

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS ABÓBADA COM DESCARREGADORES DE SUPERFÍCIE DE GRANDES DIMENSÕES

BRUNO FILIPE QUINTAS VIEIRA

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

Orientador: Professor Associado Convidado Eng.º Domingos Manuel
Ribeiro da Silva Matos

Co-Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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.

Aos meus Pais e amigos

Faz sempre primeiro o que mais difícil te parecer

Ralph Emerson

AGRADECIMENTOS

O primeiro agradecimento terá indubitavelmente de ser dirigido ao Professor Domingos da Silva Matos que, com toda a sua simpatia e de uma forma descontraída mas sempre competente, me foi transmitindo ao longo deste processo, importantes conhecimentos que certamente me serão úteis no futuro.

Um agradecimento deverá também ser feito ao Professor Raimundo Delgado pela sua disponibilidade e pela sua ajuda, principalmente na fase inicial deste percurso.

Ao Eng.º Nuno Antunes pela ajuda nas tarefas de modelação.

Ainda e de uma forma especial, deixo os meus mais sinceros agradecimentos ao Eng.º José Paixão, que com toda a sua simpatia e nível de conhecimento ímpar, contribuiu de forma incansável e decisiva para que o presente trabalho se concretizasse.

Finalmente, aos colegas Albano Sousa, Bruno Duarte e Hélder Xavier, pela camaradagem demonstrada ao longo de todo este processo.

RESUMO

No âmbito do Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico (PNBEPH) Portugal encontra-se a desenvolver alguns estudos com vista à realização de importantes investimentos no domínio da produção de energia hidroeléctrica no período 2007-2020 e cuja meta se situa nos 7000MW de potencia instalada no ano horizonte. A concretização de tal objectivo, passará inevitavelmente não só pelo reforço mas também pela construção de novos aproveitamentos. A construção de uma nova barragem é, compreensivelmente, um investimento de risco devendo por isso ser cuidadosamente delineado não só em termos económicos mas também em termos técnicos, nomeadamente ao nível do seu comportamento estrutural, mas também em relação aos órgãos que equiparão essa estrutura, como por exemplo os descarregadores de cheias, devendo neste caso ser cuidadosamente estudado o tipo e a localização desse órgão.

Uma das barragens a construir, é a barragem do escalão de montante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor, configurando uma solução em abóbada equipada com um descarregador de superfície de grandes dimensões.

É objectivo desta tese a análise da influência da dimensão da abertura provocada pelo descarregador, no comportamento estrutural da barragem em condições de serviço. Para tal serão considerados várias soluções, com diferentes aberturas sendo que numa delas se recorre a uma viga de travamento, providenciando a continuidade do coroamento.

Para tal recorrer-se-á ao Método dos Elementos Finitos (MEF), através do programa de cálculo automático ANSYS[®], de forma a determinar a resposta da estrutura a análises de natureza estática e dinâmica. Do lado da análise estática, serão consideradas as acções do peso próprio, da pressão hidrostática e da temperatura. No que se refere à análise dinâmica, serão determinados numa primeira fase as frequências e modos próprios de vibração, sendo posteriormente analisada a resposta da estrutura à acção do sismo base de projecto (SBP). No final proceder-se há ainda a uma análise de sobreposição dos efeitos estáticos e dinâmicos.

No final, concluir-se-á que a estrutura não é particularmente sensível à variação da dimensão do descarregador em profundidade, assim como o efeito introduzido pela viga de travamento permitirá concluir que o comportamento da estrutura será essencialmente influenciado pela dimensão da abertura e não tanto pela posição desta.

PALAVRAS-CHAVE: barragens de betão, barragens abóbada, análise de barragens abóbada pelo método dos elementos finitos, análise estrutural de barragens abóbada, descarregador de cheias

ABSTRACT

In the scope of the National Program of Dams with High Hydroelectric Potential (PNBEPH) Portugal is currently developing some studies to achieve significant improvements in hydroelectric power production within the period 2007-2020 and whose goal aims 7000MW of installed capacity at the end of that period. The achievement of that goal is connected not only with the strengthening of the existing hydroelectric facilities but also with the construction of new ones. The construction of a new dam is, understandably, a high risk investment and so, it should be carefully designed not only in economical but also in technical concerns, especially in terms of structural behavior. Beyond the structural performance, the dam equipments, like spillways, should also be taken into account, and so, the type and placement of those equipments should be carefully planned.

