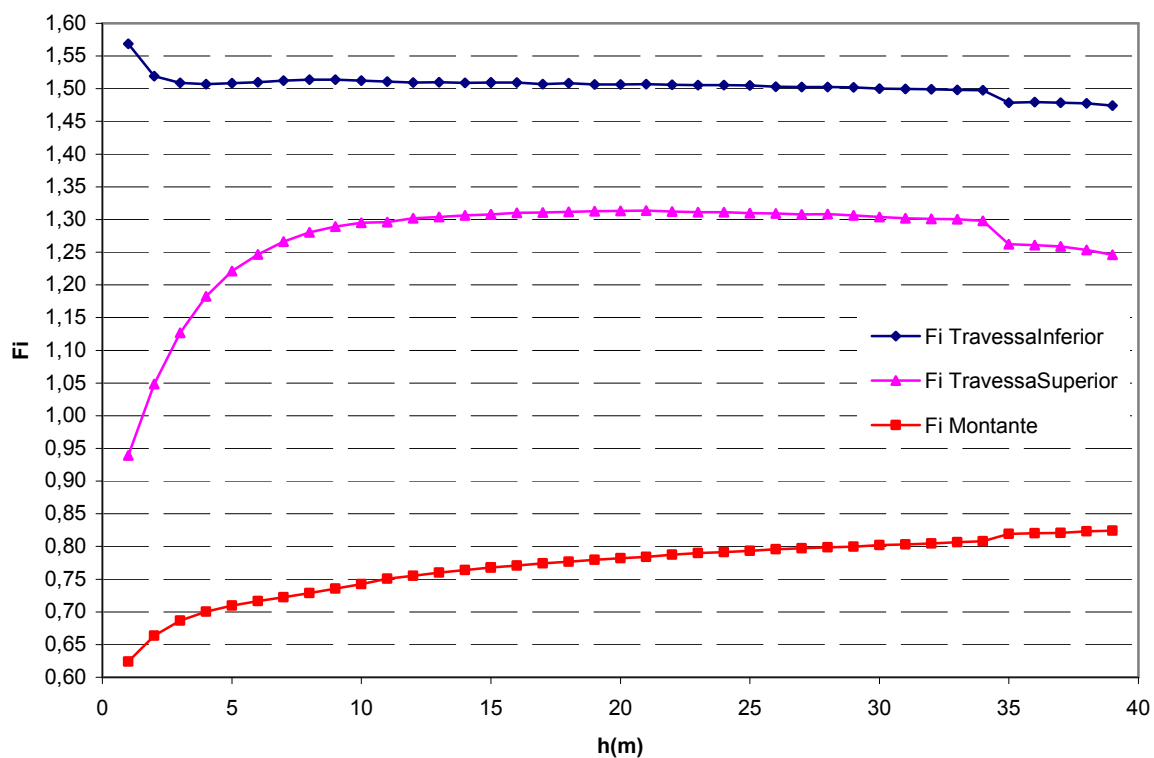


Fig.5.15 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montante para a análise A3

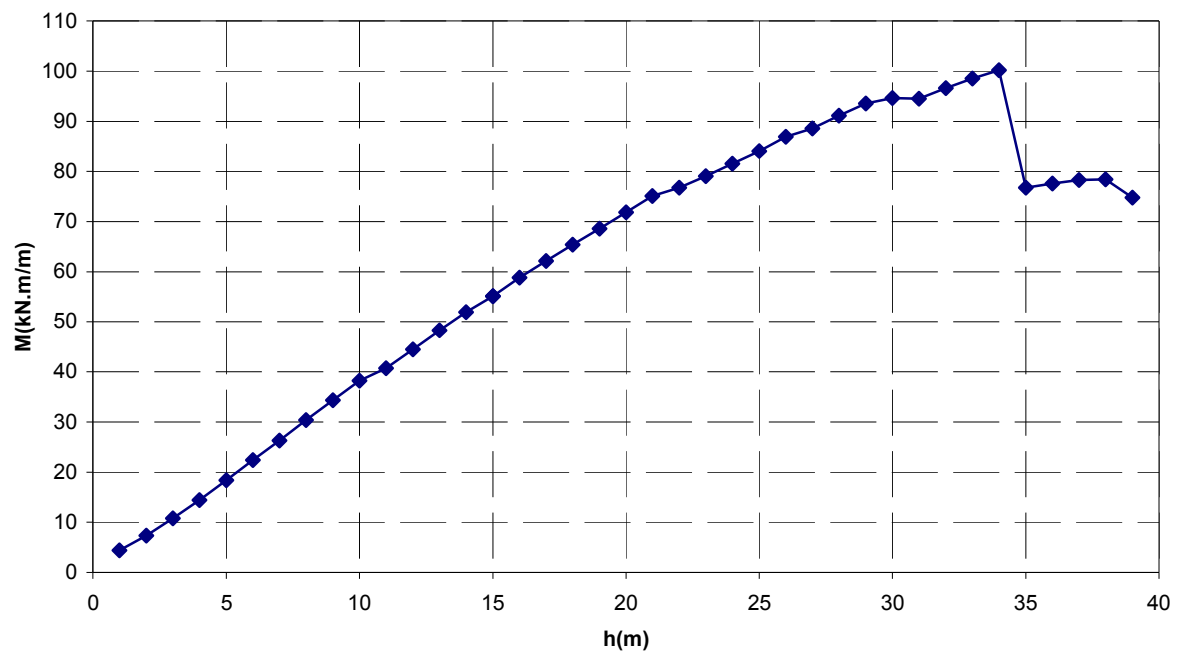


Fig.5.16 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para a análise A3

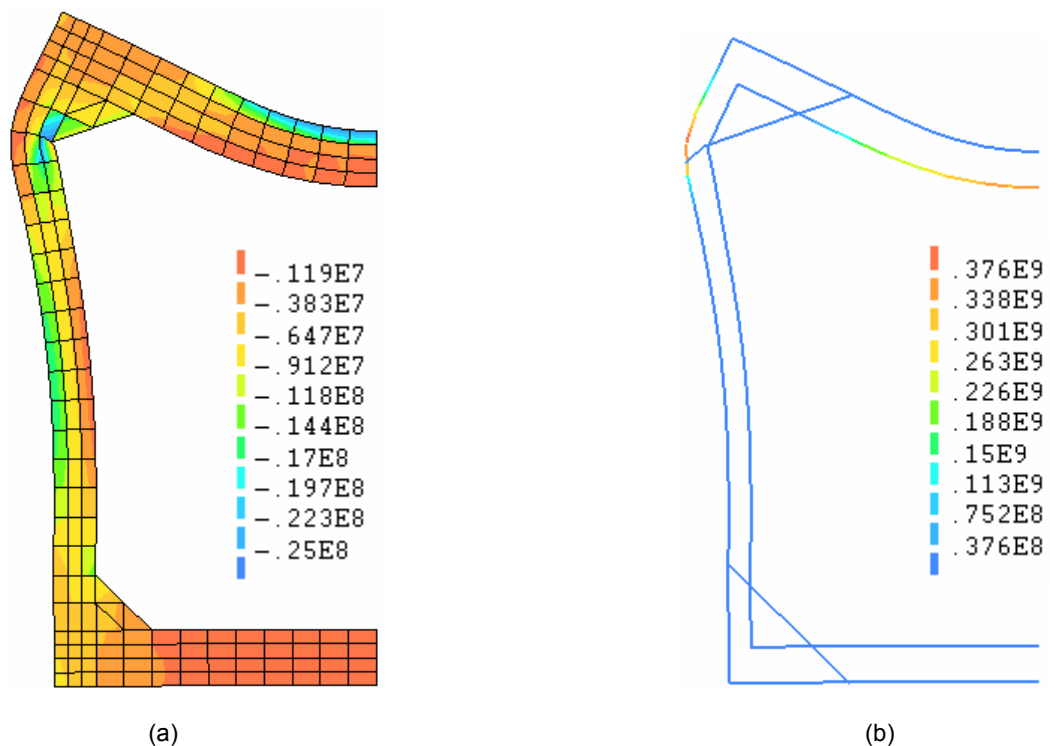


Fig.5.17 – Deformada da BC (a) e da armadura (b) na rotura (50x) aos 35m para a análise A3 e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)

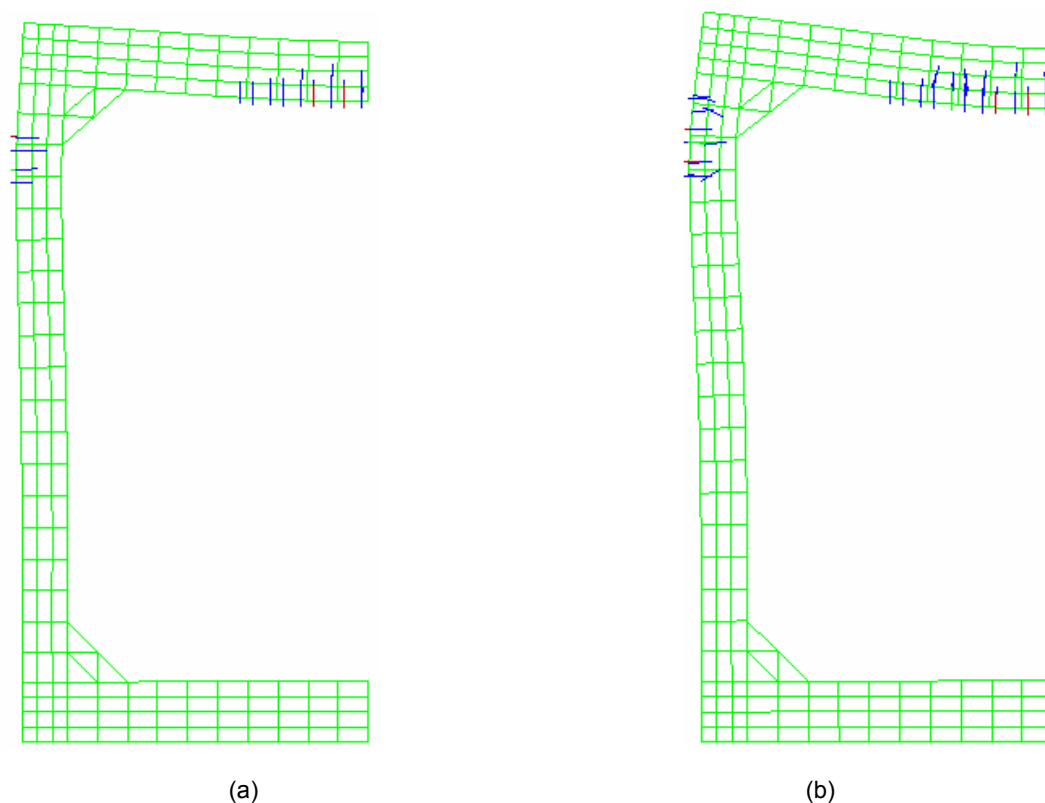


Fig.5.18 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro:

a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.082\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.120\text{ mm}$

As aberturas de fendas mencionadas dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC.

5.3.2.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

A adopção de uma fundação rígida altera por completo as distribuições de pressões até agora expostas, o facto de a BC estar impedida de realizar uma translação vertical descendente logo à partida implica um agravamento das tensões ao nível das travessas, especialmente sobre a travessa inferior como se pode constatar pelos valores dos factores de redistribuição de pressões expostos nas Figuras 5.11 e 5.13.

Ao nível da travessa superior tal incremento de pressões, embora não muito significativo face ao da travessa inferior, ocorre na zona dos montantes e deve-se especialmente ao estímulo do mecanismo de migrações de pressões dos blocos laterais de terras para a travessa gerado pelo aumento do deslocamento relativo entre os blocos laterais e central, ver Figura 4.32, causado pelo impedimento da translação vertical descendente da travessa na zona dos montantes. Consequentemente os factores de interacção sobre a travessa superior sofrem também um incremento. É curioso verificar que agora o pico situa-se nos 1.31 face aos 1.17 do estudo base.

Relativamente à travessa inferior de facto verifica-se um agravamento significativo das pressões junto aos montantes em grande parte proporcionado pelas tensões tangenciais geradas ao longo dos montantes visto que agora os movimentos relativos entre a BC e as terras laterais não são atenuados de forma significativa pela translação vertical descendente por parte da BC. Por outro lado a inexistência

de uma deformada da travessa inferior implica que esta funcione com uma travessa muito rígida propícia a absorver pressões. De facto é como existisse uma BC com travessas de rigidez distinta. Isto explica a evolução dos factores de interacção sobre a travessa inferior (ver Figura 5.15), que não sofrem uma diminuição tão significativa e que não convergem com os da travessa superior como o ilustrado nas análises anteriores. Também é preciso referir que outra parte deste incremento das tensões está relacionada com o aumento de pressões sobre a travessa superior já que estas pressões são descarregadas por completo à travessa inferior pelos montantes. Por fim constata-se que enquanto ocorre um agravamento significativo de pressões junto aos montantes, ao nível do meio vão estas decrescem para valores próximos de zero, como demonstra a distribuição dos factores de redistribuição de pressões sobre a travessa inferior da Figura 5.13.

A distribuição das pressões nos montantes é condicionada pela deformada da BC, idêntica à que se ilustra na Figura 5.17. Assim se justifica o pico de tensões ao nível da divergência do montante onde ocorre uma pressão do solo por parte da BC (ver Figura 5.14). No entanto pela avaliação dos factores de interacção sobre os montantes da Figura 5.15 conclui-se que face ao estudo base a fundação rígida provoca uma redução significativa dos impulsos horizontais, em grande parte explicada pelo alívio das tensões verticais gerado por uma maior actuação dos mecanismos de redistribuição de pressões abordados anteriormente nas travessas.

Estado limite último:

Perante uma observação cuidada das Figuras 5.17a e 5.17b verifica-se que o estado limite último do sistema ocorre pelo esmagamento do betão ao nível dos montantes nos esquadros superiores, apenas se formando 2 rótulas plásticas. Tal rotura é de carácter frágil e prévia a qualquer cedência de armaduras de tracção.

Quanto à altura máxima de aterro, pelas mesmas razões expostas na análise A2, admitem-se os 34 metros correspondentes à primeira quebra significativa do diagrama de momentos-flectores nos montantes retratado na Figura 5.16. Embora exista após os 35 metros um pequeno patamar de resistência extra, tal não será admitido pois pressupõe uma degradação acentuada da BC.

Estado limite de serviço:

Quanto à abertura de fendas verifica-se que o limite é respeitado registando-se uma mudança no padrão de fissuração. As fissuras apenas ocorrem na parte superior da BC.

5.3.2.4. Considerações finais

A BC2-10 dimensionada segundo os métodos simplistas continua a apresentar um bom comportamento aos estados limites de serviço e último. Contudo por comparação com o estudo base se possível esta situação de fundação rígida deve ser evitada neste tipo de obras através da criação de um leito elástico.

5.3.3. ATERRO LATERAL MAL COMPACTADO – A4 (T2=1.4m)

5.3.3.1. Descrição da análise paramétrica

A análise A4 corresponde à materialização de um cenário possível de ocorrer na execução deste tipo de obras, visto que a compactação das terras laterais se encontra condicionada por limitação espacial para a utilização de compactadores e/ou porque a compactação necessita de ser controlada para que não sejam induzidos danos à própria BC devido aos impulsos horizontais gerados.

Na presente análise admite-se que a largura de terras laterais mal compactada se desenvolve ao longo de 1.4 metros, tal como se representa na Figura 5.2, com o seguinte módulo de elasticidade:

- $E = 25 \text{ MPa}$.

A ordem de grandeza da largura de fraca compactação traduz a possibilidade de tal ocorrer ao longo de metade da largura da BC.

Todos os restantes parâmetros caracterizadores da BC e do solo mantêm-se inalteráveis face ao estudo base e podem ser consultados em 4.1.2.1. e 4.1.2.2. respectivamente. A rigidez das interfaces, tanto elásticas como friccionais, são retiradas do Quadro 5.2.

5.3.3.2. Resultados numéricos

Tal como no estudo base apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A4 (T2=1.4m) são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 42 e 43 metros de altura de aterro.

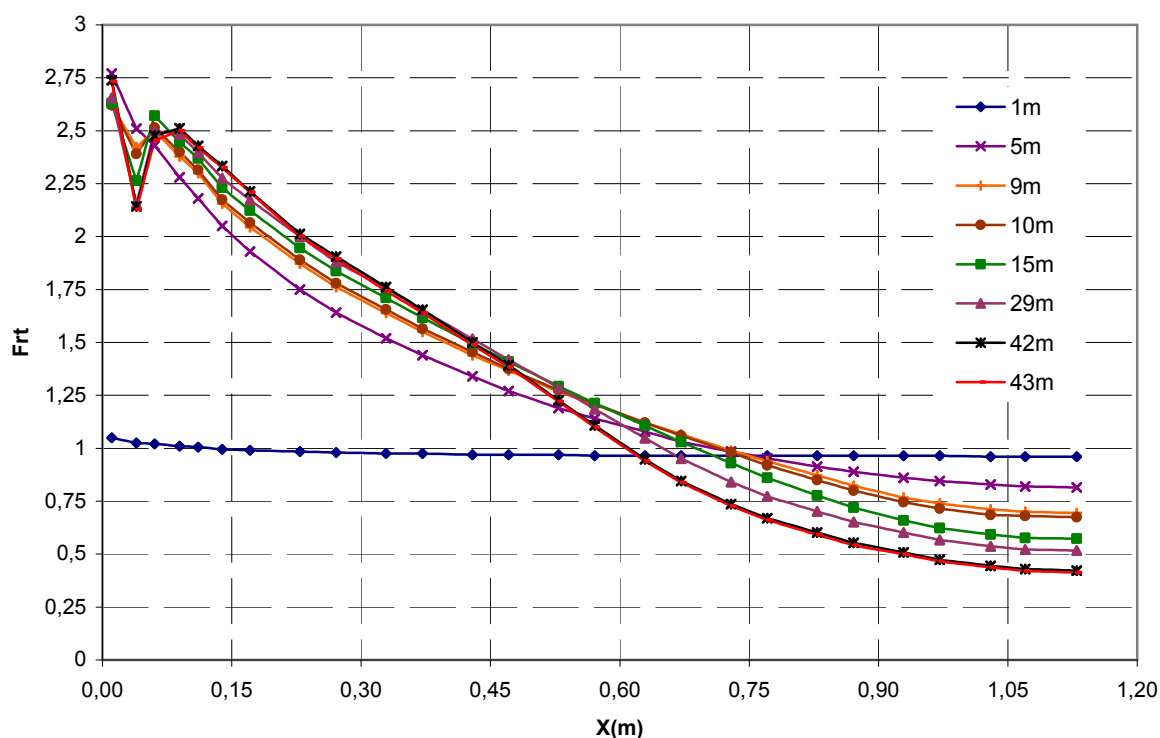


Fig.5.19 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Frt^{sup} , para A4 (T2=1.4m)

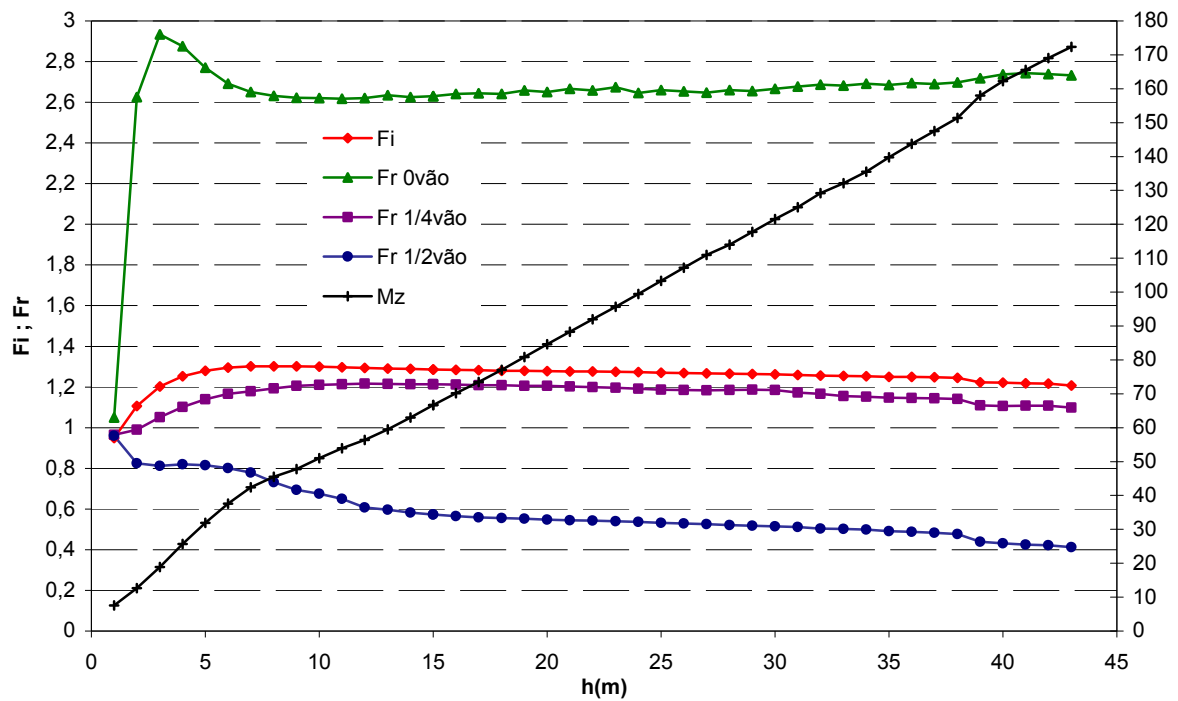


Fig.5.20 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Fr_{0vão}$, $Fr_{1/4vão}$, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A4 ($T_2 = 1.4m$)

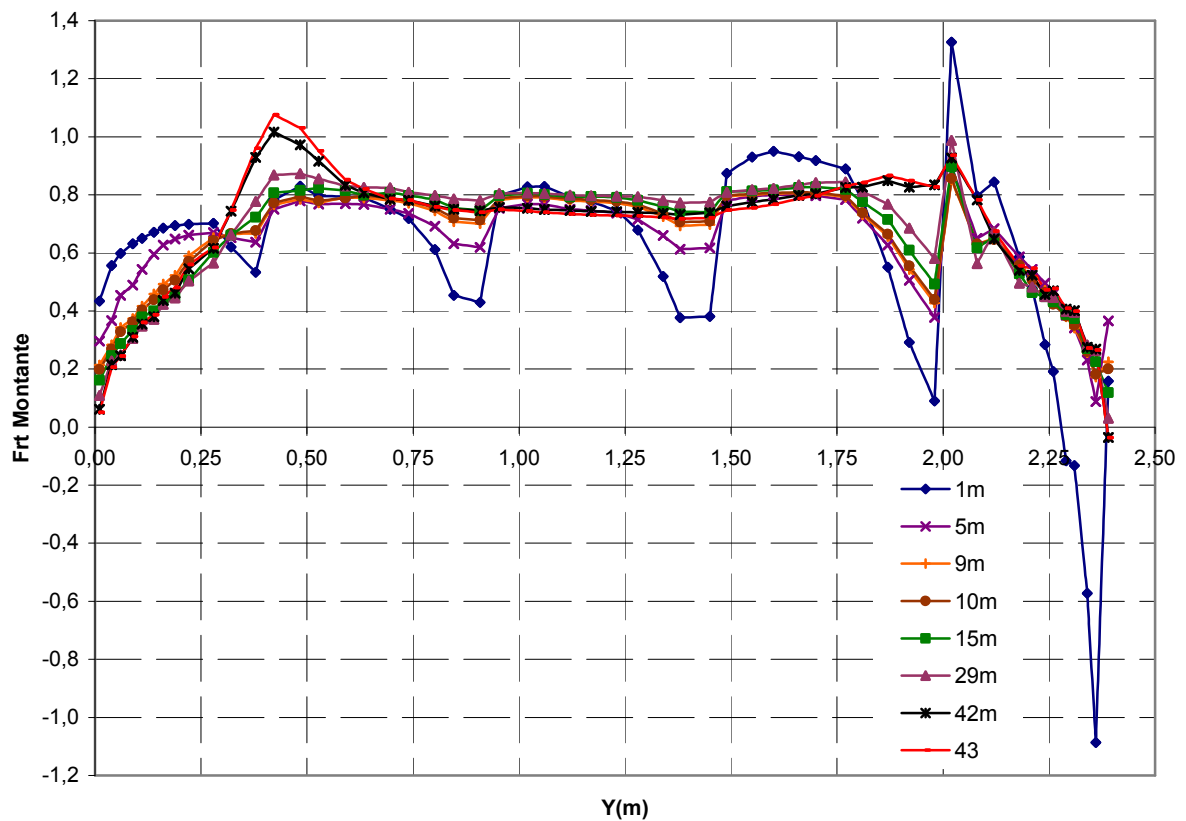


Fig.5.21 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, Frt^{mont} , para A4 ($T_2 = 1.4m$)

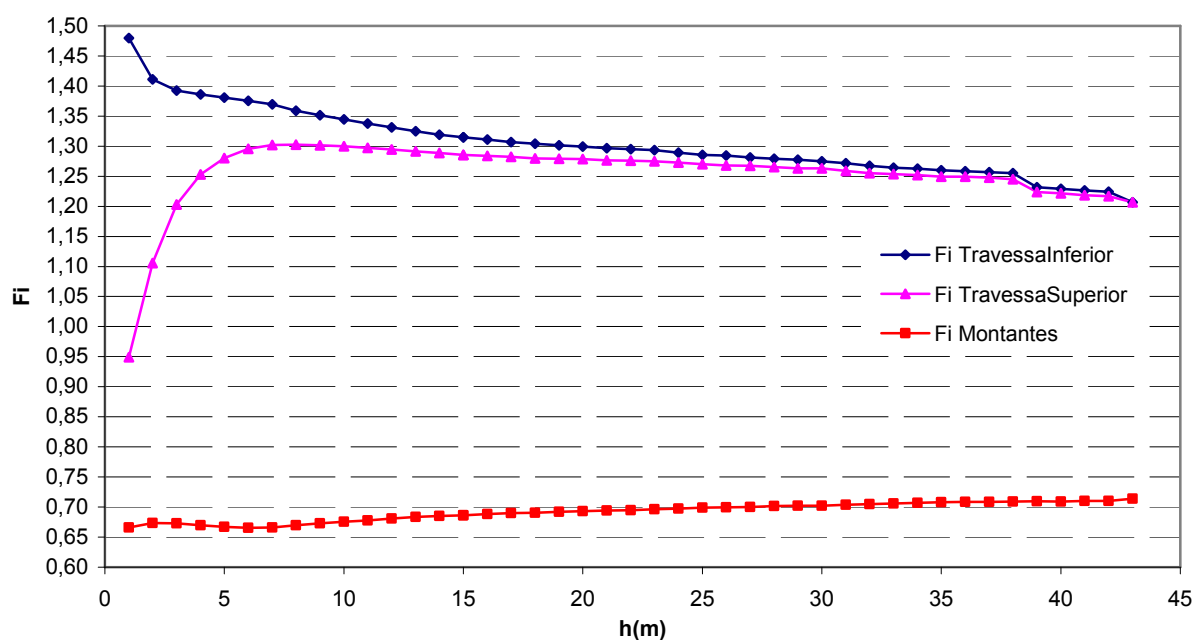


Fig.5.22 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A4 ($T_2 = 1.4\text{m}$)

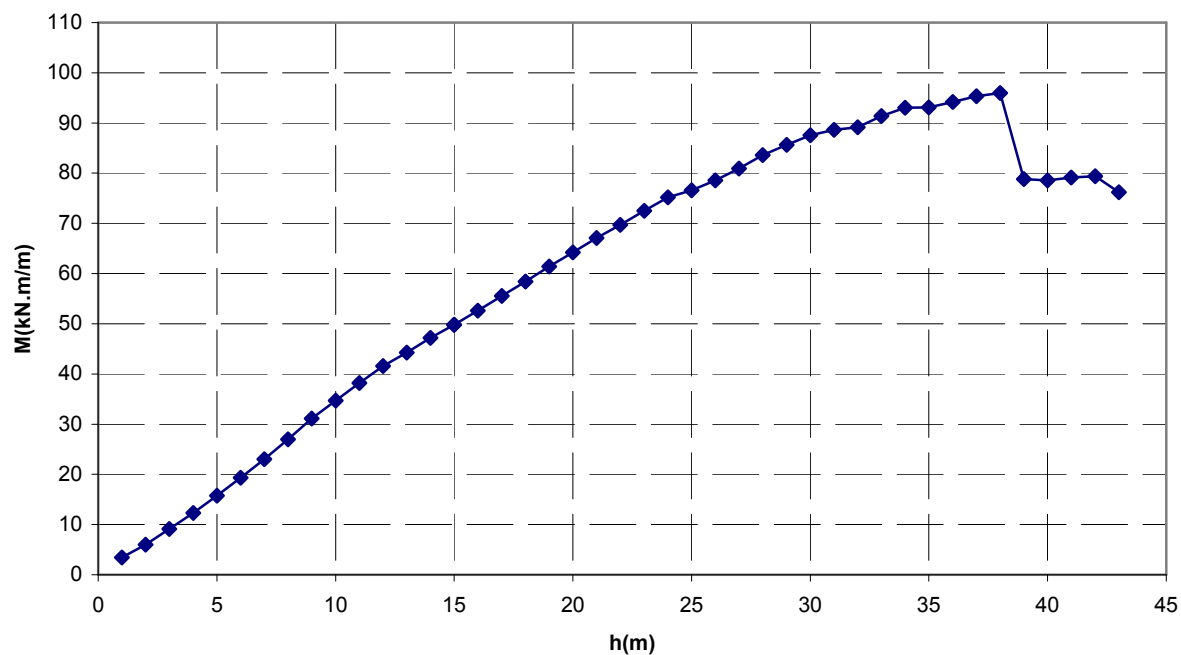


Fig.5.23 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para a análise A4 ($T_2 = 1.4\text{m}$)

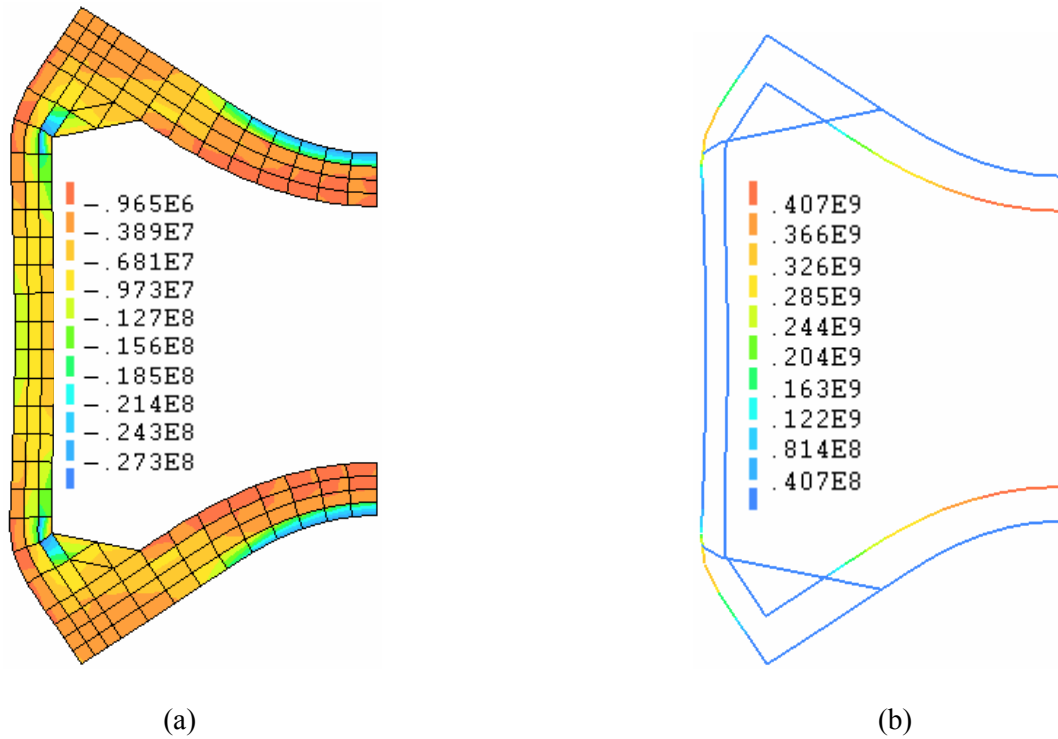


Fig.5.24 – Deformada da BC (a) e da armadura (b) na rotura (50x) aos 39m para a análise A4 (T2 =1.4m) e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)

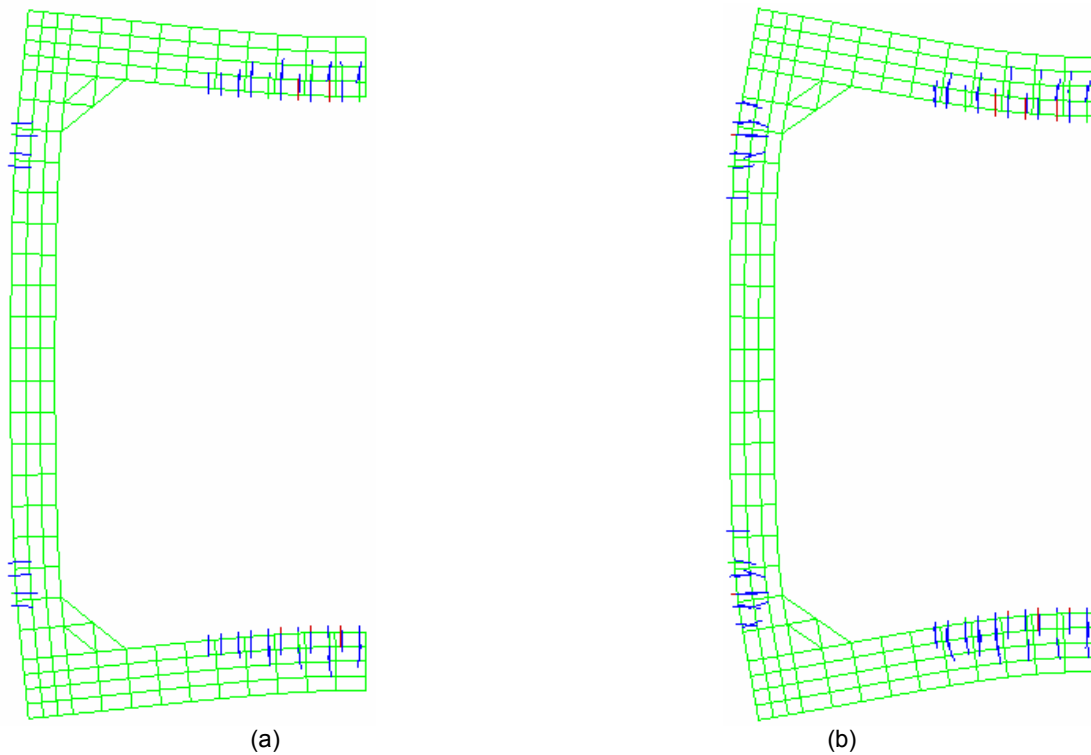


Fig.5.25 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro:
a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.100\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.139\text{ mm}$

As aberturas de fendas mencionadas dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC.

5.3.3.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

A principal consequência originada pela fraca compactação do aterro lateral manifesta-se num claro agravamento de pressões sobre as travessas em detrimento dos montantes, explícito na Figura 5.22.

Observando a distribuição dos factores de redistribuição de pressões sobre a travessa superior da Figura 5.19 de facto verifica-se um agravamento destes factores na zona dos montantes explicado pela migração de pressões dos blocos laterais de aterro para a travessa superior estimulada por maiores deslocamentos relativos entre a BC e esses mesmos blocos de terras laterais devido à maior deformabilidade da zona inferior do aterro constituída por terras mal compactadas. Uma outra perspectiva de interpretação consiste em admitir que as pressões das terras superiores à BC são absorvidas por elementos mais rígidos, como é o caso da BC, desta forma ao existir uma quebra de rigidez das camadas de terras inferiores é normal que a estrutura enterrada passe a absorver mais pressões em relação ao cenário do estudo base A1. Também se verifica uma ligeira alteração na distribuição das pressões na zona de meio vão travessa, explicada por uma fissuração mais acelerada e intensa localizada nesta mesma zona causada por uma força total aplicada desde cedo superior. Tal é justificado pela quebra na evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior e dos valores das aberturas de fendas em comparação com A1 (ver Figuras 5.20 e 5.25 respectivamente).

O mesmo se aplica à travessa inferior justificando a convergência dos factores de interacção sobre as travessas.

Quanto à distribuição dos impulsos horizontais pode-se referir que a diminuição da rigidez dos aterros laterais neutraliza em parte a influência das pressões sobre os montantes o que implica uma deformada dos montantes do género da ilustrada na Figura 5.24. Esta perda de influência caracteriza-se por uma diminuição dos impulsos horizontais causada pelo alívio das pressões verticais, que foram em parte descarregadas sobre as travessas. A distribuição das pressões horizontais sobre os montantes é agora mais uniforme devido ao incremento de pressões ao nível dos meios vãos dos montantes (ver Figura 5.21). O valor do impulso total sobre os montantes permanece praticamente constante, por volta de 0.7 vezes a força total calculada pelos impulsos geostáticos, como demonstra a evolução dos factores de interacção sobre os montantes na Figura 5.22.

Estado limite último:

De novo o estado limite último do sistema é atingido pelo esmagamento dos montantes na zona dos esquadros, formando-se 4 rótulas plásticas. Curiosamente pela primeira vez, após as análises até agora debatidas, este esmagamento de carácter frágil está para ser substituído por uma cedência das armaduras de tracção das travessas, algo manifestamente recomendado por proporcionar uma rotura dúctil e assim mais segura. A prova deste acontecimento encontra-se nos valores das tensões de tracção das armaduras das travessas que rondam os 448 MPa aos 39 metros de altura de aterro face aos 500 MPa de tensão da cedência (ver Figura 5.24b)

Esta situação lança de novo a sugestão de que uma redução das armaduras de flexão das travessas poderá de facto proporcionar uma rotura dúctil do sistema solo/BC.

Quanto à altura máxima de aterro suportada neste cenário admite-se que aos 38 metros se está perante uma situação de iminente colapso local dos montantes por esmagamento, correspondendo à primeira quebra significativa da evolução do momento-flector nos montantes representada Figura 5.23. O

pequeno patamar de resistência extra, após os 38 metros, não é admitido pois pressupõe uma degradação acentuada da BC.

Estado limite de serviço:

A abertura de fendas encontra-se controlada.

5.3.3.4. Considerações finais

A BC2-10 dimensionada segundo os métodos simplistas continua a apresentar um bom comportamento aos estados limites de serviço e último.

Adicionalmente esta análise lança a ideia, para o caso específico em estudo, de que se proporcionar durante a fase construtiva uma fraca compactação dos aterros laterais conjugado com uma redução das armaduras de tração das travessas se possa obter uma rotura mais dútil e segura.

5.3.4. ATERRO LATERAL MAL COMPACTADO – A4 ($T_2=3\text{m}$)

5.3.4.1. Descrição da análise paramétrica

Esta análise corresponde praticamente ao que se efectuou em A4 ($T_2=1,4\text{m}$) com a ligeira diferença de que agora a largura de terras laterais mal compactada se desenvolve ao longo de 3 metros, cerca da largura da BC.

A introdução desta pequena variável visa avaliar a influência da largura ao longo do qual se procede a uma fraca compactação de terras.

5.3.4.2. Resultados numéricos

Tal como no estudo base apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A4 ($T_2=3\text{m}$) são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 35 e 36 metros de altura de aterro.

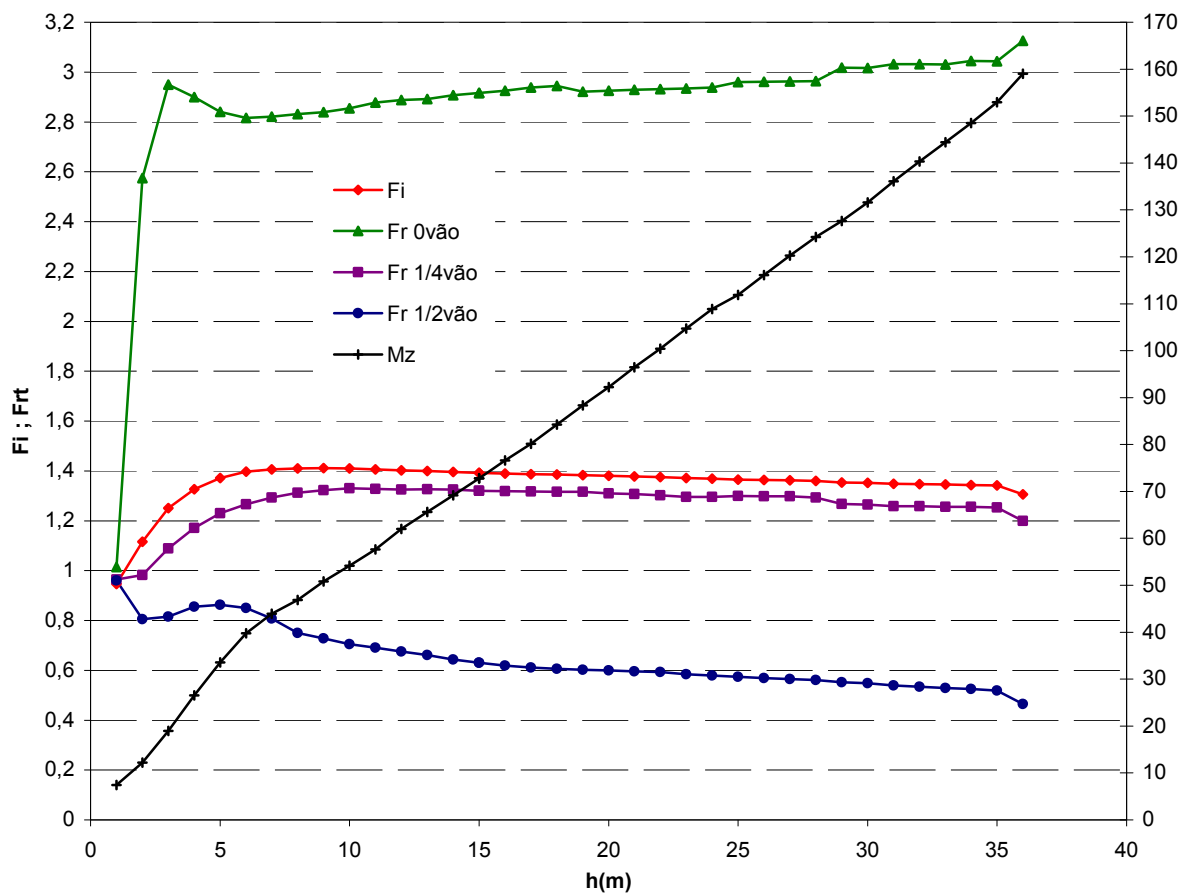


Fig.5.26 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Fr_{0vão}$, $Fr_{1/4vão}$, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A4 ($T_2 = 3m$)

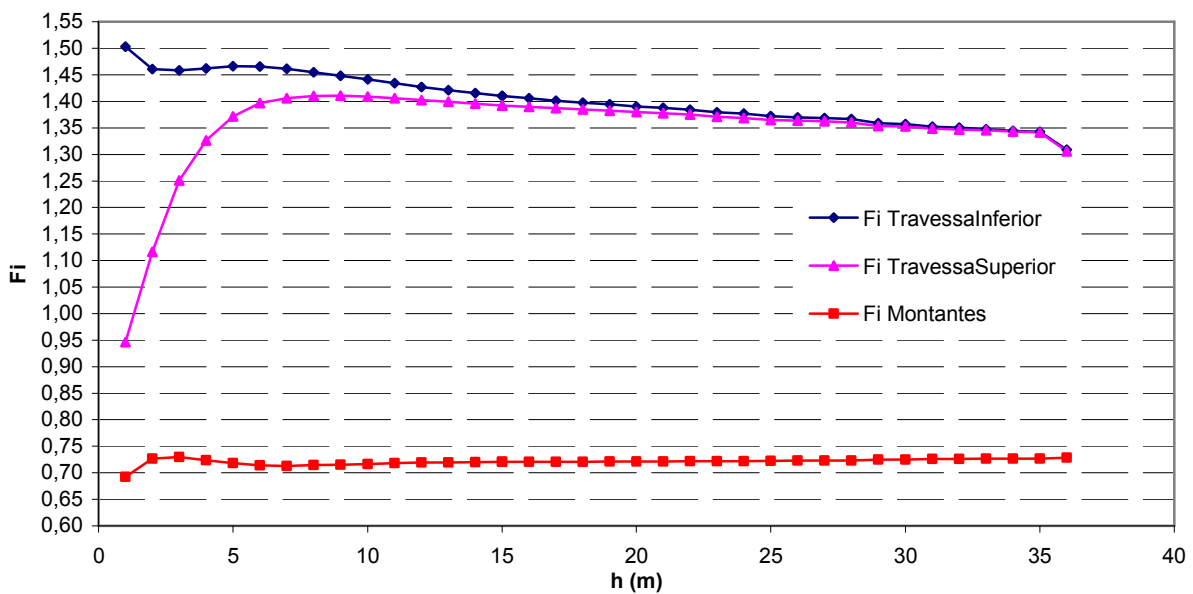


Fig.5.27 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A4 ($T_2 = 3m$)

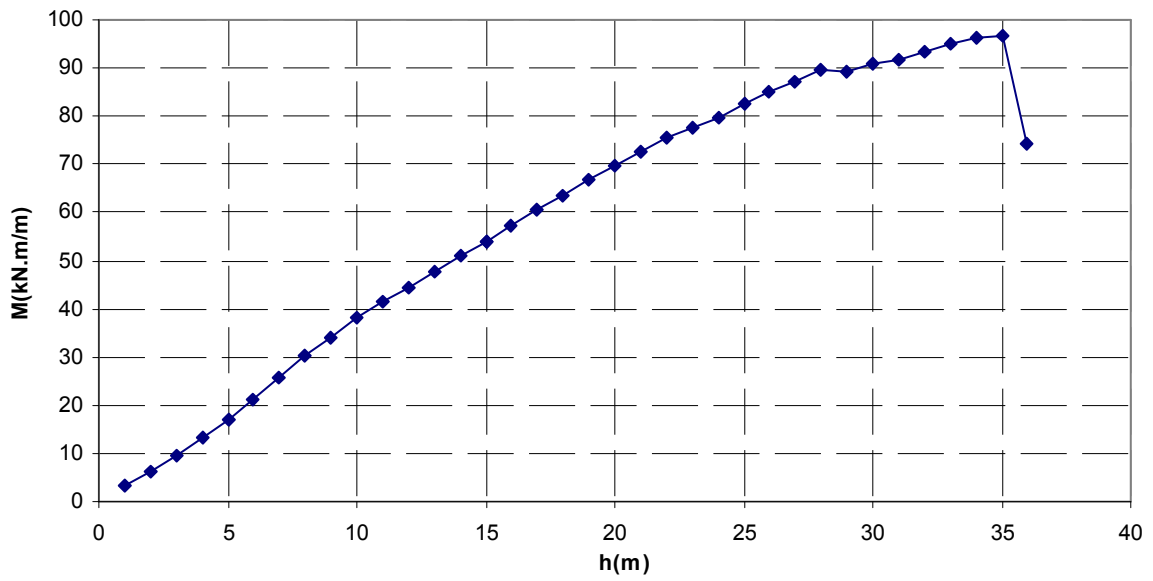


Fig.5.28 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para a análise A4 ($T_2 = 3$ m)

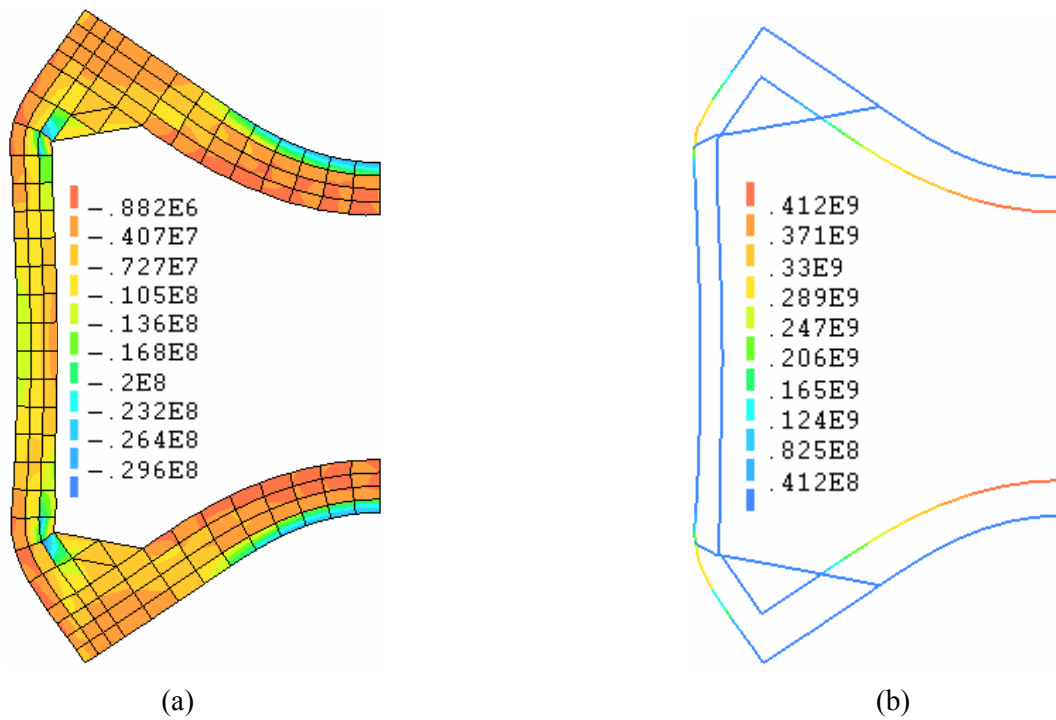


Fig.5.29 – Deformada da BC e da armadura na rotura (50x) aos 36m para a análise A4 ($T_2 = 3$ m) e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)

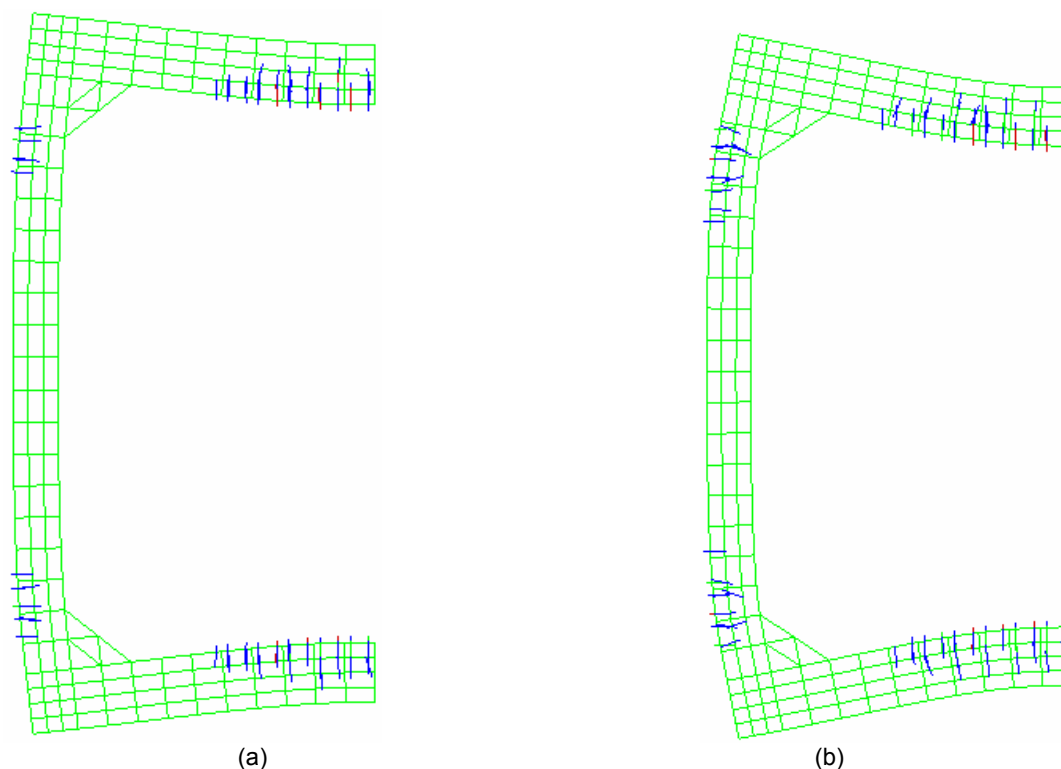


Fig.5.30 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro:
a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.109\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.157\text{ mm}$

As aberturas de fendas mencionadas dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC.

5.3.4.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

Com a extensão da largura dos aterros laterais mal compactados verifica-se apenas um agravamento significativo dos factores de interacção actuantes sobre as travessas em comparação com a análise anterior, consequência de maiores blocos de terras laterais descarregarem pressões sobre a BC devido à diminuição de rigidez de uma maior extensão de solo que serve de base a esses mesmos blocos. Pela observação da Figura 5.27 é possível confirmar que o máximo atingido pelos factores de interacção sobre a travessa superior corresponde agora a 1.4 face aos 1.3 da análise A4 ($T_2 = 1.4\text{m}$).

Ao nível dos montantes o incremento dos factores de interacções é pouco significativo.

Estado limite último:

O esmagamento dos montantes ao nível dos esquadros mantém-se como a condição de estado limite último do sistema solo/BC, no entanto devido ao agravamento das pressões sobre as travessas a cedência das armaduras de flexão das próprias travessas torna-se como uma realidade mais próxima em comparação com a análise anterior. Agora a tensão nas armaduras referidas ronda os 462 MPa aos 36 metros de altura de aterro (ver Figura 5.29).

Assumem-se os 35 metros de aterro como a fase correspondente à altura máxima suportada pelo sistema e assinala-se a ausência de uma patamar de resistência após a formação das primeiras 4 rótulas plásticas como se observa na Figura 5.28.

Estado limite de serviço:

Embora a abertura de fendas se encontre controlada, face à análise anterior é notório um ligeiro agravamento.

5.3.4.4. Considerações finais

A BC2-10 dimensionada segundo os métodos simplistas continua a apresentar um bom comportamento aos estados limites de serviço e último.

Analisando comparativamente os resultados com a análise anterior A4 ($T_2 = 1.4\text{m}$) pode afirmar-se que a influência da largura ao longo do qual se procede a uma fraca compactação de terras não é muito significativa quanto à resistência e abertura de fendas, no entanto retira-se a ideia de que aumentando essa largura se caminha para uma situação mais desfavorável em termos puramente numéricos, ou seja, comparando apenas a grandeza da abertura de fendas e a altura máxima de aterro. Ao comparar-se o modo de rotura da BC a conclusão retirada caminha no sentido oposto na medida em que a extensão da largura de terras com uma menor rigidez proporciona um agravamento das tensões nas armaduras de flexão das travessas e ao estimular a cedência das mesmas permite uma rotura dúctil, algo aconselhado.

5.4. ANÁLISES PARAMÉTRICAS ASSOCIADAS À VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO BETÃO

As interpretações efectuadas no estudo base e nas análises paramétricas anteriores demonstraram que o comportamento não linear da BC influencia os próprios mecanismos de interacção solo/estrutura e assim consequentemente a distribuição de pressões sobre a BC. Agora a questão iminente consiste em avaliar essa mesma influência e de que forma é possível actuar com vista à obtenção de dimensionamentos mais económicos e mais seguros de BC's sobre alturas elevadas de aterro.

A actuação sobre o comportamento das BC's pode ser efectuada a vários níveis, contudo nesta secção relativa ao estudo paramétrico actuar-se-á na perspectiva de modificar parâmetros associados às propriedades mecânicas do betão. Convém realçar que estas modificações podem ter um carácter real e plausível, como é o exemplo da alteração da classe do betão (A6), ou então terem um carácter representativo na medida em que podem simular alterações concretas mas de difícil modelação por outras vias, como é o caso da duplicação da energia de fractura do betão em compressão simulando um caso de confinamento de uma secção da BC (A7).

Por fim também se avaliará a influência do comportamento não linear do betão na perspectiva de não existir simplesmente este comportamento, ou seja, comparar-se-ão os resultados do estudo base (A1) com uma análise em tudo semelhante excepto no facto de se ter considerado um comportamento elástico e linear para o betão da BC ($A1_{\text{elástico}}$).

5.4.1. BETÃO ELÁSTICO E LINEAR – A1_{elastic}

5.4.1.1. Descrição da análise paramétrica

O objectivo da análise paramétrica em curso A1_{elastic} é avaliar de que forma o comportamento não linear da BC2-10 condiciona os mecanismos de interacção solo/BC. Irão manter-se as mesmas distribuições de pressões? De que forma a fissuração condiciona essa distribuição? Será vantajoso controlar ao máximo a fissuração? Um comportamento próximo do linear é positivo? Quais são as repercussões no solo admitindo que a BC não é o elemento mais fraco do sistema?

A materialização deste cenário é efectuada pela adopção de um betão elástico e linear desprezando as relações constitutivas de betão mencionadas em 3.3.2. e alterando os parâmetros admitidos no estudo base em 4.1.2.1. pelos seguintes:

- $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$;
- $\nu_c = 0$;
- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

5.4.1.2. Resultados numéricos

Apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A1_{elastic} são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 43, 82 e 112 metros de altura de aterro.

É necessário referir que o modelo numérico na execução da análise em curso não divergiu, desta forma os 112 metros acima mencionados não representam qualquer limite de resistência. Apenas constitui um limite de incrementos de camadas de aterro admitido para o cálculo.