One of those dams to be built is the arch dam of the Baixo Sabor Upstream Scheme, which is equipped with a large surface spillway.

The main objective of this thesis is to analyze the influence of the spillway opening over the structural behavior of the dam in normal service conditions. To achieve that goal, several solutions regarding different spillway opening depths will be considered. A case study considering the existence of a beam providing structural continuity along the crest will also be analysed.

In order to achieve the proposed goals, the finite element code ANSYS® will be applied, to obtain both static and dynamic responses of the dam. In terms of static analysis, the self weight, hydrostatic pressures and thermal actions will be considered. In the dynamic analysis, the first step will be a modal analysis in which the mode shapes and vibration frequencies should be obtained. The modal analysis will be followed by a seismic analysis obtaining the structural response of the arch dam under the Basis Design Earthquake (BDE). At the end, a static and dynamic superposition analysis will be performed.

Finally, the main conclusion to be withdrawn from this work is that the structure is not particularly sensitive to spillway dimension variations in depth. In the other hand it must be noted that the structure's behavior when considering the existence of the beam is essentially affected by the opening dimension and not only by its position.

KEYWORDS: concrete dams, arch dams, finite element method analysis of arch dams, structural arch dam analysis, spillway

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. BARRAGENS DE BETÃO	2
1.2.1. TIPO ESTRUTURAL	2
1.2.1.1. Barragem de Gravidade	2
1.2.1.2. Barragem em arco-gravidade	5
1.2.1.1. Barragem abóbada.....	7
1.2.2. DESCARREGADORES	10
1.3. ÂMBITO DO TRABALHO	12
1.4. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS	14
1.5. REFERÊNCIAS	14
2. ELEMENTOS FINITOS	17
2.1. GENERALIDADES	17
2.2. FUNDAMENTOS DO MEF	17
2.3. DESCRIÇÃO DO ELEMENTO HEXAÉDRICO DE 20 NÓS	19
2.3.1. GEOMETRIA DO ELEMENTO	20
2.3.2. CAMPO DE DESLOCAMENTOS	21
2.3.3. ESTADO DE DEFORMAÇÃO	21
2.3.4. ESTADO DE TENSÃO	24
2.3.5. MATRIZ DE RIGIDEZ.....	25
2.3.6. VECTOR DAS FORÇAS NODAIS	25
2.3.7. MATRIZ DE MASSA	26
2.3.8. MATRIZ DE AMORTECIMENTO	26
2.4. REFERÊNCIAS	27

3. MODELAÇÃO E GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	29
3.1. GENERALIDADES	29
3.2. GEOMETRIA	29
3.2.1. DESCRIÇÃO GERAL	29
3.2.2. DEFINIÇÃO ANALÍTICA	31
3.3. GERAÇÃO DO MODELO E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	34
3.3.1. BARRAGEM	34
3.3.2. MACIÇO DE FUNDAÇÃO	37
3.3.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	39
3.4. REFERÊNCIAS	39
4. ANÁLISE ESTÁTICA	41
4.1. GENERALIDADES	41
4.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES	42
4.2.1. PESO PRÓPRIO	42
4.2.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA	42
4.2.3. ACÇÕES TÉRMICAS	43
4.2.3.1. Temperatura do ar	43
4.2.3.2. Temperatura da água	44
4.2.3.2. Temperatura do betão	44
4.3. HIPÓTESES DE CÁLCULO	46
4.4. ANÁLISE E VALIDAÇÃO INDIVIDUAL DOS RESULTADOS	46
4.4.1. MODELO 1	46
4.4.1.1. Hipótese 1 - PP	46
4.4.1.2. Hipótese 2 – PP+NPA	47
4.4.1.3. Hipótese 3 – VR	49
4.4.1.4. Hipótese 4 – INV	51
4.4.2. MODELO 2	52
4.4.2.1. Hipótese 1 - PP	52
4.4.2.2. Hipótese 2 – PP+NPA	53
4.4.2.3. Hipótese 3 – VR	55
4.4.2.4. Hipótese 4 – INV	56