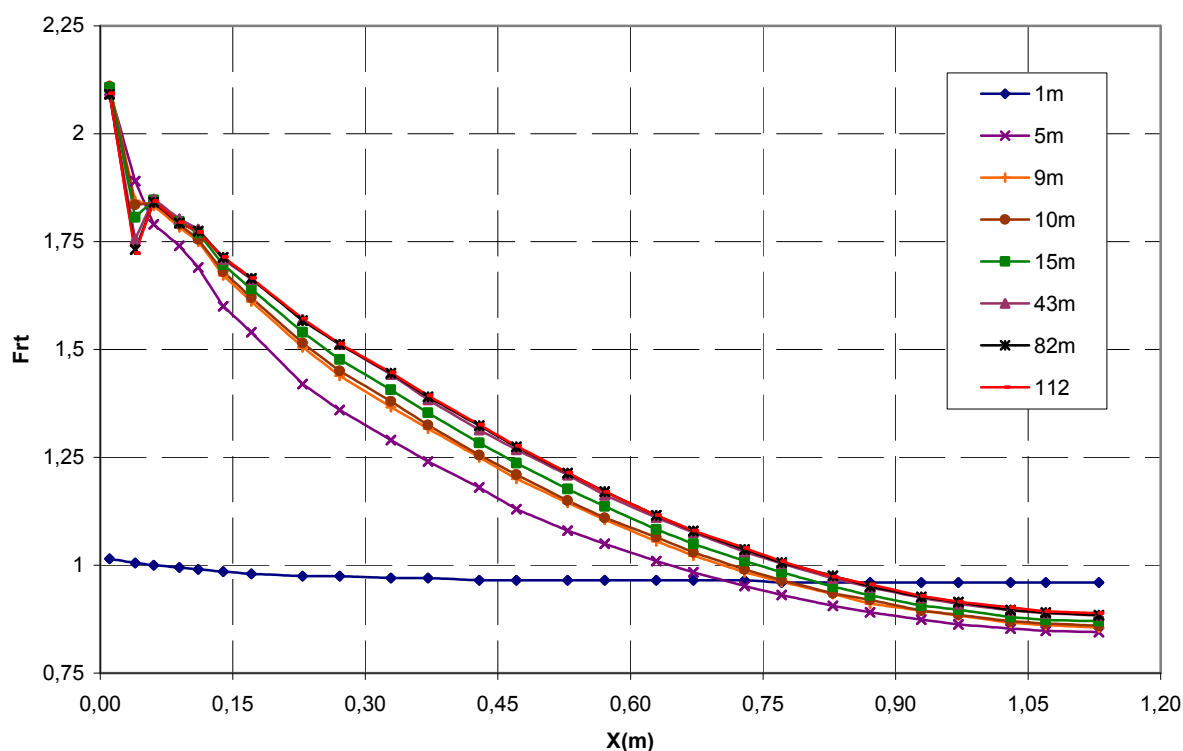


Fig.5.31 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Frt^{sup} , para A1_{elastic}

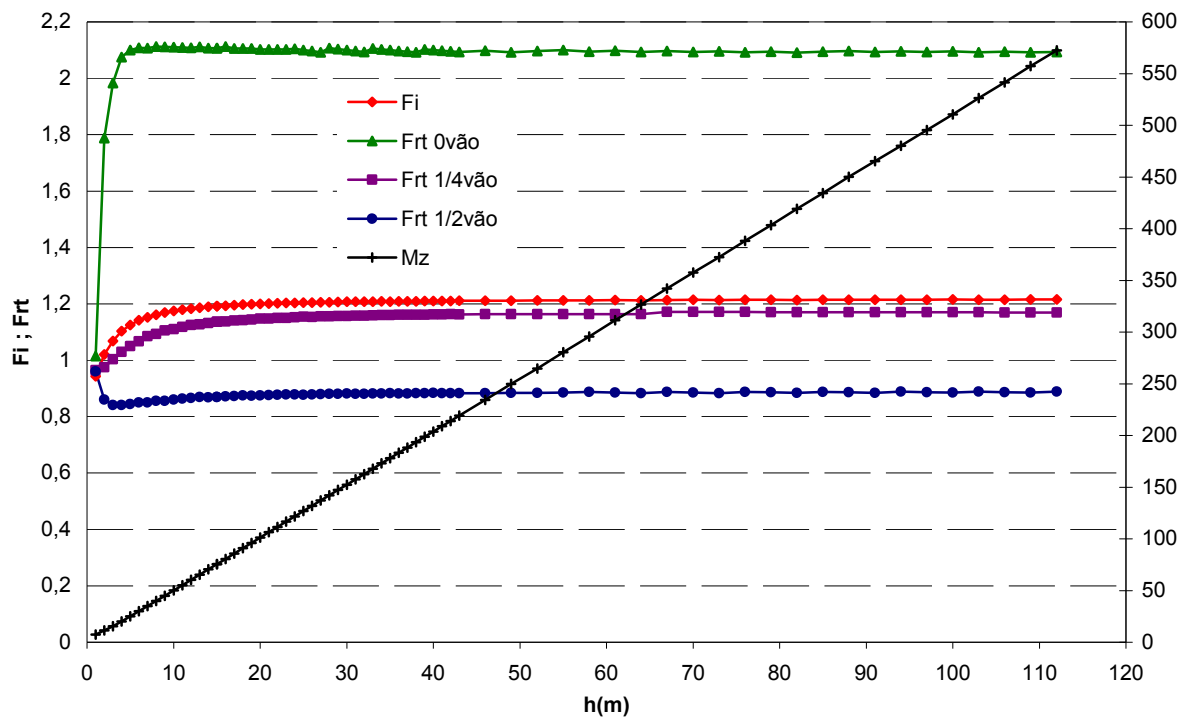


Fig.5.32 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt0vão}$, $F_{rt1/4vão}$, $F_{rt1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise $A1_{elastic}$

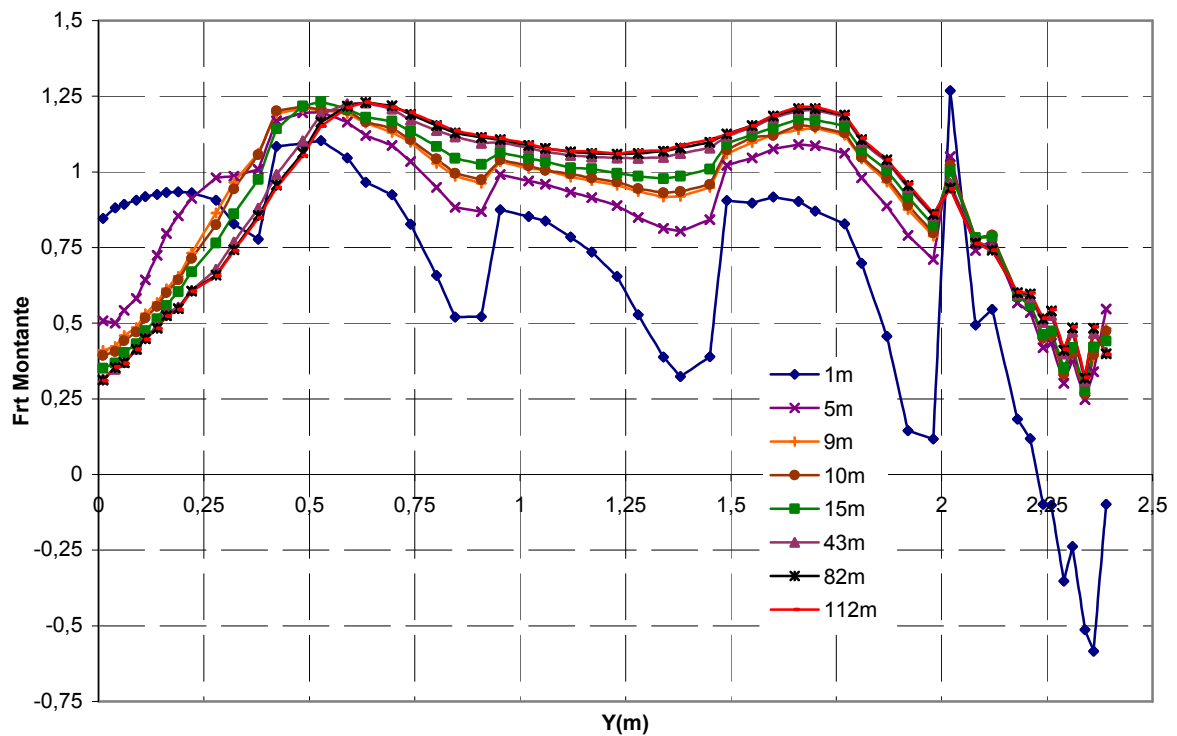


Fig.5.33 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, F_{rt}^{mont} , para $A1_{elastic}$

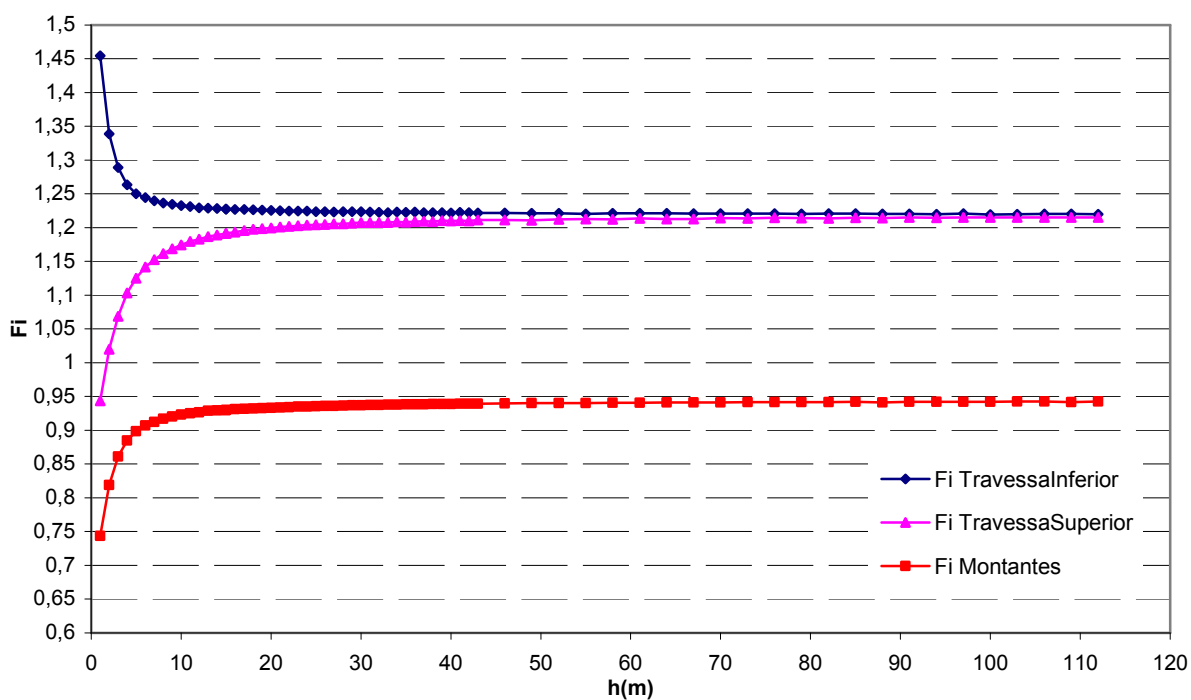


Fig.5.34 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise $A1_{elastic}$

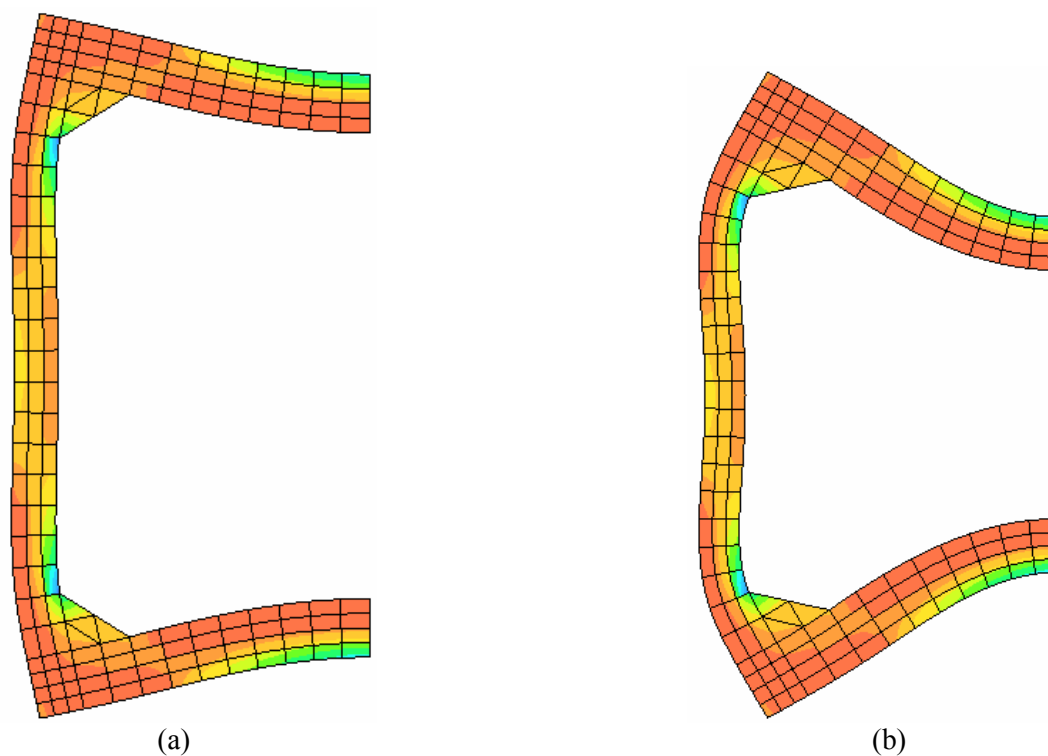


Fig.5.35 – Deformada da BC (50x) para a análise $A1_{elastic}$ para diferentes alturas de aterro: a) 43m; b) 112m

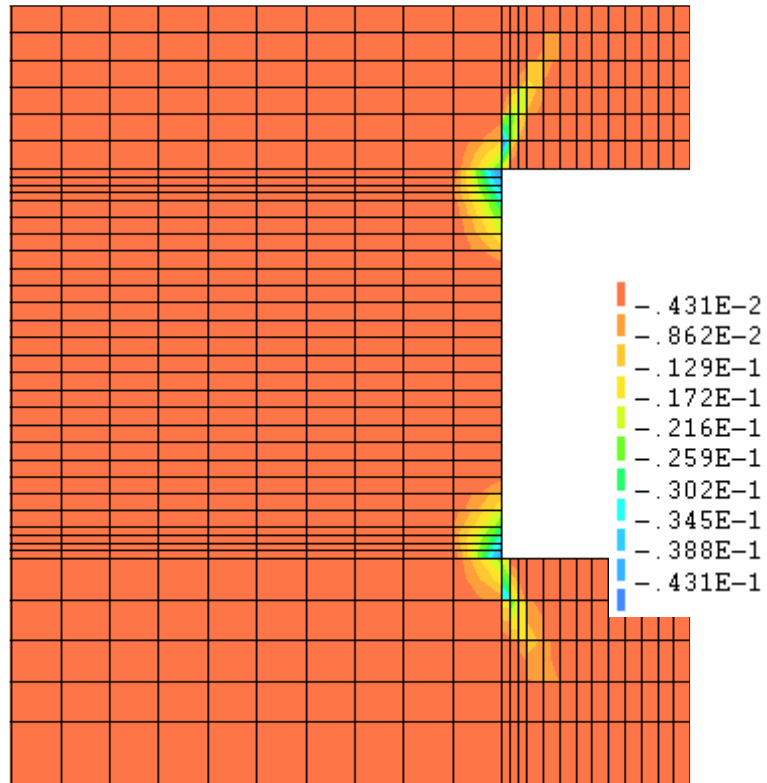


Fig.5.36 – Mapa de extensões plásticas principais mínimas, ϵ_{p2} , no solo aos 98 m de aterro

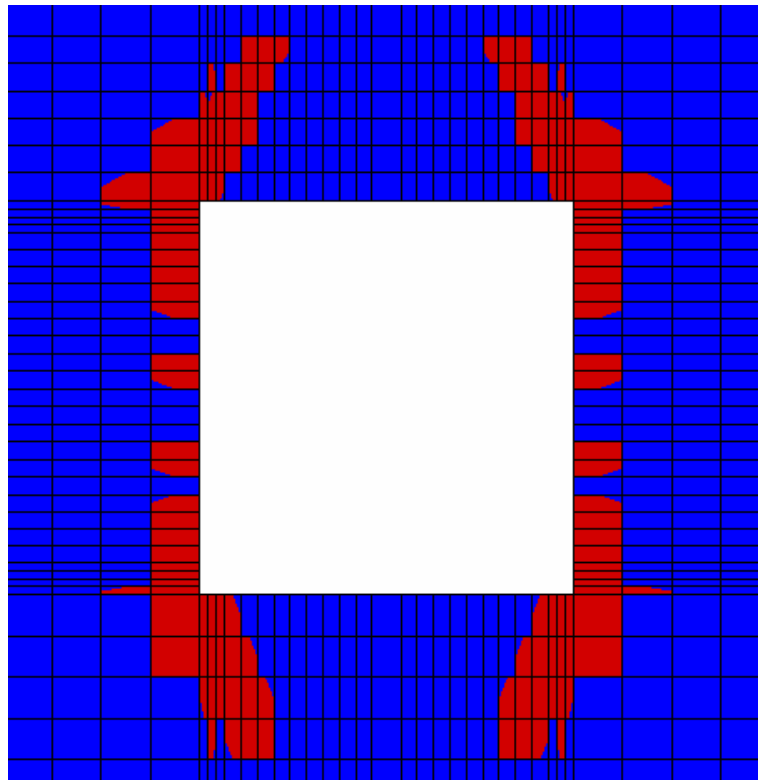


Fig.5.37 – Superfície de plastificação (ϵ_{p2}) do solo aos 98 m de aterro

5.4.1.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

Admitindo um betão elástico, ou seja, com um comportamento linear é normal ter obtido os resultados expostos quanto à distribuição das pressões. Basicamente tudo se resume à deformada da BC que se gera com o facto de não ter ocorrido qualquer fissuração do betão e consequente perda de rigidez ao nível das divergências quer dos montantes quer das travessas. Entenda-se divergência por zonas em tracção.

Analisando o caso das travessas, como seria de esperar a não fissuração das zonas dos meios vãos implica uma manutenção da rigidez inicial permitindo a estas zonas absorverem parte das pressões exercidas sobre as travessas quer directamente pelas terras em contacto quer pelos mecanismos de migração de tensões dos blocos laterais. Daí se justificar a distribuição dos factores de redistribuição das pressões ao longo da travessa superior observada na Figura 5.31 para sucessivas alturas de terras crescentes. Consequentemente não se observa o decréscimo dos factores de interacção até agora registado nas análises expostas surgindo um patamar na evolução dos factores de interacção associado a um processo de estabilização dos mecanismos de migração de pressões para as travessas (ver Figura 5.34).

No caso dos montantes aplica-se o mesmo, a não fissuração destes gera uma determinada deformada, como as apresentadas na Figura 5.35, que influencia posteriormente a distribuição de pressões (ver Figura 5.33) e o impulso horizontal total aplicado que não atinge valores tão elevados em relação ao estudo base (ver Figura 5.34).

Por fim é interessante assinalar a igualdade da evolução e da grandeza dos factores de interacção desta análise $A1_{elastic}$ em comparação com o estudo base para alturas de aterro correspondentes a fases não fendilhadas da BC, aproximadamente até aos 10 metros (ver Figuras 5.32 e 4.11 respectivamente).

Estado limite último:

Quanto ao estado limite último como é óbvio não se poderá efectuar qualquer avaliação admitindo que o problema está na BC pois a adopção de um betão com comportamento linear não pressupõe qualquer limite de resistência quer à compressão quer à tracção. No entanto esta análise permite debater a problemática que foi abordada no estudo base sobre a possibilidade de ocorrer um mecanismo de colapso pelo solo, mesmo após a inutilização da BC (ver 4.3.2.), pois como a convergência do problema não fica limitada pelo que ocorre no betão à compressão, pode-se chegar a estados de tensão e de deformação no solo consideravelmente críticos.

Observando com atenção as Figuras 5.36 e 5.37 verifica-se novamente uma superfície de plastificação do solo contudo, tal como no estudo base A1, esta não propicia nem constitui um mecanismo efectivo de rotura do sistema por parte do solo.

Estado limite de serviço:

A verificação da abertura de fendas não faz qualquer sentido nesta análise.

5.4.1.4. Considerações finais

Respondendo às questões levantadas inicialmente de facto o comportamento não linear da BC tem uma influência significativa sobre a distribuição de pressões bem como nas forças totais aplicadas. No caso das travessas, um betão com comportamento não linear proporciona factores de interacção

inferiores quando comparados com os obtidos na análise em que se aplicou um betão elástico. A influência nos montantes ao nível dos factores de interacção já não é tão notória.

Relativamente à questão sobre as vantagens do controlo da fissuração é possível referir que, embora exigido um controlo da abertura de fendas em serviço, a fissuração é recomendada e desejada já que permite uma redução dos factores de interacção actuantes sobre a BC e consequentemente uma redução dos esforços actuantes e assim alcançar maiores alturas de terras.

As repercussões no solo pelo facto de se ter aplicado um betão elástico e assim evitar que a BC seja o elemento crítico do sistema reduzem-se à obtenção de uma superfície de plastificação significativa mas sem qualquer relevo na formação de uma mecanismo válido de rotura do solo, mesmo para os 112 metros de aterro.

5.4.2. BETÃO CLASSE C45/55 – A6

5.4.2.1. Descrição da análise paramétrica

Esta análise consiste apenas na avaliação da importância das propriedades de resistência do betão tanto à compressão, f_{ck} , como à tracção, f_{ct} , sendo para isso adoptados os parâmetros de um betão de classe superior à do estudo base, mantendo-se no entanto a energia de fractura tanto para o betão à tracção como à compressão. A classe admitida foi a C45/55 e os valores utilizados no estudo paramétrico presente os seguintes:

- $f_{ck} = 45$ MPa;
- $f_{ctm} = 3,8$ MPa;
- $E_{cm} = 31$ GPa;
- $\nu_c = 0$;
- $\gamma_c = 25$ kN/m³;
- $G_F^I = 100$ MN.m/m²;
- $h = 0,075$ m;
- $G_C = 12500$ MN.m/m²;

Convém acrescentar que a análise A6 representa uma situação real pois a empresa pré-fabricadora pode definir a utilização de uma classe betão superior ou então porque é sabido que a resistência real do betão aplicado em pré-fabricação é superior à definida pela regulamentação e dimensionamento.

5.4.2.2. Resultados numéricos

Apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A6 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 43, 44, 45 e 48 metros de altura de aterro.

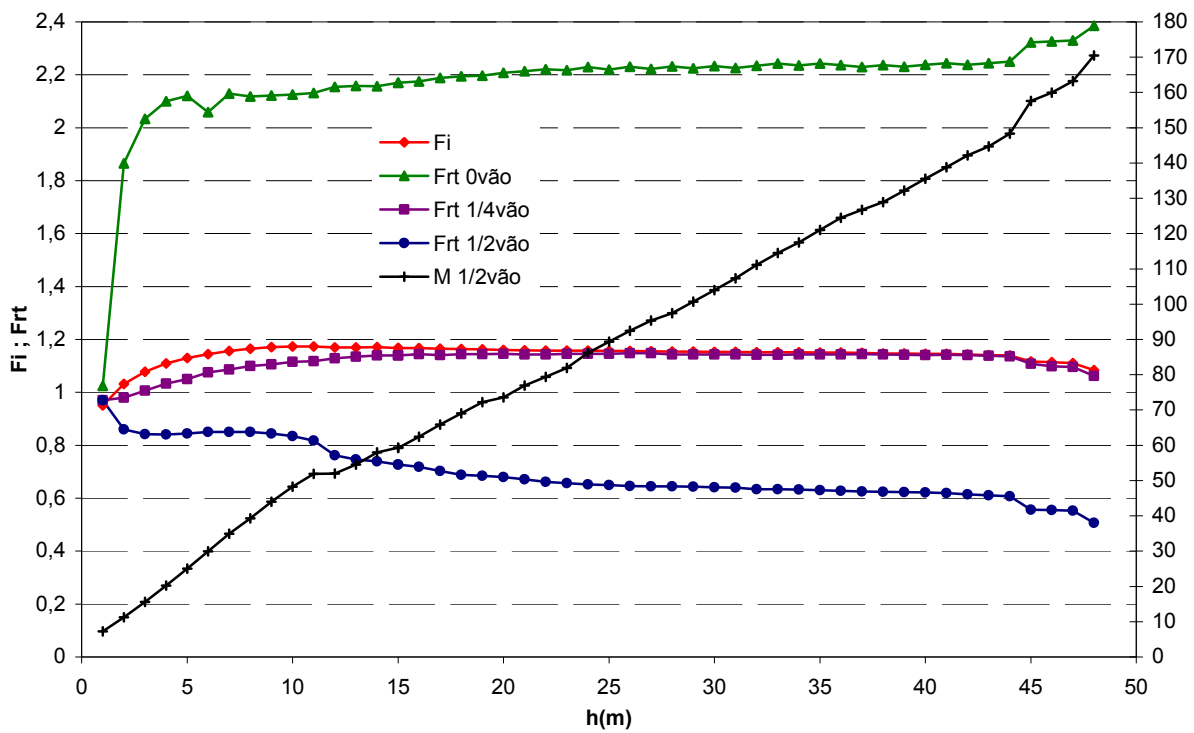


Fig.5.38 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt0vão}$, $F_{rt1/4vão}$, $F_{rt1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A6

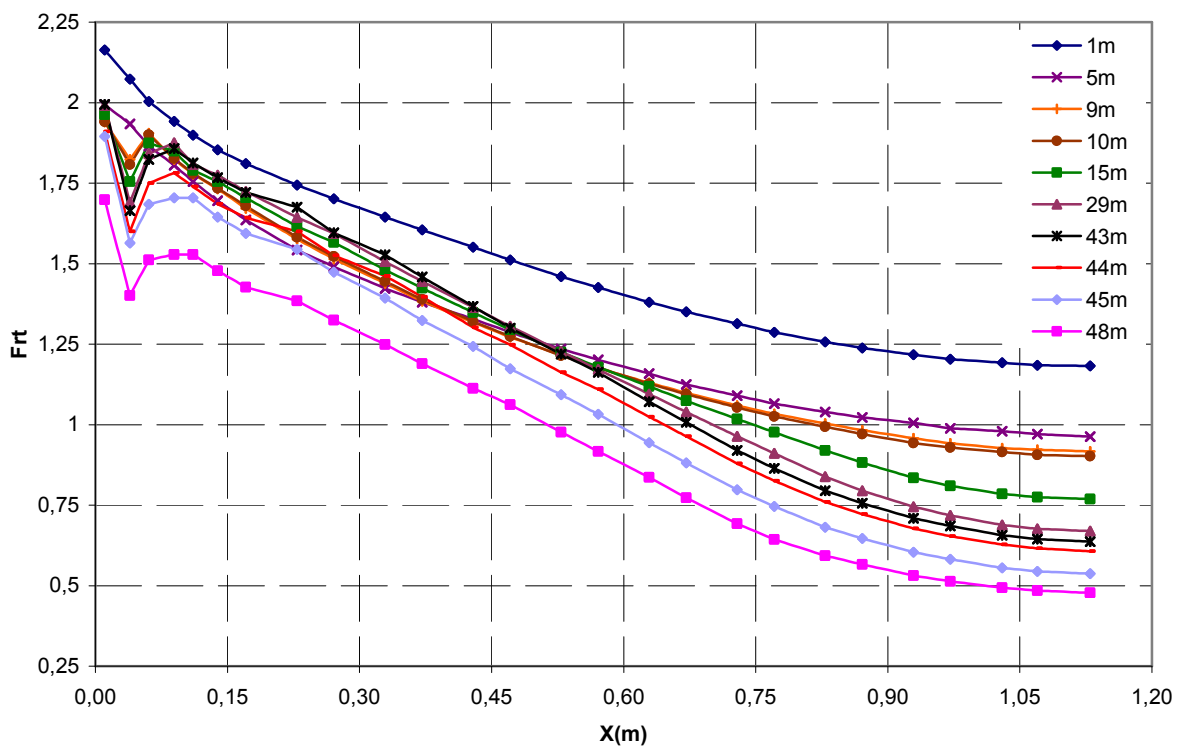


Fig.5.39 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, F_{rt}^{inf} , para A6

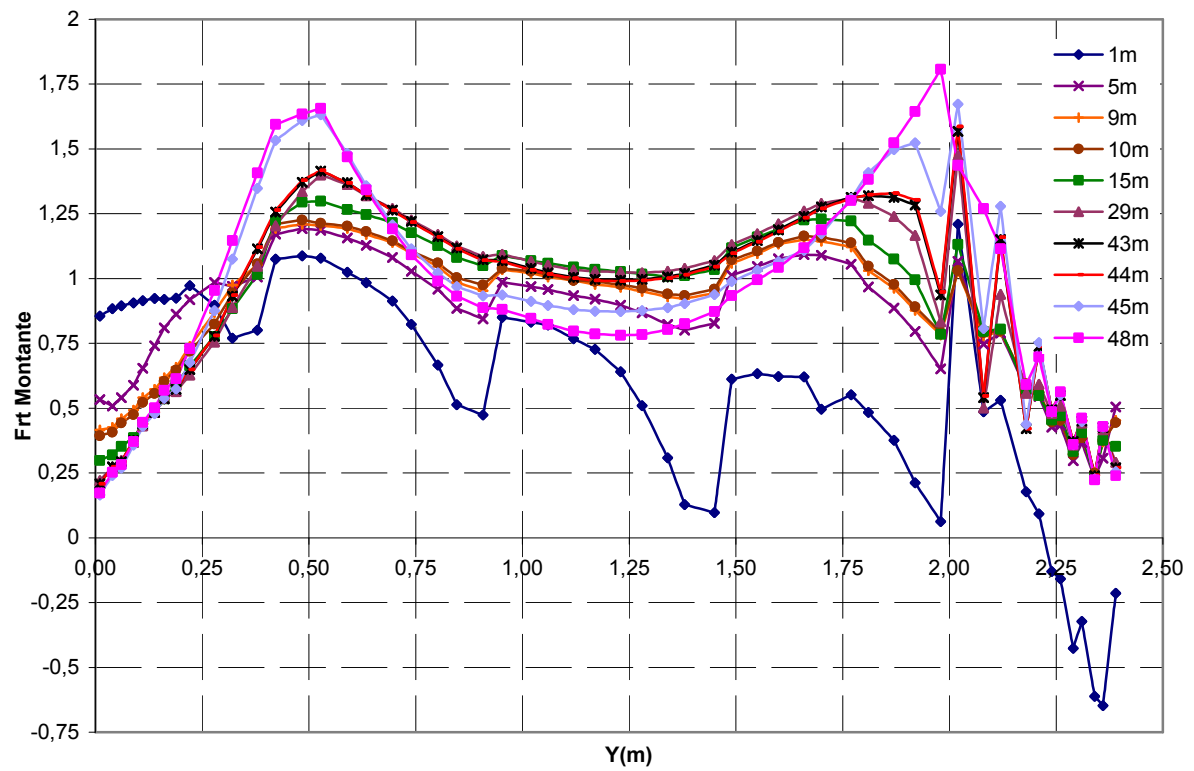


Fig.5.40 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre o montante, Frt^{mont} , para A6

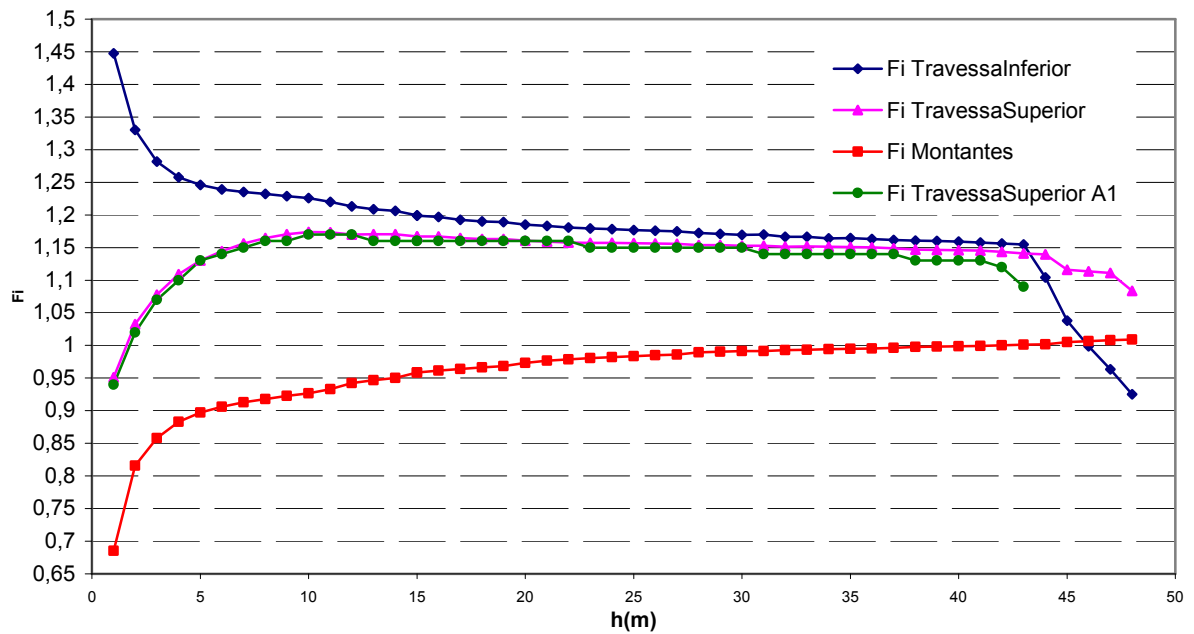


Fig.5.41 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A6

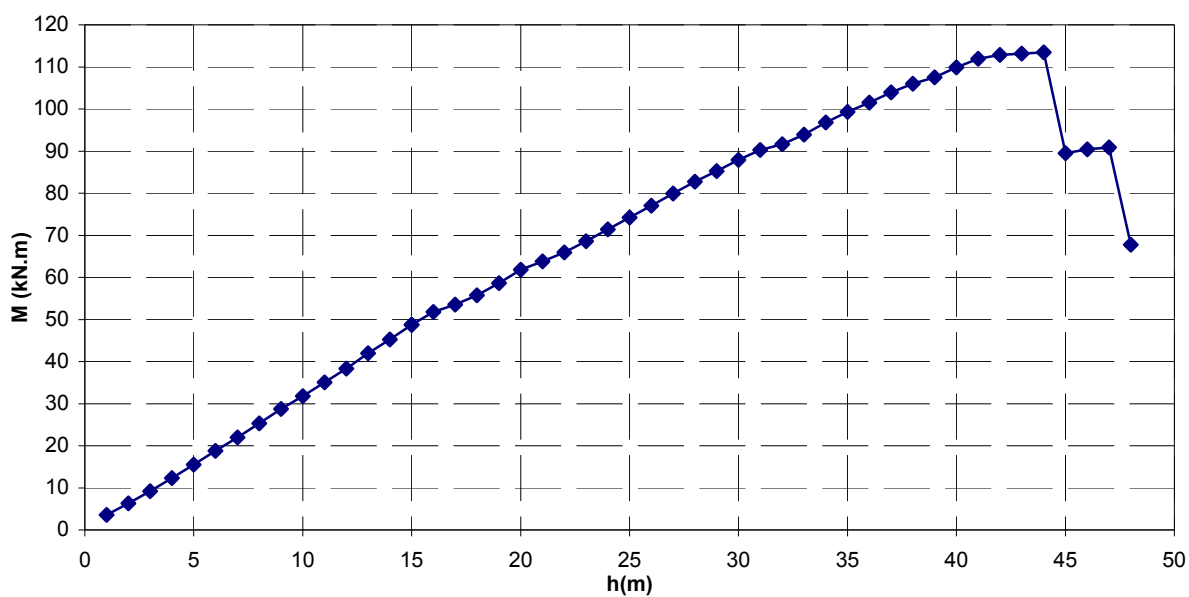


Fig.5.42 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para a análise A6

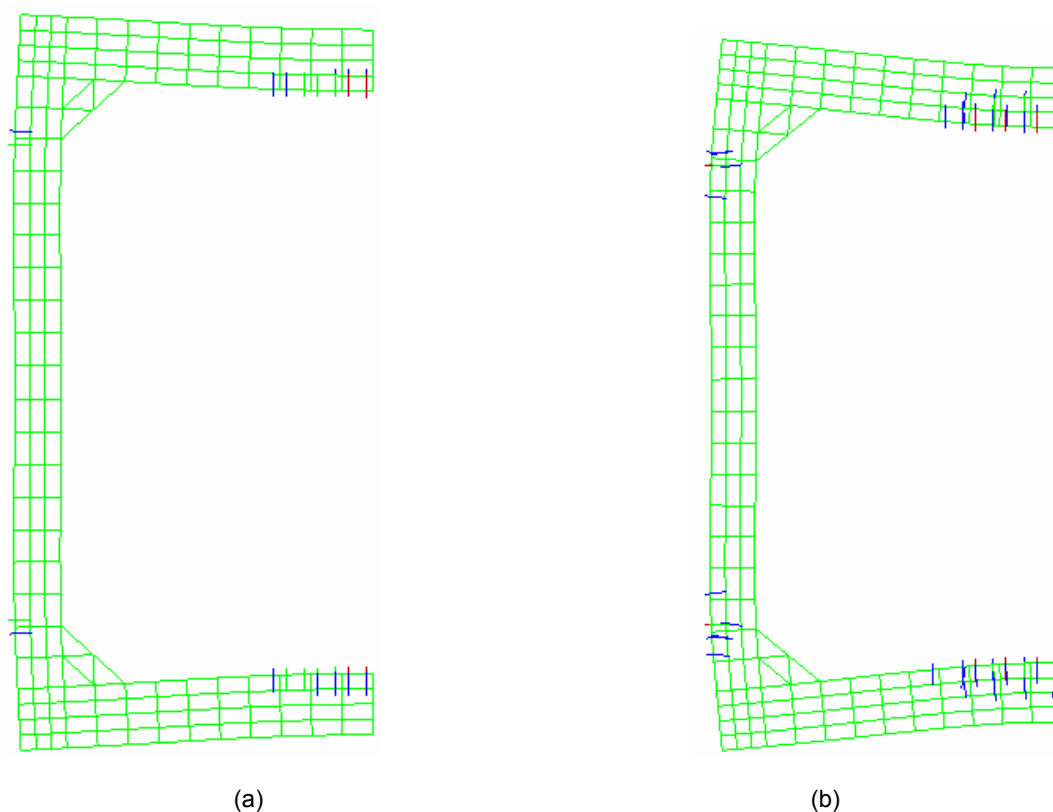


Fig.5.43 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro:
a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.075\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.095\text{ mm}$

As aberturas de fendas mencionadas dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC.

5.4.2.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

Uma observação atenta da evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes resultantes desta análise A6 permite concluir que esta quase coincide com a observada para o estudo base A1. Na Figura 5.41 foi adicionada a evolução do factor de interacção sobre a travessa superior para a análise A1 de forma a facilitar a comparação e assim justificar a afirmação inicial. A única diferença, embora insignificante, destaca-se para alturas de aterro mais elevadas, nomeadamente após os 30 metros no caso da travessa superior, no qual os factores de interacção para a análise com o betão C45/55 não decrescem da mesma forma em relação ao estudo base. Tal se deve a uma menor fendilhação, ainda que pouco significativa, das travessas com a adopção de um betão de classe superior cuja resistência característica à tracção também é superior, $f_{ct} = 3,8$ MPa.

Esta coincidência na evolução dos factores de interacção é justificada por sua vez pela coincidência dos diagramas de distribuição dos factores de redistribuição sobre as travessas e montantes para as sucessivas camadas de aterro, como é visível nas Figuras 5.38, 5.39 e 5.40 em comparação com as respectivas figuras do estudo base. Conclui-se então que classe de betão adoptada não é relevante em termos de distribuição de pressões e respectivas grandezas.

Estado limite último:

O estado limite último neste cenário tal como no estudo base corresponde ao esmagamento dos montantes ao nível dos esquadros com a formação de 4 rótulas plásticas, mantendo-se assim a rotura frágil.

Quanto à altura máxima de aterro suportada pelo sistema solo/BC é conveniente proceder com alguma ponderação no seu estabelecimento pois os diagramas dos factores de interacção nas travessas representados na Figura 5.41 podem suscitar alguma confusão na sua interpretação. Observando apenas esta figura e adoptando que o estado limite último é atingido após a primeira quebra significativa na evolução dos factores de interacção chega-se a dois resultados, enquanto que o que se passa na travessa superior e montantes indicia uma altura máxima de 44 metros, os desenvolvimentos na travessa inferior indiciam uma altura ligeiramente mais baixa, 43 metros. Por um lado seria simples resolver esta dúvida, adoptando os 43 metros por uma questão de segurança. Contudo analisando melhor outras figuras, nomeadamente a Figura 5.42 em que se observa a evolução do momento-flector, M , na secção crítica do montante é possível concluir que na realidade o estado limite último é atingido aos 45 metros. Pelas mesmas razões já expostas nas análises anteriores o ligeiro patamar de resistência não será tido em conta, embora revele uma degradação progressiva da BC que é recomendada. Por fim ainda se pode acrescentar que pela interpretação das Figuras 5.39 e 5.40 é possível verificar que os diagramas de distribuição dos factores de redistribuição sobre a travessa inferior e os montantes, respectivamente, só denotam uma quebra significativa na sua evolução na passagem dos 44 para os 45 metros de altura de aterro, o que reforça a adopção dos 44 metros para a altura máxima suportada pelo sistema.

Estado limite de serviço:

A abertura de fendas encontra-se controlada e toma valores ligeiramente mais baixos do que os obtidos no estudo base.

5.4.2.4. Considerações finais

A classe de betão admitida para a execução da BC não é um parâmetro condicionante na alteração do comportamento da mesma aos estados limites de serviço e último. Perante os resultados obtidos e respectivas interpretações concluiu-se que BC2-10 dimensionada segundo os métodos simplistas com um betão de classe superior, neste caso C45/55, comporta-se praticamente da mesma forma que a BC2-10 com um betão C30/37 analisada no estudo base.

Contudo convém referir que mesmo assim é sempre preferível aplicar um betão de classe superior devido às ligeiras melhorias na resistência e no controlo de abertura de fendas.

5.4.3. BETÃO COM ENERGIA DE FRACTURA À COMPRESSÃO, G_C , DUPLICADA – A7

5.4.3.1. Descrição da análise paramétrica

A duplicação da energia de fractura à compressão, G_C , apenas tem significado quando a relação constitutiva do betão à compressão, ver 3.3.2.1., envolve este mesmo parâmetro, como é o caso do “Total Strain Fixed crack model” e da função parabólica adoptada. Apenas por este motivo se aborda a energia de fractura pois o que realmente interessa nesta análise é a influência do confinamento do betão nomeadamente na verificação ao estado limite último. A energia de fractura então adoptada é a seguinte:

- $G_C = 25000$.

O confinamento do betão implica a possibilidade do betão em compressão aguentar maiores tensões e sobretudo maiores extensões, tal como se pode visualizar na seguinte figura retirada do Eurocódigo2, CEN. (2004). A grande vantagem de um betão confinado é a sua contribuição para tornar um elemento mais dúctil e resistente, podendo ser materializado no presente problema através da disposição de cintas com espaçamento mais reduzido especialmente nos montantes nas zonas críticas de compressão (secção S-S ilustrada na Figura 4.5). Contudo por questões práticas não se modelou essa redução do espaçamento das cintas e contornou-se o problema através da alteração dos diagramas tensões-extensões para o comportamento do betão em compressão. Mesmo através desta solução poderiam existir diversas perspectivas para o efectuar, por exemplo Pimentel et al (2007, 2008) em estudos anteriores consideram um ramo pós-pico 4 vezes mais longo para a curva uniaxial do betão. Na presente análise tal confinamento foi efectuado, como referido inicialmente, através da duplicação da energia de fractura à compressão permitindo atingir maiores extensões. Note-se que a função parabólica para a relação tensão-extensão é mantida.

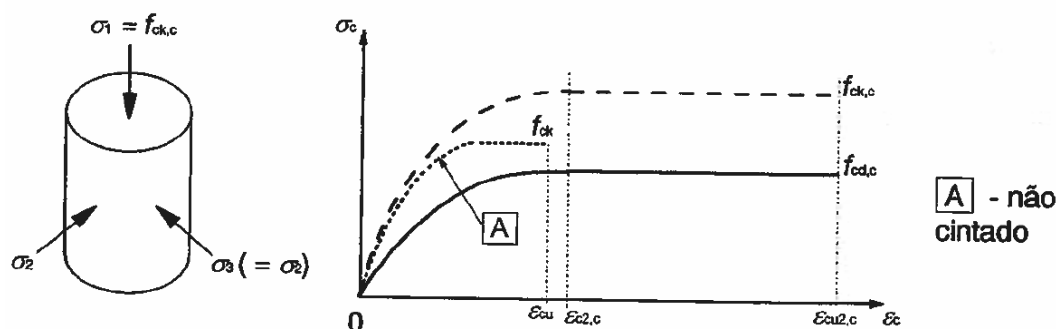


Fig.5.44 – Relações tensões-extensões para betão cintado/confinado, CEN (2004)

O grande objectivo desta análise será como é óbvio avaliar a influência do confinamento, contudo terá um objectivo mais específico que é verificar se o confinamento das zonas que no estudo base eram esmagadas permite atrasar esta mesma situação e proporcionar a cedência das armaduras de tracção das travessas, tornando a rotura do sistema solo/BC dúctil e mais segura.

5.4.3.2. Resultados numéricos

Apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A7 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 43, 53 e 54 metros de altura de aterro.

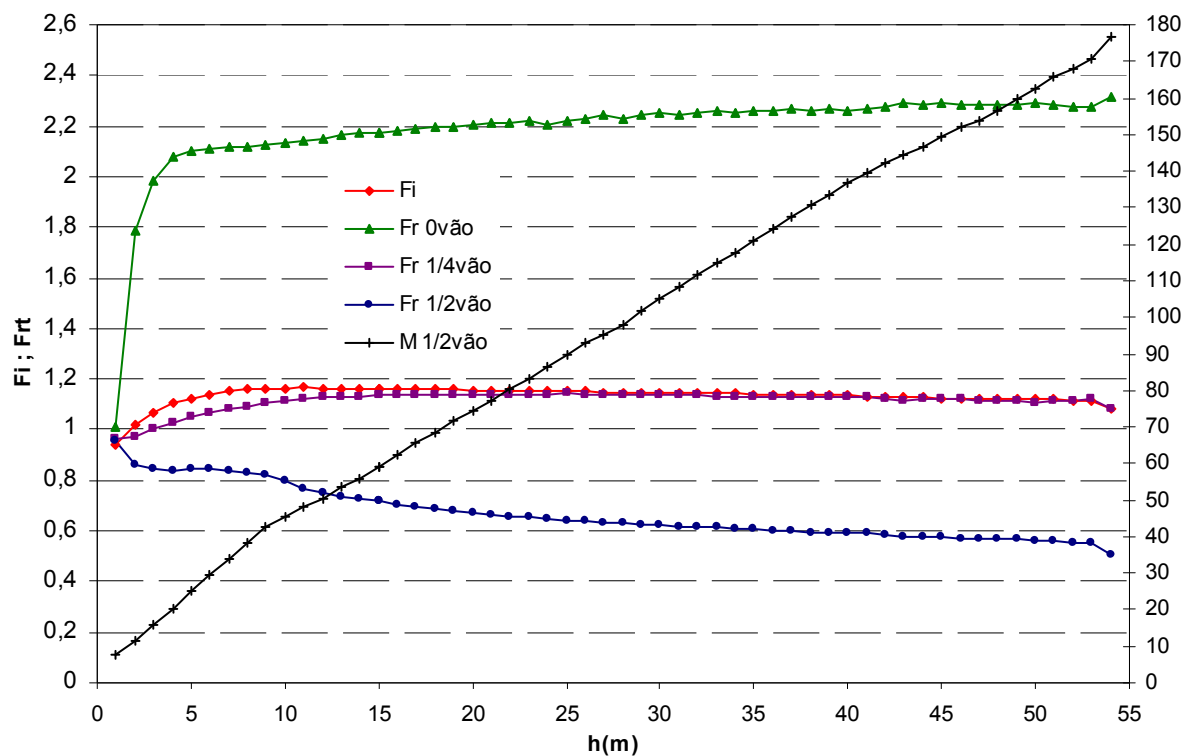


Fig.5.45 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{t0v\tilde{a}o}$, $F_{t1/4v\tilde{a}o}$, $F_{t1/2v\tilde{a}o}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2v\tilde{a}o}$, para a análise A7

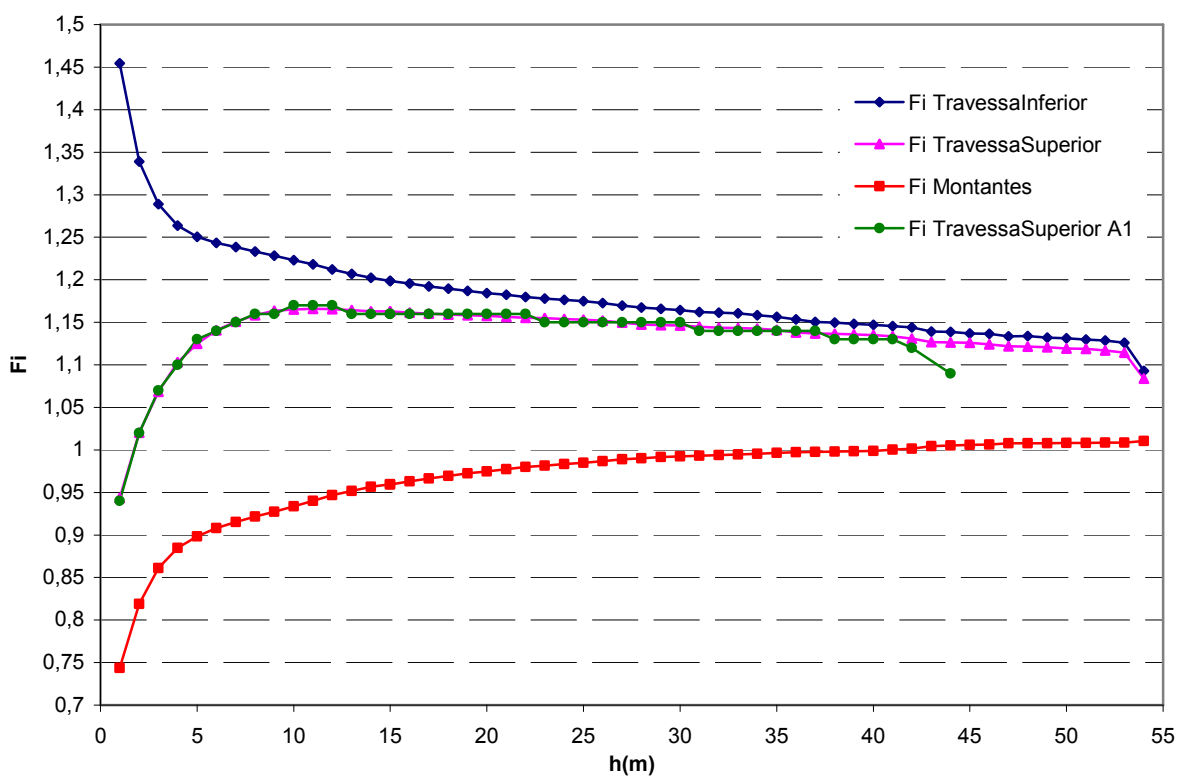


Fig.5.46 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A7

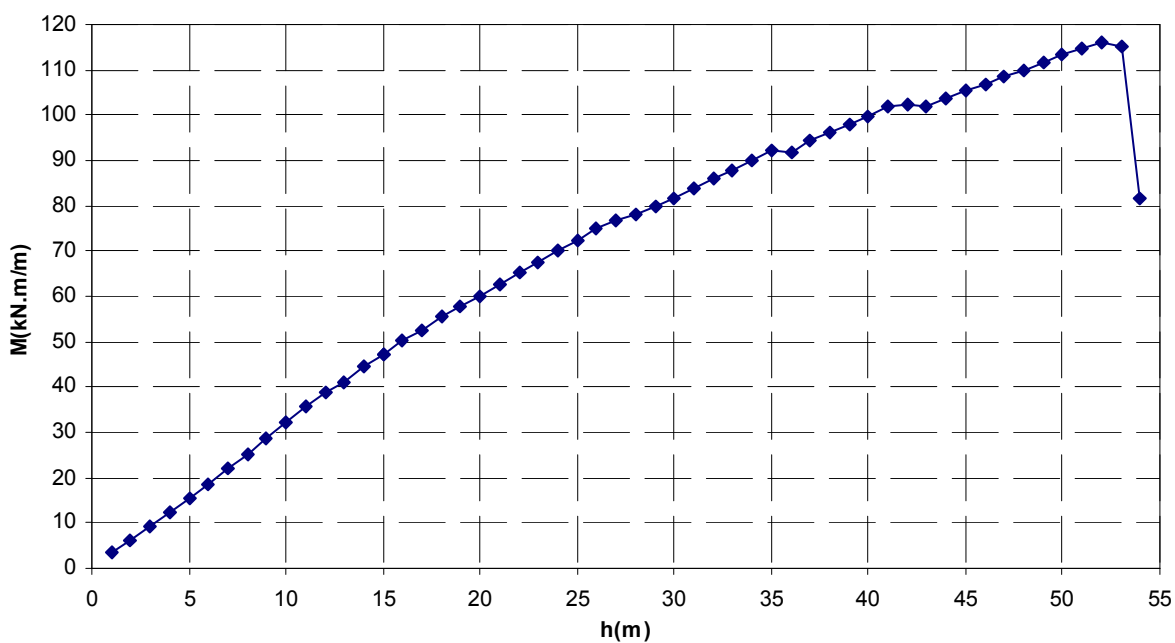


Fig.5.47 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para a análise A7

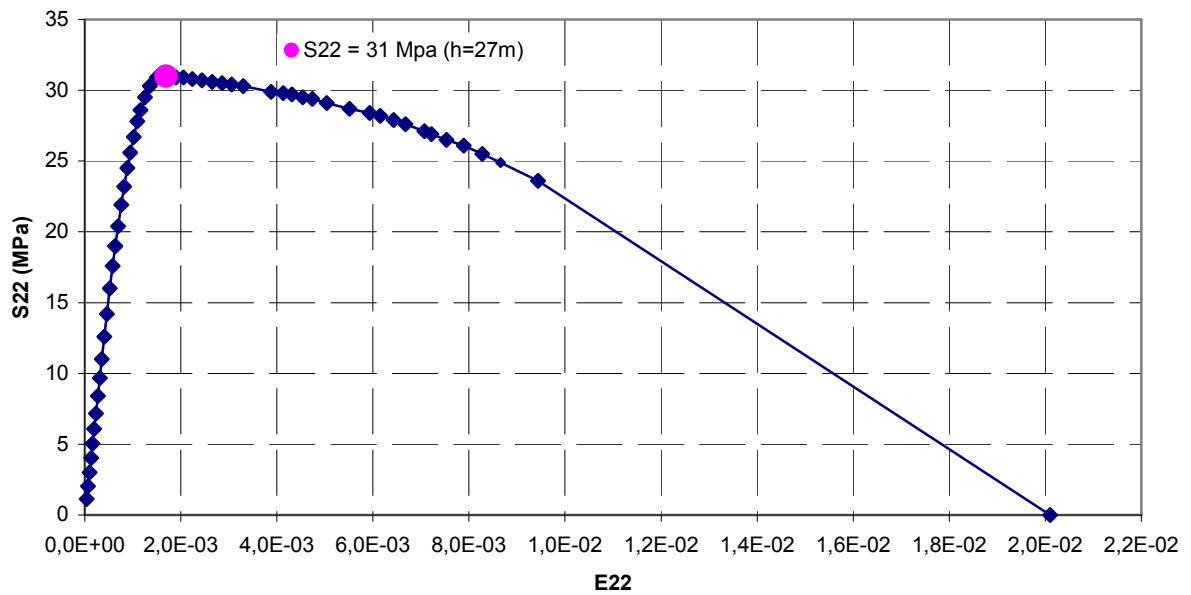


Fig.5.48 – Diagrama Extensão/Tensão principais, ϵ_2 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto P indicado na Figura 4.5.

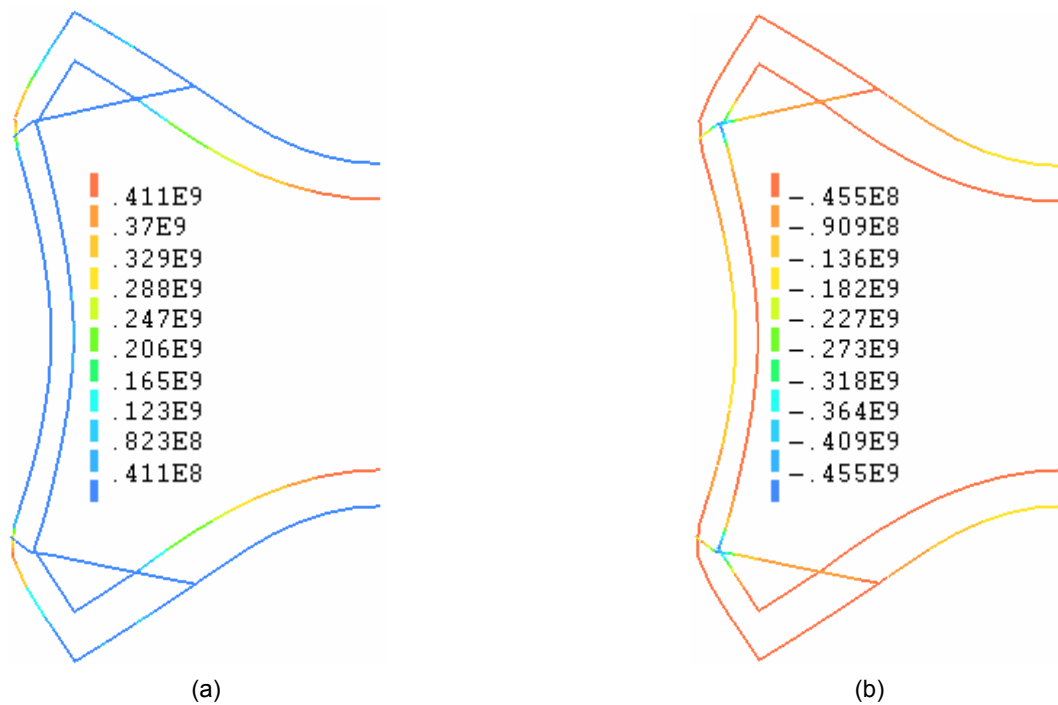


Fig.5.49 – Deformada da armadura da BC na rotura (50x) aos 54 metros de aterro e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_1 ; b) σ_2

5.4.3.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

Nenhuma diferença significativa foi observada na distribuição das pressões sobre a BC em comparação com o estudo base A1. Prova desta afirmação são as Figuras 5.45 e 5.46 em que é visível uma correspondência quase completa na evolução dos diversos factores e momentos-flectores em relação aos resultados de A1 até alturas de aterro muito próximas da rotura da BC no cenário correspondente ao estudo base. Como seria de esperar as divergências ocorrem para alturas de aterro mais elevadas suportadas pela BC com a duplicação da energia de fractura do betão em compressão pois no momento em que a rotura é atrasada devido a uma maior ductilidade das secções críticas dos montantes (secção S-S da Figura 4.5) é normal que ocorra um prolongamento na evolução dos factores de interacção. Assim conclui-se que o confinamento em nada afecta a distribuição de pressões remetendo as diferenças para as análises aos estados limites últimos.

Estado limite último:

Em resposta à questão lançada inicialmente pode-se afirmar que de facto o confinamento proporciona melhores condições para que a rotura do sistema solo/BC adquira um carácter dúctil, contudo a duplicação de G_c ainda não foi suficiente para criar esse cenário de rotura como se verifica pela análise da Figura 5.49a no qual a tensão de tracção nas armaduras das travessas ronda os 452 MPa ligeiramente abaixo da tensão de cedência, 500 MPa. A rotura frágil por esmagamento dos montantes, como foi exposta no estudo base, mantém-se para estas condições de confinamento.

Relativamente à altura máxima suportada ocorre uma efectiva melhoria com o confinamento devido também à melhoria da ductilidade da BC em compressão, facilmente perceptível através da comparação dos diagramas extensão/tensão principais ilustrados nas Figuras 5.48 e 4.23 Concluindo esta questão confirma-se, com a duplicação da energia de fractura, um incremento da altura máxima de aterro suportada pelo sistema solo/BC para os 53 metros, admitindo que o estado limite último ocorre após a primeira quebra significativa na evolução do momento-flector, M , nos montantes (ver Figura 5.47).

Estado limite de serviço:

A abertura de fendas encontra-se controlada e toma valores idênticos aos obtidos no estudo base devido à coincidência na distribuição de pressões.

5.4.3.4. Considerações finais

O confinamento de determinadas secções de betão sujeitas a compressões críticas constitui uma boa solução tanto ao nível da alteração do modo de rotura como ao nível da resistência alcançada. Por um lado permite atingir roturas dúcteis, se o confinamento for adequado e suficiente, e permite ao sistema solo/BC resistir a alturas de aterro significativamente mais elevadas.

Contudo pelo facto de, na análise A7, não se ter proporcionado uma rotura dúctil lança a questão de que por um lado o incremento significativo da resistência não compensa a manutenção da rotura frágil por esmagamento. Como se verificou no estudo base, a BC2-10 sem confinamento revela um bom comportamento aos estados limites de serviço e último. A falta de resistência não é a questão preponderante mas sim o modo de rotura, desta forma se o confinamento não permitir a ductilidade da rotura não vale a pena apostar numa solução de confinamento que, é necessário afirmar, nas condições de espessura dos montantes actuais se torna bastante complexa.

5.4.4. BETÃO COM ENERGIA DE FRACTURA À COMPRESSÃO, G_C , QUADRUPLICADA – A7 ($4xG_C$)

5.4.4.1. Descrição da análise paramétrica

Nesta análise tudo se mantém em relação ao afirmado na análise A7 com a excepção de se ter quadruplicado a energia de fractura em compressão do betão, G_C , de forma a se proporcionar uma rotura dúctil do sistema solo/BC permitindo assim estabelecer determinadas interpretações e análises ainda não efectuadas na presente dissertação. A energia de fractura adoptada é a seguinte:

- $G_C = 50000$.

5.4.4.2. Resultados numéricos

Apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A7 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 43, 54, 62 e 71 metros de altura de aterro.

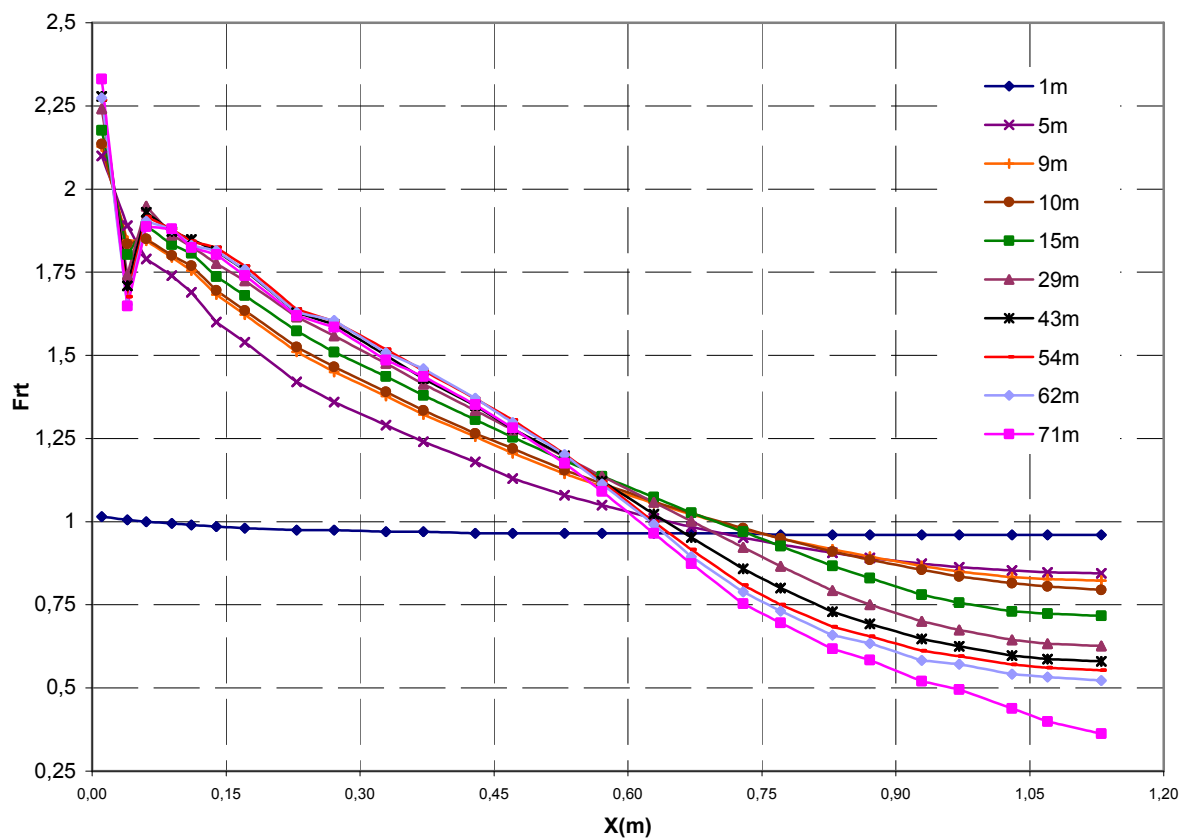


Fig.5.50 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Fr^{sup} , para A7 ($4xG_C$)

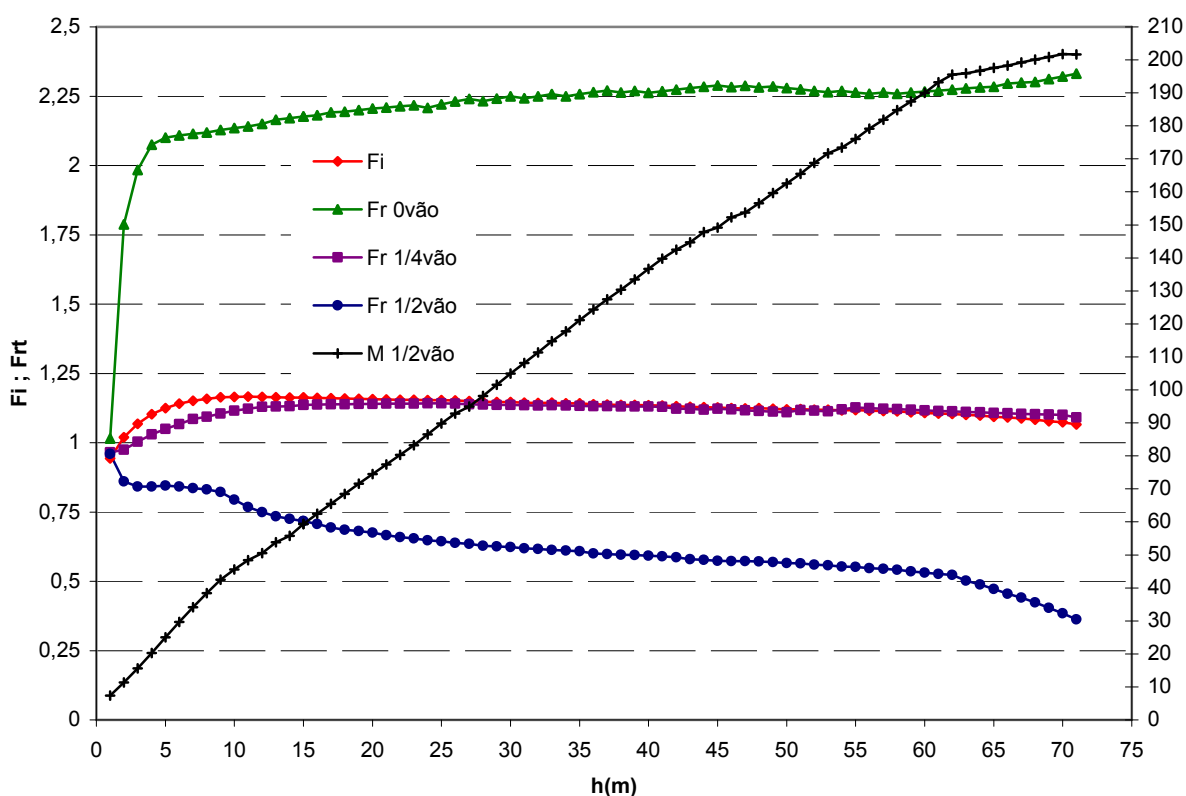


Fig.5.51 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Fr_{0vão}$, $Fr_{1/4vão}$, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A7 (4xG_c)

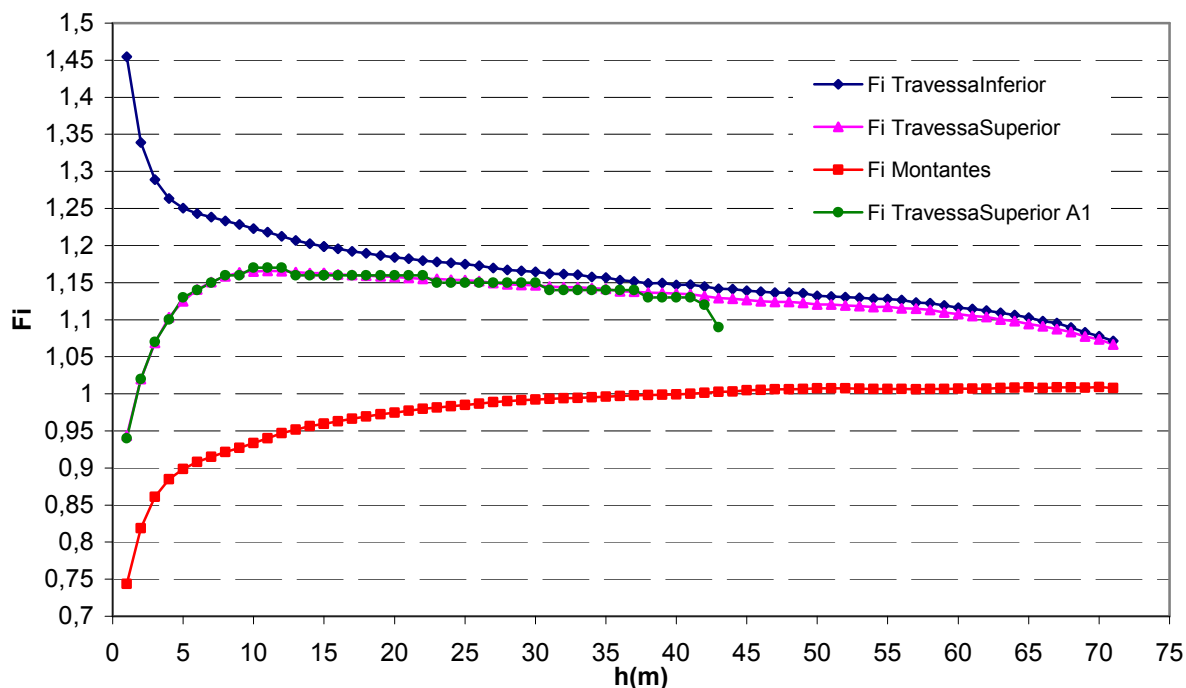


Fig.5.52 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A7 (4xG_c)

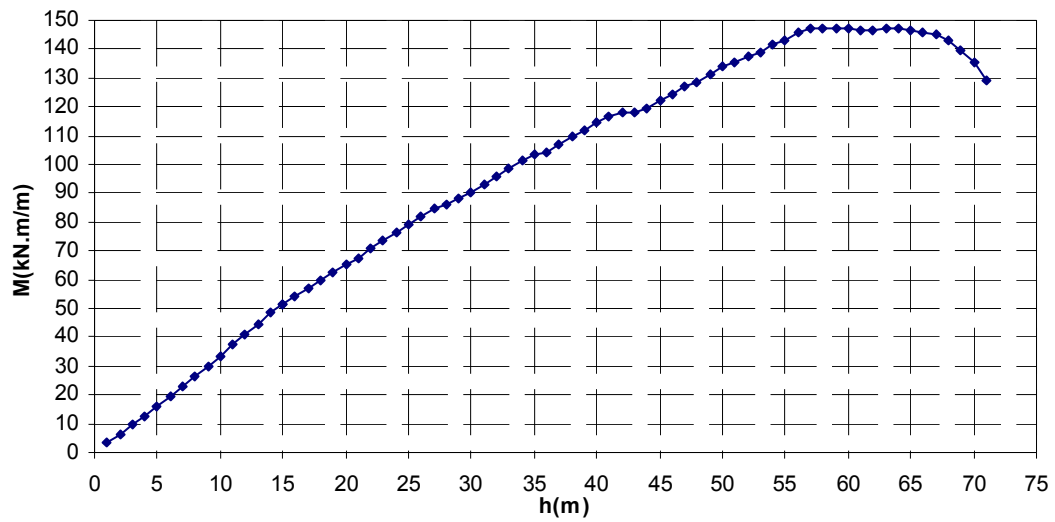


Fig.5.53 – Evolução do momento, M , na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para a análise A7 (4xG_C)

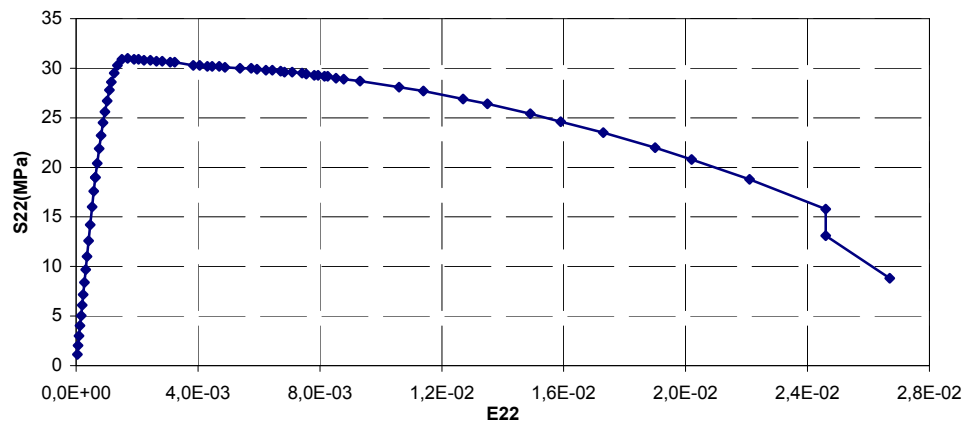


Fig.5.54 – Diagrama Extensão/Tensão principais, ϵ_2 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto P indicado na Figura 4.5.

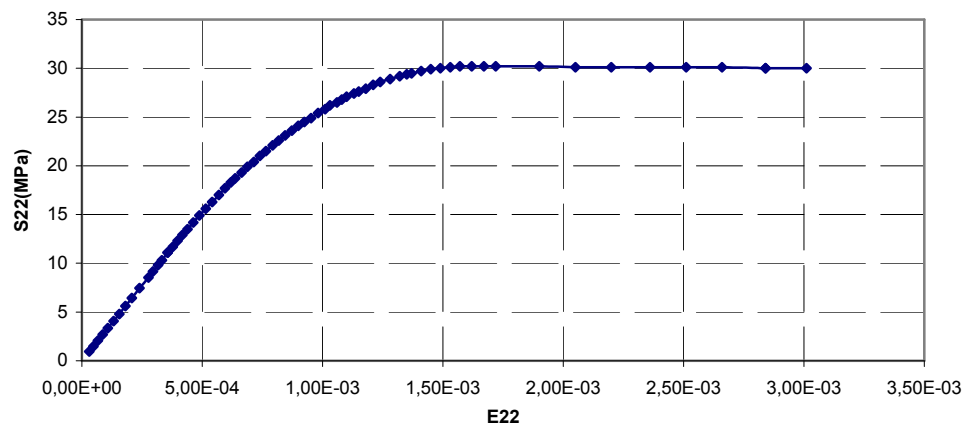


Fig.5.55 – Diagrama Extensão/Tensão principais, ϵ_2 - σ_2 , relativo a um estado de compressão biaxial no ponto R indicado na seguinte Figura 5.56.

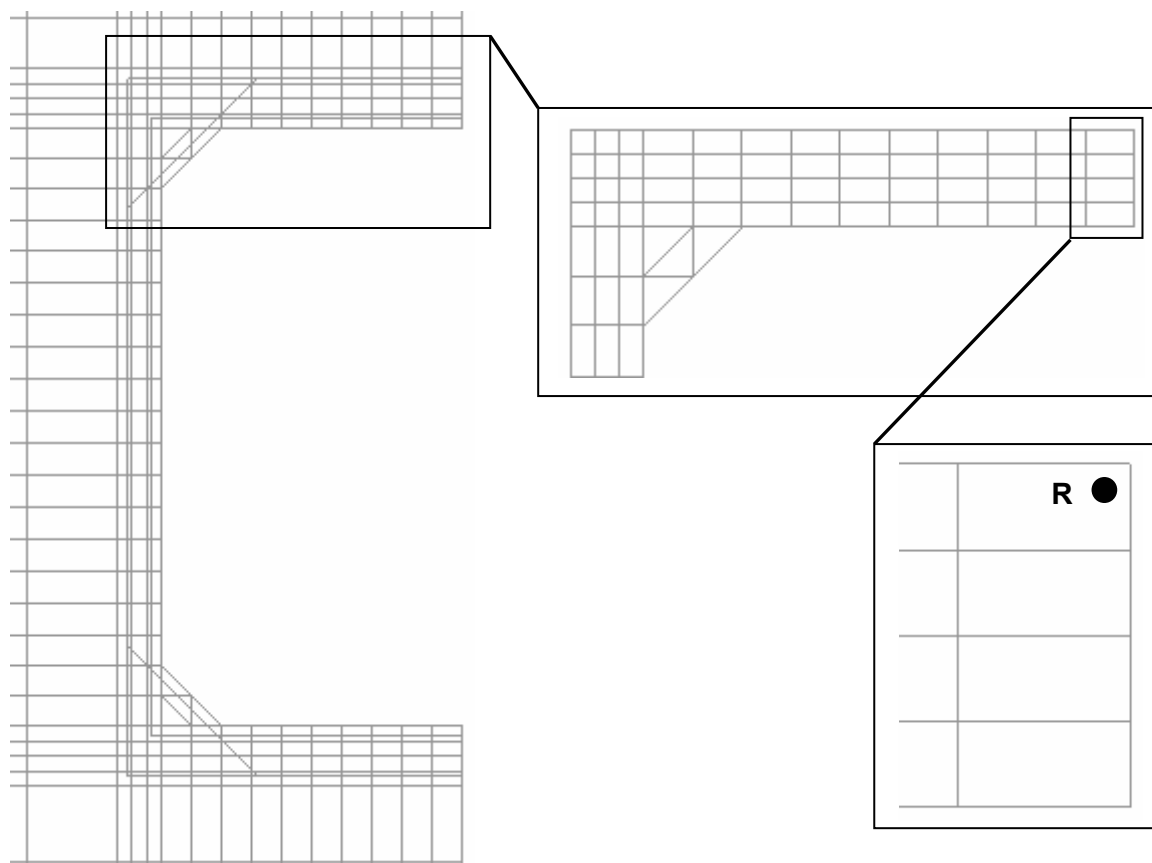


Fig.5.56 – Representação do ponto de Gauss R, sujeito às maiores compressões na travessa superior

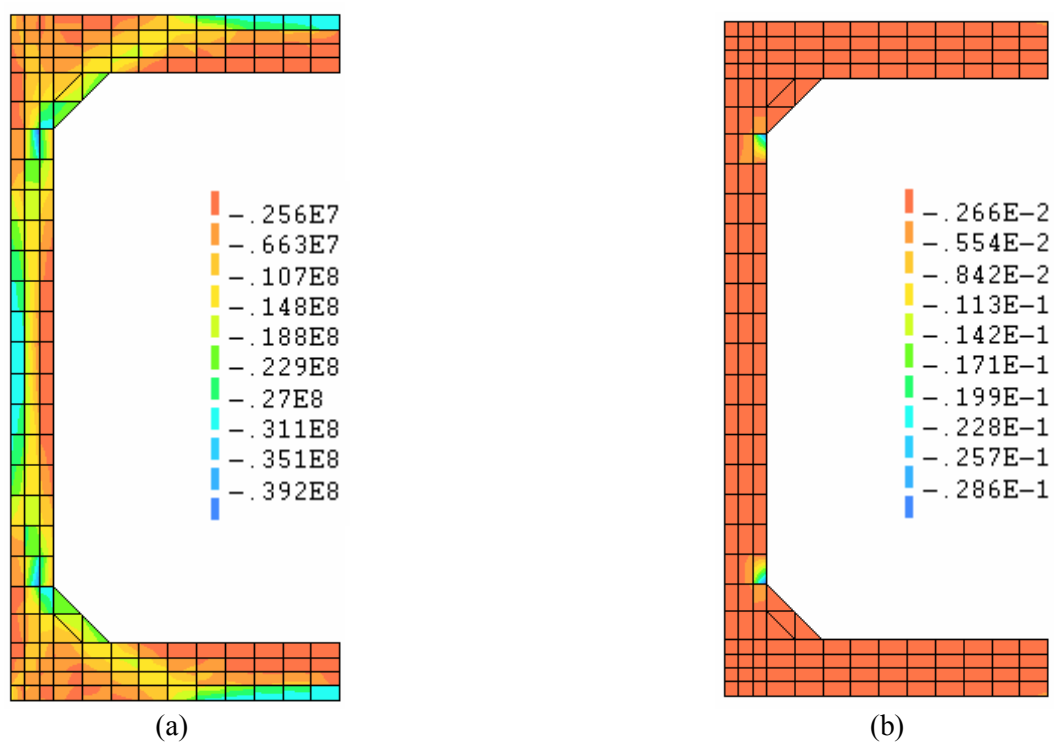


Fig.5.57 – Mapa de tensões e extensões principais mínimas aos 71 metros na BC: a) σ_2 (Pa); b) ϵ_2

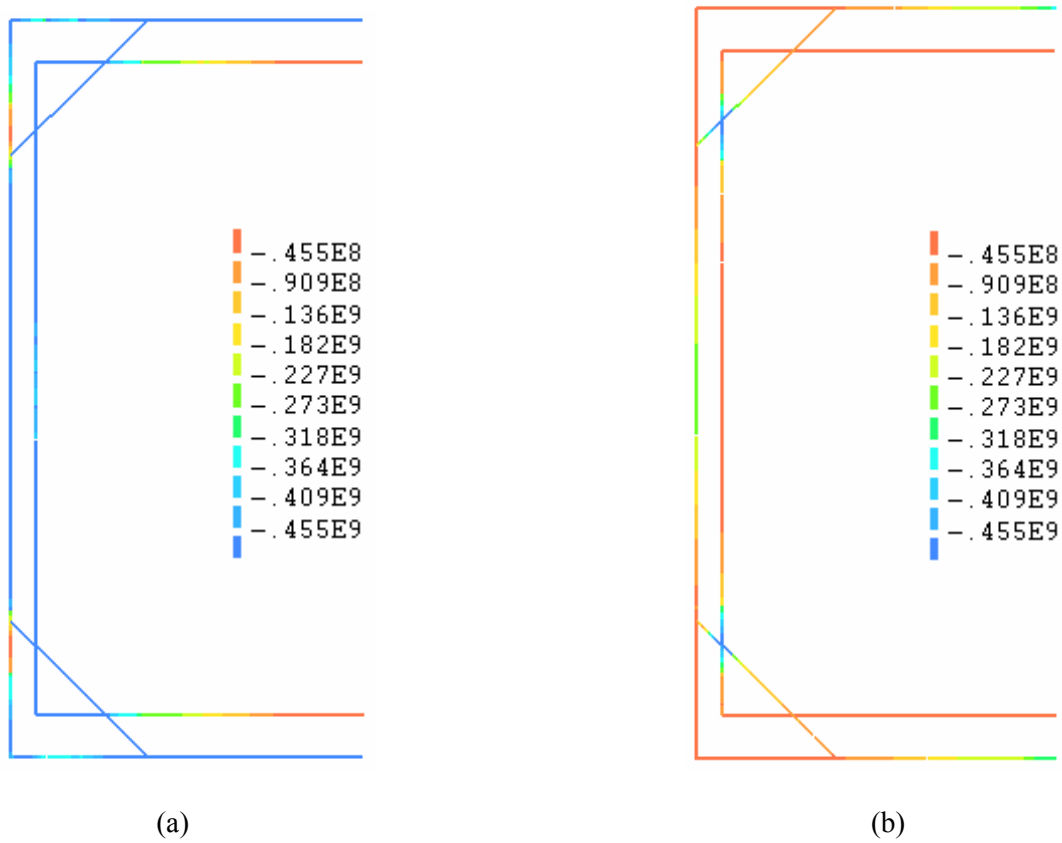


Fig.5.58 – Mapa de tensões principais mínimas aos 71 metros nas armaduras: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa)

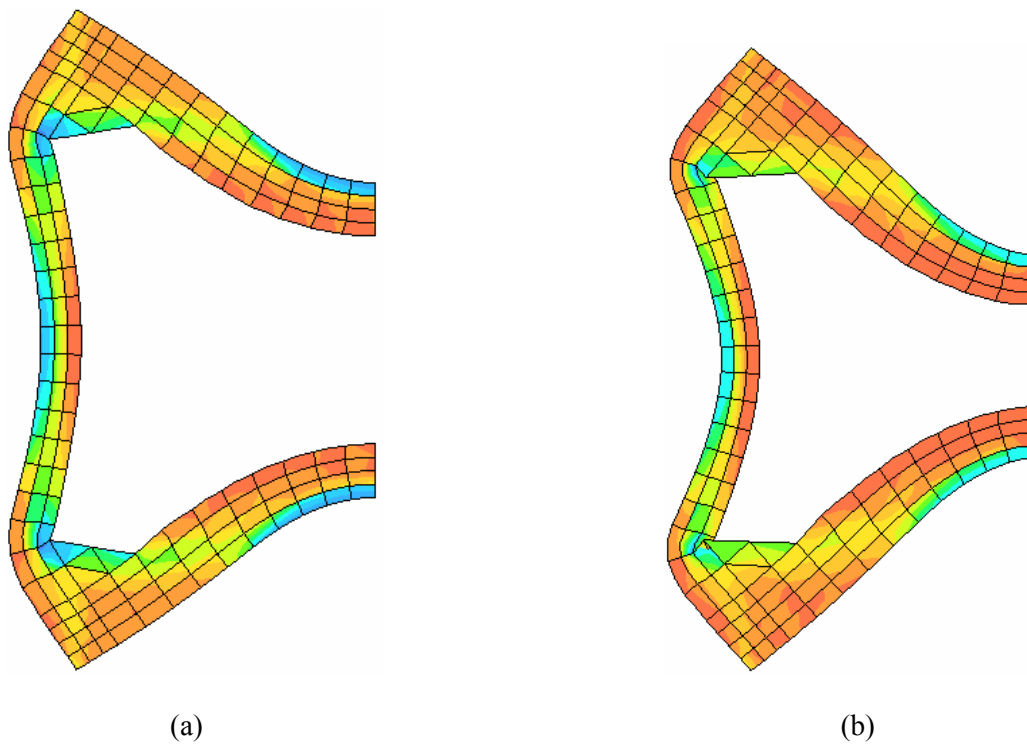


Fig.5.59 – Deformada da BC (50x) para diferentes alturas de aterro: a) 63m; b) 71m

5.4.4.3. Interpretação dos resultados

Qualquer interpretação da análise corrente deve ser conjugada tanto com a análise anterior A7 como com o estudo base para se atingir uma plena compreensão sobre a influência do confinamento das secções de betão neste tipo de obras.

Distribuição de pressões sobre a BC:

Pela especificidade desta análise A7 ($4xG_C$) seria de esperar a igualdade na distribuição das pressões sobre a BC em relação a A7 e A1. Novamente prova desta afirmação são as Figuras 5.50, 5.51 e 5.52 em que é notória a correspondência na evolução dos diversos factores e momento-flector em relação aos resultados das análises mencionadas. Note-se que esta igualdade prevalece sempre até às alturas de aterro que antecipam o estado limite último respectivo, ou seja, até aos 42 metros no caso de A1 e até aos 53 metros no caso de A7. Para as restantes alturas de aterro é normal a continuidade da evolução existente na medida em que também a ductilidade agora é superior.

Curiosamente é no final desta continuidade, contrariamente ao que se tinha sempre observado, que se verifica um novo comportamento da BC em correspondência com um diferente modo de rotura do sistema solo/BC. É interessante constatar que não ocorre nenhuma quebra brusca na evolução do factor de interacção tanto das travessas como dos montantes embora haja um decréscimo contínuo desse mesmo factor no que diz respeito às travessas associado naturalmente à degradação progressiva devido à fendilhação na zona dos meios vãos das mesmas (ver Figura 5.52). Isto como é óbvio começa a transmitir a ideia de que algo de novo se passa na rotura da BC, já se denota uma ductilidade na degradação das travessas. Observando com atenção a Figura 5.51 de facto verifica-se que ocorreu a cedência das armaduras de tracção das travessas e por isso a consequente rotura dúctil, tal é perceptível a 3 níveis que se conjugam. O patamar do momento-flector, $M_{1/2vão}$, que surge sensivelmente após os 62 metros de altura de aterro justifica-se pela cedência das armaduras na travessa superior e por esta razão a evolução do factor de interacção sobre a travessa superior não sofre a tal quebra brusca mas pelo contrário verifica um decréscimo contínuo com um ligeiro agravamento após a cedência das armaduras. Ao mesmo tempo que ocorre a cedência, na zona dos meios vãos das travessas, é normal que a evolução do factor de redistribuição na secção do meio vão da travessa superior sofra também um decréscimo mais acentuado devido à perda de rigidez mais acelerada após a cedência das armaduras. Naturalmente esta perda de rigidez ao nível do meio vão das travessas gera um acréscimo ligeiramente mais acentuado na evolução do factor de redistribuição na zona próxima dos montantes. Note-se que o aumento da velocidade de decréscimo do factor de redistribuição na secção de $\frac{1}{2}$ vão da travessa superior com a cedência das armaduras também é perceptível através da Figura 5.50 observando os incrementos ocorridos entre as sucessivas camadas de aterro, por exemplo entre os 54 e os 62 metros o incremento é substancialmente inferior ao existente entre os 62 e os 71 metros.

Em relação à distribuição das pressões sobre os montantes, de novo estas dependem da deformada da BC, como se ilustram na Figura 5.59, e é de realçar a estabilização do valor do impulso total sobre os montantes num valor idêntico ao calculado através dos impulsos horizontais geostáticos.

Pelo facto de a rotura registada ser dúctil e assim permitir atingir novos comportamentos por parte da BC irá efectuar-se uma divisão do comportamento global do sistema em 4 fases distintas através do auxílio da seguinte figura, similar à anterior Figura 5.51:

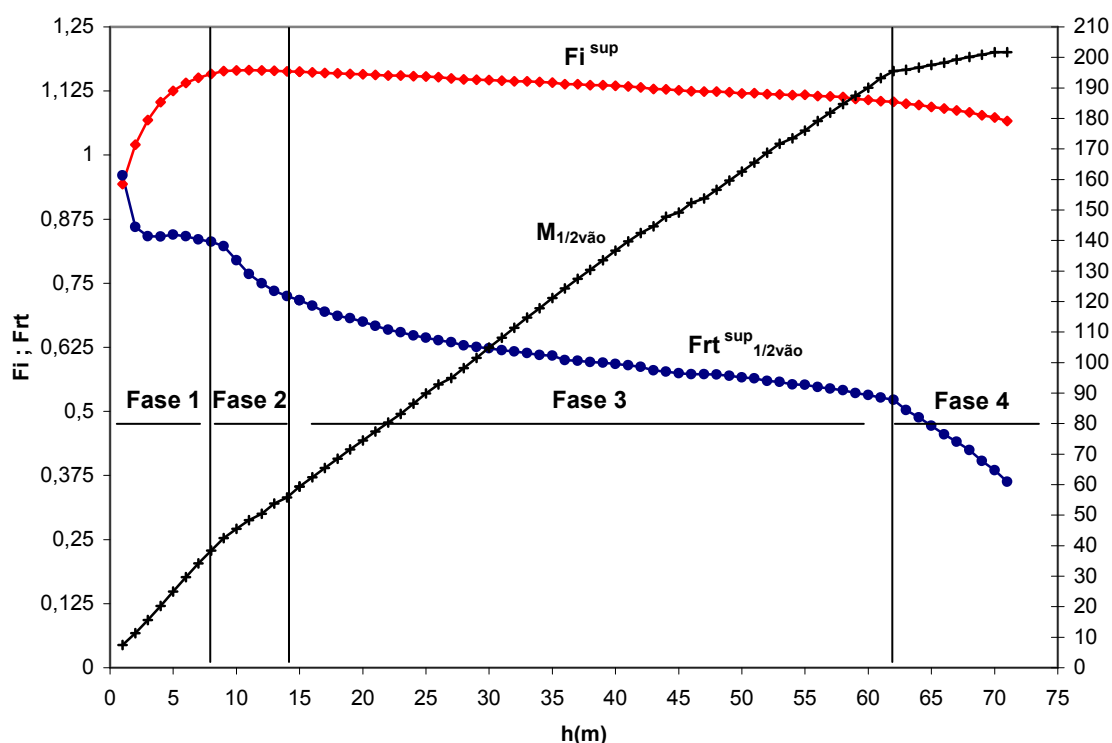


Fig.5.60 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre o meio vão da travessa superior, $Frt_{1/2vão}^{sup}$, do factor de interação sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A7 (4xG_C)

- Fase 1 – Para uma altura de aterro até cerca de 8 metros a evolução do momento a meio vão é aproximadamente linear. Isto é consistente com a fissuração incipiente calculada. Durante esta fase o $Frt_{1/2vão}^{sup}$ permanece aproximadamente constante.
- Fase 2 – Para alturas entre os 8 e os 14 metros a BC está na fase de formação de fendas, sendo visível o decréscimo na velocidade de evolução do momento a meio vão e um decréscimo acentuado de $Frt_{1/2vão}^{sup}$. Com efeito, durante a fase de formação de fendas a BC experimenta uma significativa redução de rigidez até que o padrão de fissuras estabilize, aproximando-se da rigidez do solo envolvente e originando uma redução momentânea dos mecanismos de migração de pressões. Este aspecto reflecte-se no factor de interação, Fi^{sup} , que nesta fase estabiliza e deixa de aumentar.
- Fase 3 – Para alturas de aterro entre os 14 e os 62 metros a BC está na fase de fendilhação estabilizada, exibindo uma rigidez praticamente constante, o que pode ser confirmado pela evolução linear de todos os parâmetros em causa. Sem considerar o aumento de ductilidade do betão no montante a rotura da BC ocorreria nesta fase (tal como no estudo base A1).
- Fase 4 – Esta fase tem início com a cedência das armaduras de flexão nas travessas. O momento a meio vão deixa de poder aumentar significativamente e é formada uma rótula plástica. Isto implica uma drástica redução da rigidez da BC, conduzindo a uma mais rápida diminuição de $Frt_{1/2vão}^{sup}$. A formação de uma rótula plástica a meio vão da travessa é responsável pela evolução do diagrama de pressões sobre a travessa superior para a forma trapezoidal.

A anterior figura bem como a respectiva descrição das várias fases constitui uma enorme contribuição para a percepção do comportamento do sistema solo/BC mesmo para as análises cujo modo de rotura não é dúctil. Desta forma, retirando a fase 4 é possível extrapolar estas interpretações para todas as análises já efectuadas incluindo o próprio estudo base.

Estado limite último:

Já foi referido que através do grau de confinamento da análise A7 ($4xG_c$) se alcança uma rotura dúctil pela cedência prévia das armaduras de flexão das travessas que por sua vez são responsáveis pelo surgimento de duas rótulas plásticas situadas nos meios vãos das mesmas. Novamente, tal como se referiu no estudo base em 4.3.2., estas duas rótulas não são suficientes para criarem um mecanismo efectivo de colapso da BC e assim do sistema, contudo conjugadas com as 4 rótulas que se formam posteriormente nos montantes junto aos esquadros por esmagamento do betão esse mecanismo torna-se uma realidade. Esse mecanismo pode ser observado na figura seguinte:

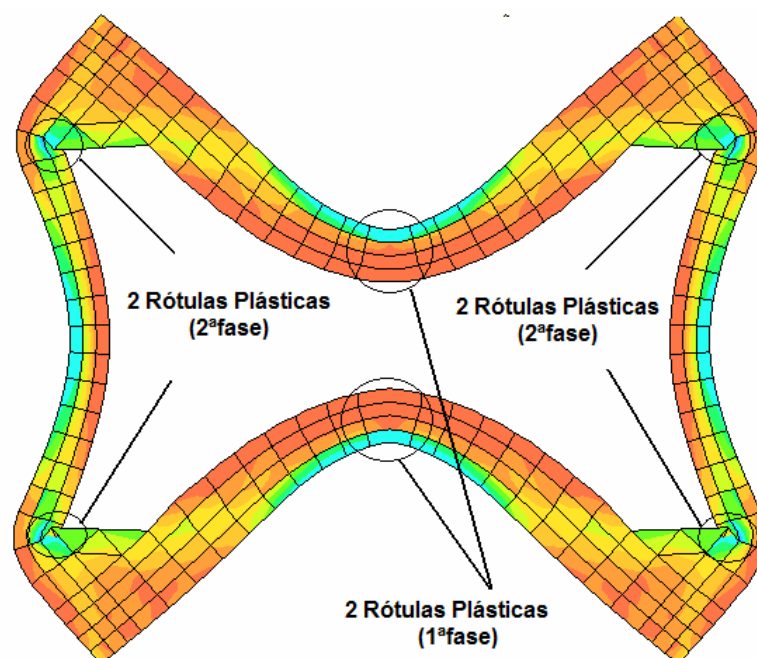


Fig.5.61 – Mecanismo de colapso do sistema solo/BC para a análise A7 ($4xG_c$)

Para colmatar a interpretação do modo de rotura do sistema é conveniente analisar outros parâmetros tais como os ilustrados na Figura 5.53 e 5.58. Relativamente à primeira figura mencionada, através da evolução do momento-flector na secção S-S dos montantes (ver Figura 4.5) constata-se que nenhuma quebra brusca é verificada assinalando a perda de resistência desta secção de uma forma dúctil, contrariamente ao exposto nas análises anteriores em que o esmagamento prévio destas secções do betão se realizava de modo frágil. A Figura 5.58 por sua vez justifica o referido na perspectiva de comprovar a efectiva cedência das armaduras, as tensões nas armaduras de flexão das travessas alcançam os 500 MPa. Note-se que os 500 MPa nestas armaduras são alcançados desde os 62 metros de altura de aterro. Também é importante destacar que as armaduras traccionadas tal como as comprimidas na secção S-S se encontram plastificadas.

Por fim será conveniente observar os diagramas extensão/tensão principais, ε_2 - σ_2 , relativos a estados de compressão biaxial de dois pontos assinaláveis distintos, ilustrados nas Figuras 5.53 e 5.54. Estes pontos correspondem respectivamente ao ponto sujeito às maiores compressões, ponto P, e ao ponto mais comprimido na secção de cedência das armaduras, ponto R. O estado de tensão no ponto P corresponde a um estado de compressão biaxial bem definido cuja ductilidade confirma o confinamento existente. Por sua vez, o ponto R aproxima-se mais de uma situação de compressão uniaxial em que novamente a ductilidade nas extensões suportadas comprova a existência de um confinamento. Uma análise comparativa demonstra que no ponto P se atinge uma situação de esmagamento do betão contrariamente à do ponto R devido à cedência das armaduras na secção correspondente.

Até ao momento abordou-se o modo de rotura, no entanto é necessário definir qual é a altura de aterro associada ao estado limite último para desta forma se estabelecer a altura máxima de aterro suportada pelo sistema solo/BC, segundo os critérios definidos no estudo base. Assim o estado limite último deve corresponder a um colapso local de um dos elementos da BC em detrimento do colapso global através do mecanismo exposto na Figura 5.61. Pelas interpretações anteriores este colapso local, embora dútil e assim desejado, corresponde ao momento de cedência das armaduras e à consequente formação de 2 rótulas plásticas nos meios vãos das travessas que ocorre aos 62 metros de altura de aterro. Desta forma pode-se definir que a altura máxima suportada pelo sistema solo/BC com o confinamento exposto são os 61 metros.

Estado limite de serviço:

A abertura de fendas encontra-se controlada e toma valores idênticos aos obtidos no estudo base devido à coincidência na distribuição de pressões.

5.4.3.4. Considerações finais

Um confinamento suficiente e adequado de determinadas secções de betão sujeitas a compressões críticas constitui uma boa solução tanto ao nível da alteração do modo de rotura como ao nível da resistência alcançada. Na presente análise A7 ($4 \times G_c$) em que se quadruplicou a energia de fractura do betão em compressão assistiu-se a uma rotura dútil do sistema solo/BC associada a uma maior altura de aterro comparativamente ao estudo base A1.

Finalmente é necessário alertar que por si só incrementar a ductilidade do betão em compressão por via numérica não é uma solução, convém materializar esta ductilidade numa confinamento real exercido por espaçamentos mais restritos das cintas e dos estribos dos montantes e das travessas respectivamente.

5.5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS ASSOCIADAS À VARIAÇÃO DAS ÁREAS DAS ARMADURAS DA BOX CULVERT

No seguimento das análises paramétricas anteriores, em que se provou a influência do comportamento não linear da BC sobre os mecanismos de interacção solo/estrutura e se actuou sobre as propriedades mecânicas do betão de forma a alterar esse mesmo comportamento, este grupo de análises visará actuar novamente no comportamento não linear da BC mas agora ao nível da quantidade de armaduras aplicada. Como é perceptível as análises seguintes serão de concretização acessível se vierem a provar a sua eficácia e segurança no dimensionamento de BC's.

5.5.1. REDUÇÃO DE 50% DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DAS TRAVESSAS DA BC – A5

5.5.1.1. Descrição da análise paramétrica

Esta análise A5 consiste na redução para metade das armaduras de flexão das travessas relativamente às aplicadas no estudo base A1 (ver Figura 4.2). Esta redução não é aleatória na medida em que possui um objectivo bastante concreto, a obtenção de uma rotura dúctil do sistema solo/BC através da cedência prévia das armaduras de flexão das travessas. Pela análise do estudo base constatou-se que tais armaduras estavam sujeitas a tensões relativamente próximas dos 500 MPa. Também se aproveitará esta análise para avaliar a influência das armaduras no comportamento não linear das BC's e na respectiva distribuição de pressões. Quanto ao valor da redução apenas se adoptou os 50% por uma questão meramente exemplificativa, assim a nova área das tais armaduras aplicadas será a seguinte:

- $A_s = 11,34 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Por fim será interessante confirmar se a influência da redução das armaduras referidas é a mesma que a esperada na sugestão efectuada após as análises A4 ($T_2=1.4\text{m}$) e A4 ($T_2=3\text{m}$).

5.5.1.2. Resultados numéricos

Apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A5 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 41, 42 e 43 metros de altura de aterro.

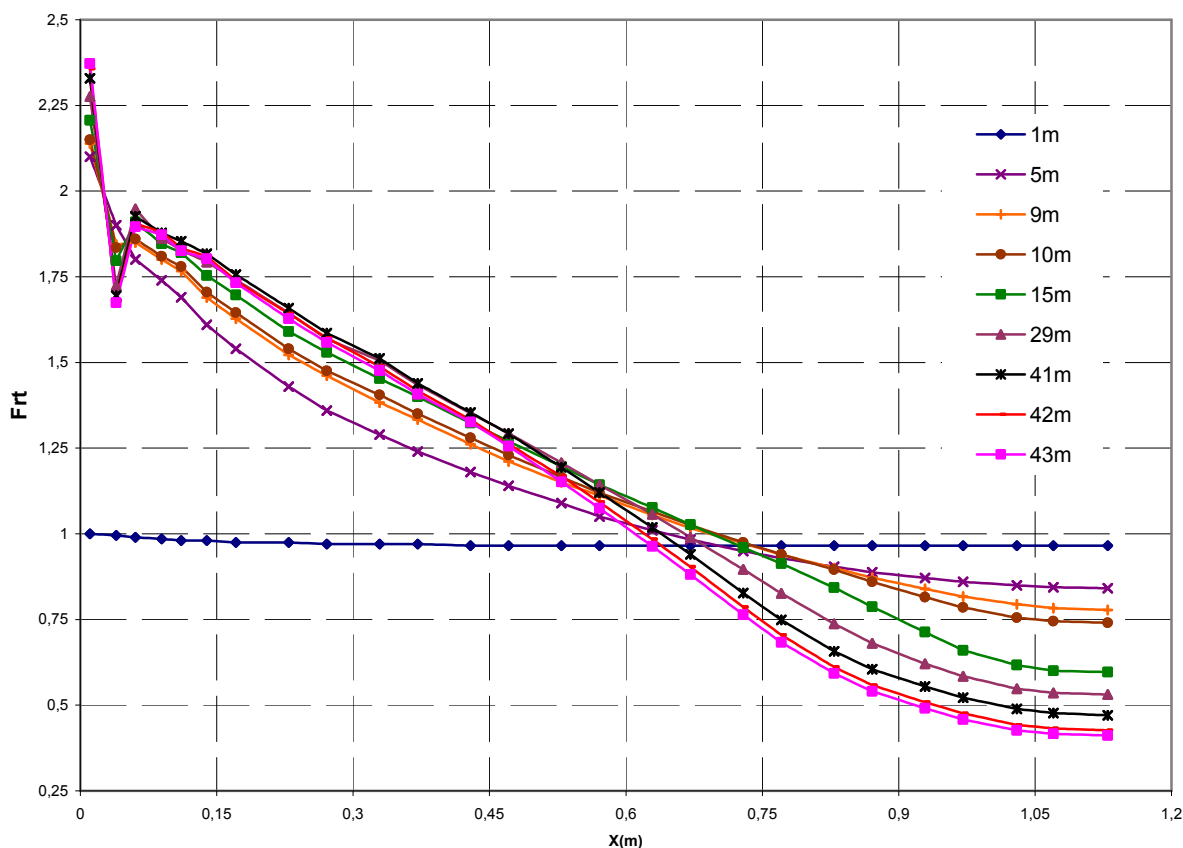


Fig.5.62 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para A5

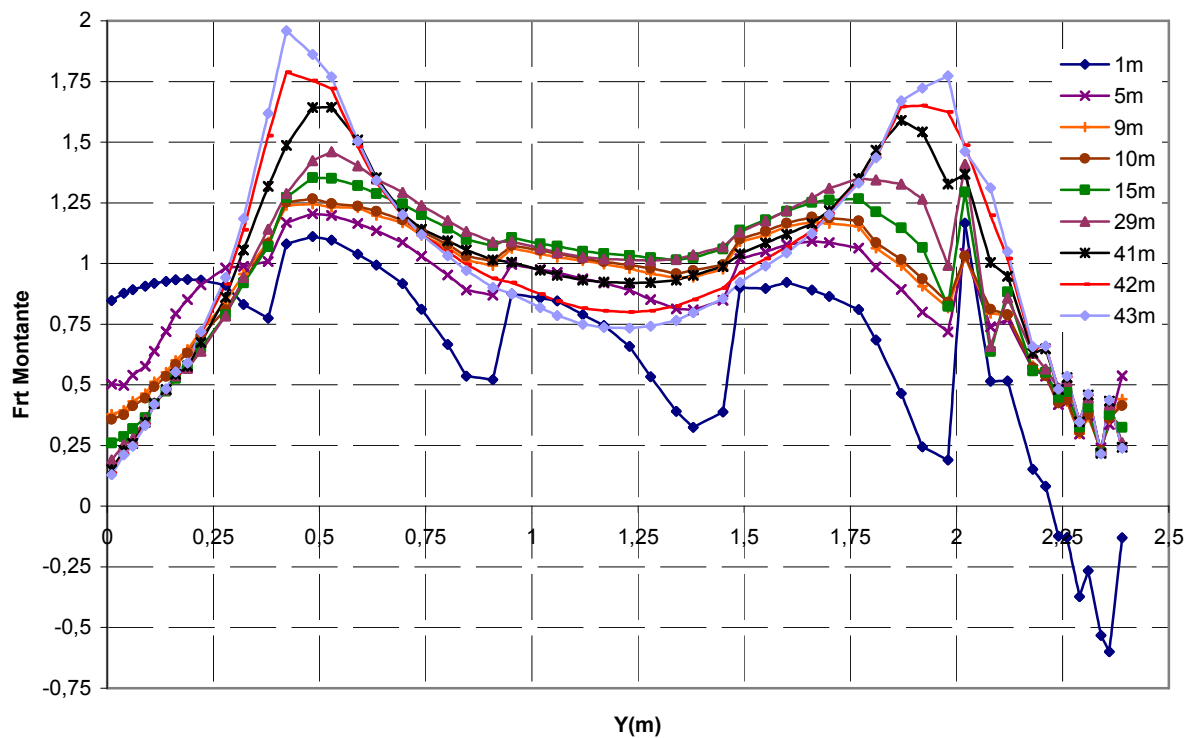


Fig.5.63 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, Fr^{mont} , para A5

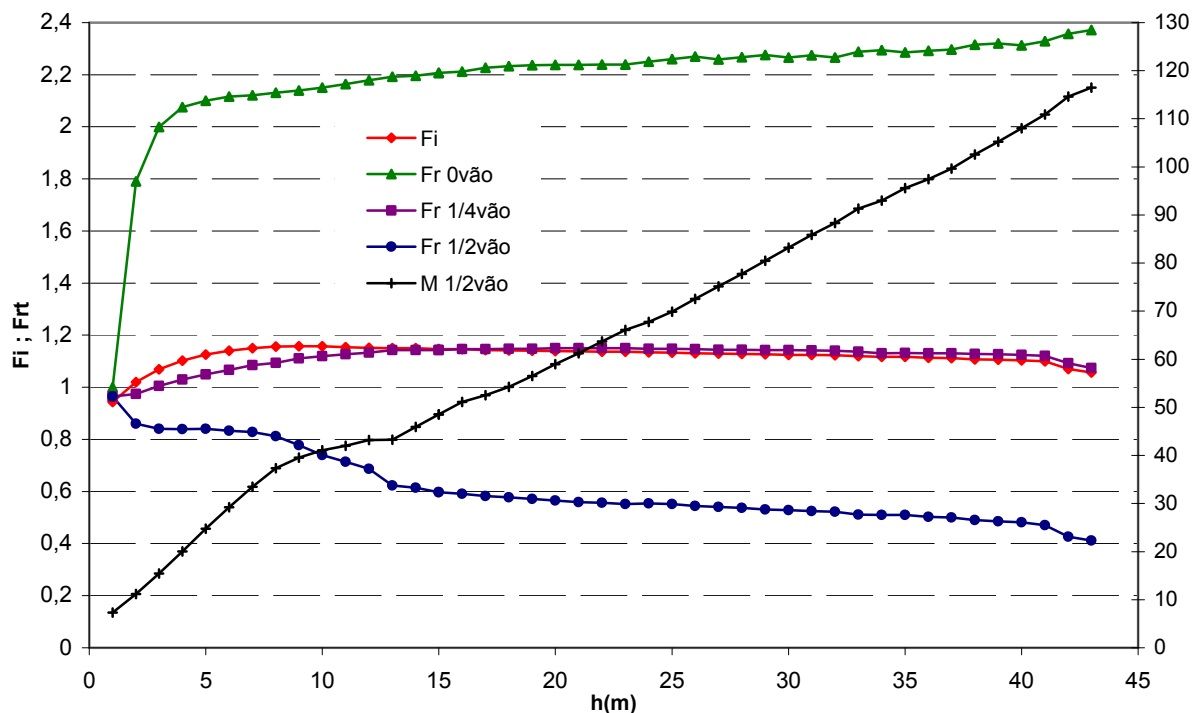


Fig.5.64 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Fr_{0vão}$, $Fr_{1/4vão}$, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A5

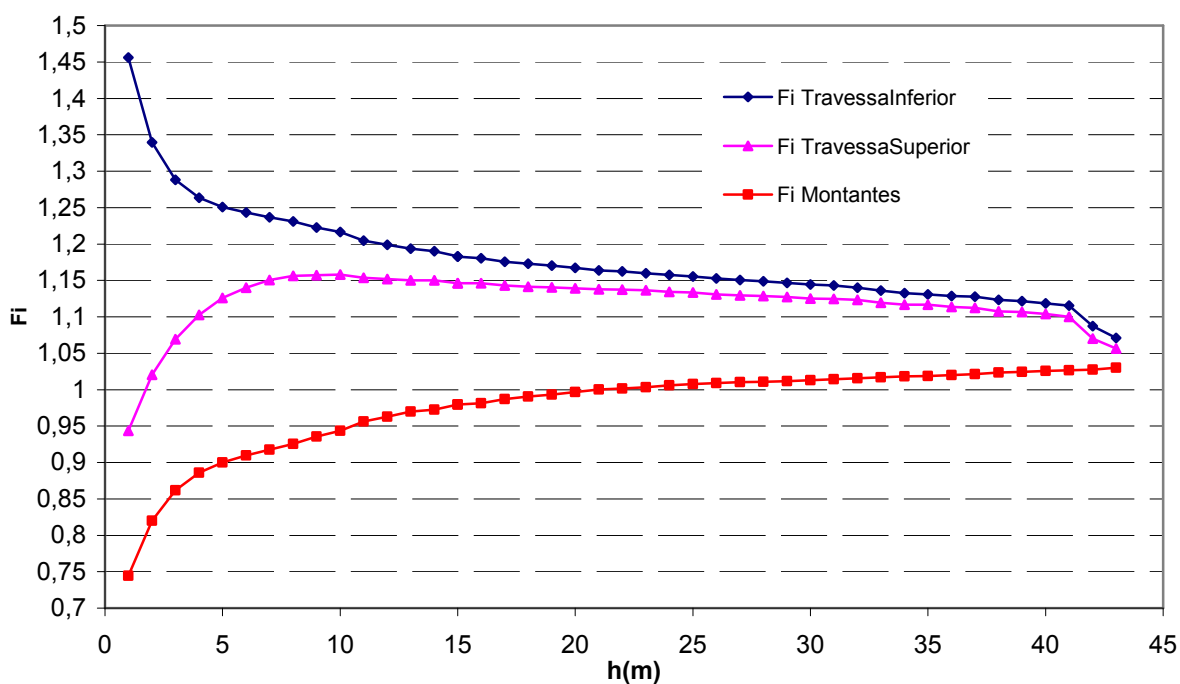


Fig.5.65 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A5

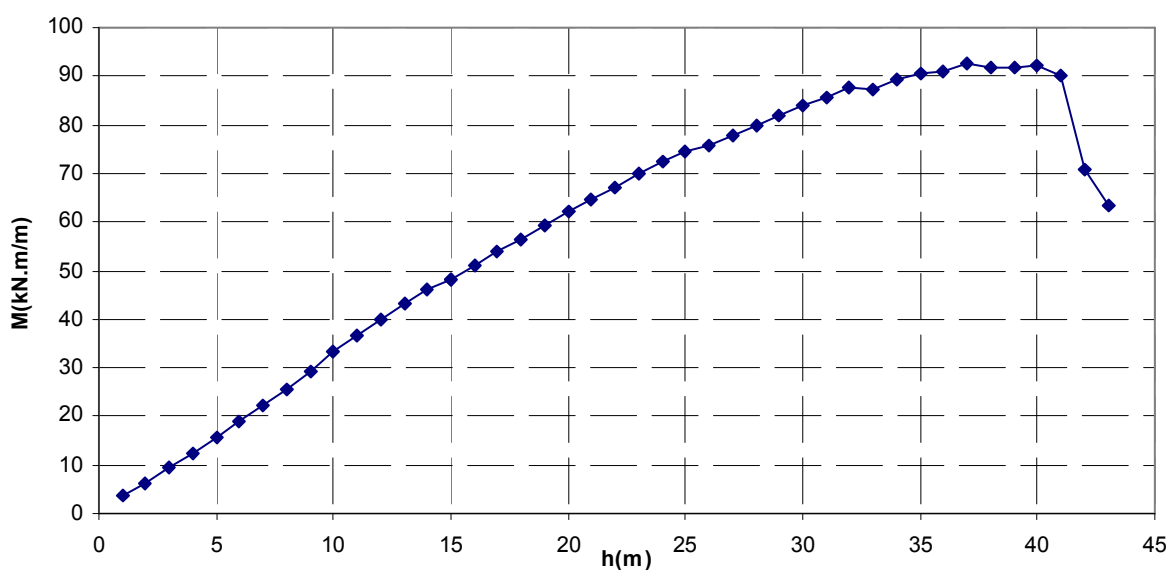


Fig.5.66 – Evolução do momento, M, na secção do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro, para a análise A5

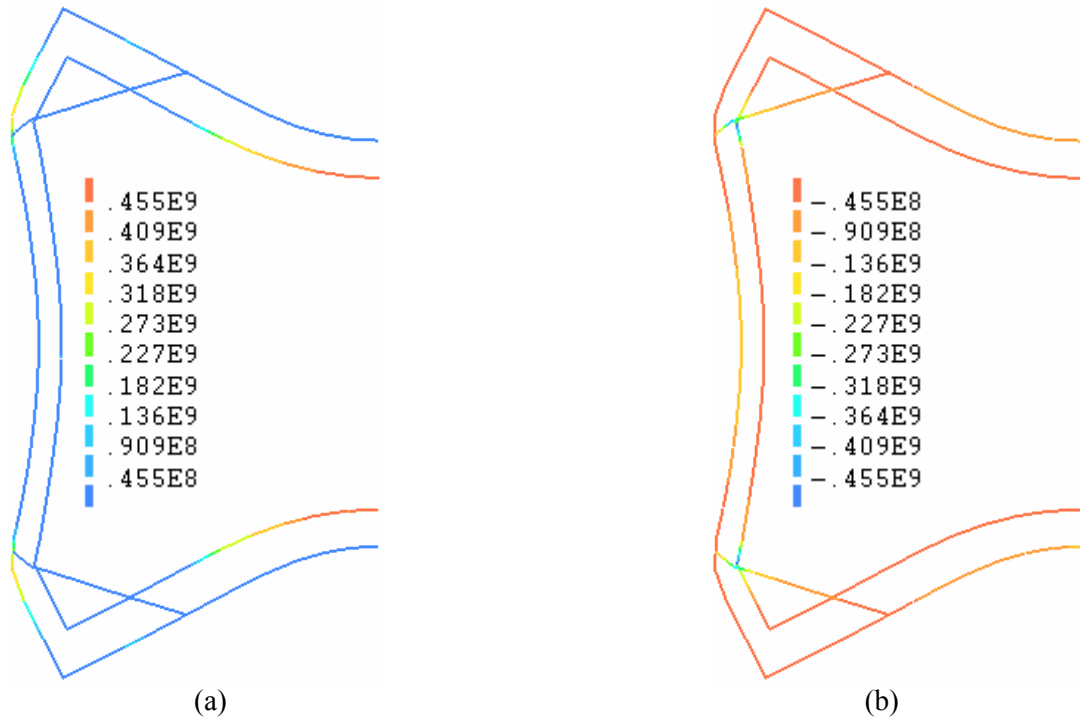


Fig.5.67 – Mapa de tensões principais aos 42 metros, correspondente ao início da plastificação das armaduras:
a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa)

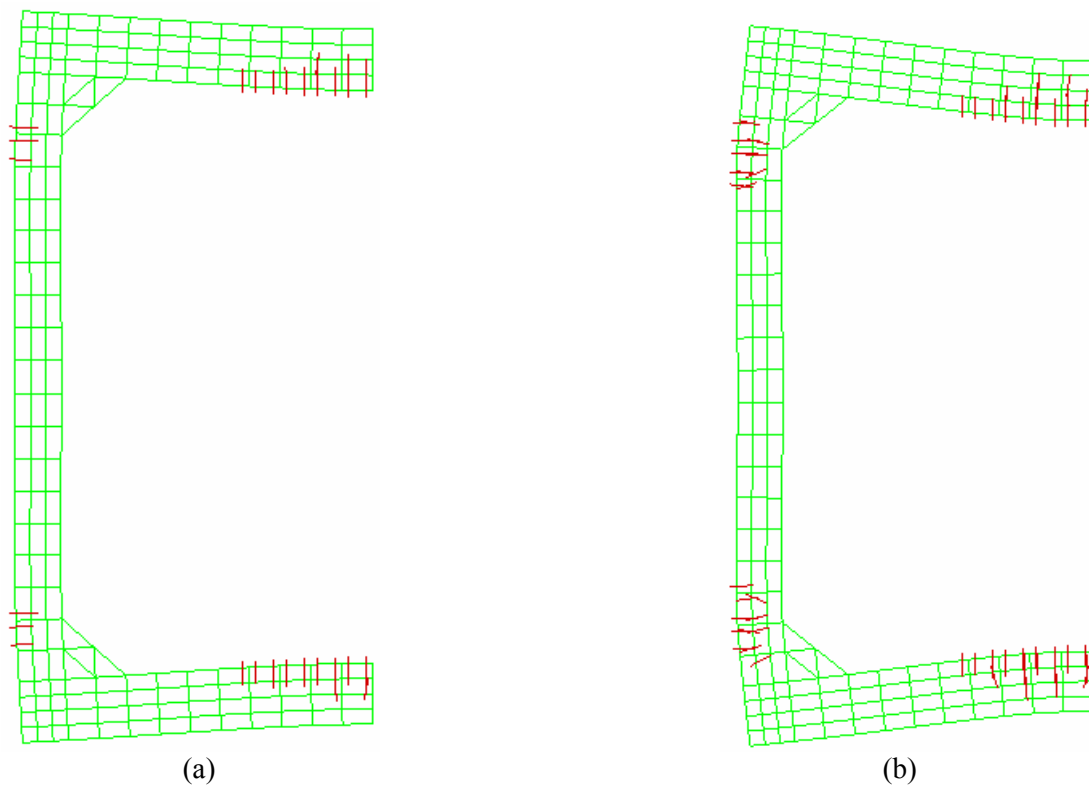


Fig.5.68 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro:
a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.135\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.157\text{ mm}$

As aberturas de fendas mencionadas dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC.

5.5.1.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

A redução das armaduras de flexão das travessas provoca uma alteração na distribuição das pressões sobre as mesmas travessas bem como sobre os montantes. Tudo é explicado pelo agravamento da abertura de fendas e consequente perda de rigidez da BC face ao solo envolvente. Começando pela fendilhação é visível na Figura 5.64 um decréscimo bastante mais acentuado, em relação ao estudo base, na velocidade de evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior. Fazendo uma analogia com a Figura 5.60 da análise anterior é perceptível que a Fase 2, correspondente à abertura de fendas, é agora com a redução das armaduras mais extensa e vincada. A primeira consequência, como é óbvio, verificar-se-á ao nível dos factores de redistribuição, em especial nos relativos ao meio vão da travessa superior que sofrem também um decréscimo acentuado. Observando com atenção a distribuição dos factores de redistribuição sobre a travessa superior ilustrada na Figura 5.62 é perceptível que para as alturas de aterro superiores aos 9 metros tais factores tomem valores inferiores aos do estudo base A1 na zona do meio vão e sensivelmente superiores na zona dos montantes.

Em relação à distribuição das pressões sobre os montantes a alteração não é tão significativa no entanto convém assinalar o ligeiro aumento dos impulsos exercidos explícito através dos factores de redistribuição sobre os montantes apresentados na Figura 5.63. Este aumento é explicado pela perda de rigidez das travessas que reduz o mecanismo de migração de pressões dos blocos laterais para essas mesmas travessas, desta forma o alívio das pressões verticais sobre os aterros laterais à BC não é tão significativo o que consequentemente origina o tal incremento dos impulsos horizontais.

Após a exposição anterior é compreensível a evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes ilustrado na Figura 5.65. Comparativamente ao estudo base agora atingem-se factores de interacção sobre as travessas inferiores e sobre os montantes superiores.

Estado limite último:

Através dos resultados exposto é possível referir que o modo de rotura por esmagamento do betão não é tão claro na presente análise como em A1. Sinais de cedência das armaduras de flexão das travessas requerem uma análise cuidada.

Começando pela Figura 5.66 é perceptível que a quebra existente na evolução do momento-flector na secção S-S do montante (ver Figura 4.5) corresponde a uma perda de resistência acentuada dessa secção em relação aos momentos, indicando o esmagamento da mesma e formação de uma rótula plástica. Em consonância com esta situação estão as evoluções dos factores de interacção que sofrem um decréscimo mais rápido nesta precisa passagem dos 41 para os 42 metros de altura de aterro, o que é normal pois o esmagamento dos montantes provoca uma brusca flexão sobre os meios vãos das travessas que acelera a fissuração e assim acentua a perda de rigidez das mesmas.

Curiosamente é nesta mesma passagem dos 41 para os 42 metros que ocorre uma cedência por parte das armaduras de flexão das travessas perceptível de diversos modos. Por um lado as tensões nas referidas armaduras atingem os 500 MPa aos 42 metros, como ilustra a Figura 5.67 e por outro a parte final do diagrama relativo à evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior revela o início de um patamar, embora muito ligeiro e pouco perceptível, associado sem dúvida à formação de uma rótula plástica que impede o aumento significativo desse mesmo momento. Para entender melhor este último fenómeno convém visualizar com detalhe as Figuras 5.64 e 5.69.

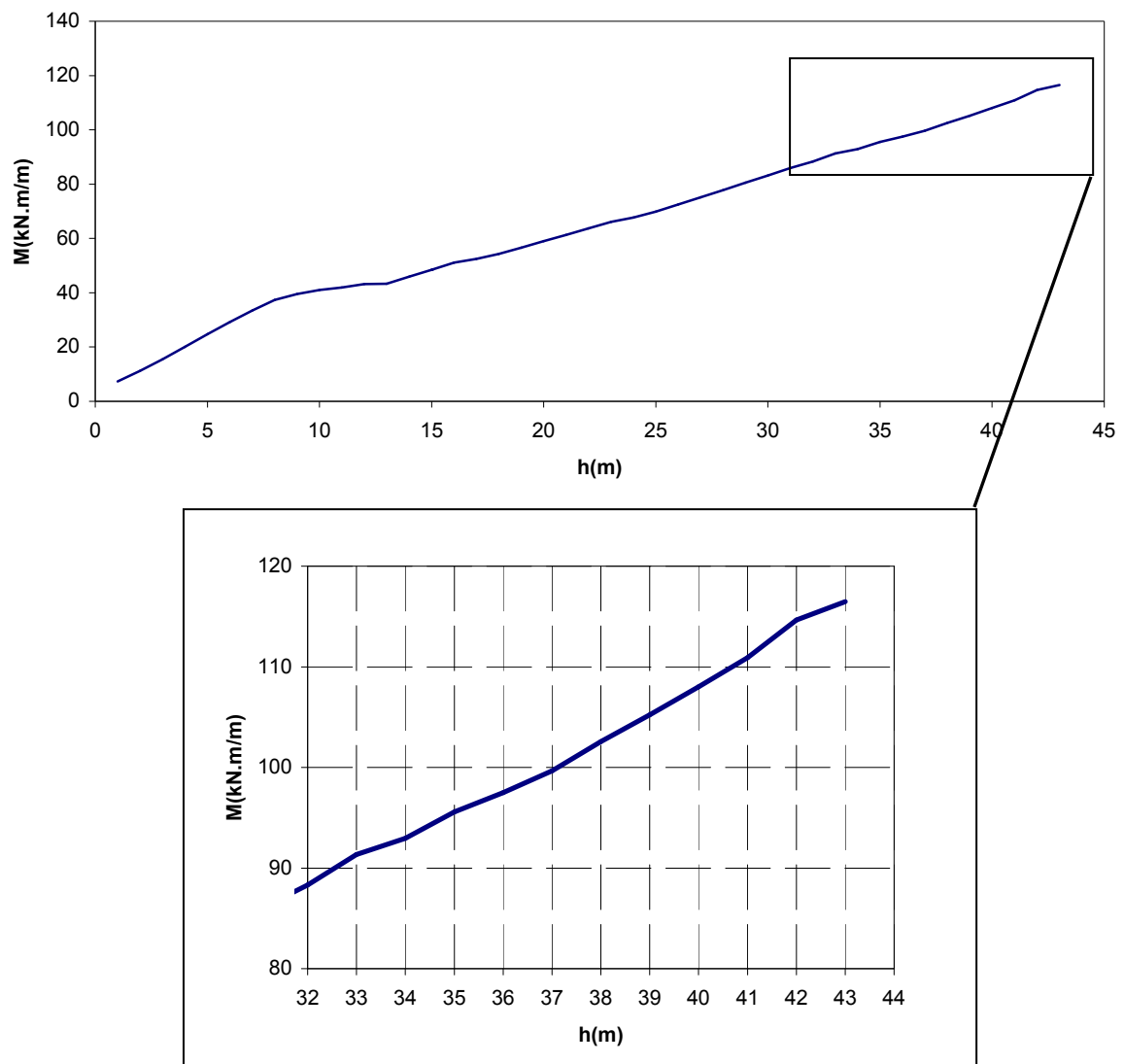


Fig.5.69 – Evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2\text{vão}}$, para a análise A5

Em relação à altura máxima de aterro suportada pelo sistema solo/BC podem-se admitir os 41 metros como tal visto que, nesta fase, se está na iminência de se alcançar o estado limite último associado a uma rotura por esmagamento do betão e simultânea cedência de armaduras de flexão das travessas.

Estado limite de serviço:

Embora o limite regulamentar dos 0,3mm de abertura de fendas seja verificado é notório o agravamento registado em relação ao estudo base A1. Por exemplo, enquanto que em A1 aos 10 metros de altura de aterro se alcançam 0.076mm de abertura de fendas agora atinge-se um valor superior, 0.135mm.

5.5.1.4. Considerações finais

A redução de 50% na área das armaduras de flexão das travessas revelou-se relativamente influente na distribuição das pressões sobre a BC, nomeadamente na redução das forças totais aplicadas sobre as travessas e no incremento dos impulsos totais sobre os montantes.

Quanto aos estados limites de serviço e último pode-se afirmar que a BC2-10 com a corrente área de armaduras apresenta um bom desempenho embora com algumas diferenças em relação a A1. Por um lado a abertura de fendas no presente cenário é mais acentuada e por outro a rotura, embora continue a ser frágil por esmagamento dos montantes, é acompanhada por uma cedência simultânea das armaduras de flexão das travessas. Esta simultaneidade lança a ideia de que uma redução mais acentuada levará com certeza a uma rotura dúctil ou então, tendo em conta o referido em A4, que conjugando esta redução com uma fraca compactação dos aterros laterais se chegará à desejada ductilidade no colapso do sistema.

Em termos de aplicação prática é possível afirmar que uma redução das armaduras de flexão das travessas, até um certo ponto, é especialmente vantajosa a nível económico e caso se alcance uma rotura dúctil é também desejada ao nível da segurança. Por outro lado convém referir que aqui o problema não é propriamente uma questão de resistência pois por exemplo com a redução de 50% das armaduras referidas apenas se perdeu 1 metro na altura máxima suportada pelo sistema relativamente ao estudo base.

5.5.2. INCREMENTO DE 40% DAS ARMADURAS DOS MONTANTES – A8

5.5.2.1. Descrição da análise paramétrica

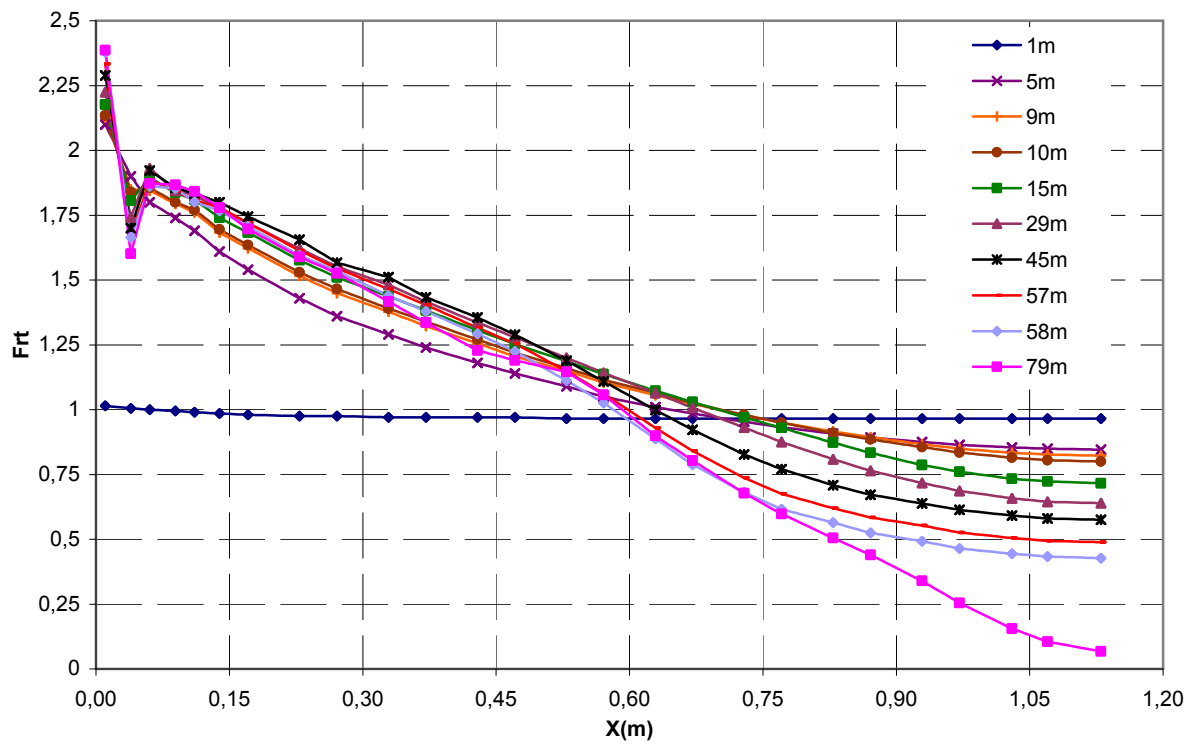
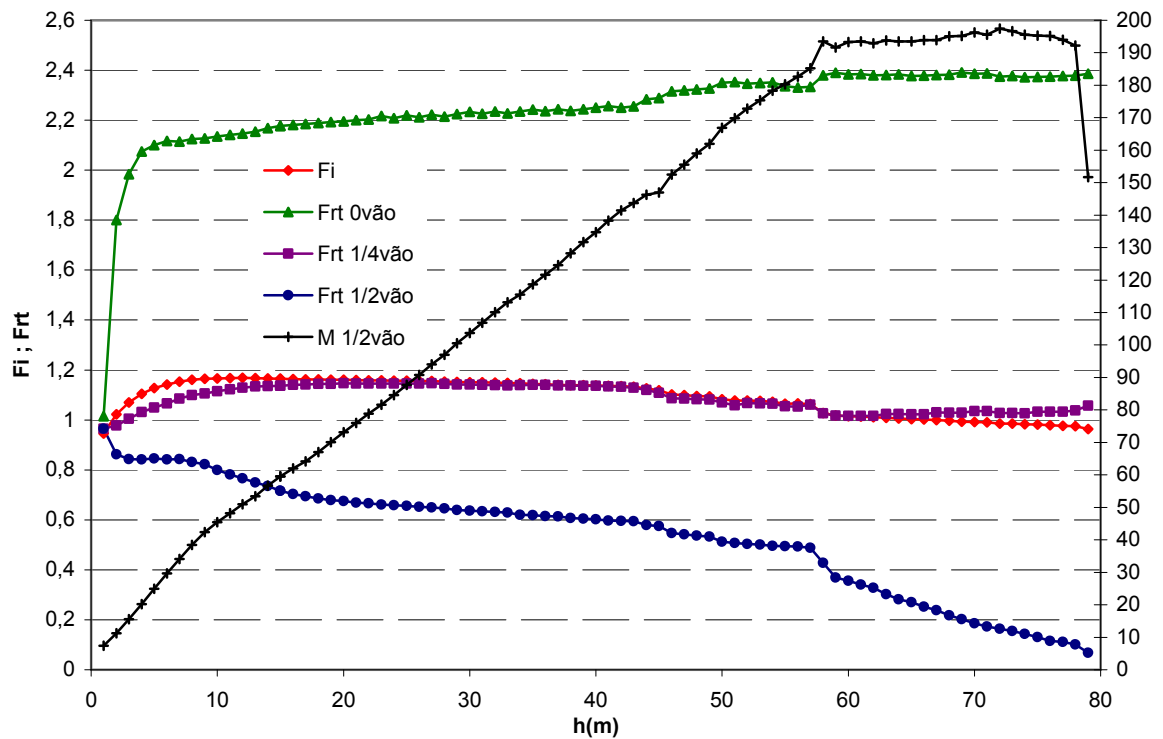
Esta análise A8 consiste no aumento de 40% das armaduras dos montantes relativamente às aplicadas no estudo base A1 (ver Figura 4.2). O valor propriamente dito deste incremento pode parecer curioso mas está relacionado com adopção de um número mais redondo para fins exemplificativos. Na realidade pretendeu-se adoptar para estas armaduras de montantes, tanto para as interiores como para as exteriores, a seguinte área:

- $A_s = 20 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Convém reforçar que o objectivo desta análise é avaliar a influência do aumento das armaduras dos montantes no modo de rotura do sistema não propriamente de um determinado valor concreto. Este interesse no reforço das armaduras dos montantes surge na vantagem em atrasar o esmagamento do betão nos mesmos montantes e assim permitir um modo dúctil na rotura de todo o sistema BC. Como se constatou no estudo base A1 a cedência das armaduras de flexão das travessas não eram uma realidade muito distante.

5.5.2.2. Resultados numéricos

Apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A8 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 45, 57, 58 e 79 metros de altura de aterro.


 Fig.5.70 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Fr^{sup} , para A8

 Fig.5.71 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A8

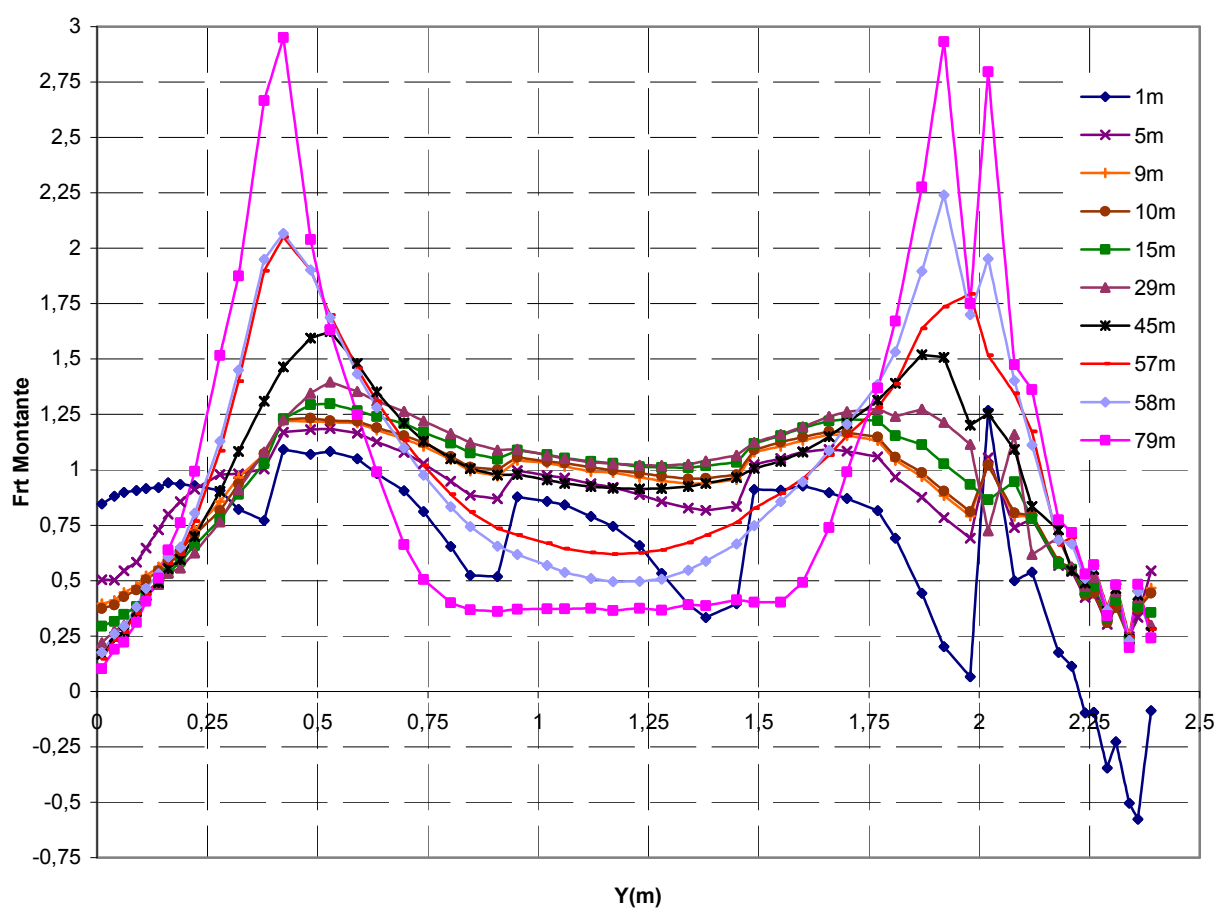


Fig.5.72 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, Fr^{mont} , para A8

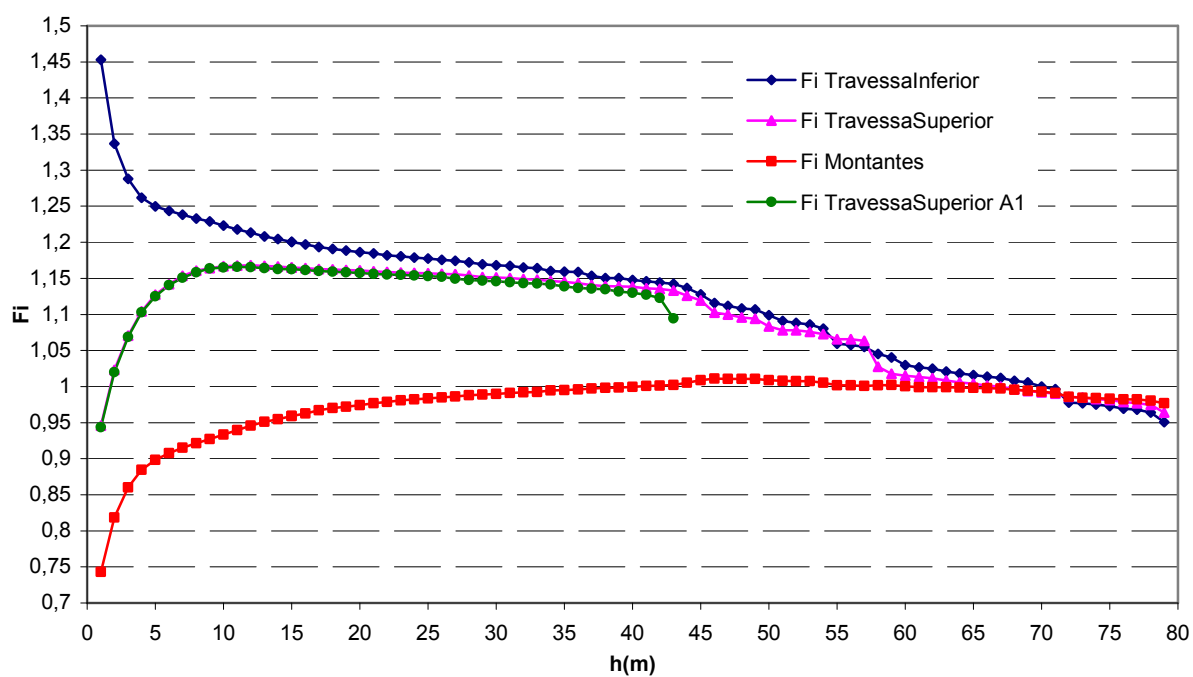


Fig.5.73 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A8

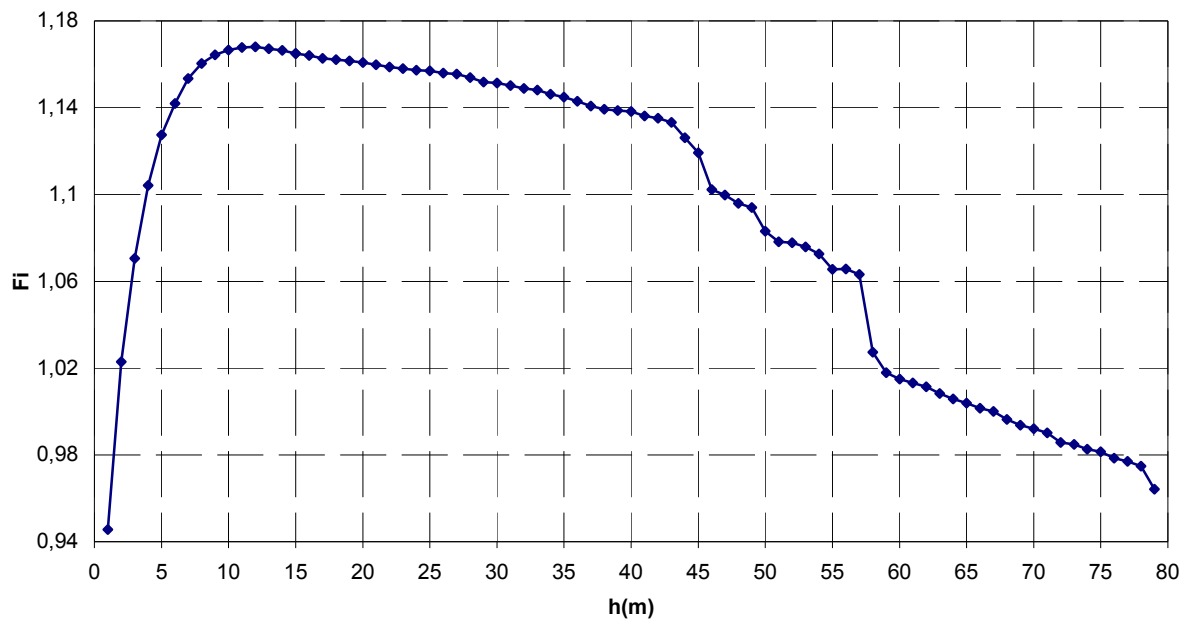


Fig.4.74 – Evolução do factor de interacção, F_i^{sup} , sobre a travessa superior para o estudo base A8

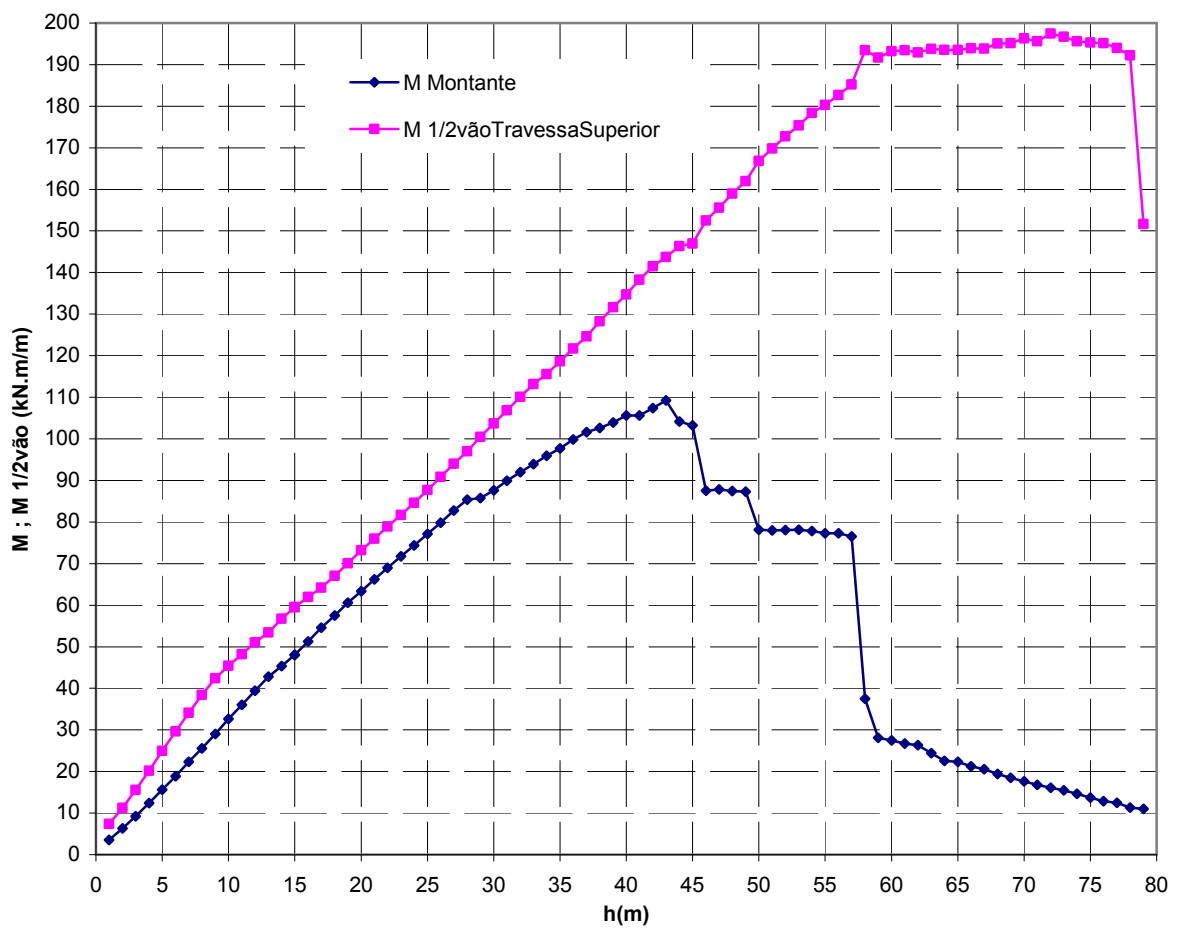


Fig.5.75 – Evolução do momento, M , na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5 e do momento a meio vão da travessa superior, $M_{1/2\text{vão}}$, com a altura crescente de aterro, para a análise A8

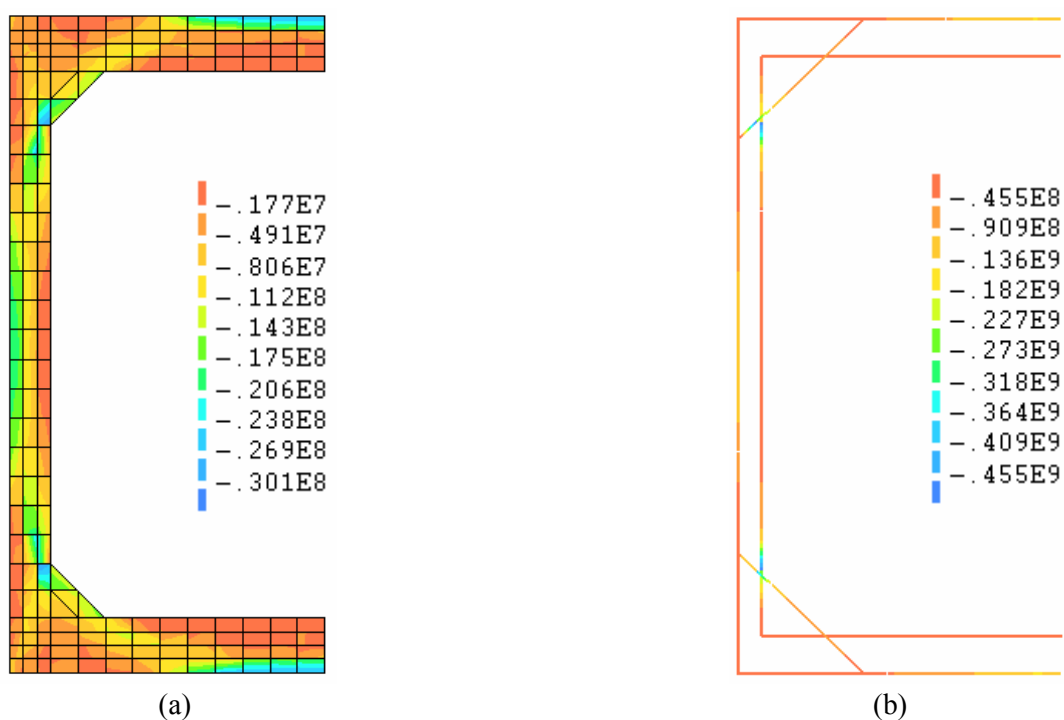


Fig.5.76 – Mapa de tensões principais da BC e das armaduras aos 46m para a análise A8:

a) σ_2 (Pa); b) σ_2 (Pa)

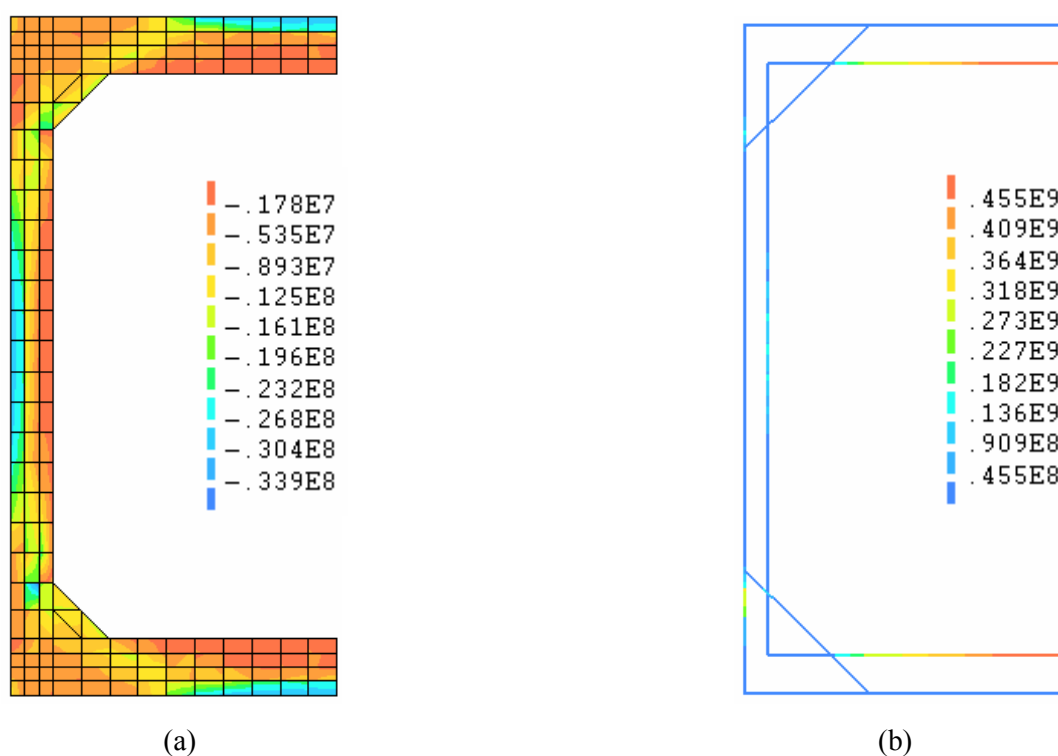


Fig.5.77 – Mapa de tensões principais da BC e das armaduras aos 58m para a análise A8:

a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)

5.5.2.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

A influência da alteração da área das armaduras dos montantes ao nível das distribuições das pressões, comparativamente ao estudo base, é praticamente nula até aos 42 metros de altura de aterro, fase na qual a iminência do esmagamento do betão nos montantes em A1 é uma realidade (ver Figuras 5.70 e 5.72). Como seria de esperar com o reforço das armaduras dos montantes o esmagamento mencionado é atrasado e assim se explica a continuidade na evolução dos factores de interacção sobre a BC na análise A8, ilustrada na Figura 5.73. Desta forma será útil destacar da presente análise A8 o comportamento da BC para fases superiores aos 42 metros de altura de aterro no qual a BC regista um comportamento não linear diferente dos até agora observados. É agora uma evidência que o incremento na área das armaduras dos montantes afecta a verificação ao estado limite último da BC em causa.

Concentrando o estudo ao nível das travessas observa-se que, após os 42 metros, estas continuam a sofrer um processo de degradação, agora mais acentuado, devido à fendilhação na zona central acompanhado por uma quebra de rigidez. Assim se justifica o aumento da velocidade do decréscimo dos factores de interacção sobre as travessas apresentado nas Figuras 5.73 e 5.74. Curiosamente este decréscimo é marcado por duas transições significativas, uma aos 45 para os 46 metros e outra aos 57 para os 58 metros de altura de aterro. Na primeira transição, correspondente à primeira quebra na evolução do factor de interacção sobre a travessa superior da Figura 5.74, ocorre o esmagamento do betão na secção S-S dos montantes, em consonância com a primeira quebra significativa na evolução do momento, M , nessa mesma secção (ver Figura 5.75). Na segunda transição, apenas alcançada devido ao reforço das armaduras na secção crítica S-S, verifica-se uma perda significativa de resistência ao momento, M , nos montantes acompanhada por uma simultânea cedência das armaduras de flexão das travessas com a formação de 2 novas rótulas plásticas nos meios vãos das travessas. A Figura 5.75 é óptima para compreender os fenómenos descritos anteriormente pois é visível a reacção instantânea do momento-flector a meio vão da travessa superior às mudanças bruscas que ocorrem na evolução do momento, M , nos montantes, constituindo o patamar do $M_{1/2vão}$ a prova de que facto ocorreu a cedência das armaduras de flexão das travessas.

Falando mais concretamente na distribuição das pressões ao longo das travessas é perceptível o agravamento da migração de pressões das zonas centrais para as zonas dos montantes, através da distribuição dos factores de redistribuição sobre a travessa superior da Figura 5.70, em especial daqueles associados ao meio vão da travessa. Por fim consta-te a aproximação do diagrama de pressões sobre as travessas a uma forma trapezoidal devido às duas rótulas existentes nas travessas.

A distribuição de pressões sobre os montantes continua a estar intimamente relacionada com a deformada dos montantes da BC, sendo de assinalar a evolução do factor de interacção respectivo que até à segunda transição anteriormente referida aumenta de forma contínua, já que a perda de rigidez das travessas provoca uma sobrecarga ao nível dos aterros laterais da BC. Após esta transição, sensivelmente aos 58 metros, a evolução do factor de interacção inverte de sentido pois com a formação de duas rótulas nas travessas a deformada dos montantes é agravada provocando um alívio das pressões exercidas na zona dos meios vãos dos montantes e assim um decréscimo do impulso horizontal total aplicado (ver Figuras 5.72 e 5.73).

Por fim após as considerações acima efectuadas e seguindo a linha do que foi efectuado na análise A7 (4xGC) pode-se afirmar que na presente análise o comportamento global do sistema encontra-se dividido em 5 fases distintas, mais uma que as mencionadas na Figura 5.60. Pela observação da seguinte Figura 5.78 é perceptível que as três primeiras fases são similares e correspondem

praticamente ao comportamento registado no estudo base, embora a fase 3 se distinga um pouco pelo seu ligeiro incremento ao nível da altura de aterro suportado. Relativamente às duas últimas fases, Fase 4 e Fase 5, estas caracterizam o modo como se processa a rotura na presente análise A8 face à verificada tanto no estudo base como em A7 ($4 \times G_C$). Pode-se afirmar que agora a existe uma fase transitória, Fase 4, entre o esmagamento do betão nos montantes e a cedência das armaduras de flexão das travessas, Fase 5, suportada pelo reforço das armaduras dos montantes, ou seja, na presente análise verifica-se um equilíbrio estrutural mesmo após o esmagamento dos montantes que permite a formação de duas rótulas plásticas nas travessas e assim um efectivo mecanismo de colapso da BC.

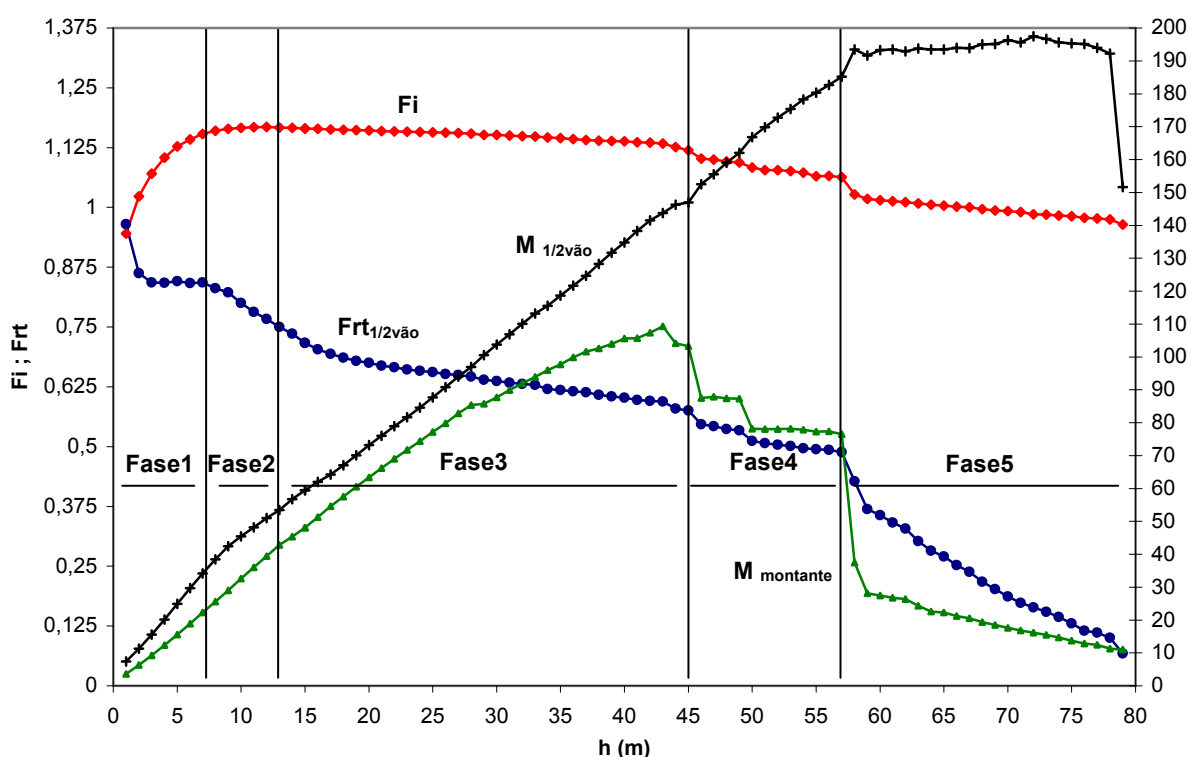


Fig.5.78 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre o meio vão da travessa superior, $F_{rt_{1/2vão}}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, e do momento, M , na secção S-S dos montantes para a análise A8

Estado limite último:

Pelo que até agora foi exposto é perceptível à primeira vista que o modo de rotura do sistema é diferente do registado na análise base A1 na medida em que foi observado uma cedência das armaduras de flexão, contudo é necessário afirmar que a diferença apenas ocorre ao nível do observado, ou seja, do alcançado pelo equilíbrio no modelo numérico pois o modo de rotura do sistema solo/BC na sua essência é idêntico, primeiro ocorre a formação de 4 rótulas plásticas nos montantes seguida da formação de 2 rótulas plásticas nas travessas gerando-se um mecanismo efectivo de rotura. Como foi explicado no estudo base A1 a formação de duas rótulas plásticas nas travessas era iminente, no entanto com o modelo numérico aplicado tal não era alcançado e assim registado devido à falta de equilíbrio existente.

Desta forma a rotura do sistema solo/BC continua a ser frágil e pela manutenção da coerência nos critérios até agora aplicados será admitido para o estado limite último a altura de terras correspondente à primeira quebra significativa na evolução do momento, M , na secção S-S (ilustrada na Figura 4.5) dos montantes que na corrente análise A8 equivale aos 46 metros. Não será admitida a resistência adicional apresentada na Figura 5.75 pois equivale a fases de degradação da BC bastante acentuada. Assim a altura máxima de terras suportada pelo sistema são os 45 metros.

Estado limite de serviço:

A abertura de fendas encontra-se controlada e toma valores idênticos aos obtidos no estudo base devido à coincidência na distribuição de pressões.

5.5.2.4. Considerações finais

O incremento da área de armaduras dos montantes, de 40% na presente análise, não revelou nenhuma influência especial na distribuição de pressões sobre a BC em comparação com A1, apresentando assim a análise A8 um comportamento igualmente favorável em relação aos estados limites de serviço e último.

Na medida em que o reforço aplicado em nada alterou o modo de rotura do sistema, continuando a ser frágil, pode-se concluir que o aumento da área de armaduras nos montantes é uma solução pouco eficaz em comparação com A1 e desvantajosa a nível económico. Mesmo ao nível da resistência, associada à altura máxima suportada pelo sistema, verificou-se que o incremento induzido não foi significativo, atingindo-se agora os 45 metros face aos 42 metros do estudo base. De novo é necessário referir que o problema em questão não é propriamente a resistência do sistema.

5.6. ANÁLISES PARAMÉTRICAS ASSOCIADAS À ALTERAÇÃO DA GEOMETRIA DA BC

Este último grupo de análises paramétricas surge no interesse em avaliar a influência da simples alteração da geometria da BC sobre os mecanismos de interacção solo/estrutura. Será que é mais vantajoso efectuar este tipo de modificação do que as alterações efectuadas anteriormente?

5.6.1. ROTAÇÃO DE 90° DA BC – A9

5.6.1.1. Descrição da análise paramétrica

Efectivamente esta análise A9 não consiste numa alteração de geometria pois apenas se roda a existente BC2-10. O conceito é simples, será que rodando a BC2-10 e assim transformar os antigos montantes em travessas e vice-versa permite alcançar um modo de rotura dúctil? Convém lembrar que ao efectuar esta rotação de 90° obter-se-ão travessas mais flexíveis e assim talvez mais sujeitas à formação de rótulas plásticas nos seus meios vãos, contudo por outro lado também menores pressões verticais são absorvidas devido à perda de rigidez.

Esta ideia de adoptar travessas mais flexíveis do que os montantes já foi explorada em estudos anteriores, nomeadamente numa discussão de um artigo de Kim, Yoo (2005, 2006), efectuada por Newson, Stone (2006). Nessa discussão os autores efectuaram uma série de testes em modelos físicos à escala com o objectivo de avaliar a absorção de cargas por parte da BC com a variação da espessura dos elementos estruturais, montantes e travessas. No entanto os resultados estavam condicionados pela adopção de um modelo físico metálico, logo mais flexível que as BC de betão em estudo.

5.6.2.2. Resultados numéricos

Apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A9 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 43 e 60 metros de altura de aterro.

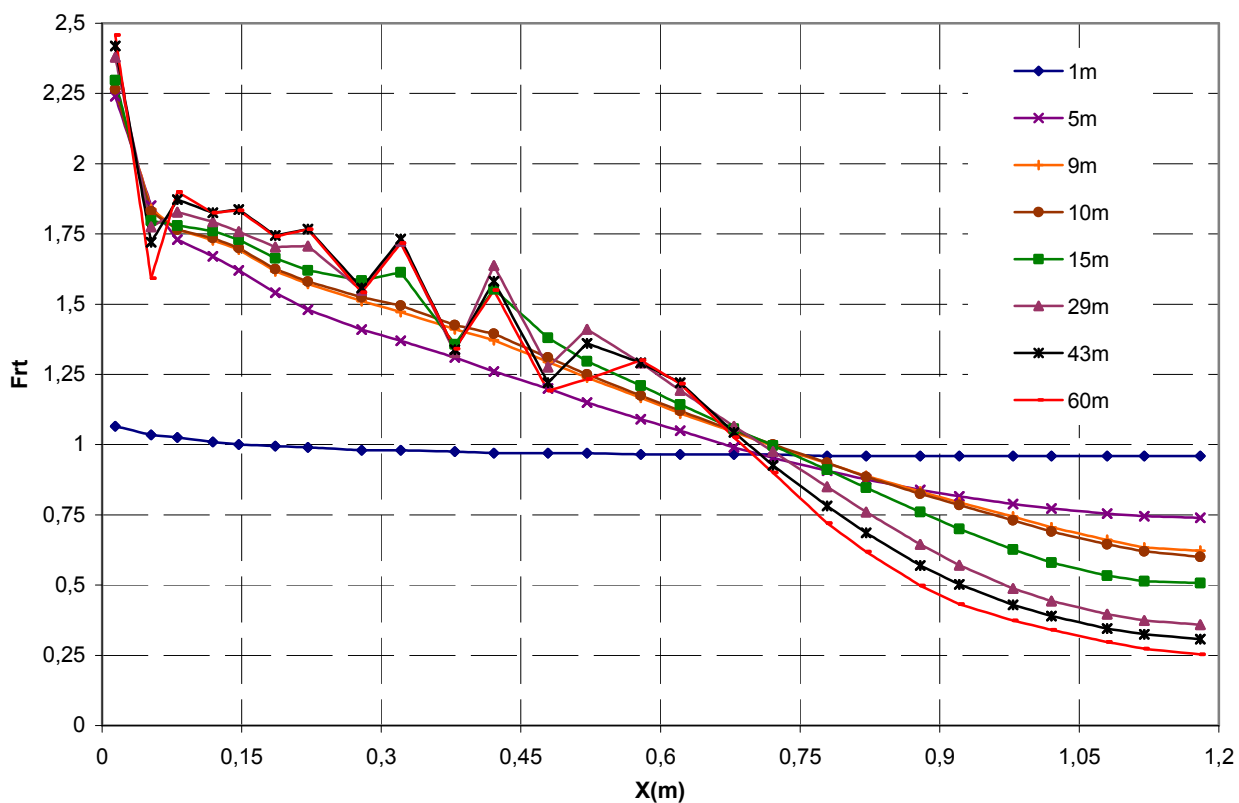


Fig.5.79 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para A9

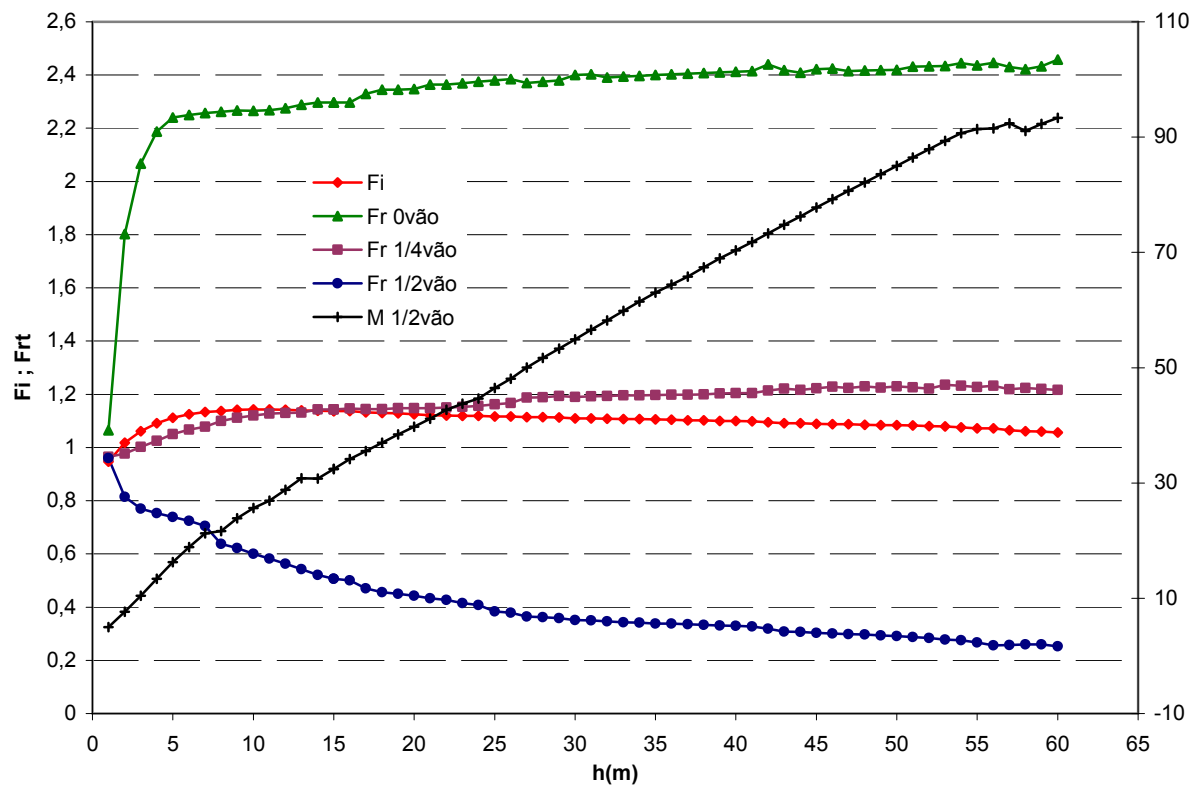


Fig.5.80 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A9

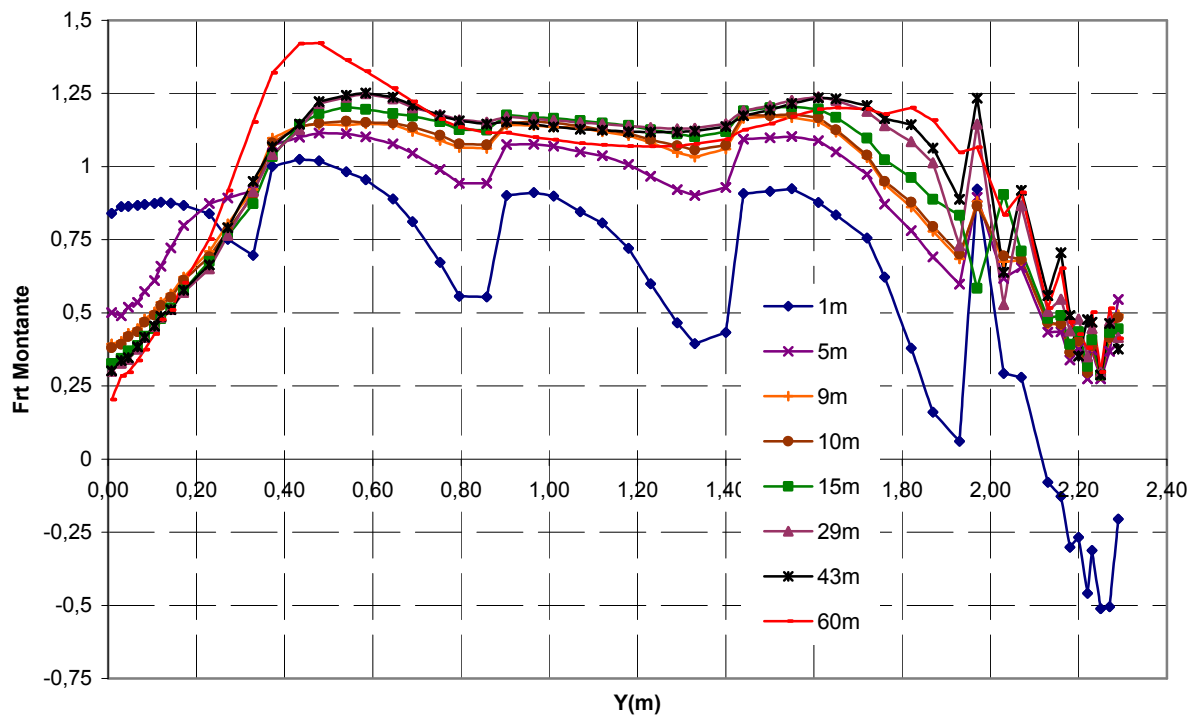


Fig.5.81 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, Fr^{mont} , para A9

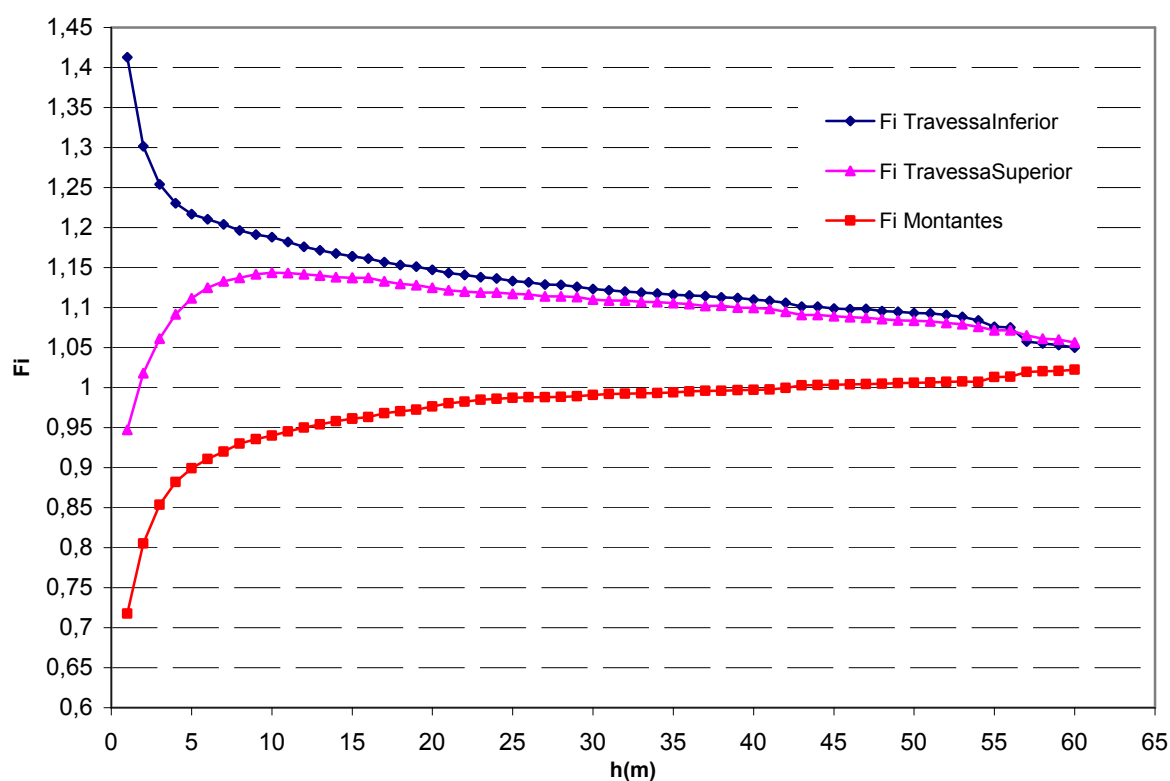


Fig.5.82 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A9

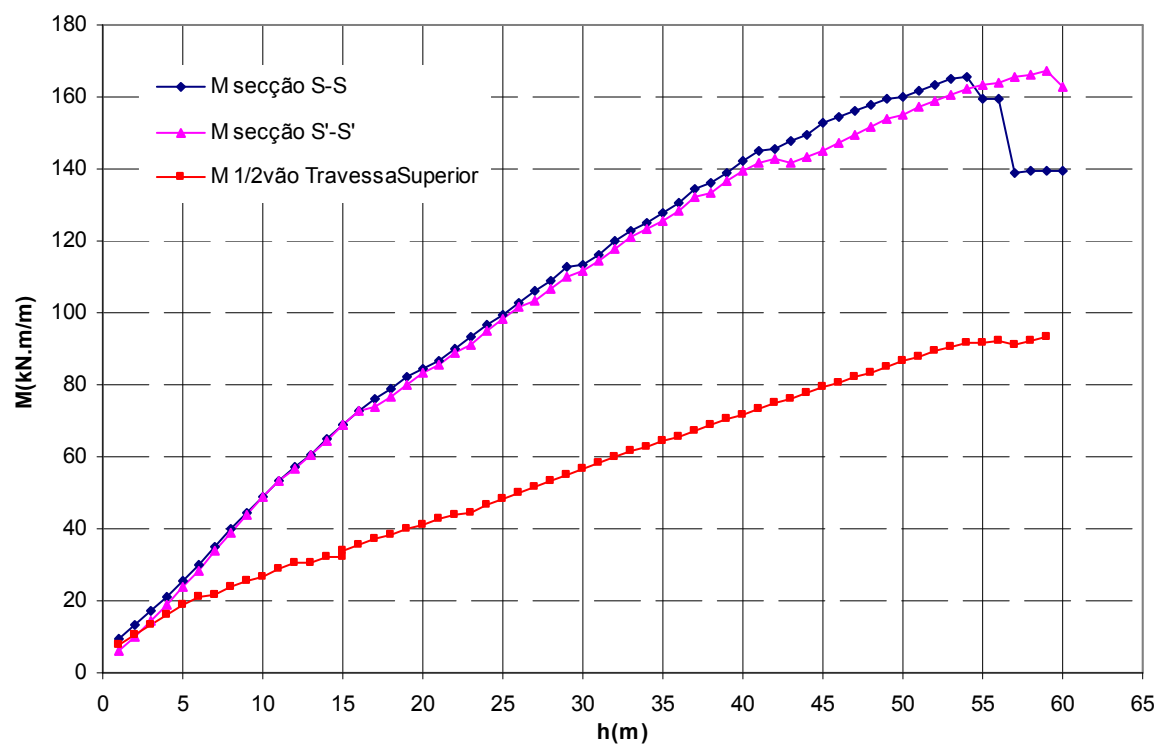


Fig.5.83 – Evolução do momento, M , na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5, do momento, M' , da secção S'-S' do montante na zona inferior correspondente a S-S e do momento, $M_{1/2vão}$, a meio vão travessa superior com a altura crescente de aterro, para a análise A9

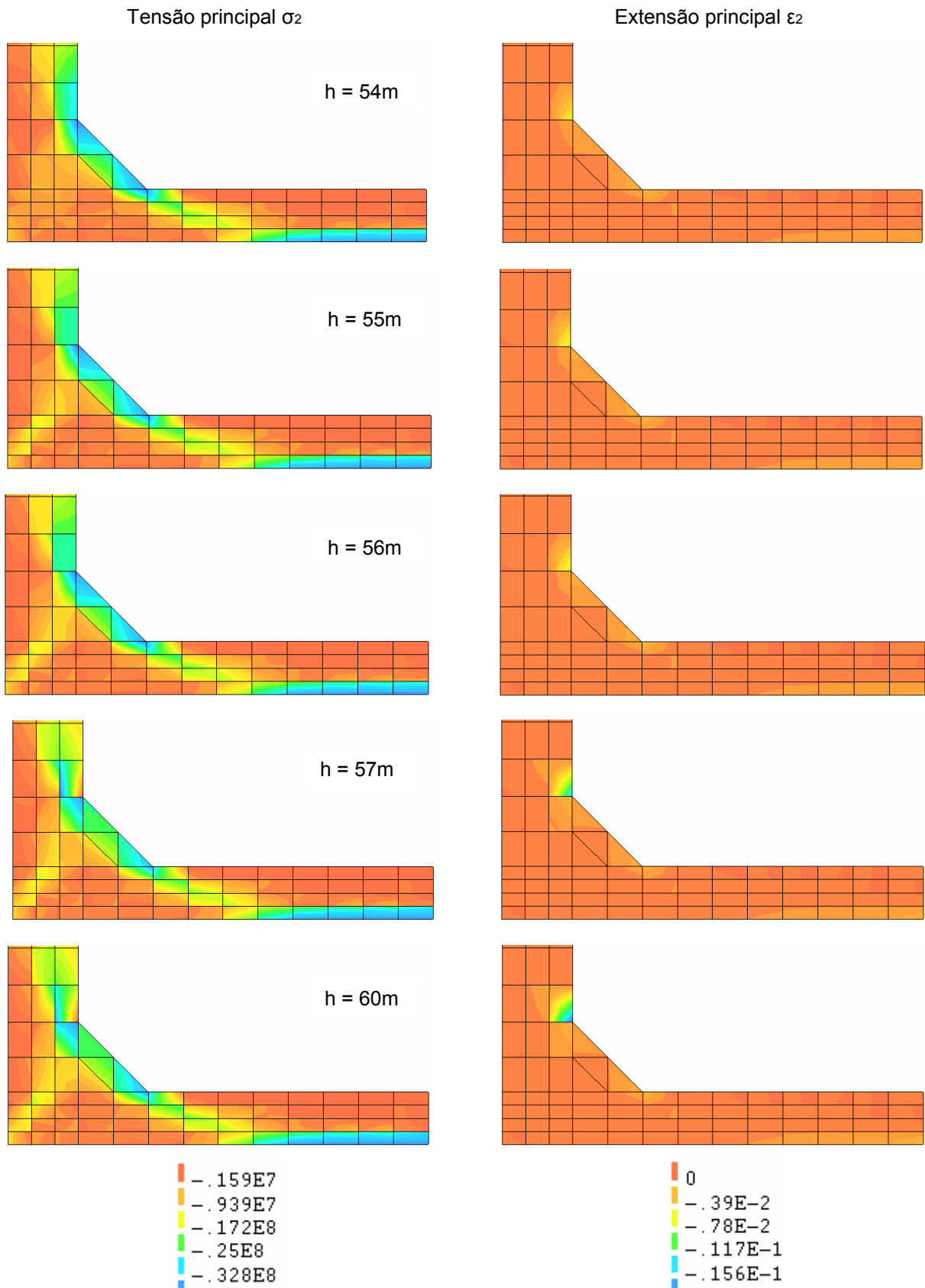


Fig.5.84 – Evolução da tensão e extensão principal mínima, σ_2 (Pa) e ϵ_2

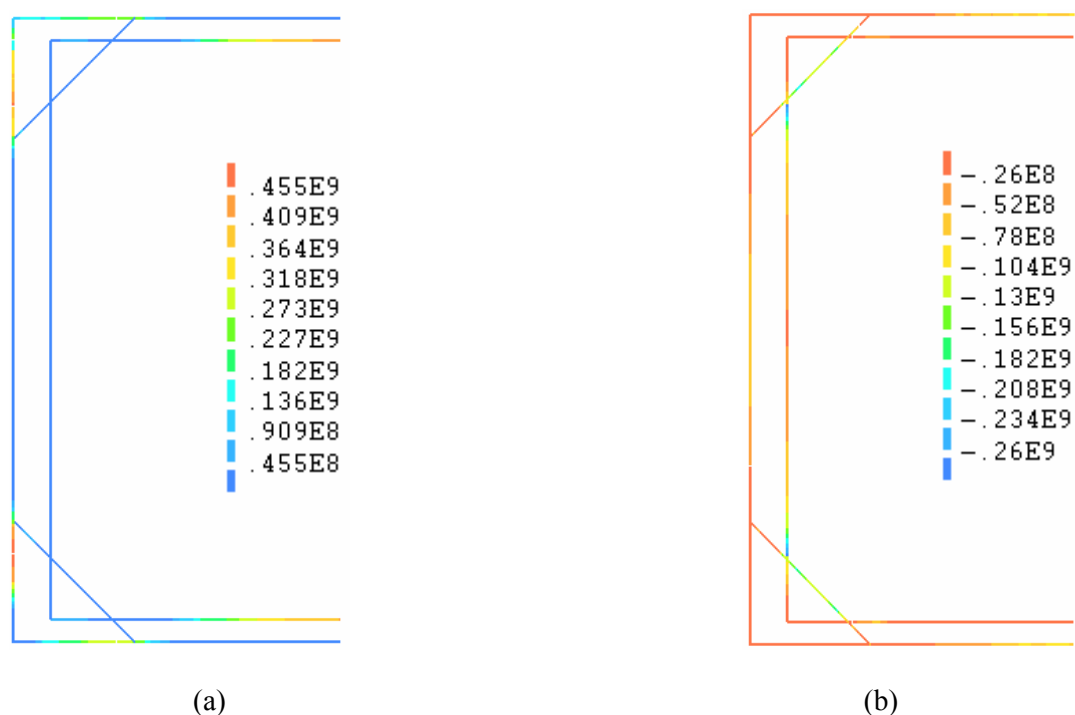


Fig.5.85 – Mapa de tensões principais aos 46 metros, correspondente ao início da plastificação das armaduras exteriores dos montantes: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa)

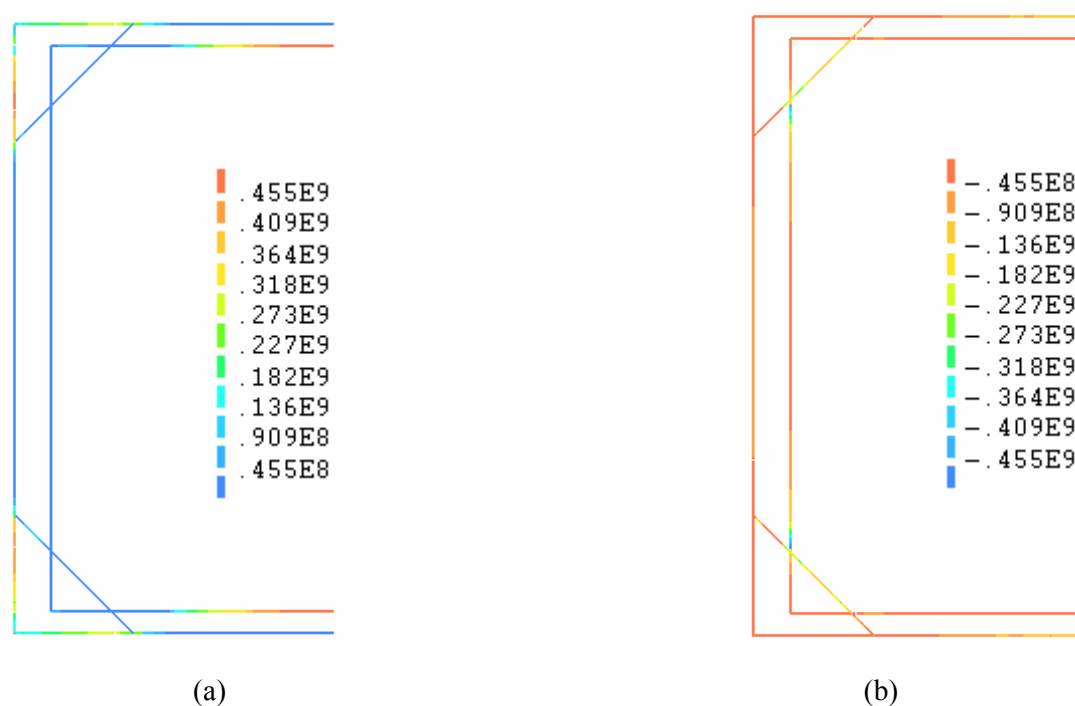


Fig.5.86 – Mapa de tensões principais aos 55 metros, correspondente ao início da plastificação das armaduras de flexão das travessas: a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa)

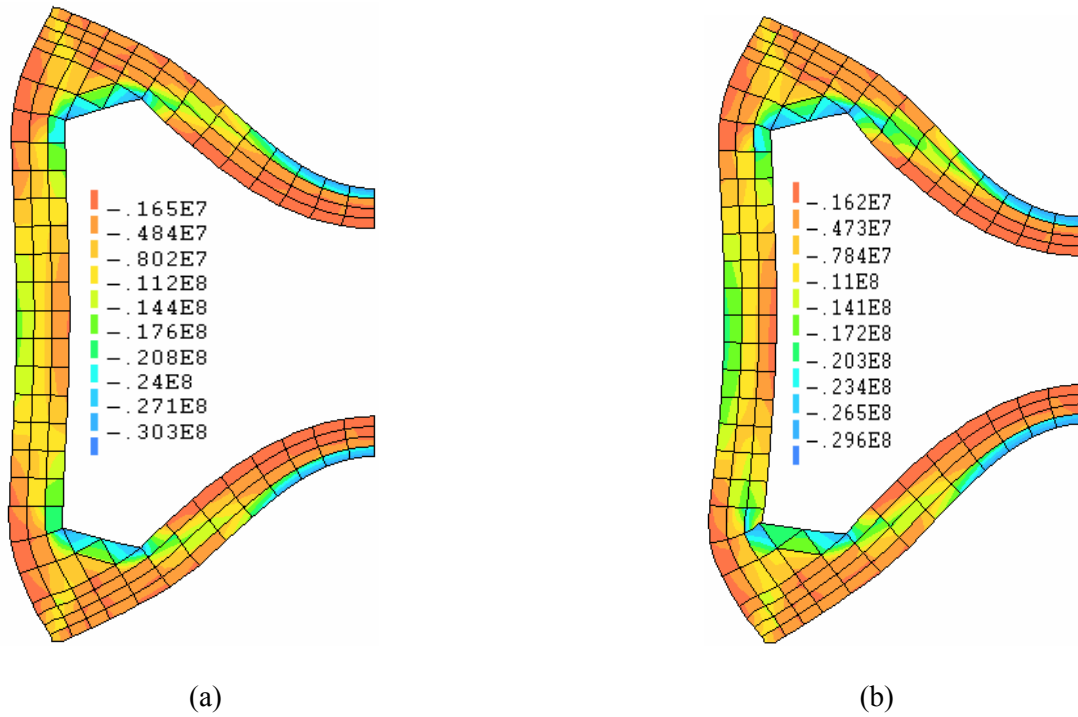


Fig.5.87 – Deformada da BC (50x) e respectivo mapa de tensões principais mínimas, σ_2 (Pa), para diferentes alturas de aterro: a) 55m; b) 60m

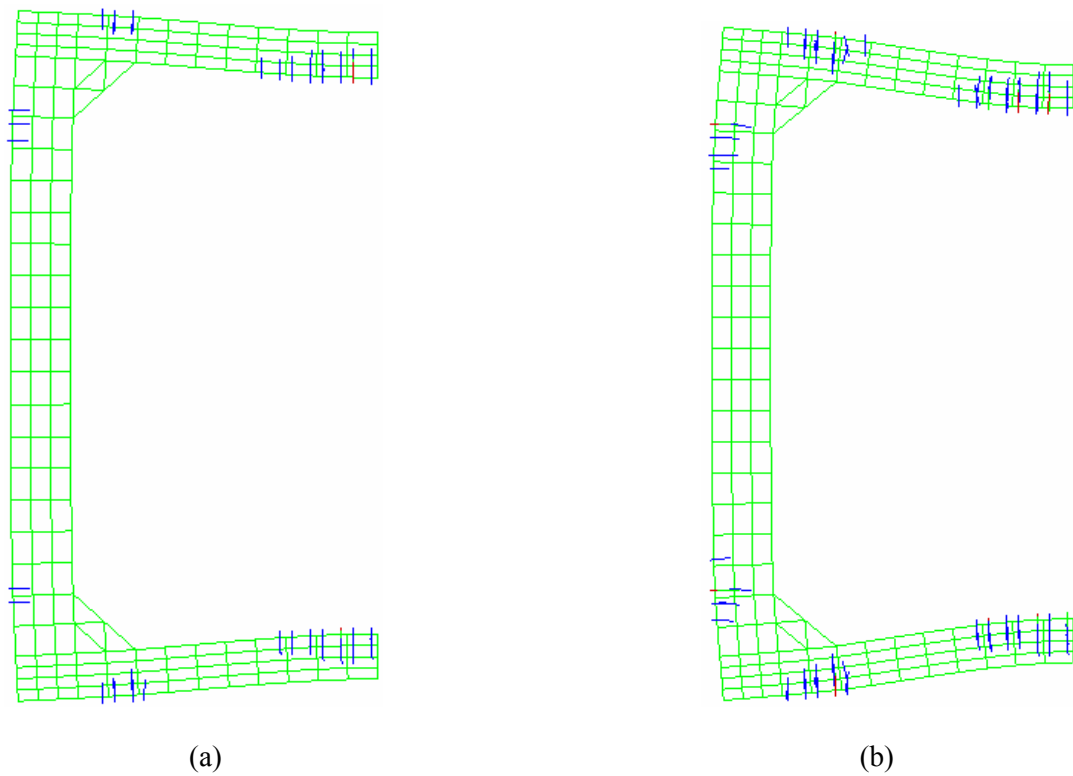


Fig.5.88 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.111\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.143\text{ mm}$, $W_k^* = 0.215\text{ mm}$, $W_k^{**} = 0.178\text{ mm}$

As aberturas de fendas identificadas por Wk dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC, enquanto que as identificadas por Wk * correspondem à secção $X = 0.38\text{m}$ da travessa superior devido à fendilhação na superfície exterior das travessas e as Wk ** correspondem à secção S-S dos montantes.

5.6.1.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

A distribuição de pressões sobre a BC sofre uma profunda alteração comparativamente ao estudo base pois também a deformada da BC é diferente, ou seja, os mecanismos de interacção solo/estrutura são agora diferentes pois também o comportamento não linear da BC é distinto devido à nova geometria. Como se pode verificar de uma forma ligeira, a maior flexibilidade das travessas e o respectivo padrão de fendilhação, bem como a maior rigidez dos montantes sem dúvida que serão traduzidos em distribuições de pressões sobre esses mesmos elementos distintas das análises até agora expostas.

Analisando com pormenor a distribuição dos factores de redistribuição sobre a travessa superior apresentada na Figura 5.79 são visíveis duas diferenças relativamente a A1, por um lado os factores de redistribuição na zona do meio vão são inferiores devido à maior flexibilidade da travessa e fissuração agravada da mesma, por outro lado são perceptíveis no $\frac{1}{4}$ vão da travessa junto dos montantes irregularidades que caso se suavizem expressam valores superiores das pressões em relação a A1. É necessário realçar que pela primeira vez a distribuição dos factores de redistribuição sobre as travessas não evolui de uma forma suave e com uma tendência bem vincada, pelo contrário agora estão bem definidas duas tendências de evolução que como seria de esperar se ajustam à nova deformada das travessas, ver Figura 5.87. Tal se deve à presença nas deformadas das travessas de divergências junto aos esquadros e convergência na zona central. Na realidade são estas mesmas divergências que são responsáveis pela diferença abordada pois ao pressionarem o solo é normal o incremento das pressões exercidas nessa zona como se explicou para o caso dos montantes no estudo base. Reforçando esta ideia temos ainda a Figura 5.80 no qual se verifica um crescimento dos factores de redistribuição $F_{rt1/4vão}$ contrariamente à diminuição dos $F_{rt1/2vão}$, não esquecendo que o diferencial entre dois factores é mais significativo que no estudo base. Por fim convém justificar que as irregularidades registadas se devem a tracções na superfície exterior das travessas na zona de $\frac{1}{4}$ vão que afectam as interfaces solo/betão, no entanto a sua influência não é condicionante.

Em relação aos montantes de novo a deformada registada explica a distribuição dos factores de redistribuição sobre os mesmos ilustrada na Figura 5.81, devido à maior rigidez destes elementos é compreensível que não ocorra uma flexão tão acentuada ao nível do meio vão e assim a distribuição torna-se mais uniforme ao longo dos montantes. Note-se que para as últimas camadas de aterro é perceptível ao nível inferior dos montantes um ligeiro agravamento das divergências próximas dos esquadros, como ilustrado na deformada da Figura 5.87b, que justifica a ligeira quebra na uniformidade da distribuição dos impulsos horizontais sobre os montantes registada na distribuição dos factores de redistribuição para a altura de 60 metros de aterro da Figura 5. 81.

Ao nível da evolução dos factores de interacção sobre a BC, como seria de esperar, verifica-se que os factores de interacção sobre as travessas são menores do que os registados no estudo base e aqueles sobre os montantes superiores (ver Figura 5.82). É de realçar a mudança na evolução destes factores sensivelmente após os 55 metros de altura de aterro associada ao início da cedência de armaduras de flexão das travessas comprovada tanto pelo patamar na evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior da Figura 5.80 como pelo mapa de tensões principais máximas das armaduras da

Figura 5.86a. De novo constata-se que a zona inferior da BC, para as últimas camadas de aterro, está sujeita a um cenário ligeiramente mais gravoso do que a correspondente parte superior pois a evolução do factor de interacção sobre a travessa inferior sofre uma quebra mais notória na parte final do que a correspondente à travessa superior. Esta situação em conjunto com a quebra de uniformidade mencionada para a distribuição dos impulsos sobre os montantes na parte inferior e com o que será exposto em seguida sobre o estado limite último revela que no modelo numérico a divergência começa na parte inferior da BC.

Estado limite último:

A identificação do estado limite último na presente análise envolve alguma perícia no estudo dos resultados obtidos na medida em que a BC2-10 invertida apresenta um comportamento diferente do até agora observado registando esforços significativos em secções não esperadas, tais como aquelas próximas dos esquadros nas travessas e nos montantes.

Seguindo os indícios de que a para as últimas camadas de aterro a BC começa a demonstrar sinais de maior degradação para a zona inferior, afastando-se assim de um comportamento perfeitamente simétrico em relação à parte superior o que é normal visto que a os impulsos horizontais também eles são superiores na parte inferior, traçou-se na Figura 5.83 além da evolução do momento, M , na secção S-S dos montantes a evolução do momento, M' , numa secção S'-S' correspondente à secção anterior mas na parte inferior dos montantes. Pela observação dessa mesma figura é perceptível que de facto a divergência numérica do sistema solo/BC ocorre pela quebra significativa de resistência ao momento-flector na secção S'-S' devido ao esmagamento do betão e permite acrescentar que este esmagamento pressupõe uma cedência simultânea das armaduras de flexão das travessas justificado pelo patamar na evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior a partir dos 55 metros de altura de aterro e pelo mapa de tensões principais máximas nas armaduras ilustrado na Figura 5.86a.

Também é interessante analisar em conjunto as Figuras 5.83 e 5.84 pois permite efectuar uma correspondência entre as duas quebras que decorrem na evolução do momento, M' , nos montantes com os respectivos mapas de tensões e extensões principais mínimas na parte inferior da BC, revelando-se útil no estabelecimento do estado limite último e na compreensão da distribuição interna de tensões durante a rotura da BC. É assim perceptível que é dos 56 para os 57 metros de altura de aterro que decorre a quebra mais condicionante de resistência e que o patamar posterior corresponde a uma degradação progressiva da BC não admissível.

Perante as evidências anteriores pode-se afirmar que a rotura não é dúctil, apesar da simultânea cedência das armaduras de flexão das travessas, contudo através de uma análise mais cuidada da Figura 5.85a é possível constatar que aos 46 metros de altura de aterro as armaduras exteriores dos montantes na zona das divergências destes iniciam a sua plastificação. Tal deve-se à reduzida área de armaduras aí presente, 7.51 cm^2 , resultante da inversão da BC2-10. Estas novas evidências alteram por completo o modo de rotura do sistema que passa a ser dúctil e desta forma mais seguro em relação ao estudo base A1. Basicamente o que se verifica é a formação de um mecanismo efectivo de rotura da BC através do aparecimento de 4 rótulas na zona das divergências dos montantes sucedido pelo esmagamento do betão nessas mesmas secções e pela formação de mais 2 rótulas nos meios vãos das travessas.

Seguindo os critérios expostos no estudo base, o estado limite último do sistema solo/BC na corrente análise A9 corresponde aos 46 metros de altura de aterro, momento no qual se inicia a plastificação das armaduras exteriores dos montantes na zona dos esquadros. As fases seguintes não são admitidas pois envolvem uma degradação acentuada da BC não desejada. Em coerência com estas afirmações assume-se como altura máxima de aterro os 45 metros.

Estado limite de serviço:

A abertura de fendas encontra-se controlada no entanto a inversão da BC2-10 corresponde a um cenário hostil para essa mesma verificação. O novo padrão de fissuração revela um dos valores mais elevados de abertura de fendas até agora registados nas análises paramétricas efectuadas.

5.6.1.4. Considerações finais

A inversão da BC2-10 associada a uma alteração posicional da rigidez dos seus elementos demonstra claramente que o comportamento não linear da BC influencia os mecanismos de interacção solo/estrutura.

Por outro lado conclui-se que a simples inversão da BC2-10 dimensionada segundo os métodos simplistas se revela como uma vantajosa solução, pois além da BC2-10 invertida revelar um bom comportamento aos estados limites de serviço e último apresenta um modo de rotura dúctil e uma resistência superior face ao estudo base. Enquanto que em A1 se admitia uma altura máxima de aterro de 42 metros agora esta é incrementada para 45 metros.

Pode-se afirmar que o único senão é a acentuada abertura de fendas que esta alteração proporciona ainda que dentro dos limites regulamentares.

5.6.2. MONTANTES MAIS ESPESSOS (0,2M) – A10

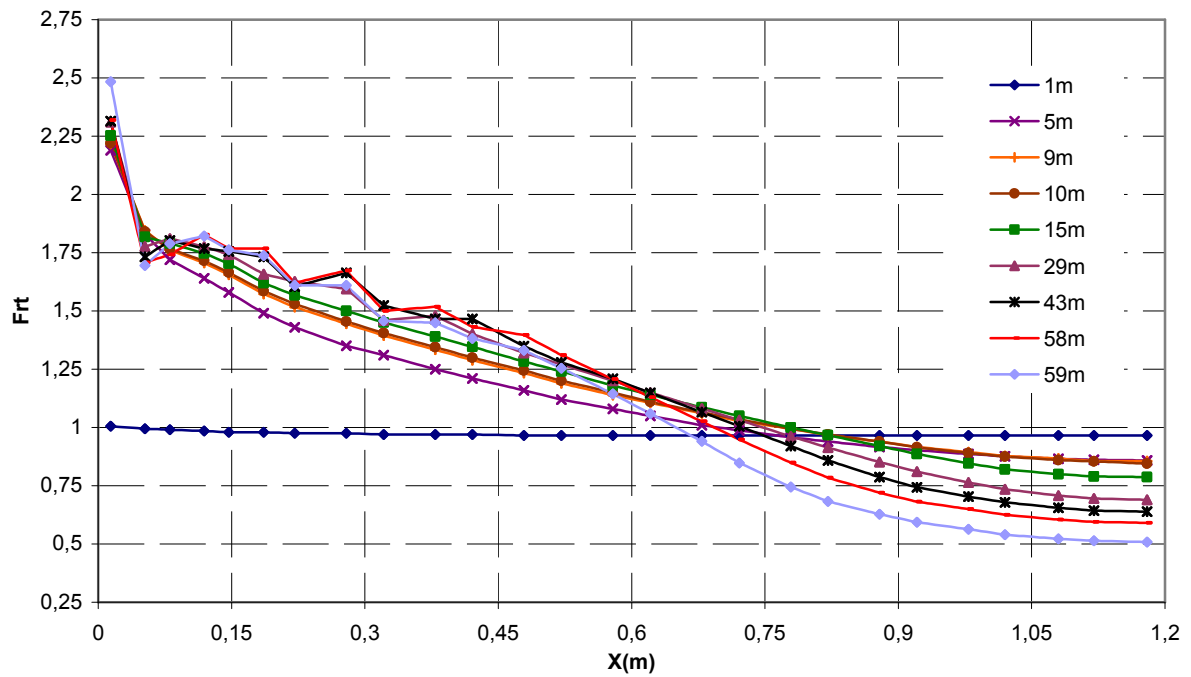
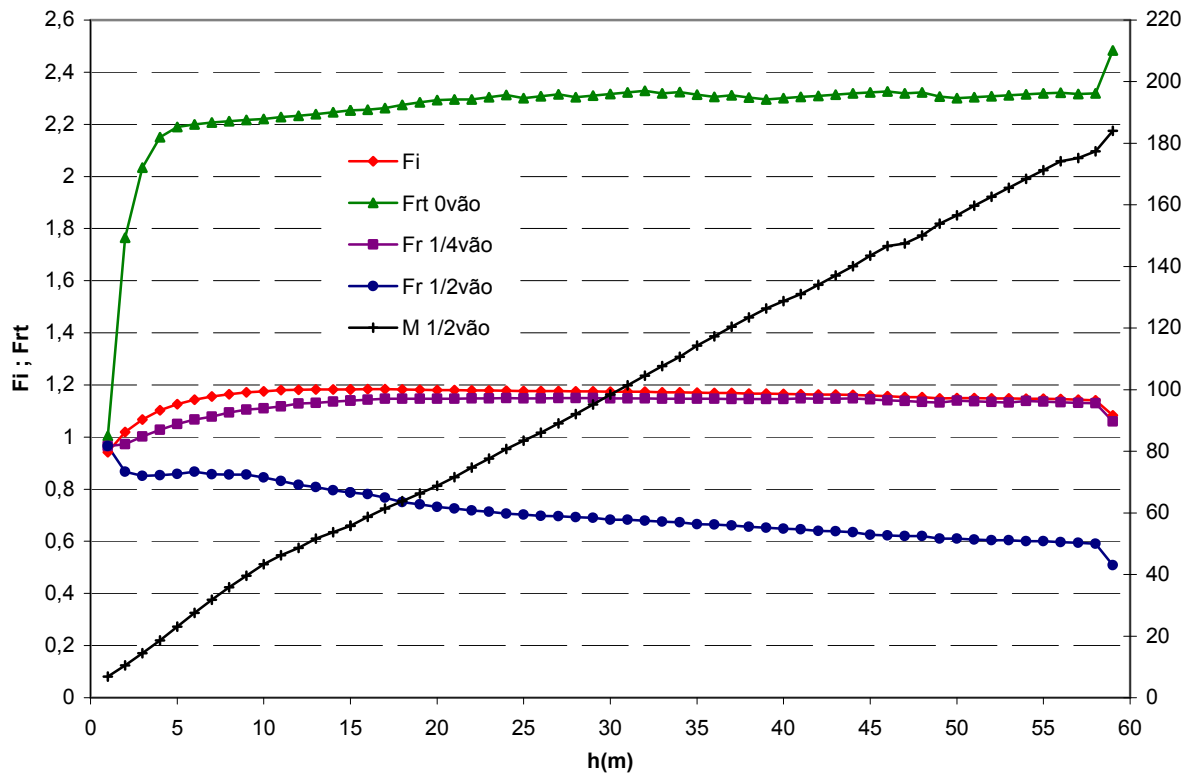
5.6.2.1. Descrição da análise paramétrica

Esta análise A10 surge na tentativa de resposta ao esmagamento do betão nos montantes na medida em que muitas das análises anteriores revelaram esta mesma fragilidade. Aumentar a espessura dos montantes parece à partida uma solução vantajosa em termos de resistência, contudo é necessário confirmar o modo de rotura proporcionado.

A adopção dos 0.2 metros para a espessura dos montantes está relacionada com a vontade em gerar uma BC simétrica.

5.6.2.2. Resultados numéricos

Apenas se irão expor os resultados correspondentes às fases admitidas como as mais relevantes, que na presente análise A9 são as relativas aos 1, 5, 9, 10, 15, 29, 43, 58 e 59 metros de altura de aterro.


 Fig.5.89 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, Fr^{sup} , para A10

 Fig.5.90 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Frt_{0vão}$, $Frt_{1/4vão}$, $Frt_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, Fi^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, para a análise A10

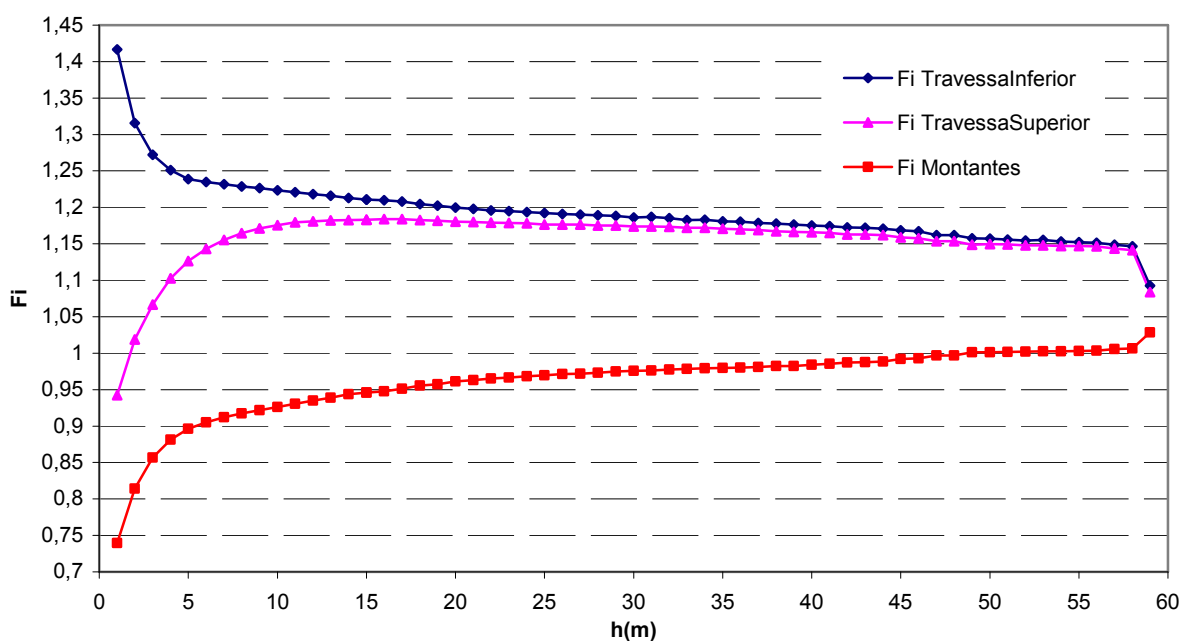


Fig.5.91 – Evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes para a análise A10

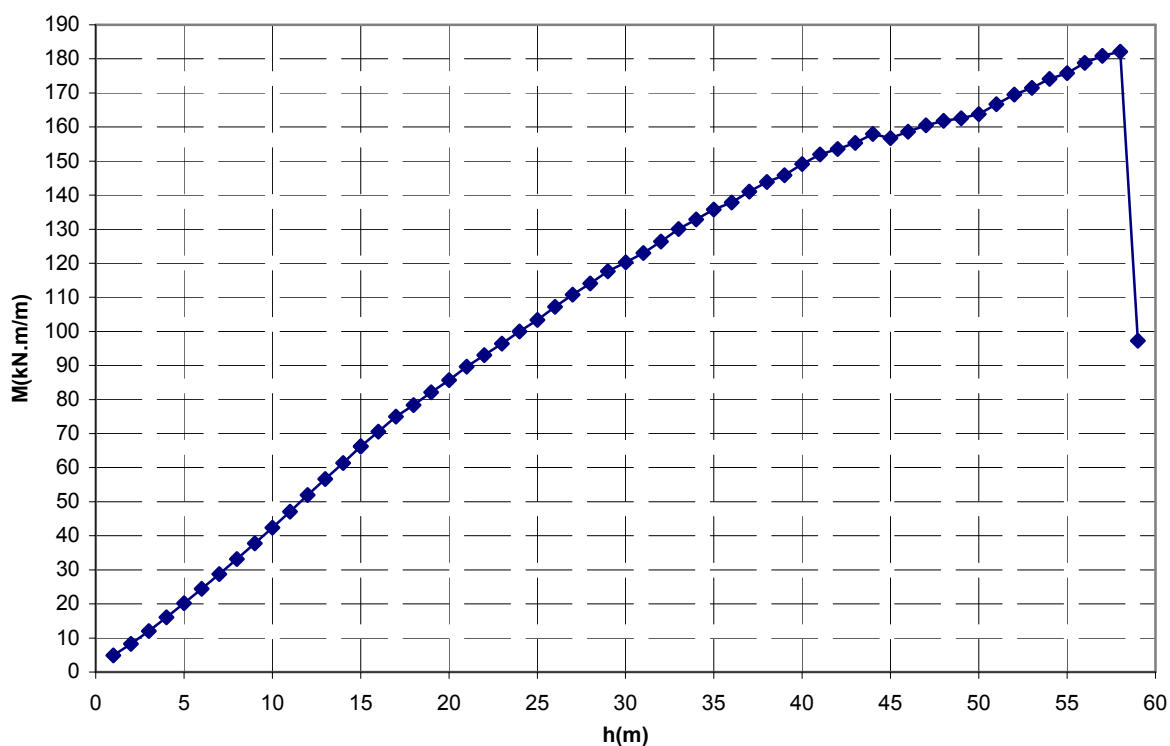


Fig.5.92 – Evolução do momento, M , na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5 com a altura crescente de aterro, para a análise A10

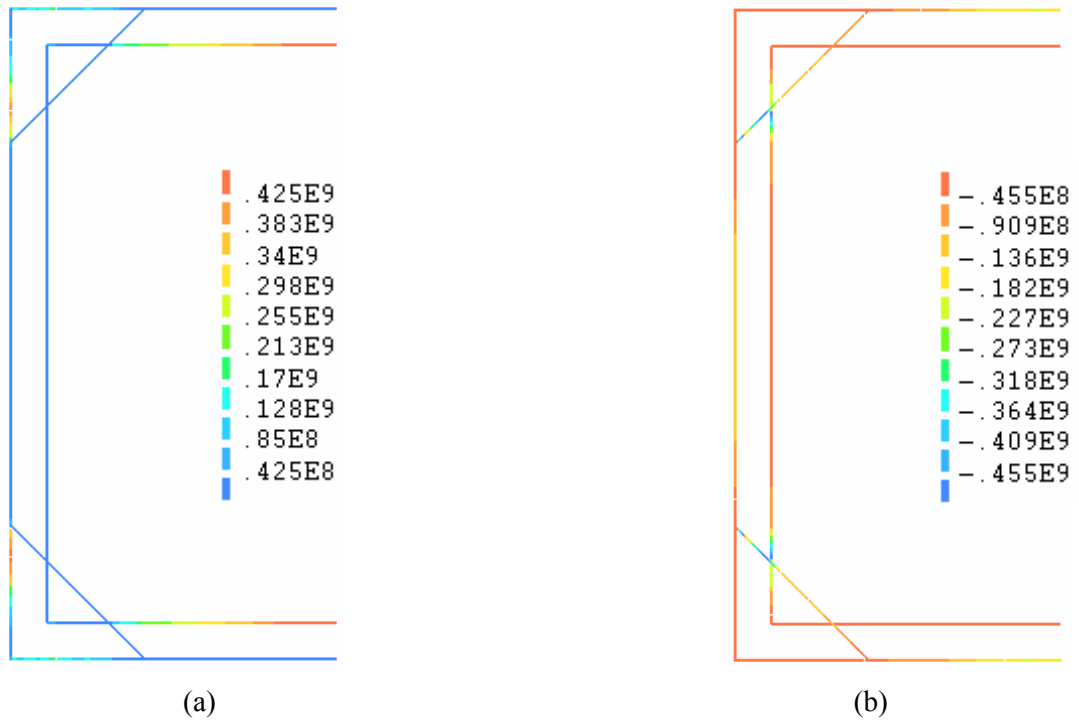


Fig.5.93 – Mapa de tensões principais aos 59 metros, correspondente ao estado limite último do sistema:
a) σ_1 (Pa); b) σ_2 (Pa)

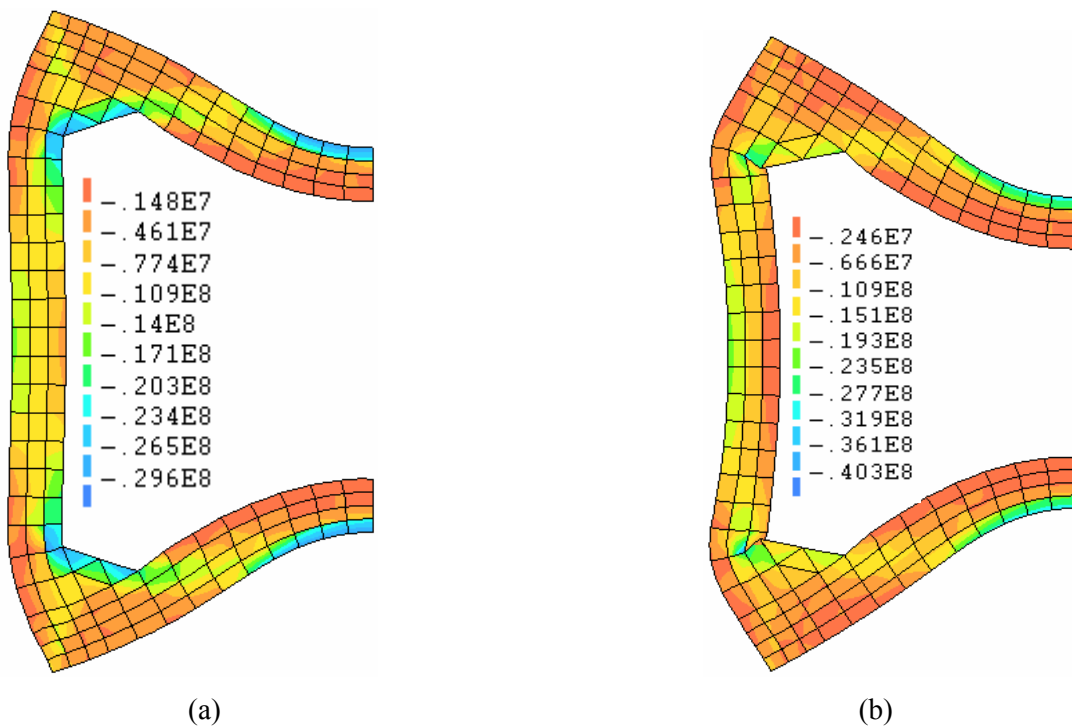


Fig.5.94 – Deformada da BC (50x) e respectivo mapa de tensões e extensões principais mínimas, σ_2 (Pa), para diferentes alturas de aterro: a) 58m; b) 59m

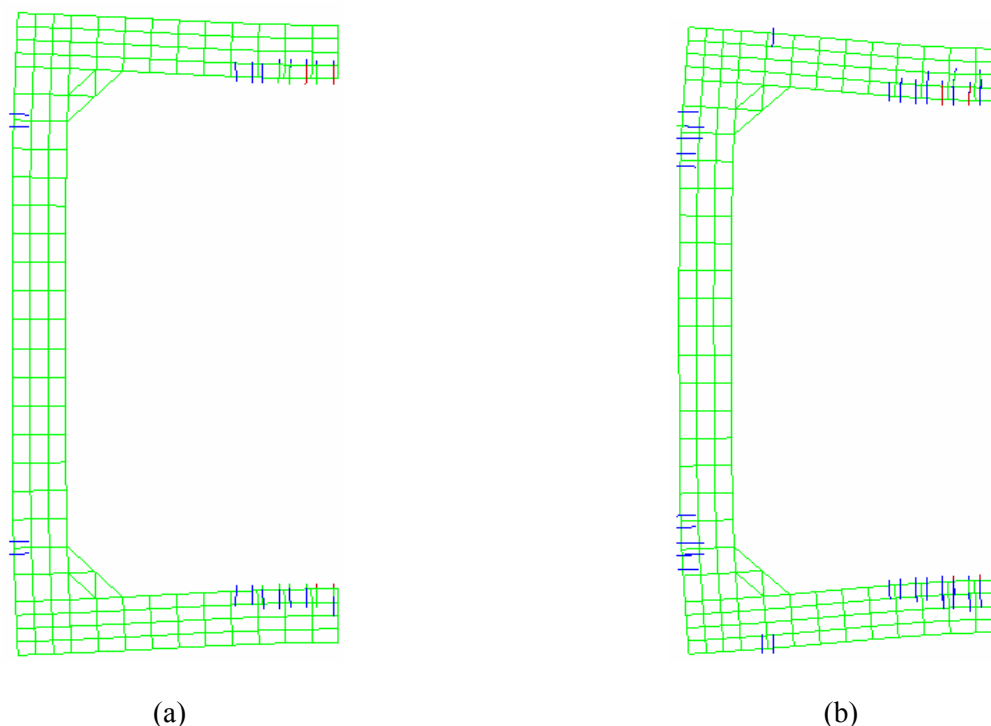


Fig.5.95 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro:
a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.070\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.094\text{ mm}$

As aberturas de fendas mencionadas dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC.

5.6.2.3. Interpretação dos resultados

Distribuição de pressões sobre a BC:

A alteração da espessura dos montantes gera uma BC mais rígida e desta forma estimula os mecanismos de migração de pressões dos blocos laterais do aterro para as travessas devido ao aumento da rigidez relativa entre o solo e a estrutura. Por outro lado a maior rigidez dos montantes implica uma menor flexibilidade que será traduzida numa deformada não tão vincada e assim numa distribuição de pressões horizontais próxima da exibida na Figura 5.81 embora com grandezas inferiores já que as pressões verticais sobre os aterros laterais da BC estão aliviadas pelo fenómeno referido inicialmente.

Observando com atenção a distribuição dos factores de redistribuição sobre a travessa superior, apresentada na Figura 5.89 é de facto perceptível que ocorre um acréscimo de pressões especialmente na zona do meio vão em relação ao estudo base A1. Também se constata, paralelamente à análise anterior A9, que as irregularidades na distribuição desses factores existentes no $\frac{1}{4}$ vão da travessa estão conectadas com um padrão de fissuração diferente de A1, novamente ocorrem divergências nas travessas na zona próxima dos esquadros e assim se justifica em parte o acréscimo de pressões nessa zona pelo facto do solo envolvente ser pressionado. No entanto a sua intensidade é bastante menor relativamente a A9 tendo em conta os valores da abertura de fendas apresentados na Figura 5.95.

A Figura 5.91 resume bem as considerações anteriores pois verifica-se uma superioridade das forças totais aplicadas às travessas e uma inferioridade dos impulsos horizontais totais sobre os montantes em

relação ao estudo base A1. Também o facto de não se registar nenhum percalço significativo até aos 58 metros remete o estabelecimento do estado limite último para a quebra observada na fase final.

Estado limite último:

O modo de rotura do sistema solo/BC é muito similar ao ocorrido no estudo base A1, promovido pelo esmagamento prévio do betão juntos aos esquadros nos montantes. Tal é justificado através da conjugação de alguns resultados obtidos. Por exemplo, a Figura 5.92 é muito explícita quanto à perda de resistência relativamente aos momentos na secção S-S dos montantes (ver Figura 4.5) revelando a formação de 4 rótulas plásticas na transição dos 58 para os 59 metros de altura de aterro. Adicionalmente as quebras na fase final da evolução dos factores de interacção, na Figura 5.91, reforçam o esmagamento referido pois este ao ocorrer provoca um incremento significativo na flexão das travessas agravando a fissuração e a deformação, o que consequentemente origina a perda de rigidez das travessas. Esta perda traduzida numa redução de rigidez relativa solo/BC evita os fenómenos de migração de pressões dos blocos laterais e assim se compreende a diminuição dos factores de interacção sobre travessas. No que diz respeito aos montantes, o acréscimo brusco registado é explicado em parte pela deformada gerada após a transição mencionada, ver Figura 5.94, que envolve nas proximidades dos esquadros divergências dos montantes responsáveis pelo pressionamento do solo envolvente. Por outro lado a redução dos mecanismos de migração de pressões conduz a uma sobrecarga dos aterros laterais à BC e assim se justifica o incremento nos impulsos horizontais totais aplicados sobre os montantes.

Embora o modo de rotura esteja à partida confirmado convém analisar o que decorre nas armaduras das travessas com o auxílio do mapa de tensões das armaduras apresentado na Figura 5.93 para os 59 metros de altura de aterro, tendo em conta o registado na análise anterior A9. De facto as armaduras exteriores das travessas estão traccionadas na zona próxima dos esquadros mas contrariamente a A9 estão longe da plastificação. Por fim ao nível das armaduras de flexão das travessas pode-se afirmar que estas ainda que próximas da plastificação na zona dos meios vãos não constituem rótulas plásticas.

Assim assume-se para altura máxima suportada pelo sistema solo/BC os 58 metros.

Estado limite de serviço:

A abertura de fendas encontra-se controlada e pode-se acrescentar que o aumento da espessura dos montantes corresponde ao melhor cenário, até agora analisado, no que respeita às condições de serviço.

5.6.2.4. Considerações finais

A alteração da rigidez da BC demonstrou que a adopção de determinadas espessuras tem uma influência significativa no que respeita à distribuição de pressões.

Quanto aos estados limites de serviço e último conclui-se que a alteração da espessura dos montantes revela um bom comportamento e comparativamente a A1 demonstrou melhores resultados quer em termos de abertura de fendas quer em termos de resistência associada à altura máxima suportada pelo sistema, agora de 58 metros. No entanto a rotura continua a ser de carácter frágil e por isso mesmo esta solução deixa de ser eficaz em termos da segurança pretendida, na medida em que a resistência propriamente dita não estava em causa no estudo base.

6

ANÁLISE COMPARATIVA

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo consiste numa extensão do anterior Capítulo 5 na medida em que reúne as principais conclusões do estudo paramétrico e assim facilita a compreensão da influência de cada parâmetro abordado em cada análise paramétrica. Basicamente o Capítulo 5 constitui uma apresentação e interpretação detalhada dos resultados obtidos, importante para consultar quando se pretende aprofundar a compreensão do comportamento do sistema solo/BC numa determinada análise paramétrica, por sua vez o presente Capítulo 6 visa apresentar o comportamento desse sistema solo/BC para uma determinada análise numa forma sintética e contextualizada com as restantes análises paramétricas, ou seja, perante uma comparação rápida entre as análises face a determinados requisitos facilmente se identifica quais os cenários mais positivos e influentes. A fase posterior será consultar a descrição detalhada das análises mais relevantes efectuadas no Capítulo 5. Os requisitos mencionados dizem respeito a 3 vectores de análise, distribuição de pressões sobre a BC, estado limite de serviço e estado limite último. Adicionalmente à análise comparativa entre as várias análises paramétricas estas serão confrontadas com considerações regulamentares, nomeadamente da AASHTO (2002), e com resultados de estudos anteriores, nomeadamente com os estudos mencionados em 4.1.3 e com estudos desenvolvidos com base em modelos não lineares elásticos do solo. Também o campo de estudo de algumas soluções resultantes do estudo paramétrico aparentemente vantajosas será alargado de forma a se poder assegurar a sua implementação. Por fim é sugerido um procedimento de avaliação da segurança global associado a este tipo de obras tendo em conta uma análise não linear, como a efectuada no decurso do trabalho.

6.2. COMPARAÇÃO ENTRE AS ANÁLISES PARAMÉTRICAS EFECTUADAS

A comparação será efectuada com base nos 3 vectores de análise acima referidos através de diagramas e factores já expostos no Capítulo 5 nas seguintes secções:

- Análise comparativa relativa à distribuição de pressões sobre a BC;
- Análise comparativa relativa ao estado limite último;
- Análise comparativa relativa ao estado limite de serviço.

Convém realçar que a análise paramétrica deve manter como ponto de referência o estudo base, ou seja, a comparação existente está associada ao desempenho relativo de cada cenário específico de uma determinada análise paramétrica em relação a A1. Em seguida será apresentado um quadro síntese do desempenho de cada análise paramétrica.

Quadro 6.1 – Quadro síntese do desempenho das análises paramétricas

Análise	Distribuição de pressões - h=10m			ELU		ELS	Notas
	F_i^{sup}	F_i^{inf}	F_i^{mont}	rotura	h_{max} (m)	W_k	
A1	1,17	1,22	0,93	frágil	42	controlado	
A1elastic	1,17	1,23	0,93	-	-	-	
A2	1,19	1,25	0,92	frágil	35	controlado	
A3	1,29	1,51	0,74	frágil	35	controlado	
A4 T2=1,4m	1,3	1,34	0,68	frágil	38	controlado	
A4 T2=3m	1,41	1,44	0,72	frágil	35	controlado	
A5	1,17	1,22	0,93	frágil	41	controlado	económico, fácil de aplicar
A6	1,17	1,23	0,93	frágil	44	controlado	
A7	1,17	1,22	0,93	frágil	53	controlado	
A7 (4xGC)	1,17	1,22	0,93	dúctil	61	controlado	difícil de aplicar
A8	1,17	1,22	0,94	frágil	45	controlado	
A9	1,14	1,19	0,94	dúctil	47	controlado	fácil de aplicar
A10	1,18	1,22	0,93	frágil	58	controlado	

6.2.1. ANÁLISE COMPARATIVA RELATIVA À DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES SOBRE A BC

A análise comparativa ao nível da distribuição de pressões é realizada segundo duas perspectivas, por um lado pretende-se comparar a efectiva distribuição de pressões ao longo das travessas e montantes através dos factores de redistribuição, por outro quer-se comparar as forças totais aplicadas sobre a BC através da evolução dos factores de interacção.

Relativamente à apresentação dos diagramas de distribuição dos factores de redistribuição foi necessário estabelecer uma altura específica para a altura de aterro pois a comparação para as inúmeras fases era inviável, desta forma adoptou-se a altura de aterro correspondente à altura de dimensionamento da BC2-10, ou seja, os 10 metros. Ainda sobre estes diagramas convém assinalar que no caso específico das análises A9 e A10 devido às alterações geométricas os diagramas destas análises não coincidem da perfeição com os das restantes, no entanto a diferença é pouco significativa e assim se justifica o seu enquadramento nas mesmas figuras.

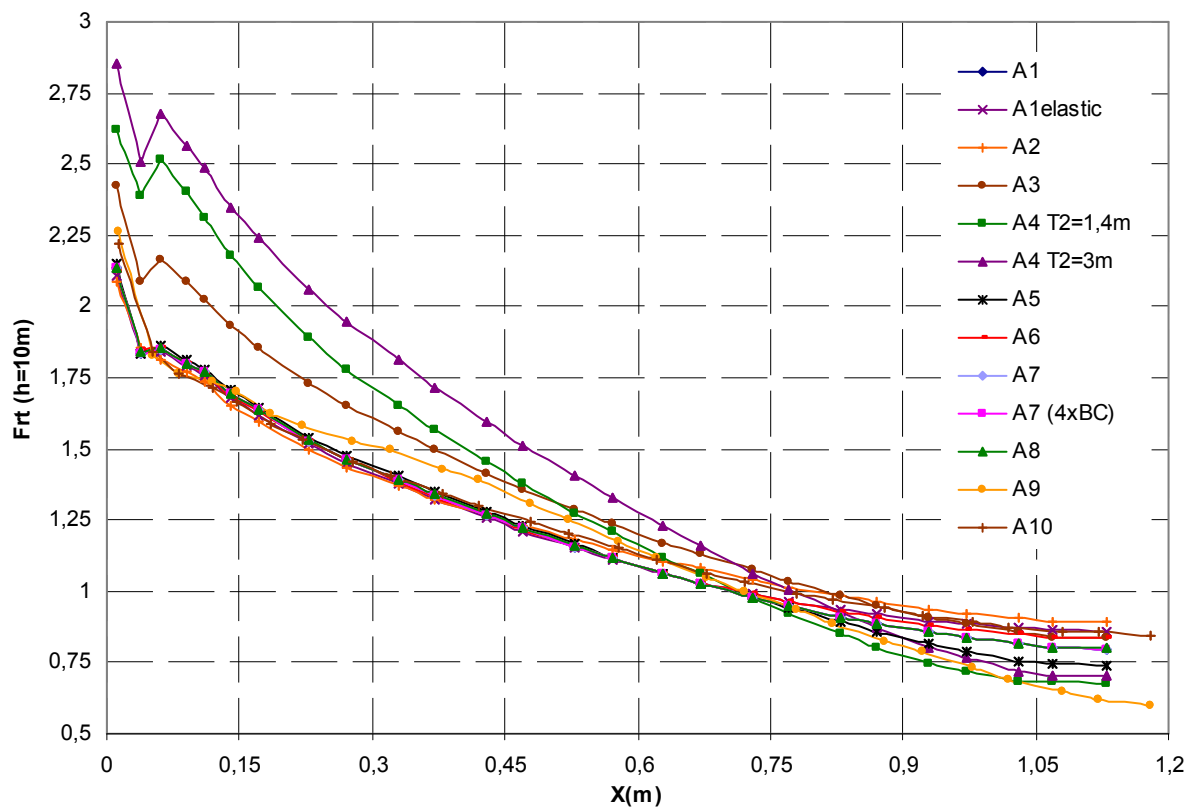


Fig.6.1 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para $h=10m$

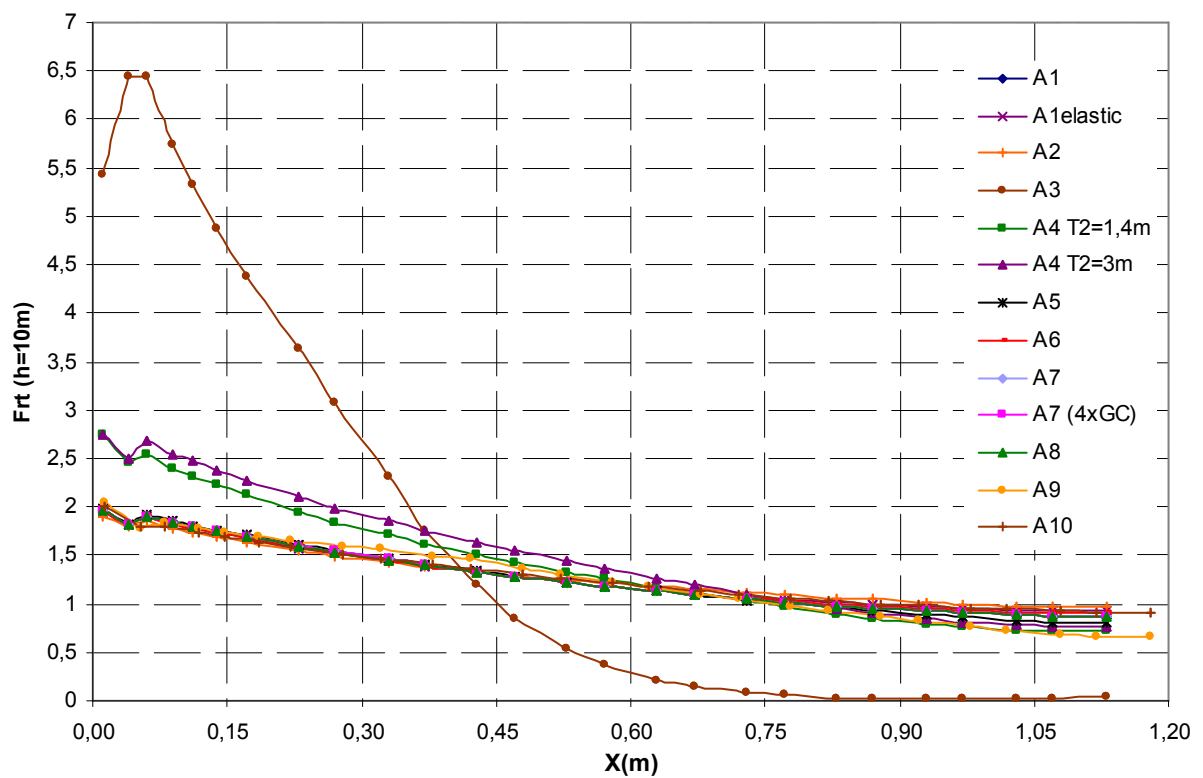


Fig.6.2 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa inferior, F_{rt}^{inf} , para $h=10m$

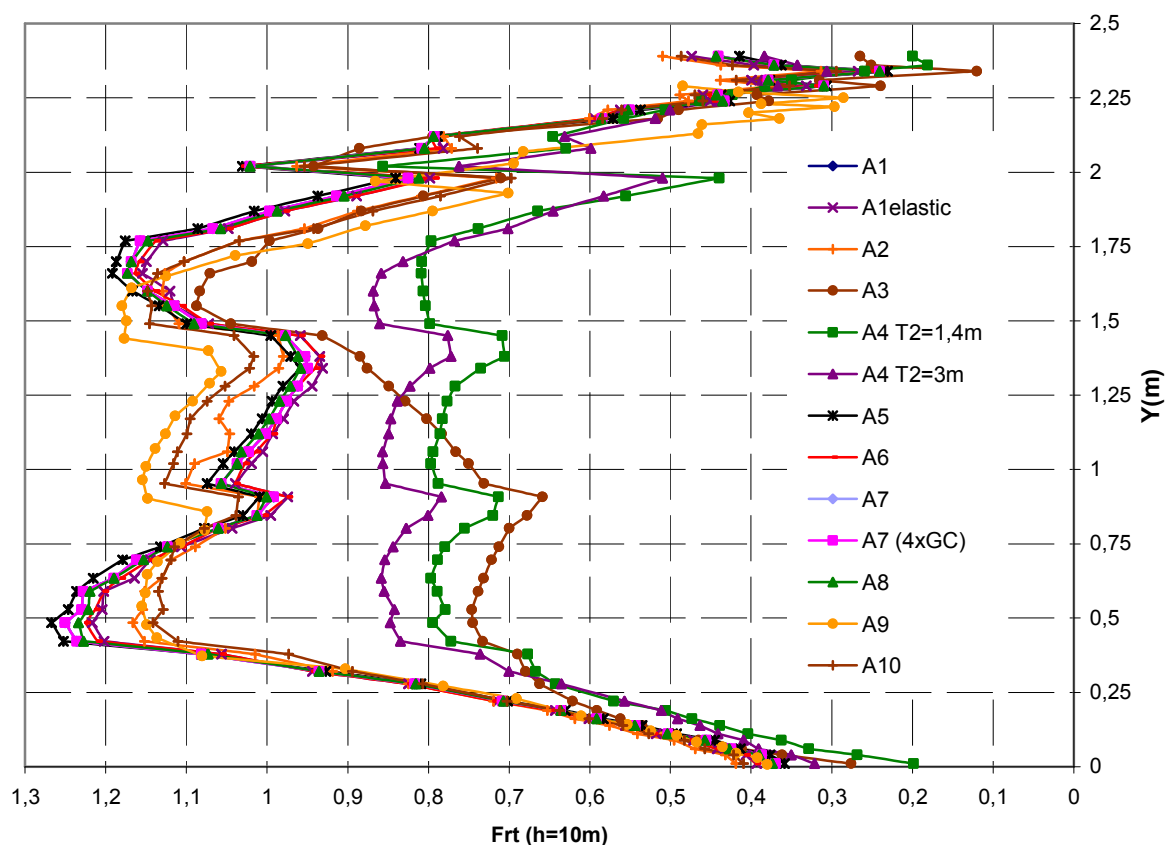


Fig.6.3 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, F_{rt}^{mont} , para $h=10m$

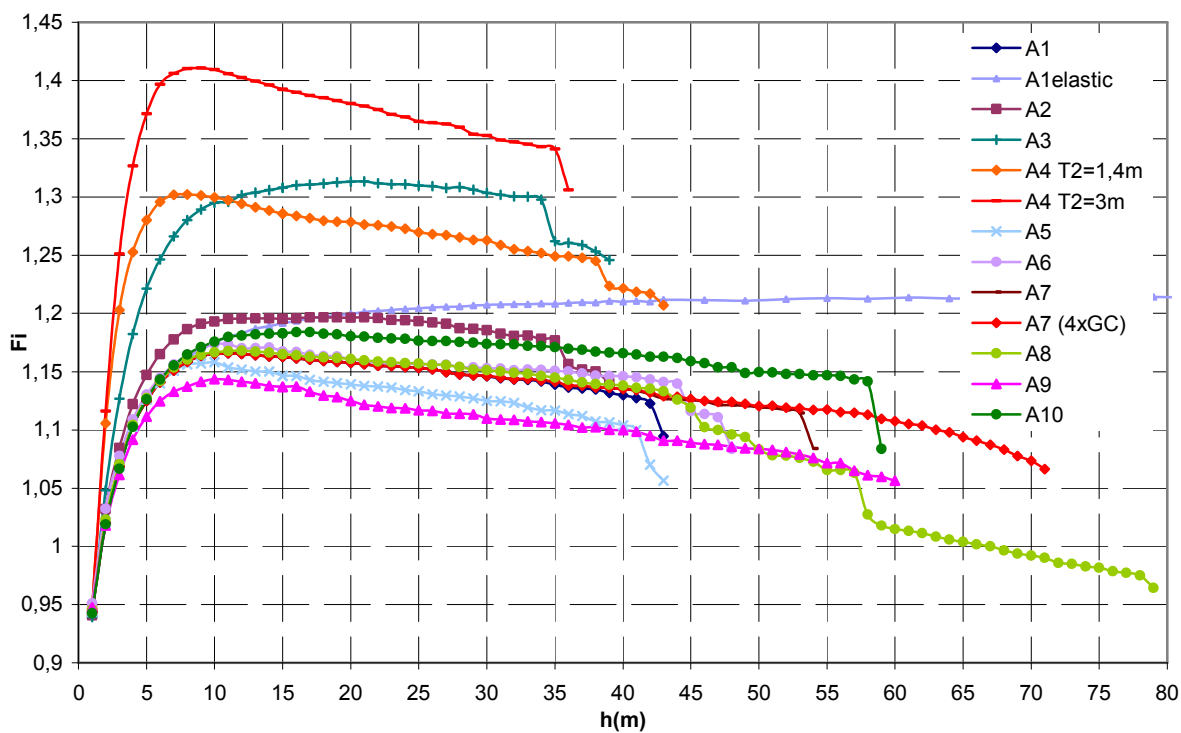


Fig.6.4 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup}

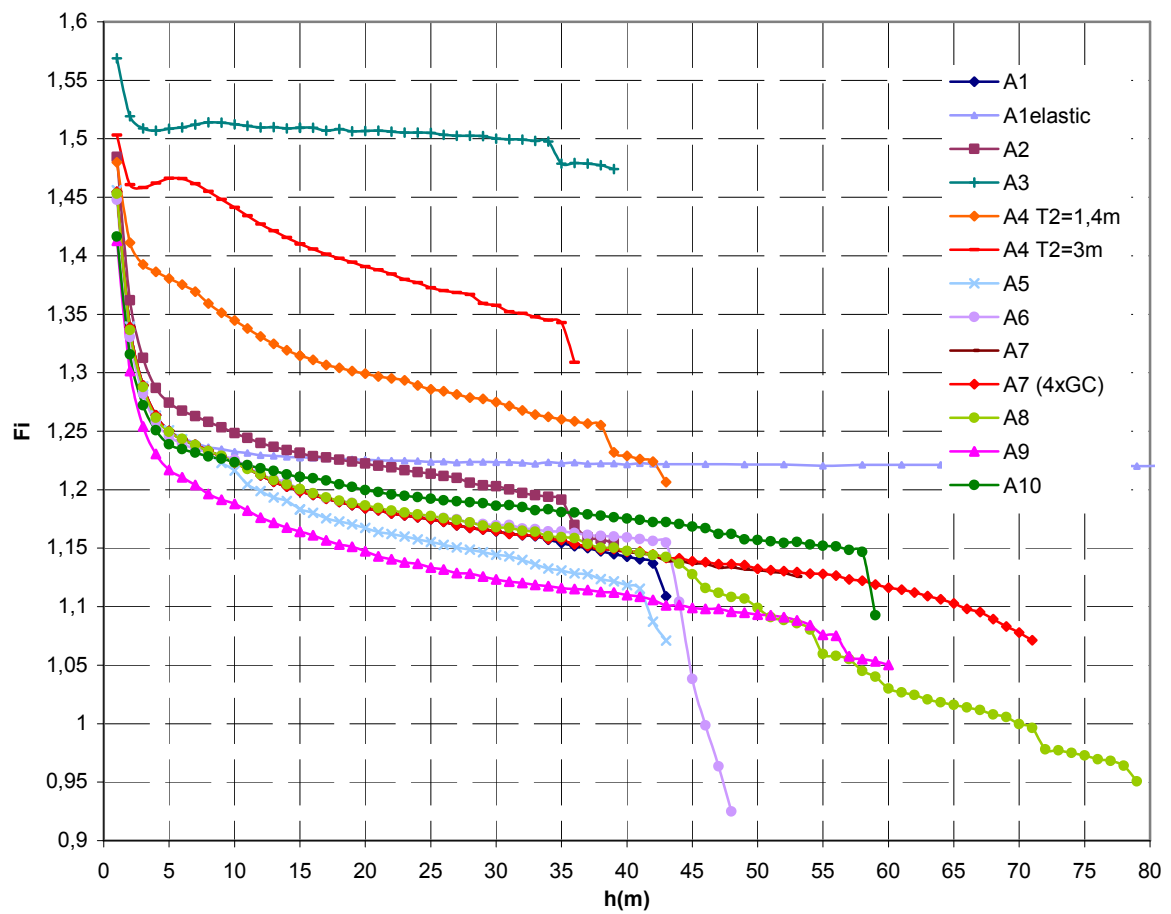


Fig.6.5 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa inferior, FI^{inf}

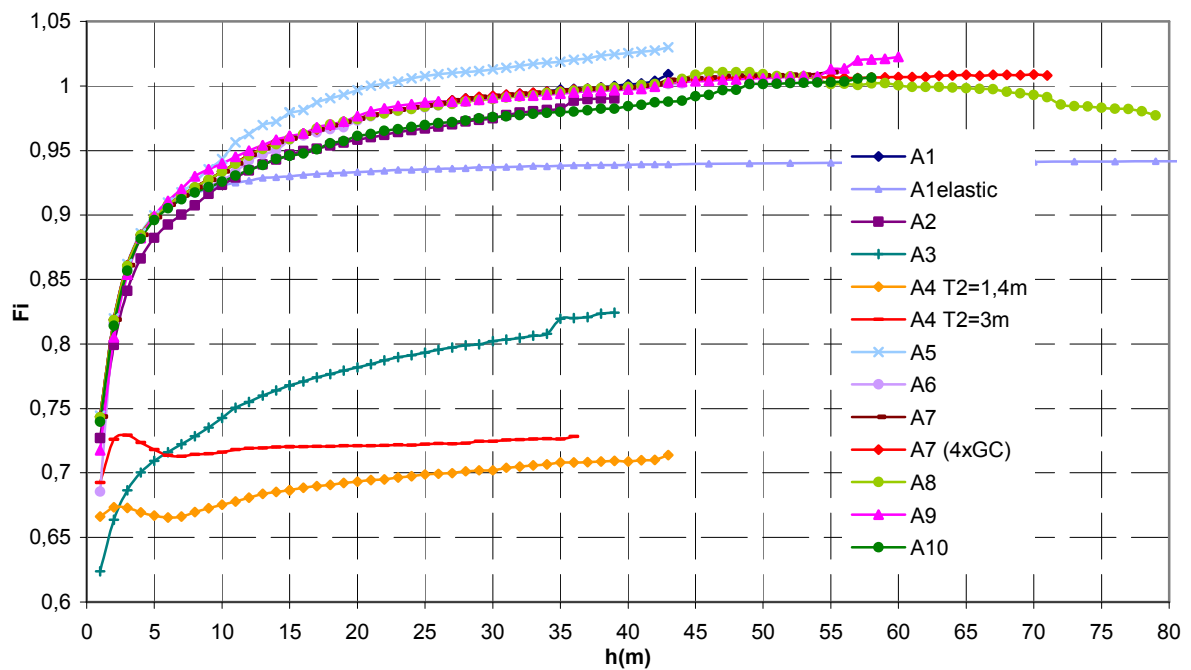


Fig.6.6 – Evolução do factor de interacção sobre os montantes, FI^{mont}

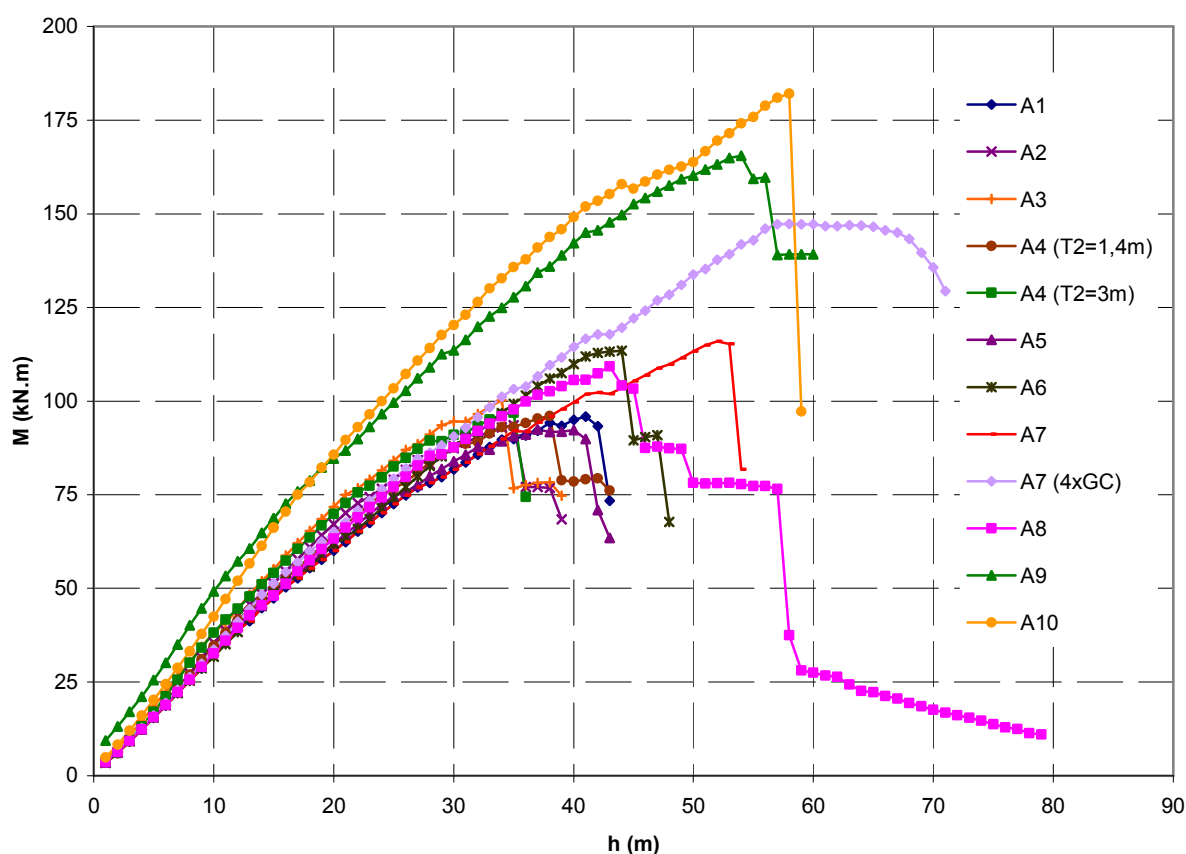
Pela observação das figuras anteriores pode-se concluir que na generalidade das análises as forças totais aplicadas sobre as travessas são superiores às aplicadas segundo as pressões geostáticas e relativamente aos montantes os impulsos totais horizontais são por sua vez inferiores aos estabelecidos por via geoestática. Desta forma as BC's dimensionadas correntemente segundo métodos simplistas apresentam esforços axiais mais elevados nos montantes e inferiores nas travessas relativamente aos admitidos. Assim é justificado em parte a rotura por esmagamento dos montantes e a fissuração acentuada ao nível dos meios vãos das travessas retratadas no capítulo anterior.

Uma vez admitido como referência o estudo base A1 as diferenças abordadas acima destacam-se especialmente para as análises paramétricas cujos parâmetros analisados estão associados às características do solo envolvente, nomeadamente A3, A4 (T2=1.4m) e A4 (T2=3m). A razão para esta evidência relaciona-se com o facto destas análises estimularem os mecanismos de migração de pressões dos blocos laterais do aterro para as travessas devido ao favorecimento de uma rigidez relativa solo/estrutura maior. Na situação oposta, embora não notória, encontram-se as análises A5 e A9 pois como envolvem uma maior flexibilidade das travessas é compreensível que o mecanismo de migração de pressões referido acima não seja tão acentuado. Contudo relativamente aos factores de interacção sobre os montantes estas duas análises divergem pois também a rigidez nos montantes é diferente, convém lembrar que na análise A9 o montante passa a ser mais espesso e por isso mais rígido. Curiosamente este incremento de rigidez condiciona a distribuição dos impulsos horizontais sobre os montantes devido à deformada que proporciona, como se constata na Figura 6.3. Também convém destacar a pouca relevância que a alteração das características associadas à BC têm no contexto da distribuição das pressões.

Por fim poderá destacar-se a nível da distribuição de pressões que a situação mais desfavorável, aparentemente e sem qualquer consideração ao nível dos estados limites último e de serviço, corresponde à abordada na análise A4 (T2=3m) devido à sobrecarga exercida sobre as travessas e desta forma devido ao significativo esforço axial sofrido pelos montantes. Por sua vez, a análise A9 revela ser a mais favorável.

6.2.2. ANÁLISE COMPARATIVA RELATIVA AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A análise comparativa em termos do estado limite último em grande parte já está efectuada através do Quadro 6.1 pois facilmente podemos elaborar uma comparação quanto ao modo da rotura e altura máxima atingida em cada análise paramétrica. De formar a tornar ainda mais perceptível o retratado no quadro expor-se-ão na seguinte figura as várias evoluções do momento-flector para sucessivas camadas de aterro na secção S-S dos montantes, ilustrada na Figura 4.5, na medida em que na generalidade das análises paramétricas ocorre o esmagamento do betão nesta secção, nem que não seja após a cedência de determinadas armaduras. No caso da análise A9 será apresentado esta evolução relativamente à secção S'-S' pelas razões expostas no Capítulo 5. Também as figuras anteriores associadas à evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes contribuem positivamente para este estudo comparativo.

Fig.6.7 – Evolução do momento-flector, M , para a secção S-S dos montantes

A avaliação e comparação das várias análises paramétrica relativamente ao estado limite último devem ser realizadas com bastante precaução e após uma leitura cuidada das considerações efectuadas no capítulo anterior na medida em que a altura máxima suportada pelo sistema solo/BC não pode constituir por si só uma base de comparação válida, nomeadamente para aquelas roturas de carácter frágil, pois como se constatou no estudo base o problema em questão não está associado à resistência mas ao modo de rotura. De facto a rotura frágil indicada no quadro para uma determinada análise paramétrica envolve diferentes graus de fragilidade e pressupõe orientações de enorme importância, ou seja, embora o modo de rotura da análise em questão seja frágil este pode estar na iminência de se tornar dúctil caso se altere ligeiramente um determinado parâmetro, como por exemplo a redução das armaduras de flexão das travessas. Desta forma esta rotura frágil tem que ser encarada numa outra perspectiva além da meramente comparativa. Por fim é necessário ter em consideração os aspectos económicos e de viabilidade de implementação dos cenários respectivos às diferentes análises paramétricas.

Antes de se iniciar a análise comparativa propriamente dita é interessante constatar, através das Figuras 6.4 a 6.6, que os parâmetros associados às características e geometria da BC têm maior influência ao nível do comportamento desta no estado limite último que aqueles associados às condições do solo envolvente, tendo como referência o estudo base A1.

Avançando para o estudo comparativo logo à partida as análises A7 (4xG_C) e A9 se destacam pela positiva relativamente à verificação do estado limite último pois são as únicas que apresentam uma rotura dúctil e consequentemente mais segura e desejada. Entre estas duas análises de uma forma

instantânea a análise A7 ($4xG_C$), associada ao confinamento das secções comprimidas, aparenta ser a mais vantajosa pois é neste cenário que a rotura é atingida para uma altura de aterro mais elevada contudo convém alertar que o confinamento dos montantes para a BC em causa constitui uma tarefa complexa, não muito aconselhada e até em certa medida inviável devido à esbelteza dos montantes. O confinamento do betão através do uso de cintagem pressupõe que o betão de recobrimento não esteja cintado, o que numa secção pouco espessa traduz uma percentagem significativa de betão que não está efectivamente confinado e assim a eficácia dessa mesma secção confinada não é a requerida inicialmente. Além de pressupor um investimento maior em armaduras de cintagem e logo um aumento de custos relativamente à situação de referência em relação a A1. Assim a análise A9 é de facto melhor em termos comparativos, pois além de ser perfeitamente viável não envolve quaisquer custos adicionais, apenas é necessário rodar 90° a BC apresentada em A1. Quanto à altura máxima suportada, embora seja inferior não constitui uma desvantagem significativa já que o problema não é ao nível da resistência.

Quanto aos piores cenários aqueles associados à variação das condições do solo envolvente transmitem essa ideia já que além de apresentarem roturas frágeis, as alturas de aterro no qual ocorrem são inferiores aos 42 metros do estudo base. No entanto pelo que foi abordado no Capítulo 5 é necessário referir que, em especial, as análises A4 ($T_2=1.4m$) e A4 ($T_2=3m$) lançam a ideia de que a associação de aterros laterais mal compactados, preferencialmente mais largos, com uma ligeira diminuição das armaduras propiciariam uma rotura dúctil. Desta forma no que diz respeito à segurança à rotura, os piores cenários, correspondem a uma aterro mais deformável (A2) e à existência de uma fundação rígida (A3).

Em relação às análises A6, A8 e A10 o que se pode afirmar é que as alterações a elas associadas não constituem soluções eficazes na tentativa de transformação da rotura do sistema numa rotura dúctil, mesmo que permitam roturas frágeis a alturas de aterro superiores em relação ao estudo base A1. Basicamente estas análises consistem num reforço dos montantes que permite atrasar o seu esmagamento. Assim conclui-se que as soluções apresentadas, tanto ao nível adopção de uma classe do betão superior, como ao nível do reforço das armaduras dos montantes ou aumento da espessura dos mesmos não apresentam qualquer vantagem de maior pois envolvem um aumento dos custos face a A1 e não são eficazes, contudo se aplicadas melhor.

Finalmente falta ponderar a vantagem da análise A5, associada à redução das armaduras de flexão das travessas, face às restantes. De novo aparentemente esta análise não constitui uma contribuição positiva para a resolução do problema pois além de apresentar uma rotura frágil tal ocorre para uma altura de aterro inferior em relação a A1. Contudo revendo o que foi exposto no Capítulo 5 facilmente concluímos que esta análise assume vantagens a dois níveis. Em primeiro lugar é mais vantajosa a nível económico em relação a A1 pois praticamente apresenta o mesmo comportamento ao estado limite último apenas com a significativa diferença que tal é atingido com menos armaduras. Em segundo lugar como se pôde constatar a rotura embora frágil é acompanhada por uma simultânea cedência das armaduras de flexão das travessas, o que lança a ideia de que uma ligeira redução adicional dessas mesmas armaduras ou uma ligeira redução na compactação dos aterros laterais tornaria a rotura dúctil e assim mais segura.

6.2.3. ANÁLISE COMPARATIVA RELATIVA AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A análise comparativa relativamente ao comportamento da BC em condições de serviço será executada através do seguinte quadro síntese com os valores das aberturas de fendas para as diversas análises paramétricas.

Quadro 6.2 – Abertura de fendas, W_k , para as várias análises paramétricas

Análise	Wk (mm) Abertura de fendas		
	h=10m *	h=15m *	h=15m **
A1	0,076	0,104	
A1elastic	-	-	
A2	0,090	0,132	
A3	0,082	0,120	
A4 T2=1,4m	0,100	0,139	
A4 T2=3m	0,109	0,157	
A5	0,135	0,157	
A6	0,075	0,095	
A7	0,076	0,104	
A7 (4xGC)	0,076	0,104	
A8	0,076	0,104	
A9	0,111	0,143	0,215
A10	0,070	0,094	

* 1/2 vão Travessa Superior

** x = 0,38 m Travessa Superior

O comportamento da BC em serviço constitui sem dúvida um aspecto de enorme relevância na altura da avaliação dos vários cenários relativos às análises paramétricas. Na presente situação, como se pode constatar pelo quadro anterior, esta avaliação será realizada na perspectiva de eleger o melhor cenário entre os admissíveis pois em todos eles o limite regulamentar de 0.3 mm para a abertura de fendas está controlado.

O melhor cenário corresponde à análise A10, no qual se procedeu ao aumento da espessura dos montantes. No entanto tal não seria de esperar na medida em que por um lado as pressões verticais sobre as travessas são ligeiramente superiores em relação a A1 e por outro porque os impulsos horizontais sobre os montantes são inferiores gerando uma situação de flexão composta cuja influência do esforço axial não é tão vincada, o que seria favorável a uma fissuração nos meios vãos das travessas ligeiramente mais acentuada do que em A1. Contudo o aumento da espessura dos montantes

ao tornar a BC mais rígida induz momentos de encastramento das travessas ligeiramente superiores e assim consequentemente momentos nos meios vãos inferiores em relação a A1. Desta forma se justifica o padrão de fendilhação observado bem como as respectivas aberturas de fendas.

Na posição oposta encontra-se a análise A5 se admitirmos a comparação apenas em relação aos 10 metros de altura de aterro, na realidade estes 10 metros correspondem à efectiva altura de aterro associada à combinação de acções quase-permanente requerida na verificação ao estado limite de serviço neste tipo de obras. Esta situação era a esperada na medida em que a redução das armaduras de flexão das travessas em princípio iria induzir ao agravamento da abertura de fendas ao nível dos meios vãos das travessas. Também a análise A9 não se poderá descartar desta posição negativa em relação ao serviço pois a maior esbelteza das travessas conduz a um agravamento significativo da abertura de fendas e porque se alargarmos a comparação a fases superiores de altura de aterro, como os 15 metros, é visível que este cenário se torna indiscutivelmente o pior com um padrão de fissuração diferente do verificado em A1. Curiosamente conclui-se que as soluções associadas ao aumento da flexibilidade das travessas de forma a tornar a rotura dúctil têm como contraponto o agravamento da fissuração em serviço.

Por fim é interessante verificar que aquelas análises associadas à variação das condições do solo envolvente, em especial as relativas à fraca compactação lateral, também propiciam um padrão de fendilhação das travessas bem desenvolvido em oposição às análises que se centraram na variação das características mecânicas do betão que pelo facto de praticamente não alteram a distribuição das pressões em relação a A1 em alturas de aterro próximas das condições de serviço não condicionam a abertura de fendas.

6.3. COMPARAÇÃO COM CONSIDERAÇÕES PROPOSTAS PELA AASHTO

Nesta secção serão apresentadas as considerações propostas pela normativa Norte Americana AASHTO (2002) para este tipo de obras que serão posteriormente confrontadas com os resultados numéricos obtidos. A dissertação de doutoramento sobre avaliação de factores influentes nas pressões de terras em BC enterradas de Yang (2000) apresenta uma boa interpretação dessas mesmas considerações normativas.

A AASHTO nas secções 6 e 16 expõe a sua visão sobre como encarar o problema de dimensionamento de BC's tanto ao nível das acções a considerar como ao nível dos mecanismos de interacção solo/estrutura. No caso de Box Culverts rígidas de betão armado a norma define apenas combinações de valores de pressões de terras, no formato de peso volúmico equivalente, para os casos de BC's em vala e em aterro sobre fundações elásticas, como se expõem em seguida:

- Pressão vertical das terras (máximo): 18.8 kN/m^3 ;
- Pressão lateral das terras (máximo): 9.4 kN/m^3 ;
- Pressão vertical das terras (mínimo): 18.8 kN/m^3 ;
- Pressão lateral das terras (mínimo): 4.7 kN/m^3 .

Tendo em conta os efeitos da interacção solo/estrutura e a teoria de Marston-Spangler a AASHTO indica um factor de modificação das pressões verticais referidas designado por factor de interacção solo/estrutura, F_e , função da largura da BC e da altura de aterro acima da BC para o caso da instalação em aterro da BC e para o caso da instalação em vala. Este factor corresponde ao factor de interacção F_i até agora exposto para as travessas, nomeadamente para a travessa superior.

Apenas o factor relativo à instalação em aterro será tido em conta:

$$F_{el} = 1 + 0.20 \frac{H}{B_c} \quad (6.1)$$

Este factor não pode ultrapassar 1.15 para instalações com aterros laterais à BC compactados e 1.4 no caso de instalações sem compactação dos aterros laterais. Assim segundo esta normativa a carga total aplicada sobre a travessa superior da BC é dada pela seguinte expressão:

$$W_E = F_e \cdot w \cdot B_c \cdot H \quad (6.2)$$

em que w corresponde às pressões verticais das terras referidas anteriormente.

A confrontação pretendida nesta secção será efectuada com base nas seguintes figuras, em que se expõem as evoluções dos factores de interacção com sucessivas alturas de aterro crescentes para as várias análises paramétricas e para a AASHTO:

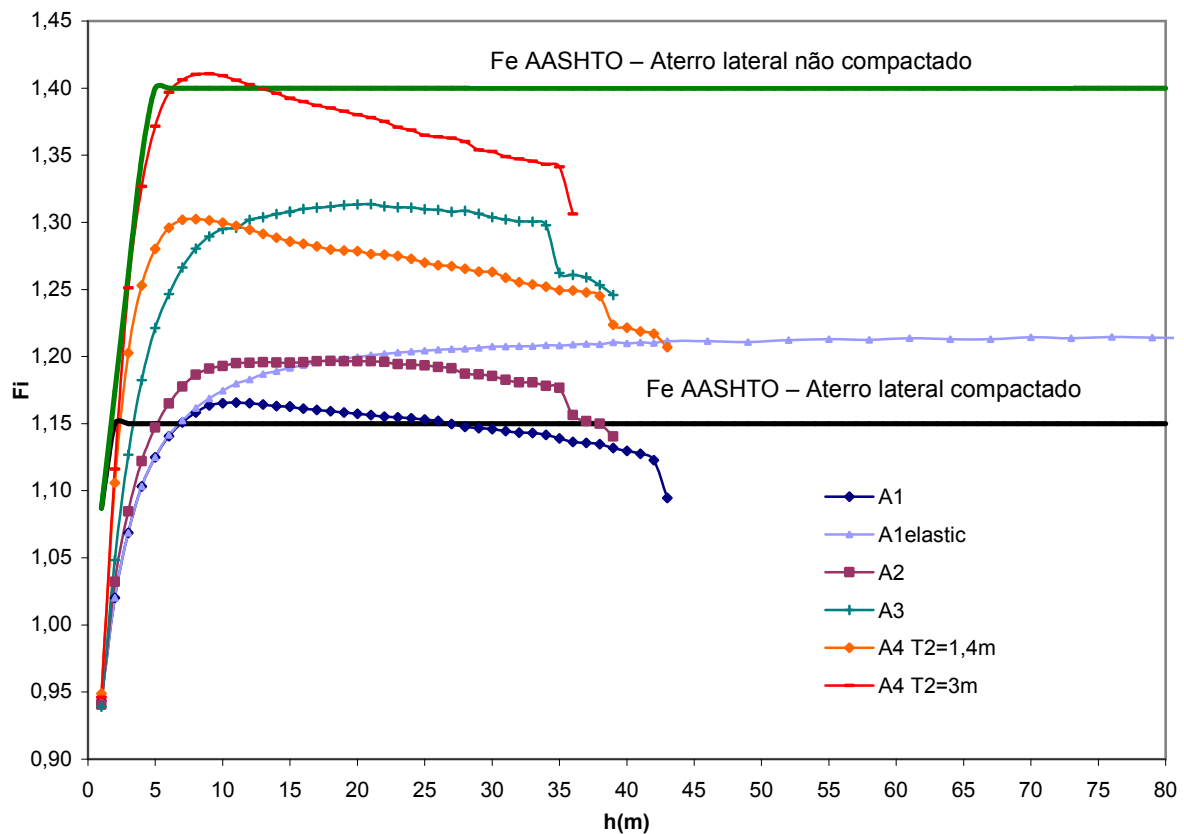


Fig.6.8 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa superior

Pela observação da Figura 6.8 é perceptível que as várias análises paramétricas acabam por se enquadrar entre os dois cenários extremos e opostos referenciados na AASHTO e que curiosamente as análises paramétricas extremas no que diz respeito à compactação lateral coincidem com as considerações expostas na normativa, como é o caso de A1 e A4 ($T_2=3\text{m}$). No entanto apenas se pode generalizar que o cenário respectivo ao grau de compactação do aterro lateral na realidade deve situar-se entre as duas hipóteses extremas expostas. Também é notório que a AASHTO admite uma estabilização dos efeitos de arco a partir de uma determinada relação de H/B_c ou no caso específico da BC em análise a partir de uma determinada altura de aterro, H . Tal é justificado pela observação de um patamar para os factores de interacção sobre a travessa superior, por sua vez idêntico ao registado no presente trabalho relativamente à BC com propriedades elásticas por parte do betão, A1elastic. É assim perceptível que os efeitos da degradação progressiva da BC, associados à sua fendilhação, até ao estado limite último não são tidos em conta por parte da AASHTO. O comportamento não linear da BC na distribuição de pressões não é aproveitado tornando-se a AASHTO conservativa em especial no que diz respeito à verificação à rotura.

Por fim, embora não tão explícito, a normativa americana também recomenda factores de interacção sobre os montantes e travessas inferiores. No caso dos montantes ao serem estabelecidos dois valores de pressões de terras laterais, máximo e mínimo, é compreensível que estes envolvam duas situações extremas associadas à distribuição de pressões sobre os montantes, tal como é exposto na seguinte figura. Note-se que estas situações extremas estão associadas a condições de boa e de fraca compactação lateral, tal como as análises A1 e A4 ($T_2=3\text{m}$), respectivamente. Ambos os valores das pressões laterais referidos acima foram determinados com o pressuposto de um coeficiente de impulso em repouso de 0.5, podendo-se concluir o seguinte:

- Pressão lateral de terras máxima (9.4 kN/m^3) – $F_e = 1.0$ – Aterro lateral compactado;
- Pressão lateral de terras mínimo (4.7 kN/m^3) – $F_e = 0.5$ – Aterro lateral não compactado.

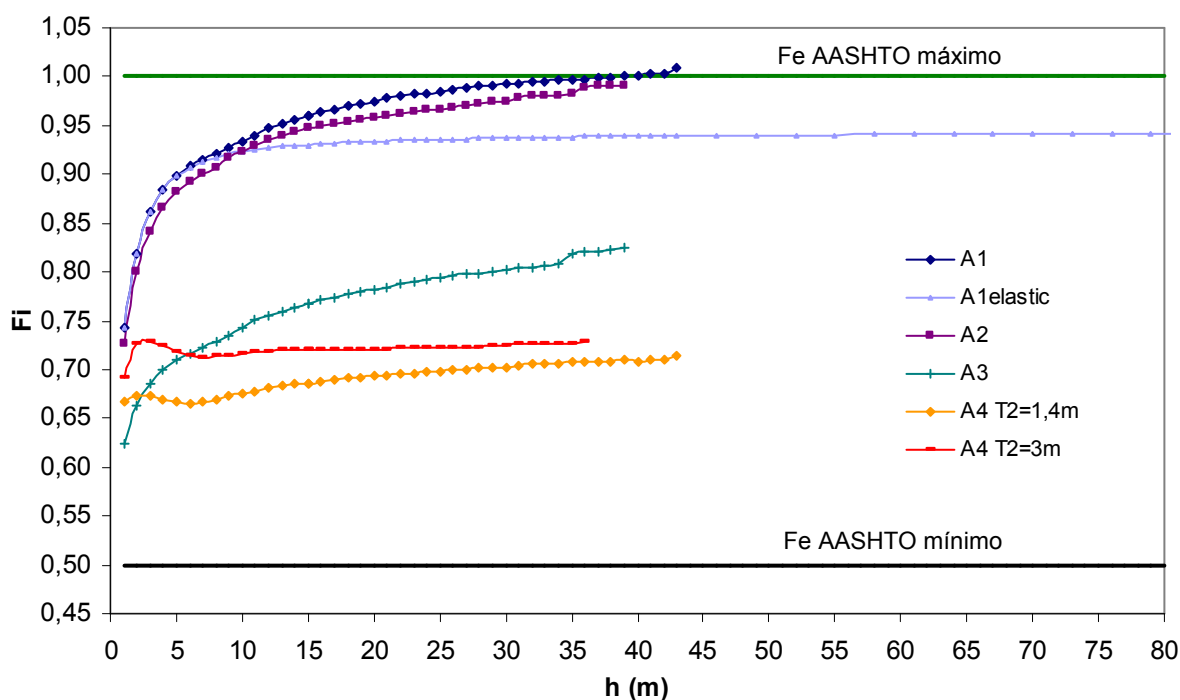


Fig.6.9 – Evolução do factor de interacção sobre os montantes

De novo a AASHTO demonstra uma perspectiva mais conservativa do que os resultados obtidos no presente trabalho, nomeadamente para os cenários de fraca compactação lateral pois ao recomendar impulsos laterais mais baixos tem como consequência a diminuição dos esforços axiais nas travessas e agravamento da actuação dos momentos flectores sobre as mesmas. Esta situação resulta numa fendilhação mais acentuada requerendo travessas mais robustas ou mais reforçadas.

No caso das travessas inferiores nenhuma disposição explícita sobre as pressões actuantes é mencionada na AASHTO contudo é compreensível que esta normativa admite que as pressões verticais sobre as travessas inferiores resultam de uma conjugação das pressões verticais actuantes sobre as travessas superiores com o peso próprio da BC. Desta forma os factores de interacção relativos às travessas inferiores mantêm-se próximos aos das travessas superiores, contrariamente ao registado no presente trabalho como o ilustrado na seguinte figura. De facto a grande falha da AASHTO depreende-se com a avaliação das cargas actuantes sobre as travessas inferiores pois despreza as forças tangenciais actuantes ao longo dos montantes resultante dos deslocamentos relativos entre os blocos laterais de terras e a própria BC, principalmente para as alturas de aterro mais baixas. Kang et al. (2007) num dos seus estudos centra-se de facto na avaliação destas forças tangenciais e realça a falha da AASHTO. Esta avaliação incorrecta das pressões provoca um agravamento da fissuração nas travessas inferiores e uma debilidade dos montantes face aos esforços axiais a que de facto estão sujeitos.

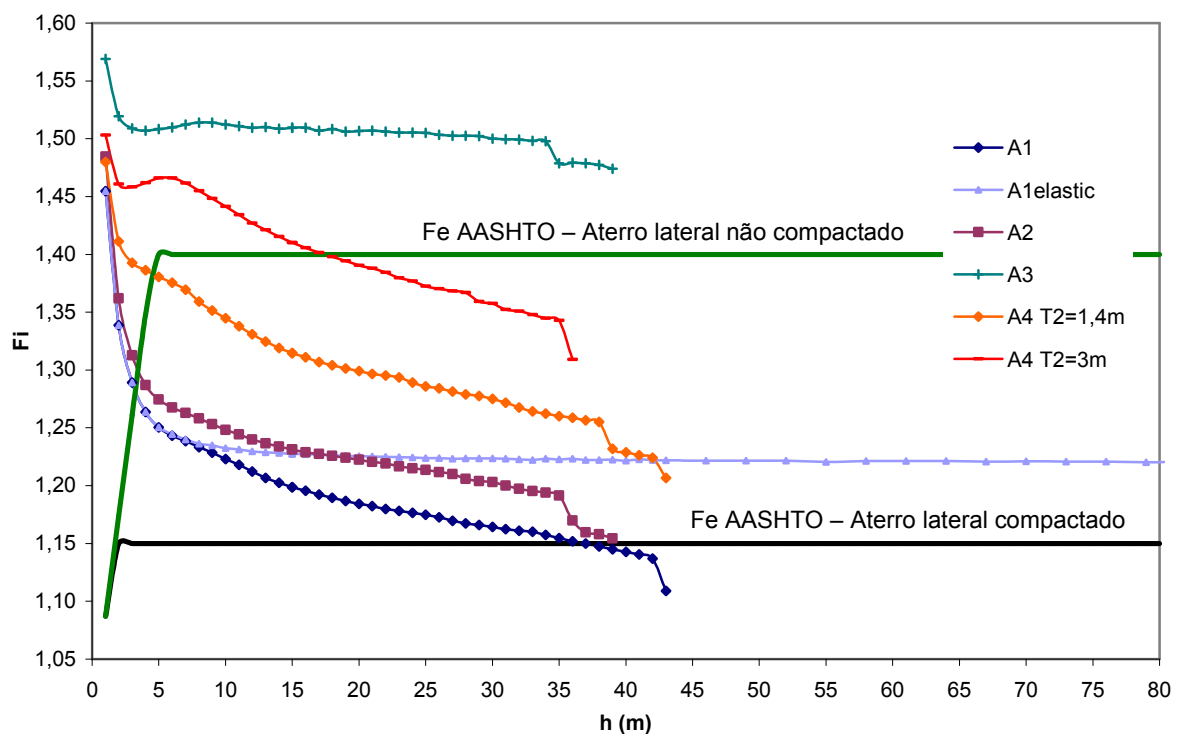


Fig.6.10 – Evolução do factor de interacção sobre a travessa inferior

Perante as observações retiradas através das comparações efectuadas pode-se concluir que se os factores de interacção sobre as travessas inferiores forem sujeitos a uma correcção adequada a AASHTO poderá surgir como uma solução razoável para a avaliação da distribuição das pressões sobre as BC's, embora corresponda a uma perspectiva conservativa. De facto a AASHTO, não

contanto com a falha referida, apresenta um conjunto de cenários de cargas que definem uma envolvente aceitável de acções mas é notório pelos resultados do presente trabalho que a consideração de um comportamento não linear da BC gera soluções de dimensionamento mais económicas.

6.4. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE ESTUDOS ANTERIORES

6.4.1. ESTUDO DESENVOLVIDO SOBRE BC DA SÉRIE L DA MAPREL PARA H=9.5M

Como foi exposto em 4.1.3. estudos anteriores, nomeadamente desenvolvidos por Pimentel *et al* (2006, 2007) centraram-se na análise de uma BC da série L da MAPREL com dimensões interiores, 2x2m, idênticas à BC2-10 da BETAFIEL abordada na presente dissertação. Ambas as BC's foram dimensionadas segundo os métodos simplistas das respectivas empresas para uma altura de aterro no caso da MAPREL de 9.5 metros e no caso da BETAFIEL de 10 metros. Embora existe uma ligeira diferença relativamente à altura de aterro para qual foram dimensionadas a confrontação dos resultados permitirá avaliar o comportamento de BC's de iguais dimensões interiores dimensionadas sensivelmente para a mesma altura de aterro e assim possibilitar uma elaboração de considerações sobre qual das empresas projecta de uma forma mais segura e com melhor desempenho em serviço. Também nesses estudos anteriores se procedeu a uma análise paramétrica associada à variação das condições envolventes do solo idênticas às análises A1, A2, A3 e A4 ($T_2=1.4m$) descritas nos Capítulos 4 e 5.

Comparando o desempenho em serviço, designadamente a máxima abertura de fendas calculada para o pior cenário, é perceptível uma diferença significativa entre as BC's das duas empresas mencionadas. Nos dois sistemas solo/BC o pior cenário corresponde à fraca compactação do aterro lateral à BC associado à análise A4 ($T_2=1.4m$). Note-se que esta comparação só se efectua entre as análises paramétricas comuns aos estudos anteriores e ao corrente trabalho. Os valores das máximas aberturas de fendas são os seguintes:

- MAPREL – $W_k=0.17mm$;
- BETAFIEL – $W_k=0.10mm$;

Conclui-se assim que a solução proposta pela MAPREL para ultrapassar o mesmo desafio, ou seja, para garantir dimensões interiores de 2x2m e uma altura de aterro de 10 metros, não assume um desempenho em serviço tão positivo como a solução da BETAFIEL permitindo sugerir que as proporções geométricas e as armaduras adoptadas pela MAPREL não são tão aconselháveis. De facto a solução da MAPREL, que inclui duas rótulas, induz um comportamento não linear que por sua vez gera uma distribuição de pressões nada favorável ao controlo da abertura de fendas. Através das seguintes figuras nas quais se apresentam a distribuição de pressões sobre as travessas e montantes bem como a evolução dos factores de interacção sobre a travessa superior obtidos nos estudos anteriores para a BC da MAPREL é perceptível que esta solução propicia uma flexão composta não tão vincada sobre as travessas como a solução da BETAFIEL. Tal é justificado pela maior espessura das travessas (ver Figura 4.3) que ao terem uma maior rigidez também absorvem pressões verticais superiores e consequentemente aliviam as pressões verticais sobre os aterros laterais à BC levando a que os montantes por sua vez estejam sujeitos a menores impulsos horizontais. Também é visível pela Figura 6.13 que as rótulas existentes nos meios vãos dos montantes estimulam uma deformada tal que origina uma distribuição de forma piramidal com um único máximo situado ao nível da rótula em oposição à distribuição da BC da BETAFIEL que apresenta uniformidade, acabando por resultar em menores esforços axiais sobre as travessas e em momentos flectores mais condicionantes.

Por outro lado é compreensível que as BC's da MAPREL ao estarem mais sobrecarregadas, justificado por exemplo pela comparação dos factores de interacção que em regra são superiores em 0.1 em relação aos da BETAFIEL (ver Figuras 6.8 e 6.11), estejam sujeitas a maiores momentos-flectores constituindo um elemento decisivo que justifica a discrepância observada em relação à abertura de fendas. Também o facto de existirem rótulas ao nível dos montantes e esquadros menos robustos implica uma menor rigidez das travessas na zona dos montantes o que agrava os momentos na zona central e a respectiva fissuração.

Por fim convém destacar outro elemento condicionante associado à área das armaduras de flexão das travessas que em termos comparativos por metro de longitude da BC, revela novamente outra discrepância. Enquanto que na BC da MAPREL se têm 16.89 cm^2 ($21\phi 16/2.5\text{m}$) na da BETAFIEL têm-se 22.68 cm^2 . É obvio que pelo facto de a espessura ser superior implica menor quantidade de armaduras contudo afecta a distância máxima entre fendas e desta forma agrava a abertura das mesmas.

Paralelamente às figuras seguintes serão apresentados os resultados obtidos no Capítulo 5 relativamente à análise A4 ($T_2=1.4\text{m}$).

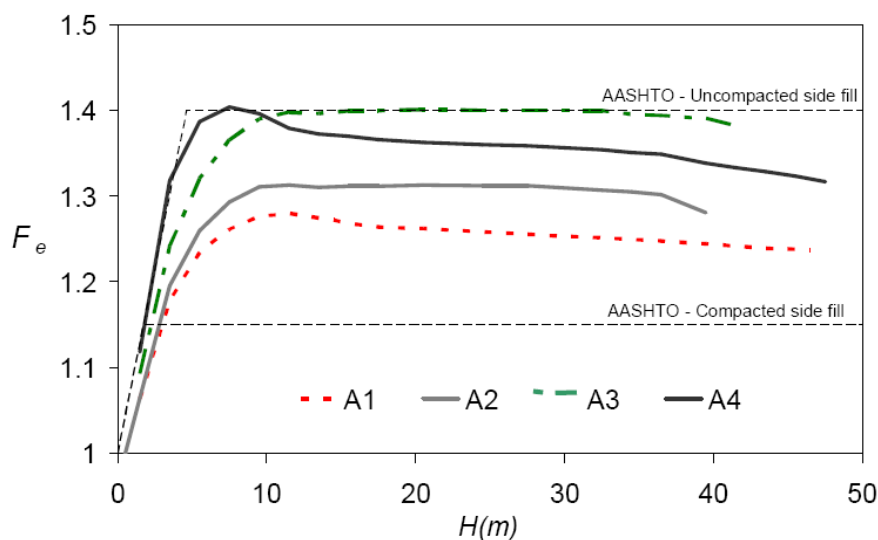


Fig.6.11 – Evolução do factor de interacção, F_e , para a BC da MAPREL, Pimentel *et al* (2008a)

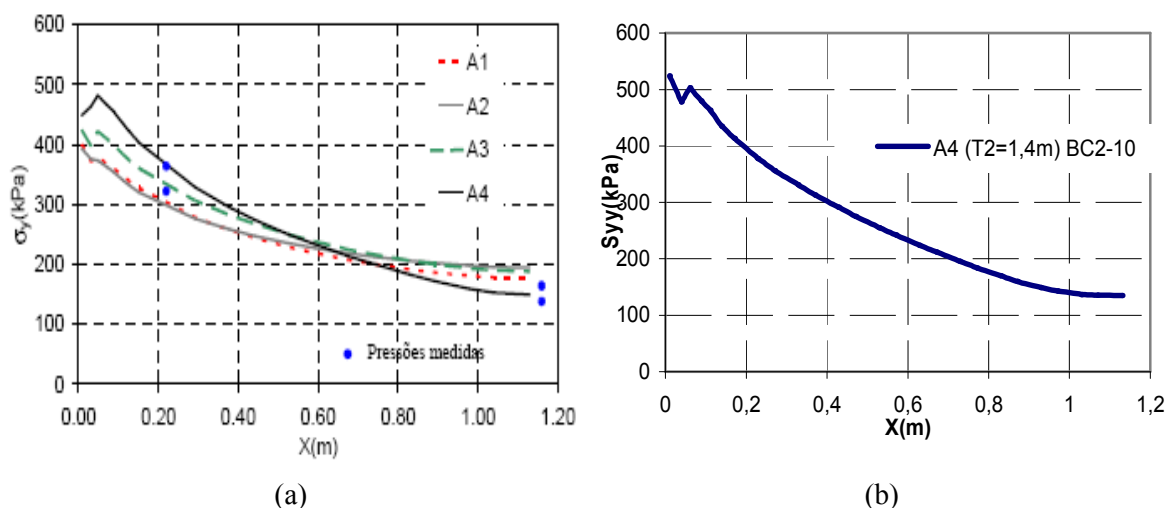


Fig.6.12 – Pressões verticais sobre a travessa superior
a) para a BC da MAPREL, $h=9.5\text{m}$, Pimentel *et al* (2008a); b) para a BC da BETAFIEL, $h=10\text{m}$

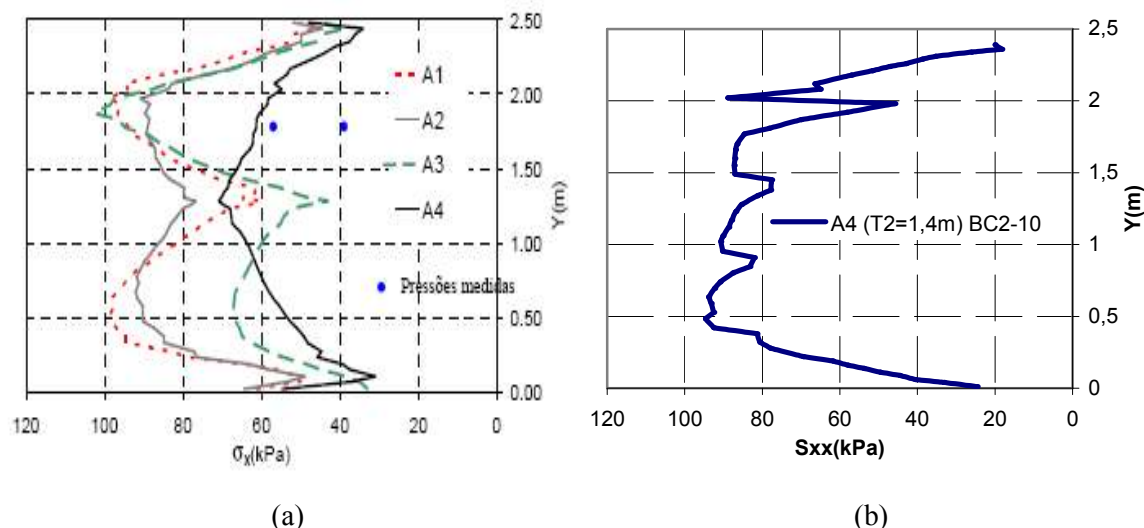


Fig. 6.13 – Pressões horizontais sobre o montante
a) para a BC da MAPREL, $h=9.5\text{m}$, Pimentel *et al* (2008a); b) para a BC da BETAFIEL, $h=10\text{m}$

No que diz respeito à segurança à rotura no cenário A4 ($T_2=1.4\text{m}$), com a BC da MAPREL regista-se uma rotura dúctil contrariamente à rotura frágil com a BC da BETAFIEL. No entanto como foi exposto em 5.3.3. a cedência das armaduras de flexão das travessas estava na iminência de ocorrer e possivelmente com uma ligeira redução da área das armaduras no cenário de solo referido se alcançasse o modo de rotura desejado.

Assim avaliando o comportamento das duas BC's tanto em serviço como à rotura conclui-se que efectivamente a BC da MAPREL apresenta um desempenho global melhor pois a abertura de fendas respeita o limite regulamentar, ainda que bastante acentuada, e porque apresenta uma rotura dúctil. Esta situação leva de novo a sugerir à empresa fabricante BETAFIEL que uma ligeira redução das armaduras de flexão das travessas seria favorável no desempenho da sua BC à rotura embora acompanhada de um agravamento da abertura de fendas.

6.4.2. ESTUDOS DESENVOLVIDOS COM BASE EM MODELOS NÃO LINEARES ELÁSTICOS DO SOLO

Diversos estudos com o intuito de avaliar a distribuição de pressões sobre BC's baseados em modelos não lineares elásticos do solo já foram efectuados anteriormente contudo apresentam sempre uma limitação em comum pelo facto de não admitirem modelos de betão mais robustos, ou seja, admitem simplesmente um comportamento linear elástico por parte das BC's. Desta forma uma comparação dos resultados obtidos no presente trabalho, no qual se aplicou um modelo elasto-plástico com o critério de cedência de Mohr-Coulomb, com estes estudos mencionados permitirá avaliar de que forma a não consideração de um modelo não linear elástico para o solo é significativa ou não para a fiabilidade dos resultados registados.

Destes vários estudos destaca-se um sobre os efeitos das forças tangenciais actuantes sobre os montantes em BC's enterradas realizado recentemente por Kang et al. (2007) na medida em que engloba ele próprio uma comparação crítica com propostas de outros autores designadamente de Tadros et al. (1989) e de Kim e Yoo (2005). O modelo de solo aplicado nestes trabalhos foi um modelo cuja relação tensão/extensão é do tipo hiperbólico designado por modelo de solo de Duncan, Duncan e Chang (1970), que se adapta bem ao comportamento real tanto de argilas como de material granular apesar da complexidade na obtenção dos seus parâmetros. A actuação do modelo de Duncan caracteriza-se por uma actualização do módulo de elasticidade tangente e do coeficiente de Poisson com um novo estado de tensão do solo.

A comparação que irá ser efectuada limitar-se-á a BC's cuja instalação é em aterro em projecção positiva devida à natureza do presente trabalho. Em seguida apresentam-se os factores de interacção recomendados pelos diversos autores.

Tadros et al.:

$$P_T = (0.984 + 0.0067 \cdot h) \cdot w \cdot h \rightarrow P_T = Fi^{\sup} \cdot w \cdot h \quad (6.3)$$

$$P_S = 0.567 \cdot w \cdot h = 1.134 \cdot 0.5 \cdot w \cdot h = 1.134 \cdot K_0 \cdot w \cdot h \rightarrow P_S = Fi^{\text{mont}} \cdot K_0 \cdot w \cdot h \quad (6.4)$$

$$P_B = P_T + \frac{(4.461 + 2.543H_c)(2H_c)}{B_c} \quad (6.5)$$

onde P_T é a pressão sobre travessa superior (kPa), P_S é a pressão sobre os montantes (kPa), P_B é a pressão sobre a travessa inferior (kPa), h é altura de terras (m) sobre o ponto considerado, w é o peso específico do solo (kN/m³), H_c é a altura da BC (m) e B_c a largura da BC (m).

As equações expostas de Tadros *et al* foram propostas para solos arenosos (silty-sand) e admitem o efeito das forças tangenciais desenvolvidas a longo das travessas na determinação das pressões exercidas sobre as travessas inferiores, contudo o efeito da compactação do aterro lateral à BC não é tido em conta. Uma crítica apontada a esta proposta depreende-se com o facto dos factores de interacção aumentarem com o incremento das camadas de aterro de forma ilimitada, o que na realidade não se verifica. Também é de realçar o valor constante de 1.134 admitido para o factor de interacção sobre os montantes que se afasta dos valores recomendados pela AASHTO e dos resultados obtidos no presente trabalho. A grandeza do valor do impulso lateral sobre os montantes é de enorme

relevância especialmente na verificação da abertura de fendas nas travessas. Tadros *et al* também sugerem equações para as pressões exercidas sobre a BC no caso de solos argilosos (silty-clay).

Kim e Yoo:

$$Fe = 1.047 \cdot h^{0.055} \quad \text{fundação elástica} \quad (6.6)$$

$$Fe = 1.200 \cdot h^{0.059} \quad \text{fundação rígida} \quad (6.7)$$

onde Fe é o factor de interacção sobre a travessa superior e h é altura de aterro.

As equações propostas por Kim e Yoo são relativas às travessas superiores das BC's e estão dependentes da rigidez da fundação. No entanto nem a compactação do aterro lateral nem as forças tangenciais sobre os montantes são consideradas na distribuição de pressões verticais sobre as travessas inferiores, ficando dependentes apenas das pressões sobre as travessas superiores e do peso próprio da BC. Como é óbvio esta situação é alvo de críticas pois o grau de compactação lateral condiciona o efeito de arco negativo gerado e em especial as forças tangenciais desenvolvidas pois aterros laterais mais compactos tendem a reduzir o deslocamento relativo entre os blocos laterais de terras e a BC e consequentemente as forças tangenciais.

Kang et al.:

Travessa Superior

$$Fe = -0.005 \cdot (h/B_c) + 1.304 \quad \text{aterro lateral compactado} \quad (6.8)$$

$$Fe = -0.012 \cdot (h/B_c) + 1.407 \quad \text{aterro lateral não compactado} \quad (6.9)$$

Travessa Inferior

$$Fe = 0.004 \cdot (h/B_c)^2 - 0.105 \cdot (h/B_c) + 2.105 \quad \text{aterro lateral compactado} \quad (6.10)$$

$$Fe = 0.006 \cdot (h/B_c)^2 - 0.175 \cdot (h/B_c) + 2.685 \quad \text{aterro lateral não compactado} \quad (6.11)$$

As equações propostas por Kang et al. vêm colmatar em certa medida as falhas verificadas nas equações expostas anteriormente pois os efeitos da rigidez da fundação, o grau de compactação das terras laterais e as condições das interfaces são tidos em conta na avaliação das forças tangenciais desenvolvidas ao longo dos montantes e nos efeitos de arco negativos que afectam as travessas superiores. Vários testes numéricos foram efectuados por estes autores para diferentes cenários

acabando por desenvolver através de métodos de regressão as equações expostas, apenas condicionadas pelas condições de compactação dos aterros laterais e função do rácio entre a altura de aterro e a largura da BC. É interessante verificar pelo modelo de elementos finitos utilizado no estudo destes autores (ver Figura 6.14) que o conceito do modelo aplicado no presente trabalho já foi testado permitindo comparações por sua vez mais fiáveis. Elementos em estado plano de deformação foram adoptados para o solo enquanto elementos de viga para a BC.

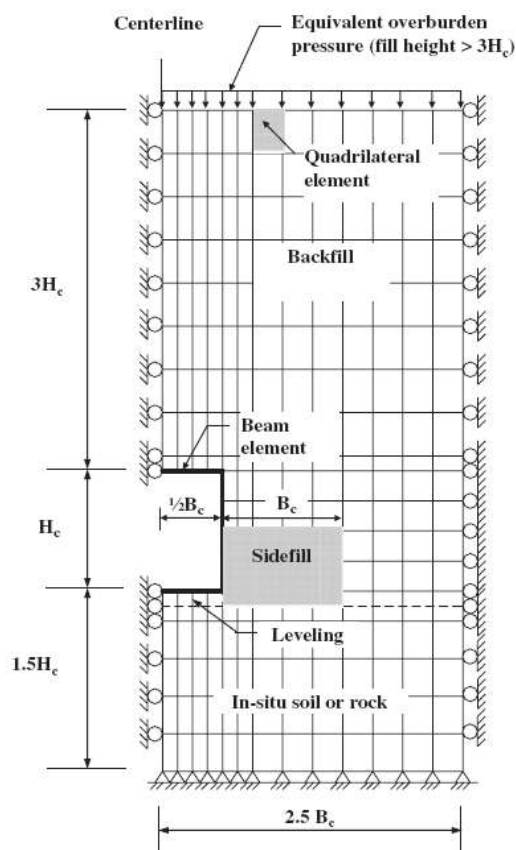
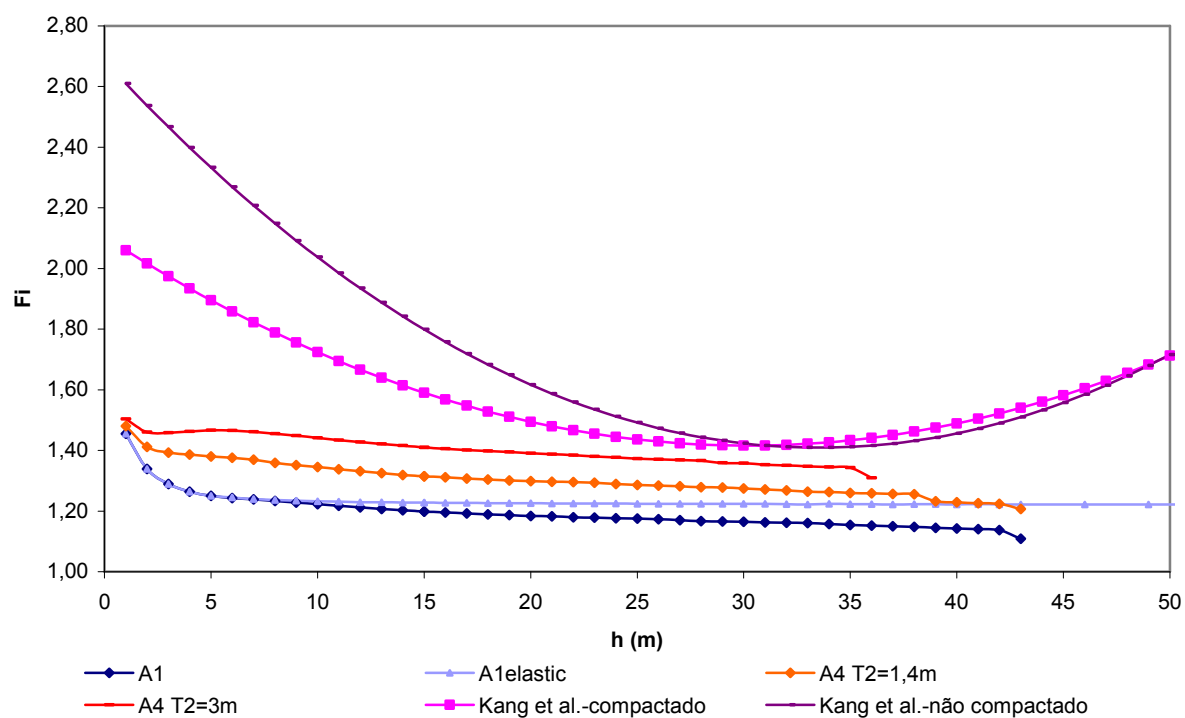
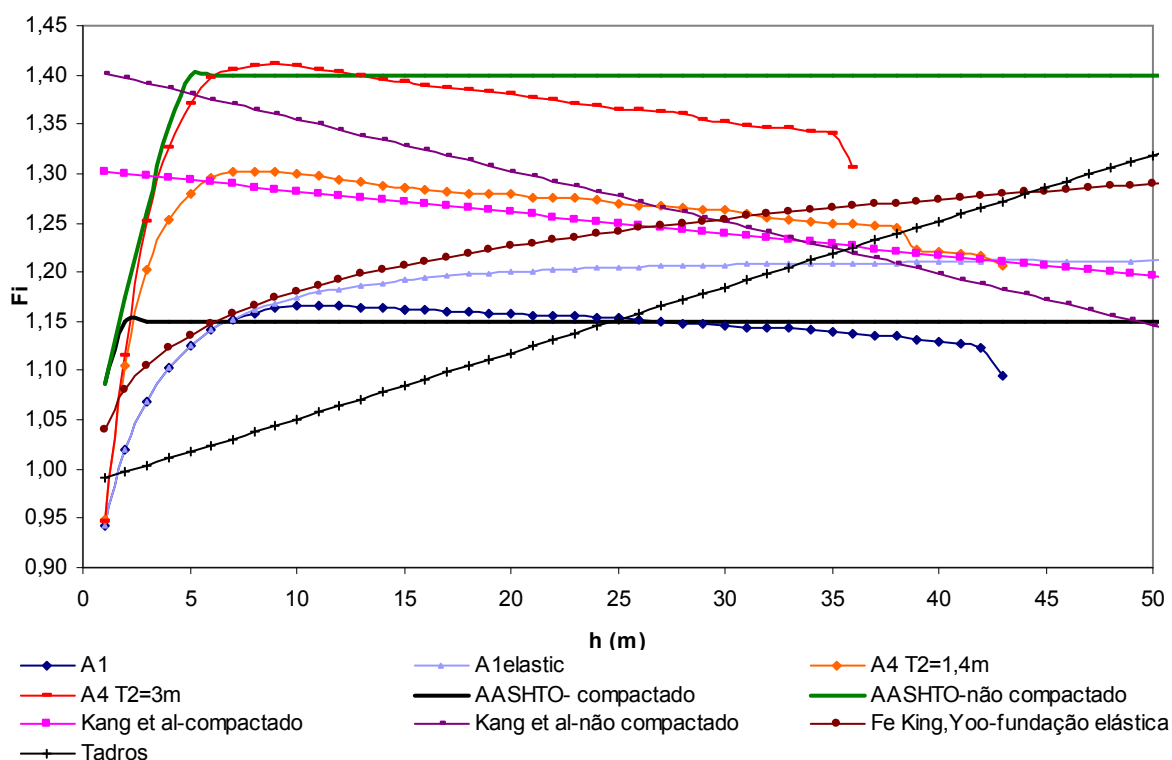


Fig.6.14 – Esquema do modelo de elementos finitos adoptado por Kang et al (2008)

Relativamente ao solo e respectivo grau de compactação adoptado para o aterro lateral no estudo em causa estes são especificados. Para o aterro lateral compactado é usado uma argila compactada a 95% de acordo com o ensaio padrão de Proctor (CL95, AASHTO (2002)) e para o aterro lateral não compactado uma argila compactada a 85% (CL85). Como é natural este último ponto referido constitui uma diferença significativa, face ao material granular utilizado no presente trabalho, que condiciona a intensidade dos efeitos de arco negativos e das forças tangenciais registadas. Desta forma a comparação será efectuada ao nível da evolução dos factores de interacção sobre as travessas com o incremento da altura de aterro. Surge portanto a necessidade de se proceder a uma análise com argila através do modelo adoptado de forma a ser avaliada a importância do tipo de solo aplicado no aterro.

Em seguida apresentam-se evoluções de factores de interacção sobre as travessas segundo o registado nos estudos mencionados e no trabalho efectuado.



Observando com atenção a Figura 6.15 pode-se constatar que para as fases iniciais de aterro a maioria das propostas, incluindo os resultados do corrente estudo, apontam para um incremento gradual dos factores de interacção sobre as travessas superiores, ou seja, a evolução apresentada por Kang et al. surge como conservativa para alturas de aterros não muito elevadas. Tal situação é justificada pelo ajuste dos resultados numéricos a uma recta por métodos de regressão. É interessante verificar que a proposta de King e Yoo se ajusta bem aos resultados obtidos na análise A1elastic para alturas de aterro até aos 15-20 metros, após estas alturas de aterro a sua evolução torna-se incoerente com o facto dos mecanismos de migração de pressões para as travessas superiores estabilizarem devido à alteração das condições de compactação ao nível dos aterros laterais. Note-se que a comparação anterior foi efectuada para um betão elástico devido ao modelo elástico adoptado para as BC's por King e Yoo.

A conclusão mais relevante na observação da figura mencionada é o facto de se constatar, por parte das propostas de Kang et al., um decréscimo significativo dos factores de interacção com um aumento das camadas de aterro sem contar com a influência da degradação devido à fissuração da BC pelo facto de ter sido adoptado um modelo elástico para o betão. Desta forma é perceptível que a estabilização referida anteriormente para a análise A1elastic deve ser alterada. A adopção de um modelo não linear elástico para o solo permite simular de uma forma mais correcta a compactação registada especialmente nos aterros laterais e assim condicionar os deslocamentos relativos responsáveis pelos efeitos de arco negativos sobre as travessas superiores. É curioso constatar que no presente trabalho este decréscimo dos factores de interacção estava associado à fissuração da BC, ou seja, ao aumento da sua flexibilidade como se pode constatar pela comparação da análise A1 e A1elastic.

No caso das travessas inferiores, pela observação da Figura 6.16, é perceptível que o ajuste parabólico é de facto mais adequado à realidade e mantêm-se as considerações de que a adopção de um modelo não linear elástico para o solo permite simular de uma forma mais correcta a compactação.

É necessário referir que os factores de interacção obtidos, sobretudo sobre a travessa inferior, através das equações de Kang et al. são substancialmente superiores aos resultados do trabalho pois estas foram elaboradas com o pressuposto de um solo argiloso e com um determinado grau de compactação diferente do adoptado no trabalho corrente.

Assim a conjugação de modelos não lineares elásticos de solo com modelos não lineares de betão permitirá obter distribuições de pressões mais equilibradas, travessas menos sobrecarregadas ao invés dos montantes, especialmente na verificação aos estados limites últimos tornando-se o dimensionamento menos conservativo. É curioso constatar que as disposições da AASHTO garantem a segurança ao nível das travessas superiores.

Após as conclusões acima expostas é conveniente apontar algumas críticas à forma como Kang et al. aplicaram o modelo não linear e consideraram o comportamento das interfaces pois caso no seguimento deste trabalho se decida aplicar um modelo mais robusto para o solo é de evitar essas falhas. A primeira questão depreende-se com o facto destes autores aplicarem a não linearidade através da actualização do módulo de elasticidade tangente, E_t e o coeficiente de Poisson, ν , para cada camada de aterro à medida que novas camadas de aterro são adicionadas através da atribuição de valores às tensões principais calculados apenas pelo peso das camadas superiores (ver expressões seguintes). No entanto como foi possível verificar pela análise dos mapas de tensões do solo, ver Figura 4.28b e 4.29b, a distribuição de tensões especialmente na zona das terras laterais à BC não se processa da forma sugerida dependendo da própria deformada dos montantes da BC e da migração de pressões para a travessa superior que resulta num alívio de pressões nesta zona. Sugere-se assim que caso se aplique um modelo não linear elástico para o solo este dependa efectivamente do estado tensão real

existente no ponto em análise. No caso do programa de cálculo DIANA-9.2 são possibilitados alguns modelos não lineares elásticos que se conjugam por sua vez com critérios de cedência do solo, nomeadamente o modelo de Mohr-Coulomb modificado com leis exponenciais para a elasticidade e os modelos de Boyce e de Jardine para materiais granulares.

$$\sigma_1^{(i)} = \gamma_i (H_i / 2) + \sum_{j=i+1}^n \gamma_j H_j \quad (6.12)$$

$$\sigma_3^{(i)} = K_0 \sigma_1^{(i)}$$

A segunda crítica está relacionada com o comportamento das interfaces solo/betão que aparentemente não apresentam um critério de cedência visto não ocorrer uma convergência na evolução dos factores de interacção sobre as travessas superiores e inferiores, como se pode constatar pela seguinte figura. O facto de os factores de interacção sobre as travessas inferiores se manterem, mesmo para alturas elevadas de aterro, superiores aos respectivos das travessas superiores é sinal de que forças tangenciais ainda se desenvolvem ao longo dos montantes e de que não é admitida uma degradação das interfaces friccionais.

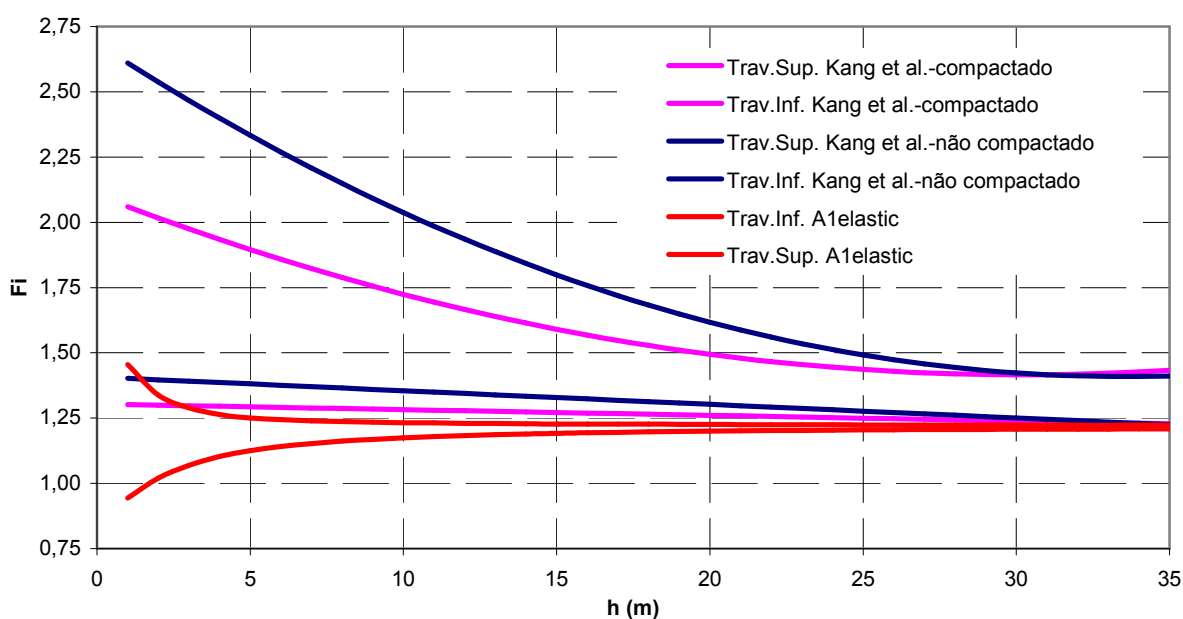


Fig.6.17 – Avaliação da convergência dos factores de interacção sobre as travessas propostos por Kang et al. e obtidos no presente trabalho para fundações elásticas

A conjugação destes dois pontos de facto pode levar ao decréscimo acentuado registado na evolução dos factores de interacção e a valores significativamente superiores em especial sobre as travessas inferiores.

Por fim a questão que se coloca incide sobre a vantagem ou não em aplicar modelos não lineares elásticos de solo tendo em conta a complexidade e dificuldade em avaliar os seus parâmetros e tendo

em conta a variabilidade da compactação imposta às camadas de aterro aquando da construção deste tipo de obras. Tendo em conta que a influência principal da aplicação deste tipo de modelos se centra numa actualização da compactação dos aterros, se não forem garantidos critérios de compactação das novas camadas adicionadas e respectiva avaliação das propriedades elásticas resultantes a incerteza envolvida é de tal forma significativa que não compensa aparentemente adoptar um modelo mais robusto. Por exemplo, no trabalho efectuado foi perceptível a envolvente de factores de interacção resultante do estudo das análises A1 e A4 ($T_2=3\text{m}$). Caso se tivesse aplicado um modelo mais robusto o esperado seria um estreitamento e uma translação descendente dessa mesma envolvente, contudo como existe uma incerteza quanto ao módulo de elasticidade das terras uma pequena alteração desse mesmo valor iria desvalorizar a actualização da envolvente mencionada. Assim o que se pode concluir é que novos estudos devem ser canalizados, antes da aplicação de modelos mais complexos para o solo, com o intuito de estudar e avaliar as condições de compactação geradas na construção deste tipo de obras, de forma a se chegar a valores mais próximos da realidade e assim dimensionamentos mais precisos, económicos, com melhor desempenho em serviço e seguros.

6.5. ALARGAMENTO DO CAMPO DE ESTUDO DAS SOLUÇÕES APARENTEMENTE VANTAJOSAS

Pelo que foi exposto anteriormente, nomeadamente em 6.2., pode-se concluir que existem determinadas soluções propostas pelo estudo paramétrico que aparentemente apresentam um bom comportamento tanto em condições de serviço como na rotura nos cenários referidos. Dessas soluções destacam-se as análises A7 ($4xG_C$) e A9 por apresentarem uma rotura dúctil e a análise A5 pelas suas vantagens económicas e pela proximidade de uma rotura dúctil caso se proceda a uma ligeiro acréscimo na redução das armaduras de flexão das travessas ou a uma redução na compactação dos aterros laterais da BC. Relativamente à solução A5 na secção 6.3. reforça-se de novo a vantagem na sua execução.

No entanto estas soluções vantajosas são-no para um cenários relativo ao solo envolvente da BC caracterizado por um módulo de elasticidade uniforme de 100 MPa. Contudo como se pode constatar pelas análises A4 expostas em 6.2. e pelas considerações da AASHTO mencionadas em 6.3., o cenário admitido deve ser alargado para situações de fraca compactação lateral visto proporcionarem um agravamento significativo na abertura de fendas em serviço e constituírem hipóteses bastante plausíveis de ocorrerem na realidade. De facto na verificação do desempenho em serviço das soluções vantajosas apresentadas convém admitir cenários menos favoráveis na medida em que, em especial, as análises A5 e A9 nas condições normais já apresentarem aberturas de fendas acentuadas, embora dentro dos limites regulamentares. No caso da análise A7 ($4xG_C$) tal não será analisado pois esta solução apresenta um comportamento em serviço praticamente idêntico ao estudo base, logo os resultados em serviço não se afastarão das próprias análises A4.

Adicionalmente o alargamento do campo de estudo da análise A5 para um cenário de fraca compactação lateral permitirá comprovar que uma solução conjunta entre a redução das armaduras de flexão das travessas com uma redução na compactação do aterro lateral da BC proporciona uma rotura dúctil através da cedência das armaduras de flexão das travessas.

No final o que se deseja é obter para o novo cenário a continuação de um bom desempenho das análises A5 e A9 especialmente em serviço que permita afirmar com mais segurança que estas soluções são viáveis e eficazes num conjunto alargado de cenários relativos ao grau de compactação das terras laterais.

6.5.1. ANÁLISE A4 (T2=1.4m) + A5

Esta análise consiste na conjugação da redução de 50% das armaduras de flexão das travessas e da diminuição do módulo de elasticidade do aterro lateral à BC, numa largura de 1.4 metros, para um valor de 25MPa. Para uma melhor compreensão da necessidade desta análise convém consultar as considerações efectuadas para A4 (T2=1.4m) em 5.3.3. e para A5 em 5.5.1.

Em seguida serão apresentados alguns resultados obtidos importantes que serão por sua vez confrontados com os resultados das análises A4 (T2=1.4m) e A5.

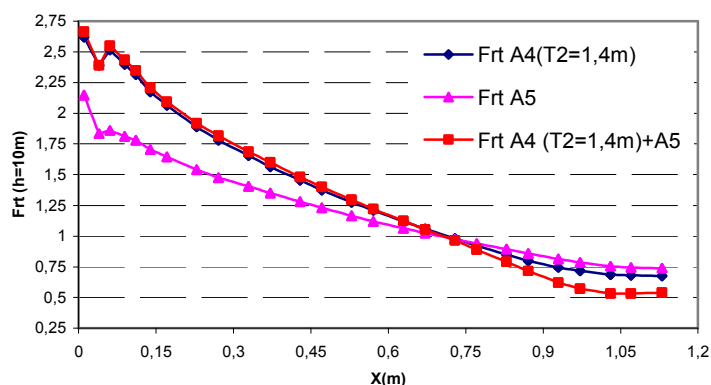


Fig.6.18 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para $h=10m$

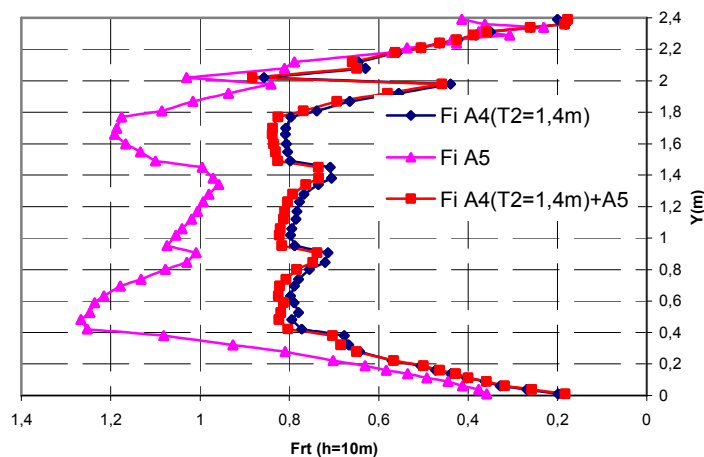


Fig.6.19 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, F_{rt}^{mont} , para $h=10m$

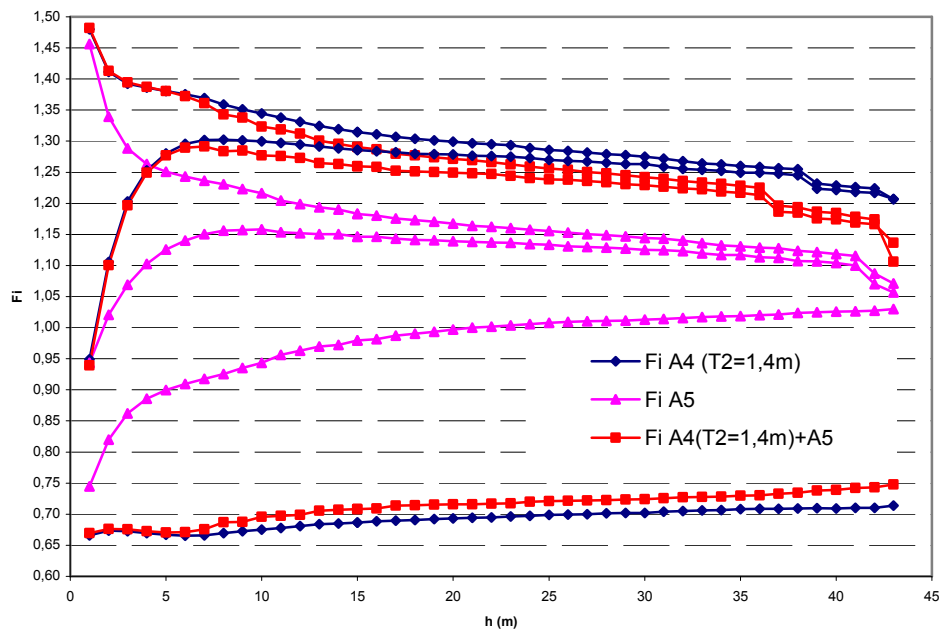


Fig.6.20 – Evolução do factor de interacção sobre as travessas, F_i^{sup} e F_i^{inf} , e montantes, F_i^{mont}

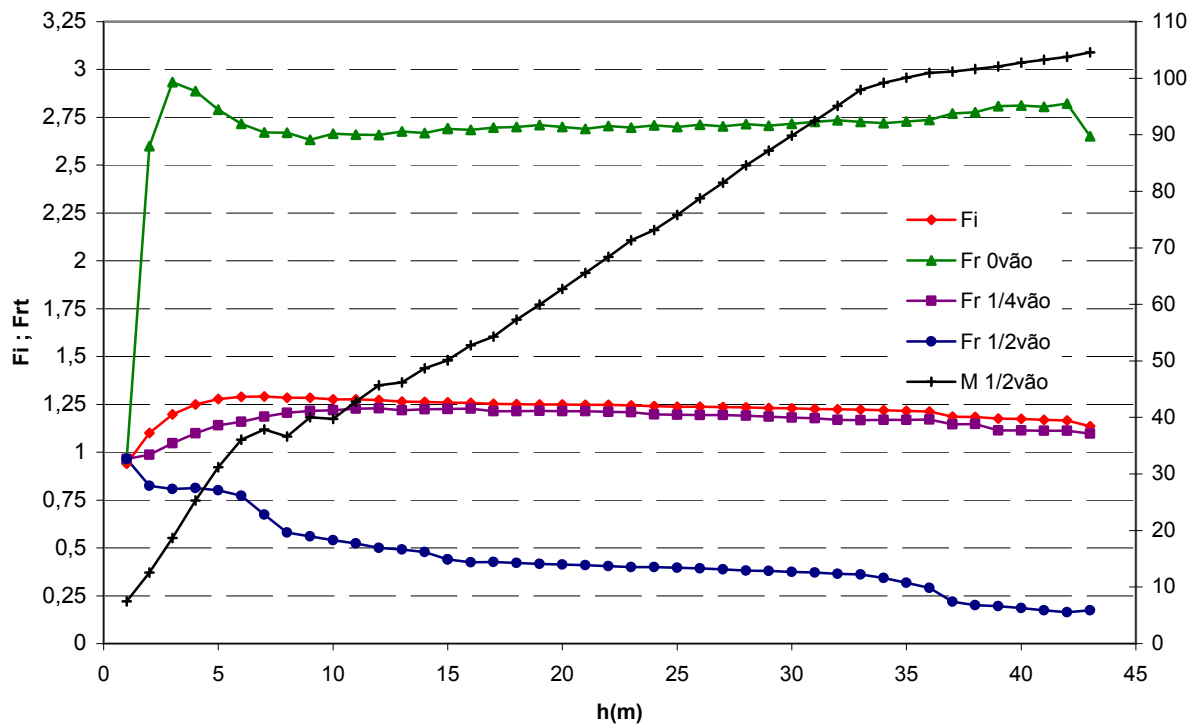


Fig.6.21 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $F_{rt_{0vão}}$, $F_{rt_{1/4vão}}$, $F_{rt_{1/2vão}}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$

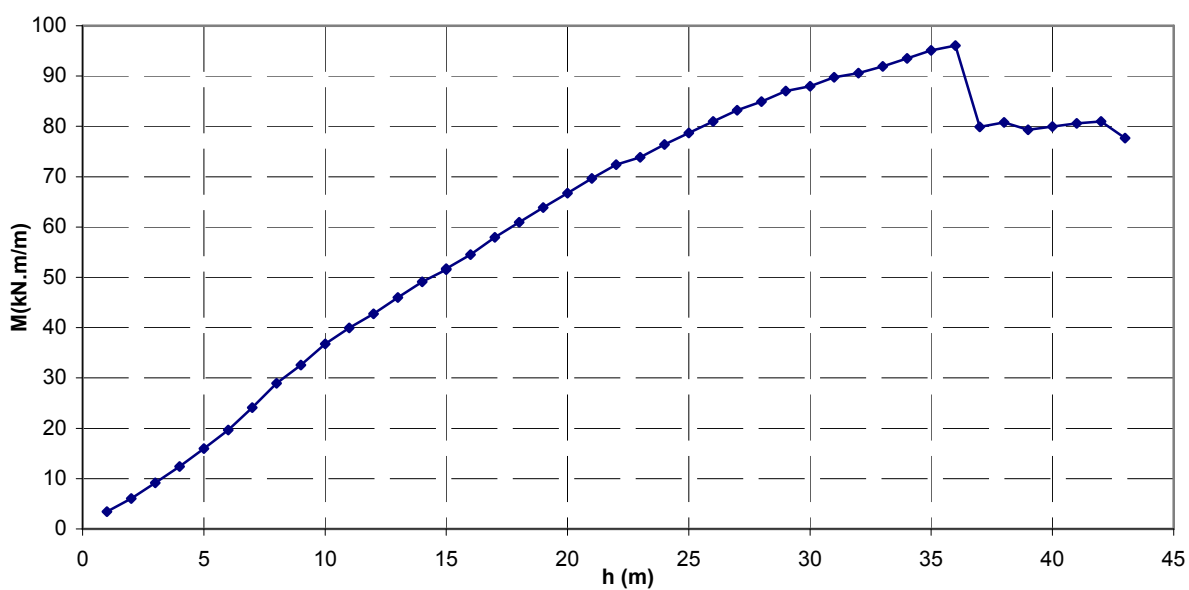


Fig.6.22 – Evolução do momento, M, na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5, com a altura crescente de aterro

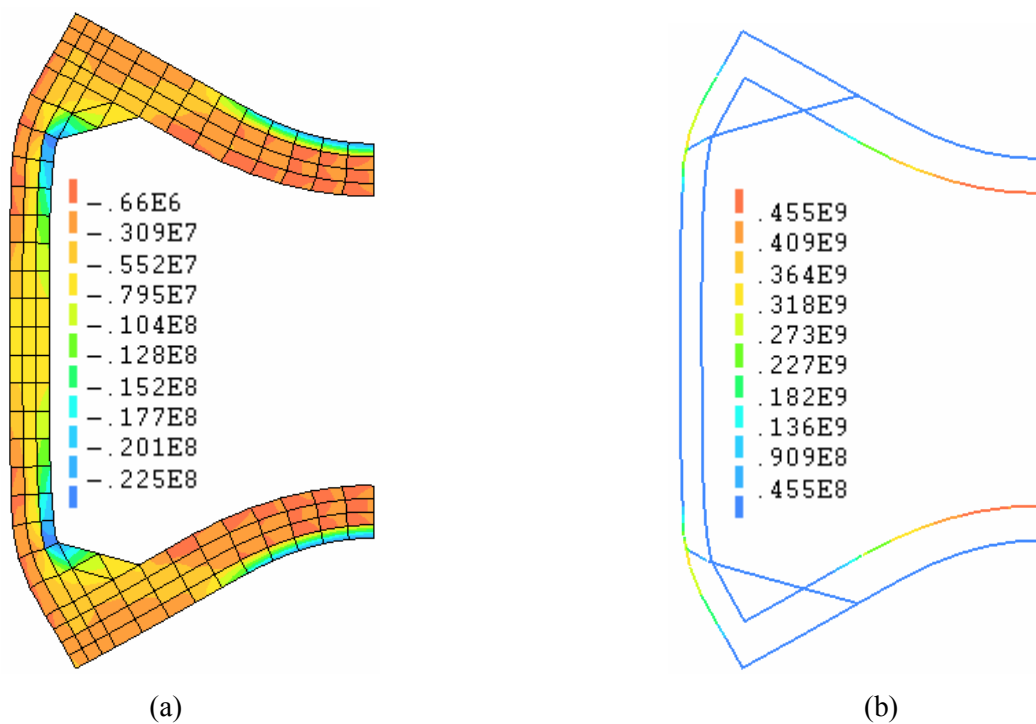


Fig.6.23 – Deformada da BC e da armadura (50x) aos 33m, correspondentes ao início de plastificação das armaduras de flexão das travessas, e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)

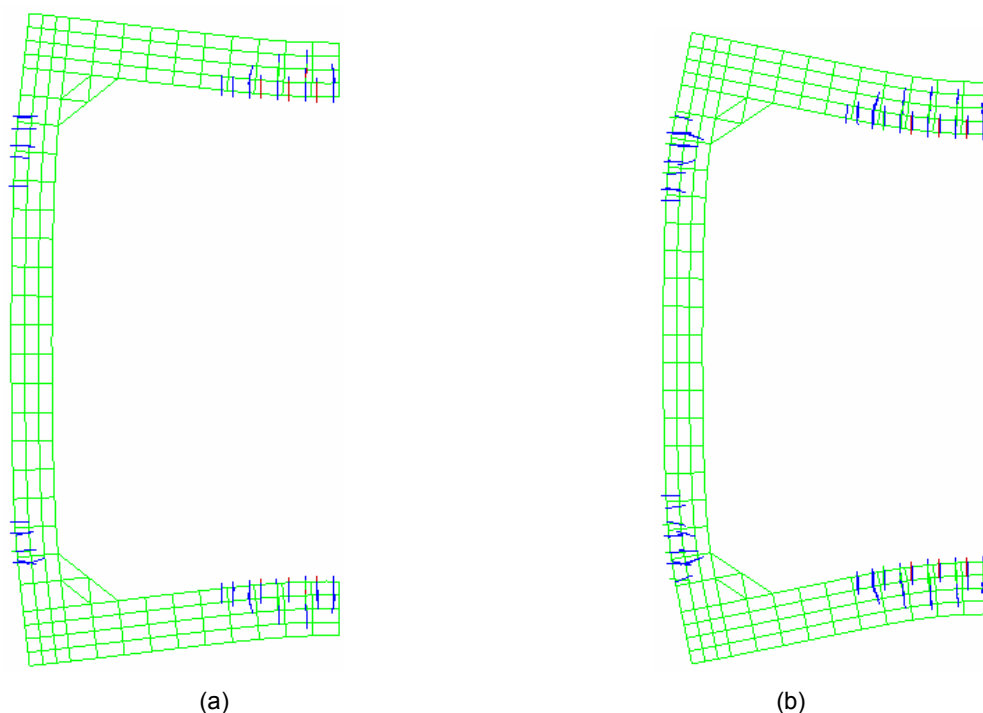


Fig.6.24 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro:
a) $h = 10\text{m}$, $W_k = 0.146\text{ mm}$; b) $h = 15\text{m}$, $W_k = 0.193\text{ mm}$

As aberturas de fendas mencionadas dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC.

Distribuição de pressões sobre a BC:

Como seria de esperar a fraca compactação do aterro lateral manifesta-se num agravamento de pressões sobre as travessas em detrimento dos montantes, explicito na Figura 6.20. É interessante constatar que a evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes desta nova análise se aproxima bastante da evolução registada em A4 ($T_2=1.4\text{m}$) verificando-se até uma coincidência das mesmas em fases anteriores à fissuração da BC pois até aqui a influência das armaduras é mínima. As diferenças começam a registar-se após a fissuração das travessas que pelo facto de possuírem menor área de armaduras de flexão ocorrem mais cedo e de forma mais agravada o que origina uma perda superior de rigidez das travessas em especial na zona dos meios vãos. Esta perda como é óbvio conduz a uma menor absorção, por parte das travessas, de pressões verticais originárias dos blocos laterais de aterro devido aos mecanismos de migração de pressões resultando em factores de interacção sobre as travessas inferiores e sobre os montantes superiores pois agora o alívio das pressões verticais sobre os aterros laterais à BC não é tão acentuado. Observando com atenção a Figura 6.18 é fácil de compreender a forma como as pressões verticais se distribuem sobre as travessas, o facto de agora a fissuração nas zonas dos meios vãos (ver Figura 6.24) ser mais acentuada explica a menor concentração de pressões nestas zonas.

Estado limite último:

De facto a diminuição do grau de compactação dos aterros laterais propicia uma rotura dúctil do sistema solo/BC através da formação de 2 rótulas plásticas nos meios vãos das travessas devido à cedência das armaduras de flexão. O incremento de pressões verticais sobre as travessas em conjunto

com menores esforços axiais das mesmas, já que os impulsos horizontais sobre os montantes sofrem uma profunda redução, induz uma flexão composta não tão vincada que resulta no agravamento do estado de tensão das armaduras de flexão permitindo que estas plastifiquem previamente ao esmagamento do betão nas zonas dos esquadros nos montantes. Tal é justificado pela observação conjunta das Figuras 6.21 e 6.22 que permite constatar a cedência das armaduras através do patamar existente na evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior a partir dos 33 metros face ao esmagamento do betão que só decorre aos 36 metros, quando se regista a primeira quebra significativa na evolução do momento, M , na secção S-S dos montantes sinal de perda importante de resistência. A Figura 6.23 confirma por fim que o início da plastificação das armaduras de flexão das travessas decorre na transição dos 32 para os 33 metros de altura de aterro.

Perante os critérios mencionados no estudo base considerar-se-ão os 32 metros de altura de aterro para a altura máxima suportado pelo sistema solo/BC.

Estado limite de serviço:

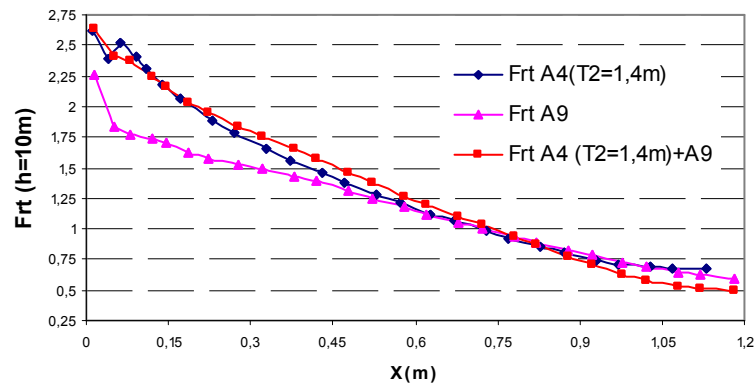
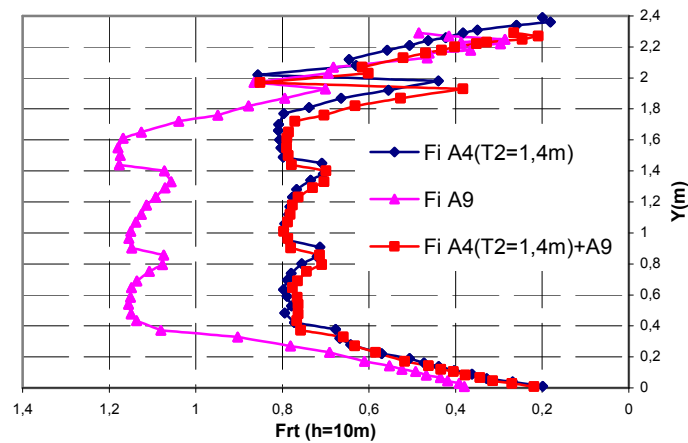
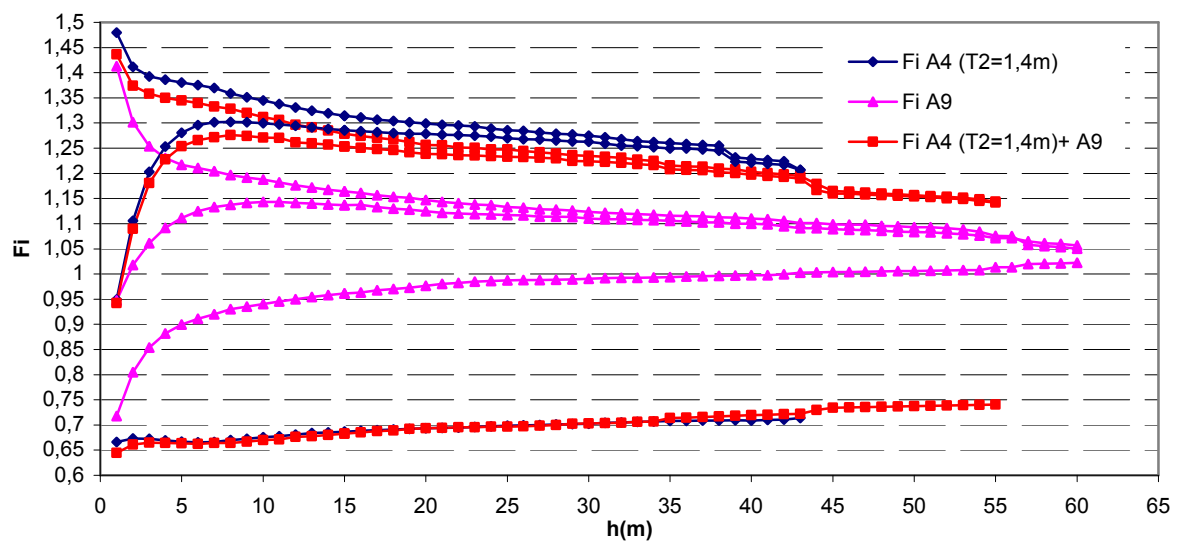
Na realidade o problema levantado acerca da fiabilidade de implementação da solução abordada na análise A5 depreendia-se com o seu desempenho em condições de serviço caso o grau de compactação do aterro lateral não fosse tão elevado. Como se pode verificar pela Figura 6.24 de facto ocorre um agravamento significativo na abertura de fendas em relação à análise A5 contudo esta permanece de novo dentro dos limites regulamentares.

Perante tudo o que foi mencionado pode-se concluir que a redução para metade das armaduras de flexão das travessas constitui de facto uma solução que pode ser implementada na medida em que revela um bom comportamento em serviço para diferentes cenários de compactação dos aterros laterais à BC. Convém acrescentar que o cenário mais provável de ocorrer deve situar-se entre os dois extremos mencionados. Além de constituir uma vantagem económica a redução das armaduras em conjunto com uma fraca compactação do aterro lateral permite atingir uma rotura dúctil e assim mais segura do sistema solo/BC se bem que a altura máxima suportada sofra uma redução significativa para os 32 metros.

6.5.2. Análise A4 ($T_2=1.4m$) + A9

Esta análise consiste na conjugação da rotação da BC2-10 de 90° e da diminuição do módulo de elasticidade do aterro lateral à BC, numa largura de 1.4 metros, para um valor de 25MPa. Para uma melhor compreensão da necessidade desta análise convém consultar as considerações efectuadas para A4 ($T_2=1.4m$) em 5.3.3. e para A9 em 5.6.1.

Em seguida serão apresentados alguns resultados obtidos importantes que serão por sua vez confrontados com os resultados das análises A4 ($T_2=1.4m$) e A9.


 Fig.6.25 – Factores de redistribuição das pressões verticais sobre a travessa superior, F_{rt}^{sup} , para $h=10m$

 Fig.6.26 – Factores de redistribuição das pressões horizontais sobre os montantes, F_{rt}^{mont} , para $h=10m$

 Fig.6.27 – Evolução do factor de interação sobre as travessas, F_i^{sup} e F_i^{inf} , e montantes, F_i^{mont}

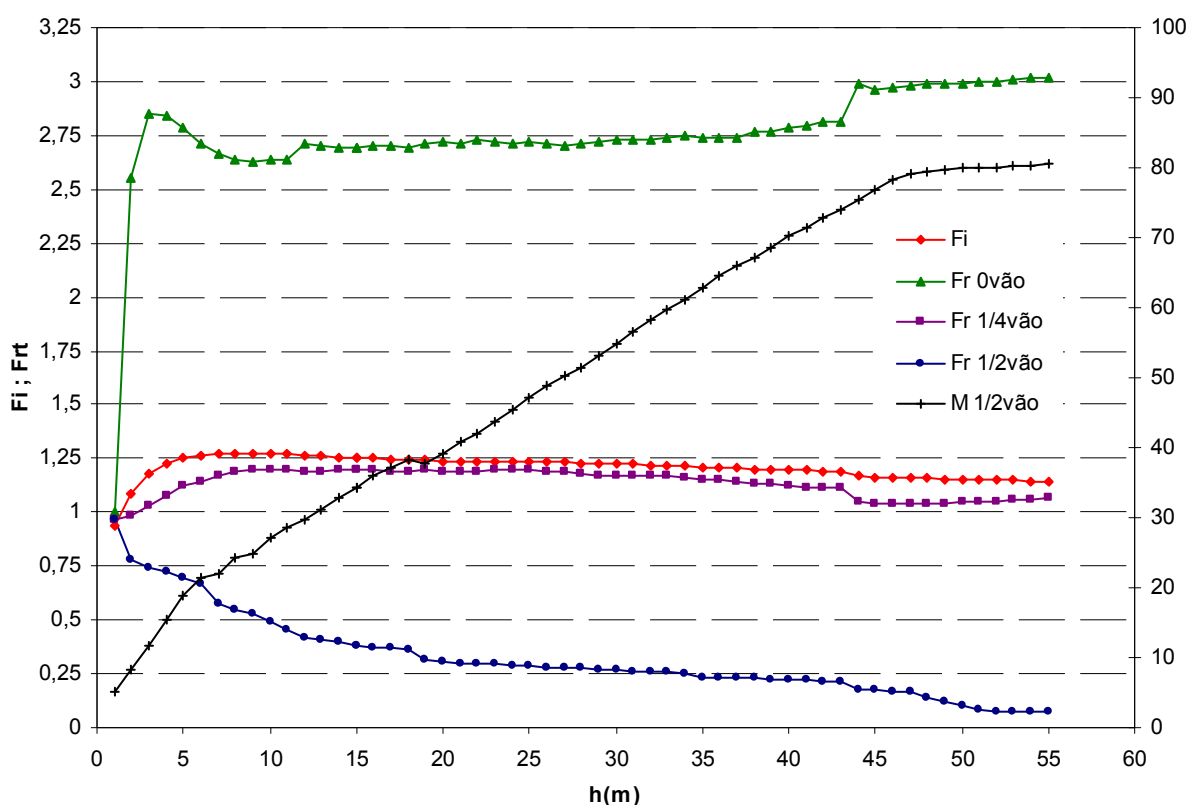


Fig.6.28 – Evolução do factor de redistribuição da pressão vertical sobre três secções distintas da travessa superior, $Fr_{0vão}$, $Fr_{1/4vão}$, $Fr_{1/2vão}$, do factor de interacção sobre a travessa superior, F_i^{sup} , e do momento-flector a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$

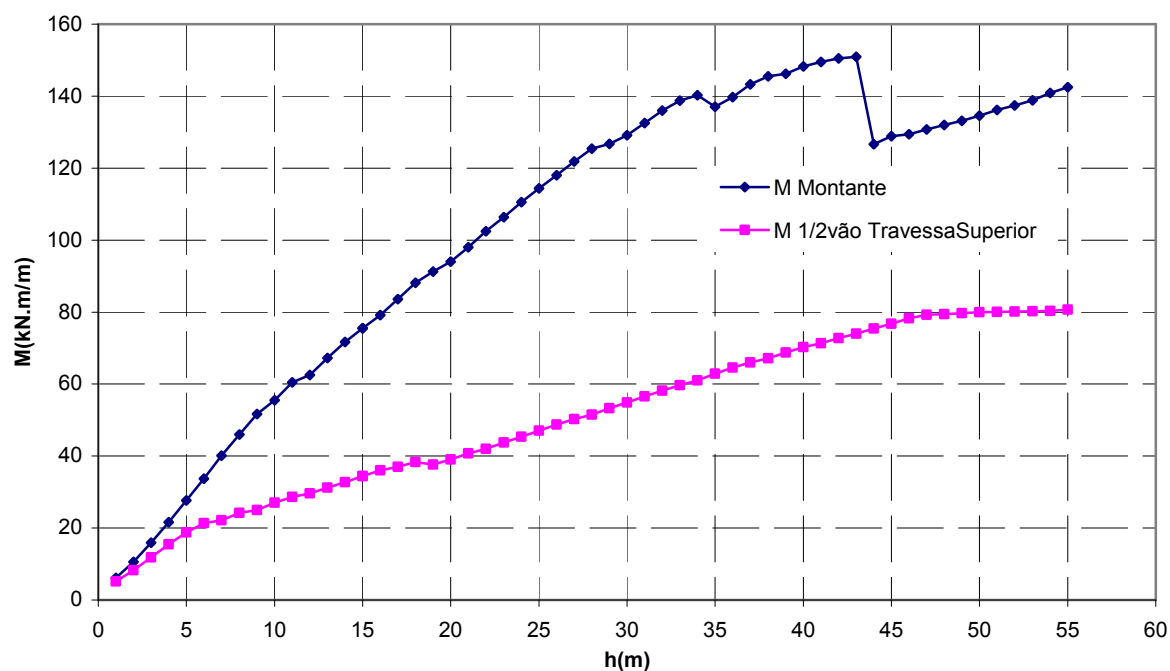


Fig.6.29 – Evolução do momento, M , na secção S-S do montante indicada na Figura 4.5 e do momento a meio vão da travessa superior, $M_{1/2vão}$, com a altura crescente de aterro

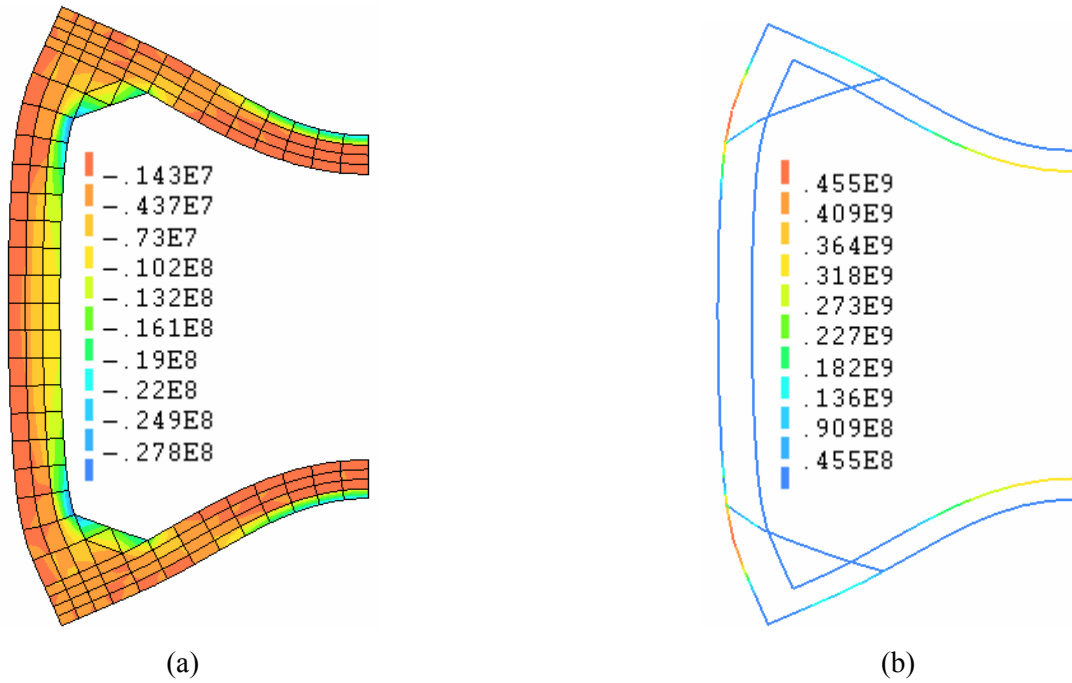


Fig.6.30 – Deformada da BC e da armadura (50x) aos 32m, correspondentes ao início de plastificação das armaduras exteriores dos montantes, e respectivo mapa de tensões principais: a) σ_2 (Pa); b) σ_1 (Pa)

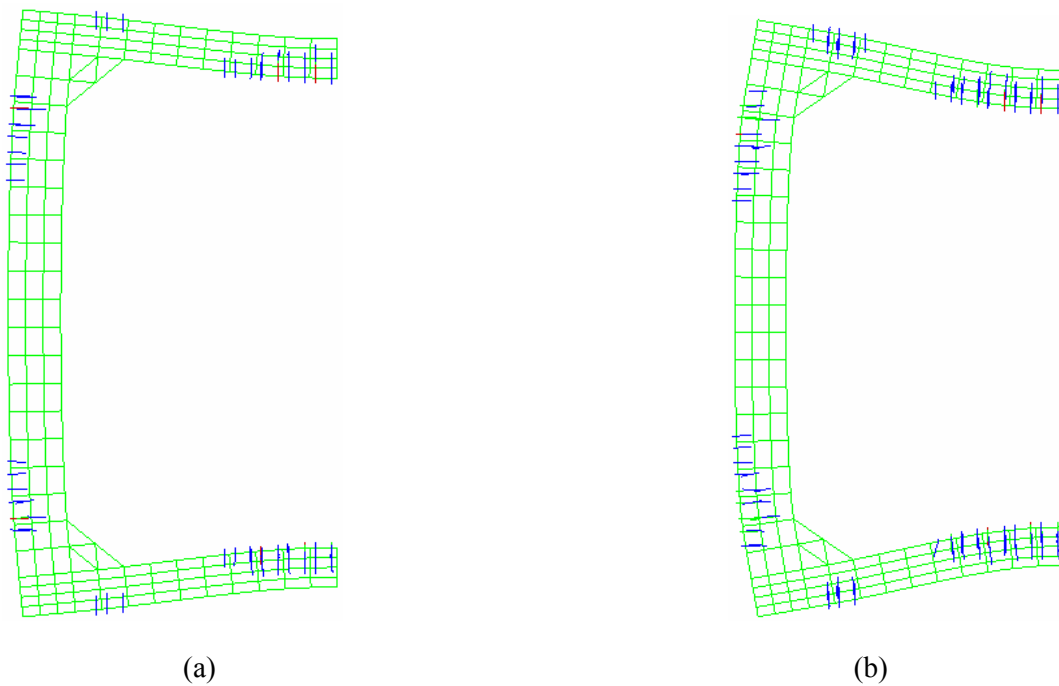


Fig.6.31 – Deformada da BC (50x) e respectivo padrão de fendilhação para as seguintes alturas de aterro: a) $h = 10m$, $Wk = 0.136 mm$; b) $h = 15m$, $Wk = 0.182 mm$, $Wk^* = 0.171 mm$, $Wk^{**} = 0.229 mm$

As aberturas de fendas identificadas por Wk dizem respeito à secção de meio vão da travessa superior da BC, enquanto que as identificadas por Wk^* correspondem à secção $X = 0.38m$ da travessa superior

devido à fendilhação na superfície exterior das travessas e as Wk ** correspondem à secção S-S dos montantes.

Distribuição de pressões sobre a BC:

Novamente a fraca compactação do aterro lateral manifesta-se num agravamento de pressões sobre as travessas em detrimento dos montantes, explicito na Figura 6.27 e a evolução dos factores de interacção sobre as travessas e montantes desta nova análise aproxima-se da evolução registada em A4 (T2=1.4m). Contrariamente ao que se passou na análise anterior A4 (T2=1.4m) + A5 não se verifica uma coincidência na evolução em fases anteriores à fissuração pois desde o início se está perante duas BC's diferentes a nível geométrico, de facto os factores de interacção sobre as travessas da nova análise A4 (T2=1.4m) + A9 permanecerão sempre ligeiramente abaixo aos registados na análise A4 (T2=1.4m) pois com a rotação da BC2-10 proporcionam-se travessas mais esbeltas e desta forma mais flexíveis. Além da menor rigidez das travessas há que acrescentar a menor área de armaduras de flexão das travessas resultante da rotação que acentua a fissuração nas zonas dos meios vãos. Estes dois factores em conjunto conduzem a uma menor absorção, por parte das travessas superiores, de pressões verticais originárias dos blocos laterais de aterro devido aos mecanismos de migração de pressões. Em relação aos factores de interacção sobre os montantes é notória uma coincidência na sua evolução com a análise A4 (T2=1.4m), embora fossem previsíveis valores ligeiramente superiores, pois com a inversão da BC2-10 os montantes passam a ser mais espessos conduzindo a deformadas não tão vincadas que por sua vez ao não pressionarem tanto o aterro lateral resulta em impulsos horizontais mais baixos (ver Figuras 6.26 e 6.30a).

Analisando com maior detalhe a forma como se distribuem as pressões verticais sobre a travessa superior, ilustrada na Figura 6.25, é perceptível que esta é condicionada pela deformada da mesma e simultaneamente pelo padrão de fissuração resultante (ver Figura 6.31). Tal como na análise A9 as divergências que ocorrem nas travessas na zona dos esquadros induzem um acréscimo de pressões na zona de ¼ vão pelo facto de o solo estar aí pressionado pela BC.

Estado limite último:

Pela observação das Figuras 6.28 e 6.29 pode-se concluir que se está perante uma efectiva cedência das armaduras de flexão das travessas justificado em parte pelo patamar na evolução do momento-flector a meio vão da travessa superior contudo a quebra brusca na evolução do momento, M, na secção S-S dos montantes na passagem dos 43 para os 44 metros de altura de aterro significa que ocorre uma formação prévia de 4 rótulas plásticas por esmagamento do betão nos montantes, resultando assim numa rotura frágil do sistema solo/BC.

No entanto uma análise mais cuidada do estado de tensão das armaduras permite afirmar que antes do esmagamento do betão já se iniciou, aos 32 metros de altura de aterro, um processo de plastificação das armaduras exteriores dos montantes, como se constata pela observação da Figura 6.30b. Desta forma tal como em A9 a rotura mantém-se com um carácter dúctil, cuja altura máxima de aterro suportada pelo sistema se estabelece nos 31 metros.

Estado limite de serviço:

Tal como o esperado, a fraca compactação dos aterros laterais ao resultar numa sobrecarga das travessas e num alívio dos esforços axiais das mesmas, induz num agravamento significativo da abertura de fendas, em especial nas fissuras situadas na superfície exterior dos montantes próxima dos esquadros. Contudo de novo os limites regulamentares são respeitados.

Perante tudo o que foi referido pode-se concluir que a rotação de 90° da BC2-10 revela um bom comportamento em serviço para diferentes cenários de compactação dos aterros laterais à BC e associa-se a um modo de rotura dúctil por plastificação das armaduras exteriores dos montantes. Assim esta solução, face às condições impostas no estudo base A1, constitui uma alternativa vantajosa e de fácil aplicação, revelando um bom desempenho aos estados limites últimos e de serviço para cenários de compactação dos aterros laterais situados entre os dois extremos mencionados. A única desvantagem induzida por esta solução, relativamente a A1, é a diminuição da altura máxima suportada pelo sistema caso se verifique um cenário de fraca compactação lateral. No entanto como foi exposto no estudo base o problema não é propriamente de resistência mas sim quanto ao modo de rotura. Caso se pretenda contornar esta desvantagem sugere-se que se reforce ligeiramente as armaduras exteriores dos montantes de forma a atrasar a plastificação das mesmas, pois com a inversão da BC2-10 tais armaduras tomam um valor reduzido de 7.51 cm^2 .

6.6. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO E ÚLTIMO EM BOX CULVERTS

O objectivo desta secção do presente trabalho é averiguar se a capacidade de carga última da BC2-10 da BETAFIEL, registada nas análises não lineares efectuadas nos Capítulos 4 e 5, está de acordo com os padrões de segurança adoptados no dimensionamento corrente. Tendo em conta os factores parciais de segurança, as propriedades resistentes dos materiais e as combinações de acções aplicados pelo departamento técnico da empresa surge a necessidade de se verificar se tais parâmetros se ajustam correctamente ao problema associado a este tipo de obras.

Relativamente à verificação ao estado limite de serviço como a problemática já não se coloca ao nível dos factores parciais de segurança e das propriedades resistentes a sua análise torna-se mais consensual.

6.6.1. PERSPECTIVA ADOPTADA PELA EMPRESA BETAFIEL

O método de dimensionamento utilizado pelo departamento técnico da BETAFIEL baseia-se num modelo de cálculo simplificado, em regime elástico, no qual a acção das terras é definida pelo projectista, e não uma consequência do processo construtivo e da interacção solo/estrutura. Este modelo simplificado encontra-se implementado num programa de cálculo automático. A BC é modelada através de elementos finitos de barra e a fundação é simulada através de molas com comportamento linear e totalmente independente. A acção é simulada através da aplicação de pressões na BC de acordo com a representação esquemática ilustrada anteriormente na Figura 2.14 do Capítulo 2 não contemplando o efeito da interacção solo/BC.

Na determinação das acções de cálculo são utilizadas duas combinações fundamentais para o estado limite último: numa combinação todas as pressões exercidas sobre a BC são majoradas através de um coeficiente parcial de segurança que toma o valor de 1.5; numa segunda combinação a pressão de terras sobre a travessa superior é majorada através de um coeficiente parcial de segurança de 1.5 enquanto que as pressões de terras nos montantes não são majoradas, ou seja é aplicado um coeficiente parcial de segurança de 1.0. Relativamente à capacidade resistente dos materiais é aplicado um coeficiente parcial de segurança minorativo de 1.5 para o betão e de 1.15 para o aço.

Para além do estado limite último é também considerado o estado limite de utilização, sendo que nesta combinação todas as acções são tomadas com o seu valor característico, Pimentel *et al* (2006).

6.6.2. PERSPECTIVA SUGERIDA NO PRESENTE TRABALHO PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO TENDO EM CONTA A ANÁLISE NÃO LINEAR APLICADA

O dimensionamento de acordo com regulamentação vigente, tal como o exposto anteriormente, é efectuado segundo uma metodologia semi-probabilística, aplicando um coeficiente parcial de segurança majorativo ao efeito das acções e um coeficiente parcial de segurança minorativo à capacidade resistente dos materiais. No entanto, a aplicação desta metodologia merece alguma atenção no âmbito de uma análise não linear. A realização de uma análise não linear realista implica que o modo de colapso e a capacidade de carga máxima da estrutura sejam determinados com base nos valores médios e/ou característicos das propriedades dos materiais e das acções. De facto foi o efectuado nos estudos base e paramétrico. Contudo é compreensível que efectivamente existe uma variabilidade associada às acções e às propriedades dos materiais que induz um grau de incerteza no resultado estrutural obtido, que apenas pode ser correctamente tratado com recurso a métodos estocásticos. Para ultrapassar esta dificuldade foram adoptados os seguintes procedimentos simplificados baseados na regulamentação actual, Eurocódigos 2 e 7, com o intuito de avaliar a segurança de uma forma global do sistema solo/estrutura dimensionado segundo os procedimentos técnicos da BETAFIEL.

A avaliação sugerida envolve duas perspectivas, a primeira encara o solo como uma mera carga permanente aplicada à estrutura e a segunda encara o solo também com uma capacidade resistente. Ambas as perspectivas devem ser implementadas na verificação da segurança global do sistema solo/estrutura para os cenários correspondentes às análises A1 – fundação elástica, aterro lateral compactado – e A4 (T2=3m) – fundação elástica, aterro lateral não compactado – adoptando-se por sua vez o factor mais baixo. A razão da verificação para dois cenários de compactação lateral prende-se com a combinação de acções admitida pela BETAFIEL a qual considera as pressões de terras nos montantes não majoradas.

6.6.2.1. Solo encarado apenas como uma carga permanente

O procedimento que se sugere consiste em efectuar duas análises não lineares idênticas às efectuadas para as análises A1 e A4 (T2=3m) mas agora introduzindo valores de cálculo das propriedades dos materiais, betão e aço, que determinam a capacidade resistente última de cálculo, R_{d1} . Em relação ao betão apenas a tensão de rotura à compressão é modificada.

Propriedades dos materiais:

- Betão: $\gamma_c = 1.5 \rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5}$;
- Aço: $\gamma_s = 1.15 \rightarrow f_{syd} = \frac{f_{syk}}{\gamma_s} = \frac{f_{syk}}{1.15}$;

Por outro lado é definida uma acção de cálculo, S_d , através da majoração da altura para a qual a BC foi dimensionada, S_k .

$$S_d = \gamma_f \times S_k = 1.5 \times S_k \quad (6.13)$$

O γ_f aplicado toma o valor de 1.5 pois foi o assumido pela BETAFIEL, contudo na regulamentação actual as cargas permanentes podem ser majoradas por um factor de 1.35

Através destas modificações no modelo numérico é obtida uma altura de terras resistente de cálculo, R_{d1} , que comparada com uma altura de terras de cálculo actuante, S_d , permite obter o factor de segurança global, γ_G , que tem que ser superior à unidade.

$$\frac{R_{d1}}{S_d} = \gamma_{G1} > 1 \quad (6.14)$$

6.6.2.2. Solo encarado também com propriedades resistentes

De novo o procedimento que se sugere é efectuar duas análises não lineares idênticas às efectuadas para as análises A1 e A4 ($T_2=3m$) mas agora introduzindo valores de cálculo das propriedades dos materiais que determinam a capacidade resistente última tanto por parte da BC como do solo (e das interfaces friccionais solo/betão). Em relação ao betão apenas a tensão de rotura à compressão é modificada. Contudo é necessário realçar que esta perspectiva de verificação da segurança apenas demonstra eficácia quando se aplica um modelo elástico não linear por parte do solo pois constatou-se com o decorrer do trabalho que as propriedades resistentes do solo, ϕ e c não condicionam directamente a rotura do sistema no entanto condicionam a actualização do módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, parâmetros efectivamente condicionantes na resistência do sistema devido à distribuição de pressões associada. Desta forma caso não se aplique um modelo elástico não linear, os valores de cálculo das propriedades resistentes do solo não afectam a variabilidade, em especial, do módulo de elasticidade.

Propriedades dos materiais:

- Betão: $\gamma_c = 1.5 \rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5}$;
- Aço: $\gamma_s = 1.15 \rightarrow f_{syd} = \frac{f_{syk}}{\gamma_s} = \frac{f_{syk}}{1.15}$;
- Solo: $\gamma_\phi = 1.25 \rightarrow tg\phi_{sd} = \frac{tg\phi}{\gamma_\phi} = \frac{tg\phi}{1.25}$;
- Solo: $\gamma_c = 1.25 \rightarrow c_{sd} = \frac{c}{\gamma_c} = \frac{c}{1.25}$

Por outro lado é definida uma acção de cálculo, S_d , através da majoração da altura para a qual a BC foi dimensionada, S_k .

$$S_d = \gamma_f \times S_k = 1.5 \times S_k \quad (6.15)$$

Através destas modificações no modelo numérico é obtida uma altura de terras resistente de cálculo, R_{d2} , que comparada com uma altura de terras de cálculo actuante, S_d , permite obter o factor de segurança global, γ_G , que tem que ser superior à unidade.

$$\frac{R_{d2}}{S_d} = \gamma_{G2} > 1 \quad (6.16)$$

6.6.3. PERSPECTIVA SUGERIDA NO PRESENTE TRABALHO PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO TENDO EM CONTA A ANÁLISE NÃO LINEAR APLICADA

A avaliação da segurança global ao estado limite de serviço torna-se mais consensual na medida em que são simplesmente tidos em conta os valores característicos das propriedades dos materiais e das acções. Tal como na avaliação ao estado limite último esta deve ser implementada para os cenários correspondentes às análises A1 – fundação elástica, aterro lateral compactado – e A4 (T2=3m) – fundação elástica, aterro lateral não compactado – adoptando-se por sua vez o factor de segurança global em serviço mais baixo.

Este factor de segurança global em serviço, γ_{GS} , é determinado através da comparação da altura de terras correspondente ao limite de abertura de fendas em serviço, R_{wk} , com a altura de terras associada ao estado limite de serviço, S_k .

$$\frac{R_{wk}}{S_k} = \gamma_{GS} > 1 \quad (6.17)$$

A altura de terras associada ao estado limite de serviço, S_k , corresponde à altura de terras para qual a BC foi dimensionada. No que diz respeito à altura de terras correspondente ao limite de abertura de fendas em serviço, R_{wk} , na presente avaliação admitiram-se os 0.2 mm como limite face aos 0.3mm mencionados em 6.2.3.

6.6.3. APLICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS SUGERIDOS E RESPECTIVA INTERPRETAÇÃO

Aplicando os procedimentos sugeridos, tendo em conta os cenários propostos para o estudo base A1 e análise A4 (T2=3m), obtêm-se os seguintes coeficientes de segurança globais, à rotura e em serviço:

$$\frac{R_{d1}}{S_d} = \frac{40}{1.5 \times 10} = \frac{40}{15} = 2.6 = \gamma_{G1} > 1 \quad \text{fundação elástica; aterro lateral compactado}$$

$$\frac{R_{d1}}{S_d} = \frac{35}{1.5 \times 10} = \frac{35}{15} = 2.3 = \gamma_{G1} > 1 \quad \text{fundação elástica; aterro lateral não compactado}$$

$$f_{cd} = 16.4 \text{ MPa}; \quad f_{syd} = 434 \text{ MPa}$$

$$\frac{R_{d2}}{S_d} = \frac{39}{1.5 \times 10} = \frac{39}{15} = 2.6 = \gamma_{G2} > 1 \quad \text{fundação elástica; aterro lateral compactado}$$

$$\frac{R_{d2}}{S_d} = \frac{35}{1.5 \times 10} = \frac{35}{15} = 2.3 = \gamma_{G2} > 1 \quad \text{fundação elástica; aterro lateral não compactado}$$

$$f_{cd} = 16.4 \text{ MPa}; \quad f_{syd} = 434 \text{ MPa}; \quad \tan \phi_{sd} = 0.4618; \quad c_{sd} = 8 \text{ kPa}$$

$$\frac{R_{wk}}{S_k} = \frac{30}{10} = 3 = \gamma_{GS} > 1 \quad \text{fundação elástica; aterro lateral compactado}$$

$$\frac{R_{wk}}{S_k} = \frac{19}{10} = 1.9 = \gamma_{GS} > 1 \quad \text{fundação elástica; aterro lateral não compactado}$$

$$W_{k, \max} = 0.2 \text{ mm}$$

Perante os resultados obtidos regista-se que o factor global de segurança à rotura, γ_G , para estes cenários específicos toma o valor de 2.3, claramente superior à unidade. Desta forma pode-se concluir que o dimensionamento efectuado pela BETAFIEL apresenta um carácter bastante conservativo. No entanto convém compreender as razões que geram esta situação, o facto de na análise não linear ser admitido um ramo de amolecimento pós-pico para o betão à compressão e uma melhoria da resistência por parte do betão sujeito a estados de compressão biaxial justifica claramente o melhor desempenho das BC's no caso específico de a rotura ocorrer por esmagamento do betão ao nível dos montantes na zona dos esquadros. Adicionalmente a distribuição real das pressões, em especial sobre as travessas, conduz a momentos flectores menos gravosos relativamente à distribuição constante de pressões adoptada pela BETAFIEL, ou seja, o facto de as pressões se concentrarem mais na zona dos montantes e menos na zona dos meios vãos como se pode constatar pela distribuição dos factores de redistribuição sobre as travessas proporciona uma situação mais favorável para o dimensionamento das mesmas.

Será interessante verificar a segurança global em situações cujo modo de rotura seja pela cedência das armaduras, de forma que as melhorias induzidas na resistência pela ductilidade do betão não assumam um papel tão relevante. Desta forma em seguida apresentar-se-á o resultado da verificação da segurança global do sistema, γ_{G1} , assumindo o solo como uma mera carga, para a análise exposta em 6.5.1., A4 (T2=1.4m) + A5.

$$\frac{R_{d1}}{S_d} = \frac{27}{1.5 \times 10} = \frac{27}{15} = 1.8 = \gamma_{G1} > 1 \quad \text{fundação elástica; aterro lateral não compactado}$$

$$f_{cd} = 16.4 \text{ MPa}; \quad f_{syd} = 434 \text{ MPa}$$

Por sua vez o coeficiente global de segurança em serviço, γ_{GS} , toma o valor mínimo de 1.9 confirmando-se de novo o carácter conservativo do dimensionamento efectuado pela BETAFIEL. Ao serem confrontados os coeficientes de segurança global à rotura e em serviço constata-se que a segurança global da estrutura em análise é condicionada pelo desempenho da BC em serviço.

7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. OBSERVAÇÕES FINAIS

O ponto de partida do presente trabalho definiu-se por um levantamento dos principais mecanismos gerados neste tipo de obras associadas a estruturas de betão armado enterradas pré-fabricadas, materializadas por Box Culverts. Tais mecanismos, como os efeitos de arco e os efeitos das forças tangenciais desenvolvidas ao longo dos montantes das BC's, resultam de uma complexa interacção solo/estrutura induzida pelos deslocamentos relativos mobilizados entre a estrutura enterrada e o solo envolvente explicados por sua vez pelas diferenças significativas de rigidez existentes entre essa mesma estrutura e o solo.

Após uma consciencialização sobre o comportamento estrutural de BC's enterradas sob aterros de altura elevada, amplamente abordado por outros investigadores, pretendeu-se explorar a resposta mecânica destas estruturas seguindo outros pressupostos ainda pouco divulgados, além da assunção de um comportamento elástico do betão, de um solo com comportamento não linear elástico e do faseamento construtivo da obra. A admissão de um comportamento não linear por parte do betão e de interfaces friccionais solo/estrutura surge então como o caminho a seguir na avaliação de novos parâmetros relevantes que influenciam os mecanismos de interacção solo/estrutura em serviço e à rotura. Esta avaliação efectuou-se, com o recurso a uma análise numérica da BC 2x2 da BETAFIEL dimensionada para um aterro de 10 metros de altura, através de um estudo paramétrico e posterior estudo comparativo centrados na distribuição das acções sobre a BC, ao nível das suas amplitudes e da sua evolução com as sucessivas camadas de aterro, no desempenho da BC em serviço, associado à abertura de fendas, e no desempenho ao estado limite último, quanto ao modo de rotura e à altura máxima de aterro suportada.

De forma a contextualizar os resultados obtidos no presente trabalho, permitindo detectar alguma particularidade no comportamento de BC's até agora não estimado, procedeu-se a uma análise comparativa a vários níveis, confrontando-os com disposições regulamentares, nomeadamente da AASHTO, e com estudos anteriores, destacando-se os desenvolvidos com base em modelos não lineares elásticos do solo.

Por fim são sugeridas algumas propostas de alteração à solução apresentada pela BETAFIEL, bem como um procedimento de avaliação da segurança global associado a este tipo de obras tendo em conta uma análise não linear, como a efectuada no decurso do trabalho.

7.2. CONCLUSÕES

Antes de serem apontadas quaisquer considerações decorrentes do desenvolvimento do presente trabalho é necessário tomar consciência do seu âmbito particularizado a uma determinada Box Culvert dimensionada para uma altura de aterro específica. Por conseguinte qualquer tentativa de generalização deve envolver alguma ponderação e as conclusões obtidas devem ser encaradas principalmente como informações que servirão de alerta e de orientação para estudos posteriores.

As Box Culverts sobre aterros elevados registam uma maior incerteza ao nível do dimensionamento, do ponto de vista da quantificação das acções actuantes, devido à influência preponderante das pressões geostáticas associadas ao aterro. De facto os complexos mecanismos de interacção solo/estrutura não são tidos em conta nos diversos métodos simplificados de dimensionamento correntemente aplicados. Estes mecanismos de interacção por sua vez dependem, essencialmente, da rigidez estrutural das BC's, rígidas ou flexíveis, das condições de instalação, em aterro (em projecção positiva ou negativa) ou em vala, das condições de compactação dos aterros laterais à BC e da rigidez do solo de fundação sendo desta forma vital distinguir o tipo de problema em questão quando se avança para o dimensionamento destas estruturas. Efectivamente estas variáveis determinam a resposta estrutural da BC sob um aterro elevado pois ao condicionarem os deslocamentos relativos entre a estrutura enterrada e o solo envolvente originam fenómenos de migrações de acções para a estrutura que alteram por completo o esquema de cargas estipulado pelas pressões geostáticas convencionais.

A aplicação de um modelo numérico validado, definido pelo método dos elementos finitos, que permita simular não só a estrutura de betão mas também o solo envolvente, considerando o faseamento construtivo inerente a este tipo de obras, o comportamento não linear dos materiais e a materialização das descontinuidades solo/betão por interfaces revela-se de primordial importância para o estabelecimento e esclarecimento dos processos de redistribuições de acções não só em serviço como também na análise à rotura da BC.

Os resultados numéricos obtidos no estudo base, definido por determinadas características consideradas à partida próximas das condições reais do problema, permitem concluir que mecanismos de migrações de pressões ocorrem de facto dos blocos de terras laterais superiores para a travessa superior, traduzindo-se num incremento de cerca de 17% do peso do aterro disposto sobre a travessa nas condições de serviço e de 12% nas fases próximas da rotura. A razão deste mecanismo também designado por efeito de arco negativo deve-se à elevada deformabilidade do solo envolvente resultante dos aterros, particularmente dos aterros dispostos adjacente aos montantes da estrutura enterrada face à rigidez elevada da BC em betão armado. Uma maior deformabilidade associa-se a um maior deslocamento dos blocos laterais face aos blocos centrais de terras sobre a BC gerando tensões tangenciais por um lado desfavoráveis à BC e por outro favoráveis aos blocos laterais de terras inferiores. Adicionalmente o deslocamento relativo entre o aterro lateral e a BC está na origem de outro mecanismo de interacção, muitas vezes desprezado em diversos estudos e em disposições regulamentares como as da AASHTO, associado às tensões tangenciais que se desenvolvem ao longo dos montantes que acrescentam um parcela significativa de pressões à travessa inferior. Desta forma a resultante das pressões verticais actuantes sobre a travessa inferior define-se pelo somatório das pressões incrementadas exercidas sobre a travessa superior, do peso próprio da BC e das tensões tangenciais actuantes nos montantes. Os mecanismos de interacção sobre a travessa inferior traduzem-se num incremento de cerca de 22% do peso do aterro com o peso próprio nas condições de serviço e de 14% nas fases próximas da rotura. Ao nível dos montantes, em oposição ao registado nas travessas,

constata-se uma redução dos impulsos horizontais actuantes em relação aos determinados por via geostática devido ao alívio das pressões verticais sobre os aterros laterais à BC aquando da actuação dos efeitos de arco. Esta redução traduz-se numa resultante das pressões horizontais sobre os montantes cerca de 0.93 face à que seria obtida considerando um coeficiente de impulso em repouso nas condições de serviço. Em relação às alturas de terras próximas da rotura a resultante das pressões aproxima-se das admitidas à partida.

Adicionalmente estes resultados numéricos demonstram que os mecanismos de interacção solo/estrutura são distintos para as várias fases de aterro acrescentando outro nível de complexidade na compreensão do problema. De facto o nível de redistribuição de tensões para as travessas é mais intenso para as primeiras camadas de aterro do que para as fases próximas da rotura, justificado em parte pela compactação dos aterros laterais à BC com o depósito de novas camadas e pela deformabilidade da fundação que em conjunto induzem deslocamentos relativos cada vez menores. Contudo o factor que revela a maior influência em todo este processo de migração de pressões é a perda de rigidez por parte da BC devido sobretudo à fissuração das travessas. É notória a correlação da fase de abertura de fendas nas travessas, em especial nos seus meios vãos, com a mudança significativa na evolução das forças totais aplicadas sobre as mesmas. Assim se legitima a relevância da admissão de um comportamento não linear por parte das BC's, materializado por sua vez por um betão com um comportamento não linear, para uma correcta compreensão da resposta estrutural deste tipo de estruturas, em especial, para cenários próximos da rotura. No caso particular das travessas inferiores há que acrescentar um decréscimo ainda mais acentuado das pressões sobre elas exercidas em função da altura de aterro pois as interfaces solo/betão ao longo dos montantes registam uma degradação progressiva das suas capacidades friccionais, definida pelo seu critério de cedência. Por este motivo se observa uma convergência das forças totais aplicadas sobre as travessas superior e inferior.

Por fim é perceptível que a redistribuição de pressões sobre a BC é influenciada por um outro parâmetro a um nível distinto, de facto a deformada da própria estrutura condiciona a distribuição de pressões sobre os seus elementos, travessas e montantes. No caso das travessas a elevada flexibilidade das zonas centrais permite a redistribuição de tensões das mesmas para as regiões das travessas mais próximas dos montantes através do designado efeito de arco positivo, assim se compreendem os diagramas de pressões verticais, de forma parabólica, exercidas sobre as travessas. Note-se que com a fissuração dos meios vãos mencionada este diagrama de pressões caminha para uma forma trapezoidal. Esta distribuição de pressões revela-se favorável ao nível dos momentos flectores actuantes nos meios vãos permitindo travessas mais esbeltas, que por sua vez absorvem menos pressões redistribuídas dos aterros laterais superiores. No caso dos montantes, assumindo o cenário para o solo envolvente do estudo base, é intuitivo compreender a distribuição dos impulsos horizontais, ou seja, maiores pressões nas zonas das divergências dos montantes, no qual o solo é pressionado pela BC particularmente nas regiões dos esquadros, e menores pressões na zona central onde o deslocamento horizontal dos montantes ocorre na direcção oposta à do solo.

Relativamente ao colapso do sistema solo/BC confirma-se que a ocorrência de mecanismos efectivos de rotura por parte do solo não é compatível com a deformabilidade e degradação da BC, tal significaria uma inutilização por completo da estrutura embora permitisse atingir alturas de aterro bastante elevadas. Desta forma o estado limite último do sistema é definido pelo aparecimento de um mecanismo de colapso na BC através da formação de inúmeras rótulas plásticas. Foi perceptível pela análise efectuada que durante o colapso da BC a superfície de plastificação do solo era de facto reduzida e sem qualquer efeito ao nível da alteração do esquema de cargas, ou seja, a plastificação existente não gera uma instabilidade do sistema que necessite de ser verificada segundo o conceito de

estado limite de perda de equilíbrio estático. Como foi mencionado o sistema rompe quando se forma um mecanismo efectivo de colapso por parte da estrutura contudo no presente trabalho para a definição da altura máxima de aterro suportada pelo sistema estipulou-se um critério definido pelo colapso local de um dos elementos da BC, ou seja, por mera segurança admite-se que o estado limite último corresponde à formação da primeira rótula plástica pois a formação das sucessivas rótulas é iminente.

No cenário correspondente ao estudo base a BC dimensionada pela BETAFIEL revela um desempenho não desejado durante a rotura pelo facto desta ser iniciada pelo esmagamento do betão nos montantes ao nível dos esquadros, apesar de ocorrer para uma altura significativa de aterro. A ductilidade necessária só é atingida quando se garante a formação de rótulas plásticas nas travessas, por cedência das armaduras, antes do esmagamento dos montantes. Este comportamento só pode ser obtido alterando a solução apresentada pela BETAFIEL, de facto é perceptível que montantes mais robustos e travessas mais esbeltas ou flexíveis são medidas que devem ser postas em prática ajustando-se às distribuições de pressões que efectivamente se verificam sobre a estrutura.

Relativamente à verificação das condições em serviço a BC da BETAFIEL apresenta um padrão de fendilhação sobretudo localizado nos meios vãos das travessas e nas divergências dos montantes cujos valores das aberturas de fendas se encontram claramente dentro dos limites regulamentares.

A ductilidade associada ao modo de rotura revelou ser a propriedade mais importante que a BC da BETAFIEL deve exibir, de forma que sejam permitidas alturas de aterro muito elevadas em condições de segurança.

O estudo base permitiu uma percepção e compreensão dos fenómenos envolvidos neste tipo de obras no entanto só com a implementação de um estudo paramétrico e comparativo foi possível apontar quais os parâmetros que realmente condicionam a ocorrência desses mesmos fenómenos de interacção solo/estrutura e entender com que intensidade actuam tanto em serviço como à rotura.

Relativamente às análises paramétricas associadas à variação das condições envolventes da BC verificou-se que um aterro mais deformável na sua globalidade induz um incremento de pressões sobre as travessas, em especial nos meios vãos, provocando um esmagamento mais célere dos montantes; e que a existência de uma fundação rígida gera uma alteração das distribuições convencionais de pressões, no caso das travessas ocorre um agravamento significativo das pressões verticais sobretudo nas travessas inferiores junto aos montantes em oposição à zona do meio vão no qual as pressões são praticamente neutralizadas e no caso dos montantes o valor do impulso total diminui consideravelmente ocorrendo uma concentração de pressões na zona superior. A rotura dá-se pelo esmagamento dos montantes. A diminuição da rigidez dos aterros laterais à BC origina um desequilíbrio expressivo ao nível da distribuição de pressões pois ocorre um aumento significativo das pressões sobre as travessas e simultaneamente uma redução significativa dos impulsos horizontais exercidos sobre os montantes em que também se destaca a uniformidade da distribuição. Este cenário caracteriza-se por não ser favorável no que diz respeito à abertura de fendas embora ao nível da rotura da BC conduza a uma situação propícia à cedência das armaduras de flexão das travessas caso se proceda a determinados ajustes pois está-se perante um caso de flexão composta cuja influência do esforço axial não é tão expressiva.

As análises paramétricas associadas à variação das características mecânicas do betão permitiram elaborar novas considerações relativamente ao comportamento à rotura das BC's. Conclui-se que a utilização de um betão com comportamento não linear proporciona factores de interacção inferiores quando comparados com os obtidos na análise em que se aplicou um betão elástico, a partir do momento em que se inicia a fissuração da BC. Desta forma a fissuração e a consequente quebra de

rigidez por parte da BC constitui um fenómeno vantajoso, sobretudo na verificação ao estado limite último, que deve ser assumido para a obtenção de soluções mais económicas e seguras. Em relação à aplicação de um betão de classe superior foi demonstrado que tal não acarreta vantagens significativas. No que diz respeito ao confinamento do betão nas secções comprimidas, caso este seja suficiente e adequado, constitui uma óptima solução tanto ao nível da alteração do modo de rotura como ao nível da resistência alcançada. De facto a ductilidade das secções comprimidas demonstrou ser um parâmetro com uma influência relevante, no caso específico da BC da BETAFIEL analisada, pois ao atrasar o esmagamento dos montantes permite a ocorrência de rótulas plásticas nos meios vãos das travessas e assim proporcionar uma rotura dúctil do sistema para alturas de aterro mais elevadas. A rotura dúctil gerada desta forma caracterizou-se por uma demarcação de 4 fases distintas quanto ao comportamento do sistema, fases estas directamente relacionadas com o estado de fissuração nas travessas. O diagrama de pressões sobre as travessas distingue-se agora pela sua forma trapezoidal.

Quanto às análises associadas à variação da quantidade de armaduras da BC constatou-se que a redução das armaduras de flexão das travessas, ao agravarem a abertura de fendas na zonas dos meios vãos, tornam as travessas mais flexíveis e desta forma sujeitas a menores pressões verticais, e se aplicada nas proporções adequadas pode conduzir a uma rotura dúctil do sistema através da formação de rótulas plásticas nos meios vãos das travessas. Em relação ao reforço das armaduras dos montantes não foi observada nenhuma vantagem significativa na medida em que não permite a alteração do modo de rotura, mantendo-se a fragilidade com o esmagamento prévio dos montantes.

Por fim no que diz respeito às análises paramétricas associadas à alteração da geometria da BC foi possível reforçar algumas conclusões formuladas no decurso do estudo base. Conclui-se que a rotação de 90° da BC2-10, incluindo as armaduras, associada a uma alteração posicional da rigidez dos seus elementos, ou seja, montantes mais robustos e travessas mais esbeltas, permite uma distribuição mais equilibrada das pressões sobre a BC e uma maior adaptação ao estado limite último, apesar do agravamento da abertura de fendas em serviço. De facto regista-se um decréscimo das forças totais exercidas sobre as travessas, devido à maior flexibilidade das mesmas, que em conjunto com montantes mais robustos permite atingir alturas de terras mais elevadas. Por outro lado devido à rotação das armaduras e ao atraso no esmagamento dos montantes favorece-se o surgimento de rótulas plásticas, em primeiro lugar por cedência das armaduras exteriores dos montantes na zona dos esquadros e depois por cedência das armaduras de flexão das travessas nos meios vãos. Obtém-se portanto uma rotura dúctil do sistema para uma altura de aterro mais elevada. A alteração correspondente ao aumento da espessura dos montantes, sem qualquer modificação ao nível das travessas, revela-se pouco eficaz pois apenas proporciona uma melhoria no desempenho em serviço e alturas de terras mais elevadas. Contudo mantém-se o carácter frágil da rotura do sistema.

Uma análise comparativa entre as principais ilações retiradas das análises paramétricas permitiu alcançar uma compreensão mais profunda e alargada em relação ao comportamento da BC em análise e aos mecanismos de interacção solo/estrutura desenvolvidos, que pode ser generalizada a este tipo de obras. Conclui-se que a deformabilidade do solo envolvente constitui o parâmetro mais condicionante dos mecanismos de interacção solo/estrutura, pelo facto de influenciar a rigidez relativa solo/estrutura, alterando por completo a distribuição de pressões sobre a BC. Por este motivo os problemas associados a Box Culverts enterradas devem ser divididos em 4 cenários distintos de forma a se proporcionar um dimensionamento o mais preciso possível, nomeadamente em fundação elástica com aterro lateral compactado, fundação elástica com aterro não lateral compactado, fundação rígida com aterro lateral compactado e fundação rígida com aterro lateral não compactado. Em termos de distribuição de pressões os cenários de aterro lateral não compactado revelam os maiores desequilíbrios, ou seja, travessas muito sobrecarregadas em oposição aos montantes. No entanto é

perceptível a dificuldade em enquadrar o problema num destes cenários devido à incerteza envolvida, sobretudo, na avaliação da deformabilidade do aterro lateral à BC. No caso da rigidez da fundação o seu controlo é mais acessível, devendo ser criado durante a execução deste tipo de obras um leito preferencialmente elástico. A flexibilidade das travessas também constituiu um parâmetro influente, embora não tão notório como o anterior, ao nível dos mecanismos de migração de acções. De novo a ideia de travessas o mais esbeltas possíveis é reforçada. A deformabilidade do solo envolvente e a flexibilidade das travessas podem ser condicionantes ao nível da distribuição de pressões contudo são os parâmetros associados ao reforço da capacidade resistente das secções críticas que são preponderantes na fase associada à rotura da BC, ou seja, para uma determinada distribuição de pressões a alteração das características resistentes produz um efeito significativo na verificação ao estado limite último. No entanto estes efeitos podem ser eficazes caso a rotura ocorra por esmagamento de uma determinada secção, permitindo maiores alturas de aterro, contudo do ponto de vista da segurança são ineficazes em muitos dos casos pois não alteram o carácter frágil da rotura. O confinamento das secções comprimidas e o aumento da espessura dos montantes associado a travessas mais flexíveis constituem as medidas mais eficazes para a ocorrência de uma rotura dúctil por parte do sistema solo/estrutura ao promoverem a formação de rótulas plásticas nas travessas previamente ao esmagamento dos montantes. Relativamente à abertura de fendas a deformabilidade do solo envolvente revela-se o parâmetro mais condicionante, em especial, no caso do cenário associado à fraca compactação do solo lateral pois ao ser estimulada a redistribuição de pressões verticais sobre as travessas e a redução substancial dos impulsos horizontais sobre os montantes, associada a esforços axiais nas travessas também mais baixos, é gerada uma situação de flexão composta, na qual o efeito dos momentos flectores é incrementado em detrimento da acção positiva dos esforços axiais, favorável ao agravamento das fissuras nos meios vãos das travessas.

Além de conceitos passíveis de serem generalizados para este tipo de estruturas a análise paramétrica e comparativa de uma BC da BETAFIEL permitiu apontar, embora com as reservas mencionadas inicialmente, algumas medidas que devem ser implementadas nas BC's correntemente fabricadas por esta empresa de forma a se tornarem estruturas sobretudo mais seguras e económicas pois o desempenho em serviço é aceitável. Em primeiro lugar é necessário referir que ao ser desprezada a interacção solo/estrutura e ao serem considerados diagramas de pressões verticais constantes sobre as travessas obtêm-se dimensões das travessas e dos montantes da BC desajustadas às acções efectivamente exercidas. Na realidade o esforço axial nos montantes é subavaliado, daí o frequente esmagamento dos mesmos, enquanto que os momentos flectores nas travessas são muitas vezes sobrestimados requerendo travessas mais robustas e rígidas, estimulando a absorção de pressões dos aterros laterais. Foi possível constatar que a forma do diagrama de pressões verticais sobre as travessas ao assumir uma forma parabólica, onde as pressões se acumulam mais nas zonas dos montantes e menos nas zonas dos meios vãos, favorece o dimensionamento das mesmas. Perante o desajuste referido são apresentadas 3 medidas correctivas, o confinamento das secções comprimidas, o aumento da espessura dos montantes em conjunto com travessas mais esbeltas e a redução para metade das armaduras de flexão das travessas. A solução associada ao confinamento, materializada por cintagem, logo à partida foi colocada em questão devido à dificuldade e ineficácia na sua implementação em montantes com a esbelteza apresentada, embora na teoria proporcionasse uma rotura dúctil para uma altura de aterro significativamente mais elevada. A segunda medida, testada no presente trabalho através da rotação de 90° da BC2-10 incluindo armaduras, ao proporcionar um melhor ajuste por parte da estrutura às acções realmente exercidas permite a ductilidade da rotura e uma maior altura de aterro. Por fim a solução relativa à redução das armaduras de flexão das travessas deve ser implementada pois além da clara vantagem económica induz uma melhoria no desempenho da BC à rotura, isto é, torna a rotura mais próxima de uma rotura dúctil e travessas ligeiramente menos sobrecarregadas. A única

contrapartida das duas últimas soluções refere-se ao agravamento da abertura de fendas em serviço, contudo o bom desempenho da BC é garantido através do respeito dos limites regulamentares mesmo para cenários desfavoráveis como os de fraca compactação do aterro lateral. Curiosamente o cenário de fraca compactação do aterro lateral associado à redução das armaduras, para a BC em análise, demonstrou uma melhoria da segurança à rotura pelo facto de permitir atingir a plastificação das armaduras de flexão das travessas.

A comparação entre os resultados obtidos no presente trabalho, relativamente à BC2-10 da BETAFIEL, e os resultados de um estudo anterior desenvolvido para uma BC da MAPREL com as mesmas dimensões interiores dimensionada sensivelmente para a mesma altura de terras permitiu retirar algumas ilações interessantes sobre a adequação do dimensionamento, efectuado por cada uma das empresas, às acções efectivamente exercidas. Ambas as empresas adoptam soluções desajustadas para as dimensões dos montantes e travessas, contudo na avaliação do desempenho em serviço a BC da MAPREL apresenta um comportamento pior, ou seja, maiores aberturas de fendas, justificado pela maior espessura das suas travessas em detrimento das armaduras de flexão e pela existência de rótulas nos montantes. No entanto na avaliação do desempenho à rotura a situação inverte-se, pois a maior sobrecarga das travessas associada a menores áreas de armaduras de flexão propicia uma rotura mais segura.

Pela análise comparativa com resultados obtidos em estudos desenvolvidos com modelos não lineares elásticos do solo, no qual o betão foi admitido como elástico, constatou-se que a contribuição destes modelos mais robustos se centrava numa simulação mais correcta do processo de compactação registado especialmente nos aterros laterais e desta forma no condicionamento dos deslocamentos relativos responsáveis pelos efeitos de arco negativos sobre as travessas superiores, ou seja, estes modelos conduzem a menores forças totais exercidas sobre as travessas, sobretudo para o estado limite último. No presente trabalho este decréscimo de forças estava associado à fissuração da BC e ao consequente aumento da sua flexibilidade devido à aplicação de um modelo não linear de betão. Assim a conjugação de modelos não lineares elásticos de solo com modelos não lineares de betão permitirá obter distribuições de pressões mais equilibradas, travessas menos sobrecarregadas ao invés dos montantes, especialmente na verificação aos estados limites últimos tornando-se o dimensionamento menos conservativo.

No entanto a forma como diversos autores têm aplicado os modelos não lineares elásticos do solo e os modelos elasto-plásticos das interfaces, perante os resultados do presente trabalho, apresenta algumas falhas alvo de críticas. A primeira questão depreende-se com o facto destes autores aplicarem a não linearidade elástica do solo baseada apenas no peso das novas camadas de aterro acrescentadas em detrimento do estado de tensão real existente no ponto em análise. Em relação às interfaces estas aparentemente não apresentam um critério de cedência visto não ser registado uma convergência na evolução dos factores de interacção sobre as travessas superiores e inferiores. A conjugação destes dois pontos de facto pode levar ao decréscimo acentuado registado na evolução dos factores de interacção e a valores significativamente superiores em especial sobre as travessas inferiores, nos estudos analisados.

Por fim, ponderadas as vantagens e dificuldades na aplicação destes modelos mais complexos de solo, admite-se que tendo em conta que a influência principal da aplicação deste tipo de modelos se centra numa actualização da compactação dos aterros, se não forem garantidos critérios de compactação das novas camadas adicionadas e respectiva avaliação das propriedades elásticas resultantes a incerteza envolvida é de tal forma significativa que não compensa aparentemente adoptar um modelo mais robusto.

O último ponto abordado no presente trabalho, sobre a avaliação da segurança global do sistema solo/estrutura aos estados limites de serviço e último, permitiu estabelecer uma técnica de avaliação global deste tipo de obras a partir de uma análise não linear, tendo em conta as suas particularidades, e desta forma avaliar o dimensionamento efectuado pela BETAFIEL para o problema específico analisado. A avaliação ao estado limite último envolve duas perspectivas, a primeira encara o solo como uma mera carga permanente aplicada à estrutura e a segunda encara o solo também com uma capacidade resistente. Ambas as perspectivas devem ser implementadas na verificação da segurança global do sistema solo/estrutura para dois cenários extremos, correspondentes a uma fundação elástica e aterro lateral compactado, e a uma fundação elástica e aterro lateral não compactado. A segurança é verificada quando o menor de quatro coeficientes de segurança globais for superior à unidade. No entanto tal deve ser ponderado com o modo de rotura registada na análise não linear. A avaliação ao estado limite de serviço consiste numa simples confrontação da altura de terras correspondente ao limite de abertura de fendas em serviço com a altura de terras associada à altura de terras associada ao estado limite de serviço.

A aplicação dos procedimentos propostos à BC2-10 da BETAFIEL levou à obtenção de um coeficiente global de segurança à rotura, γ_G , mínimo com o valor de 2.3, claramente superior à unidade. O dimensionamento efectuado por esta empresa apresenta um carácter bastante conservativo, justificado em parte pela admissão de um ramo de amolecimento pós-pico para o betão à compressão e pela melhoria da resistência por parte do betão sujeito a estados de compressão biaxial nas análises não lineares executadas. Por outro lado a distribuição real das pressões, em especial sobre as travessas, conduz a momentos flectores menos gravosos relativamente à distribuição constante de pressões adoptada pela BETAFIEL. Por sua vez o coeficiente global de segurança em serviço, γ_{GS} , toma o valor mínimo de 1.9. Ao serem confrontados os coeficientes de segurança global à rotura e em serviço constata-se que a segurança global da estrutura em análise é condicionada pelo desempenho da BC em serviço.

Finalmente, após o desenvolvimento deste trabalho, é possível reafirmar que a utilização de modelos de análise não linear, incluindo o do betão, contribuem para uma melhor compreensão dos complexos mecanismos de interacção solo/estrutura desenvolvidos neste tipo de obras e a sua utilização no dimensionamento de BC's sob aterros elevados permite alcançar soluções de maior durabilidade, mais seguras e económicas.

7.3. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A maior contribuição decorrente do desenvolvimento deste trabalho consiste na elaboração de sugestões e orientações para desenvolvimentos futuros com vista a aprofundar os campos ainda não abordados com a devida atenção.

Tendo em conta a importância da deformabilidade dos aterros na distribuição das acções sobre a estrutura é fundamental, antes de mais, estabelecer procedimentos mais exactos e sistemáticos de compactação das terras, acompanhados de uma caracterização experimental das propriedades mecânicas decorrentes dessa mesma compactação e do material aplicado. Só assim é possível reduzir a incerteza envolvida e estreitar o campo de cenários a verificar no dimensionamento. Por outro lado um maior grau de confiança nas características que o solo efectivamente apresenta na realidade torna mais vantajosa e eficaz a adopção de modelos não lineares elásticos por parte do solo no modelo numérico.

Outros elementos que também devem ser sujeitos a uma melhor caracterização, pelo facto de serem condicionantes nos mecanismos de interacção, são as interfaces. Recomenda-se um estudo experimental exaustivo das características físicas e mecânicas das interfaces.

Executados os estudos acima propostos, convém efectuar uma nova avaliação experimental da resposta das estruturas enterradas através do recurso a células de pressão e extensómetros para a validação do modelo numérico a utilizar.

O segundo passo a tomar em estudos posteriores deve concentrar-se na alteração da geometria dos montantes e das travessas, utilizadas correntemente por empresas nacionais, seguindo as considerações elaboradas no decurso do presente trabalho. Tais modificações permitirão um melhor ajuste à distribuição de acções resultante da existência de mecanismos de interacção solo/estrutura. Como é compreensível estas alterações estão condicionadas pelas acções exercidas no entanto as acções são por sua vez influenciadas pela própria geometria da BC. Por este motivo este cenário implica um ligeiro processo de optimização mas tal deve permitir a obtenção de travessas mais esbeltas e montantes mais robustos. De forma a facilitar este processo é recomendado que ligeiras modificações geométricas sejam introduzidas às soluções apresentadas pelas empresas e que a restante capacidade resistente seja garantida pelas armaduras decorrentes de um novo cálculo agora condicionado por uma distribuição de acções mais exacta.

O terceiro passo deve incidir na obtenção de uma distribuição de acções mais exacta através da correcção da distribuição de acções por via geostática com factores de interacção obtidos para diferentes alturas de terras para cada uma das soluções geométricas modificadas das empresas. De facto o que se sugere é a elaboração ou de equações ou de ábacos que permitam para uma específica solução geométrica obter de uma forma simples e rápida os correspondentes factores de interacção e assim determinar as armaduras necessárias para a verificação dos estados limites último e de serviço. Esta sugestão apresenta uma limitação pelo facto de não ter em conta a forma parabólica das pressões verticais exercidas sobre as travessas, contudo a simplicidade de cálculo obtida justifica esta medida.

Para a elaboração dessas equações ou ábacos a utilização de um betão com um comportamento não linear não é correcta pois as armaduras ainda não estão estabelecidas apenas a geometria. É compreensível que para um dimensionamento simples e rápido deste tipo, onde as acções estão dependentes apenas da altura de aterro, um betão elástico é o recomendado apesar de serem obtidas soluções ligeiramente conservativas.

A única solução recomendada para um dimensionamento o mais exacto possível seria através de um dimensionamento iterativo particularizado a casos específicos, ou seja, para uma determinada geometria de uma BC e para uma altura específica de terras poderiam ser efectuadas sucessivas análises não lineares de forma a ser atingida uma solução ideal para o problema em causa. Através desta metodologia poderia ser elaborado um ábaco no qual para uma geometria e altura de aterro era apresentado um esquema de armaduras.

BIBLIOGRAFIA

- AASHTO (2002). *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
- Bennett, R., Wood, S., Drumm, E., and Rainwater, N. (2005). *Vertical Loads on Concrete Box Culverts under High Embankments*. Journal of Bridge Engineering, 10 (6), 643-649.
- Box Culvert Association. *A Guide to Site Practice*. <http://www.boxculvert.org.uk/publications.html>. Dezembro 2007.
- Box Culvert Association. *Standard Specification 1991*. <http://www.boxculvert.org.uk/publications.html>. Dezembro 2007.
- Cardoso, A. (1998). *Passagens hidráulicas: acções devidas ao peso do terreno*. Nota técnica do projecto de execução variante recorrendo a elementos pré-fabricados pela Maprel, Maprel.
- CEB. (1993). *CEB-FIP Model Code 1990*. Thomas Telford, Londres.
- CEN. (2004). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- CEN. (2004). *Eurocódigo 7: Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais*, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- Chen, W. (1982). *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill.
- Dasgupta, A., Sengupta, B. (1991). *Large Scale Model Test on Square Box Culvert Backfilled with Sand*. Journal of Geotechnical Engineering. 117 (1), 156-161.
- Dias da Silva, V., (1999). *Mecânica e Resistência dos Materiais*. 2ª Edição, ZUARI, Coimbra.
- Duncan, J., Chang, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain on soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96 (5), 1629-1653, ASCE.
- Feenstra, P. (1993). *Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete*. Dissertação de Doutoramento, Delft University of Technology, Delft.
- Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos: conceitos e princípios fundamentais*. FEUP Edições, Porto.
- Figueiras, J., Félix, C., Cardoso, A. (2001). *Análise do Comportamento de Estruturas de Betão Enterradas (Box Culverts)*. Instituto Brasileiro do Concreto – 44º Congresso Brasileiro, 2001, Brasil.
- Figueiras, J. (1983). *Ultimate Load Analysis of Anisotropic and reinforced Concrete Plates and Shells*. Dissertação de Doutoramento, University College of Swansea, Swansea, Wales.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers.
- Lourenço, P., Figueiras, J. (1993). *Automatic Design of Reinforcement in Concrete Plates and Shells*. Engineering Computations, 10 (6), 519-541.
- Marston, A. (1930). *The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments*. Bulletin 96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Marston, A., Anderson, A. (1913). *The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes*. Bulletin 31, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.

Newson, T., Stone, K. (2006). *Discussion of "Design Loading on Deeply Buried Box Culverts" by Kyungsik Kim and Chai H. Yoo*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, August 2006, 1106-1108.

Oliveira, R. (2001). *Análise de pavimentos de edifícios de concreto armado com a consideração da não-linearidade física – modelagem e metodologia de aplicação a projectos*. Dissertação de Doutoramento, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

Pimentel, M., Costa, P., Félix, C., Figueiras, J. (2006a). *Modelação De Passagens Enterradas Constituídas Por "Box Culverts" Sob Aterros De Altura Elevada*. IV Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas JPEE, 2006, Lisboa.

Pimentel, M., Costa, P., Figueiras, J. (2006b). *Análise do Comportamento e Verificação de Dimensionamento de Box-Culverts*. Relatório Síntese. Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto.

Pimentel, M., Costa, P., Félix, C., Figueiras, J. (2008a). *Behaviour of reinforced concrete box-culverts under high embankments*. ASCE Journal of Structural Engineering, Accepted for publication.

Pimentel, M., Costa, P., Félix, C., Figueiras, J. (2008b). *Comportamento Estrutural de "Box Culverts" sob alturas de aterro elevadas*. 2ª Congresso Nacional da Prefabricação em Betão ANIPB 2008, Lisboa.

Plumey, S. (2007). *Interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes*. Dissertação de Doutoramento N° 3714, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.

Kang, J., Parker, F., Kang, Y., Yoo, C. (2008). *Effects of frictional forces acting on sidewalls of buried box culverts*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 32, 289-306.

Kim, K., Yoo, C. (2005). *Design Loading on Deeply Buried Box Culverts*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131 (1), 20-27.

Kim, K., Yoo, C. (2006). *Closure to "Design Loading on Deeply Buried Box Culverts" by Kyungsik Kim and Chai H. Yoo*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, August 2006, 1108.

Sang, P. (2000). *Comportamento e Modelação Numérica de Estruturas Enterradas de Betão*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sang, P., Cardoso, A., Figueiras, J. (2001). *Análise Do Comportamento De Estruturas Pré-Fabricadas Enterradas (Box Culverts) Com Vista Ao Seu Dimensionamento Mais Eficiente*. Relatório Técnico, Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto.

Santos, L., Ramos, T., Lopes, N. (2002). *Box Culverts*, Disciplina de Seminário de Estruturas 1, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Spangler, M. (1950). *Field measurements of the settlement ratios of various highway culverts*. Bulletin 170, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.

Spangler, M. (1968). Discussion to "The modification of the pressures on rigid culverts with fill procedures". Highway Research Record, 249, 41-43.

Tadros, M., Benak, J., Gilliland, M. (1989). *Soil Pressure on Box Culverts*. ACI Structural Journal, 86 (4), 439-450.

Van Langen, H., Vermeer, P. (1991). Interfaces elements for singular plasticity points. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 15, 301-315.

Yang, M. (2000). *Evaluation of Factors Affecting Earth Pressures on Buried Box Culverts*. Dissertação de Doutorado, The University of Tennessee, Knoxville.

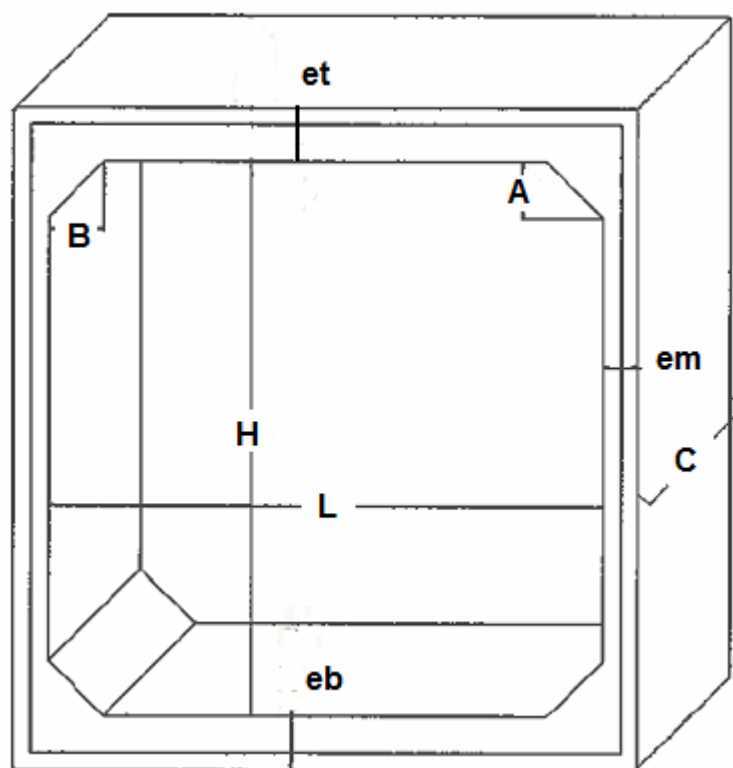
Witte, F. (2007). *DIANA User's Manual – Release 9.2*. TNO DIANA BV, Delft.

Witte, F., Hendriks, M. (2007). *DIANA User's Manual – Geotechnical Analysis*. TNO DIANA BV, Delft.

Witte, F., Kikstra, W. (2007). *DIANA User's Manual – Material Library*. TNO DIANA BV, Delft.

ANEXOS

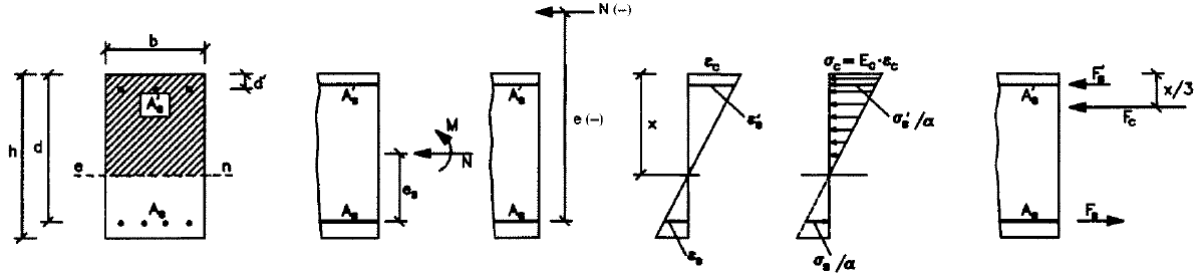
A4.1. CATÁLOGO DA BETAFIEL



Dimensões (m)				Espessuras(m)			Peso (kg/m)	Peso (kg/uni.)
Altura A	Largura L	Comprimento C	Esquadro A*B	Topo	Base	Laterais		
1.00	2.00	2.00	0.10*0.20	0.15	0.15	0.10	2375	4750
2.00	1.00	2.00	0.20*0.10	0.10	0.10	0.15	2375	4750
2.00	2.00	2.00	0.20*0.20	0.20	0.20	0.15	3340	7680
2.00	2.50	1.85	0.20*0.25	0.20	0.20	0.15	4380	8100
2.50	2.00	1.85	0.25*0.20	0.15	0.15	0.20	4380	8100
2.00	3.00	1.85	0.20*0.30	0.25	0.25	0.20	6300	11650
3.00	2.00	1.85	0.30*0.20	0.20	0.20	0.25	6300	11650
2.50	2.50	2.00	0.25*0.25	0.25	0.25	0.17	5750	11500
3.00	3.00	1.50	0.30*0.30	0.29	0.29	0.19	7870	11800

Fig.A4.1. – Topologias de Box Culverts comercializadas pela empresa portuguesa BETAFIEL

A4.2. EXPRESSÕES PARA O CÁLCULO DE TENSÕES E DO EIXO NEUTRO DE SECÇÕES RECTANGULARES DE BETÃO ARMADO EM FASE FENFILHADA EM FLEXÃO COMPOSTA



$$\xi = \frac{x}{d}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_c}; \quad \rho = \frac{A_s}{bd}; \quad \rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$N \neq 0; \quad M_s = M + N.e_s$$

$$e = M_s / N = M / N + e_s$$

Posição do eixo neutro: (ξ)

$$\xi^3 - 3\left(1 + \frac{e}{d}\right)\xi^2 + 6\alpha\rho\left[-\frac{e}{d} + \frac{\rho'}{\rho}\left(-\frac{e}{d} - 1 + \frac{d'}{d}\right)\right] \cdot \xi - 6\alpha\rho\left[-\frac{e}{d} + \frac{\rho'}{\rho}\left(-\frac{e}{d} - 1 + \frac{d'}{d}\right)\frac{d'}{d}\right] = 0$$

Tensões:

Betão: (fibra mais comprimida)

$$\sigma_c = C_c \frac{M_s}{bd^2};$$

$$C_c = \frac{\xi}{\frac{\xi^2}{2}\left(1 - \frac{\xi}{3}\right) + \rho'\alpha\left(1 - \frac{d'}{d}\right)\left(\xi - \frac{d'}{d}\right)}$$

Aço:

$$\sigma_s' = C_s' \frac{M_s}{bd^2};$$

$$C_s' = \alpha \frac{\xi - \frac{d'}{d}}{\xi} C_c$$

$$\sigma_s = C_s \frac{M_s}{bd^2};$$

$$C_s = \alpha \frac{1 - \xi}{\xi} C_c$$

A4.3. VERIFICAÇÃO AO CORTE

Valor característico do esforço transversal resistente, tendo em conta análise não linear efectuada e segundo o Eurocódigo 2:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d \Rightarrow V_{Rk,c} = \left[C_{Rk,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w d$$

$$V_{Rk,c} = \left[0,18 \times 2 \times (100 \times 0,0142 \times 30)^{1/3} \right] \times 1000 \times 160 \Leftrightarrow V_{Rk,c} = 201 \text{ kN}$$

$$b_w = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 0,16 \text{ m} = 160 \text{ mm} \quad (h = 0,2 \text{ m})$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_l = \frac{22,68}{1 \times 0,16} = 0,0142 = 1,42\%$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \rightarrow C_{Rk,c} = 0,18$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm} \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{160}} = 2,12 \rightarrow k = 2$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Taxa mínima de armaduras de esforço transversal, segundo disposições do Eurocódigo 2:

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = (0,08 \sqrt{30}) / 500 = 0,000876 \rightarrow \frac{A_{sw,min}}{s} = 0,000876 \times 1 = 0,000876 \text{ m}^2 / \text{m}$$

Valor característico do esforço transversal resistente de elementos com armaduras de esforço transversal constituída por estribos verticais segundo a formulação do Método das Bielas de Inclinação Variável:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \Rightarrow V_{Rk,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywk} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rk,s} = 0,000876 \times 0,144 \times 500 \times 10^3 \times 2 = 126 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,000876 \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \times 0,16 = 0,144 \text{ m}$$

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\cot \theta = 2$$

Dimensionamento das armaduras transversais necessárias, segundo a formulação do Método das Bielas de Inclinação Variável:

Altura de aterro $h=43\text{m}$

$$V_{\max} = 400 \text{ kN} \leq V_{Rk,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywk} \cdot \cot \theta \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{\max}}{z \cdot f_{ywk} \cdot \cot \theta}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{400 \times 10^3}{0,144 \times 500 \times 10^6 \times 2} = 2,8 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{m} = 28 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \times 0,16 = 0,144 \text{ m}$$

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\cot \theta = 2$$

Disposições construtivas:

Admitindo a travessa superior como uma laje maciça o Eurocódigo 2 estabelece os seguintes espaçamentos máximos para os estribos:

$$\text{Espaçamento longitudinal máximo} \rightarrow s_{\max} = 0,75d = 0,75 \times 0,16 = 0,12\text{m}$$

$$\text{Espaçamento transversal máximo} \rightarrow s_{\max} = 1,5d = 1,5 \times 0,16 = 0,24\text{m}$$