4.4.3. MODELO 3	57
4.4.3.1. Hipótese 1 - PP	57
4.4.3.2. Hipótese 2 – PP+NPA	58
4.4.3.3. Hipótese 3 – VR	60
4.4.3.4. Hipótese 4 – INV	61
4.4.4. MODELO 4	62
4.4.4.1. Hipótese 1 - PP	62
4.4.4.2. Hipótese 2 – PP+NPA	63
4.4.4.3. Hipótese 3 – VR	64
4.4.4.4. Hipótese 4 – INV	66
4.4.5. MODELO 5	67
4.4.5.1. Hipótese 1 - PP	67
4.4.5.2. Hipótese 2 – PP+NPA	68
4.4.5.3. Hipótese 3 – VR	70
4.4.5.4. Hipótese 4 – INV	71
4.4.6. REPRESENTATIVIDADE DOS RESULTADOS.....	73
4.5. ANÁLISE COMPARATIVA.....	73
4.5.1. HIPÓTESE 1 - PP	73
4.5.2. HIPÓTESE 2 – PP+NPA	77
4.5.3. HIPÓTESE 3 – VR	82
4.5.4. HIPÓTESE 4 – INV	86
4.6. COMENTÁRIOS FINAIS	91
4.7. REFERÊNCIAS.....	91
 5. ANÁLISE DINÂMICA.....	 93
5.1. GENERALIDADES	93
5.2. O CONCEITO DE SISMO	94
5.3. ANÁLISE DINÂMICA DE UM OSCILADOR DE 1 GRAU DE LIBERDADE	94
5.3.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	94
5.3.2. EFEITO DA ACÇÃO SÍSMICA.....	95
5.4. ANÁLISE DINÂMICA DE UM SISTEMA DE N GRAUS DE LIBERDADE.....	97
5.4.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	97
5.4.2. MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL	99

5.4.2.1. Equações de equilíbrio desligadas sem amortecimento	100
5.4.2.2. Equações de equilíbrio desligadas com amortecimento	101
5.4.3. EFEITO DA ACÇÃO SÍSMICA	102
5.5. ESPECTROS DE RESPOSTA REGULAMENTARES	104
5.6. HIPÓTESES DE CÁLCULO	106
5.7. ANÁLISE DAS FREQUÊNCIAS E MODOS PRÓPRIOS DE VIBRAÇÃO	107
5.7.1. MODELO 1	107
5.7.2. MODELO 2	108
5.7.3. MODELO 3	109
5.7.4. MODELO 4	109
5.7.5. MODELO 5	110
5.8. ANÁLISE DA RESPOSTA DA ESTRUTURA À ACÇÃO SÍSMICA	110
5.8.1. MODELO 1	111
5.8.2. MODELO 2	112
5.8.3. MODELO 3	114
5.8.4. MODELO 4	115
5.8.5. MODELO 5	116
5.9. ANÁLISE COMPARATIVA	118
5.9.1. HIPÓTESE 1 – ALBUFEIRA VAZIA	118
5.9.2. HIPÓTESE 2 – ALBUFEIRA CHEIA	121
5.10. SOBREPOSIÇÃO DAS RESPOSTAS ESTÁTICA E DINÂMICA	123
5.11. COMENTÁRIOS FINAIS	128
5.12. REFERÊNCIAS	129
 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 131
 ANEXO A	 133
A1. HIPÓTESE 1 - PP	133
A2. HIPÓTESE 2 – PP+NPA	139
A3. HIPÓTESE 3 - VR	146
A4. HIPÓTESE 4 - INV	150

ANEXO B	153
B1.REPRESENTAÇÕES DOS 5 PRIMEIROS MODOS DE VIBRAÇÃO	153
B1.1 - HIPÓTESE 1 – ALBUFEIRA VAZIA	153
B1.2 - HIPÓTESE 2 – ALBUFEIRA CHEIA	156
B2.REPRESENTAÇÕES DA RESPOSTA DA ESTRUTURA À ACÇÃO SÍSMICA	159
B2.1 - HIPÓTESE 1 – ALBUFEIRA VAZIA	159
B2.2 - HIPÓTESE 2 – ALBUFEIRA CHEIA	162

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Esquema de transmissão das cargas de uma barragem de gravidade [2].	3
Fig.1.2 – Barragem de Guilhofrei. [3].	3
Fig.1.3 – Barragem do Torrão. [3].	4
Fig.1.4 – Corte transversal da barragem do Torrão. [3].	4
Fig.1.5 – Barragem de Pracana. [3].	5
Fig.1.6 – Esquema de transmissão de esforços de uma barragem em arco-gravidade.: a) Transmissão por gravidade; b) transmissão por efeito de arco. [2].	6
Fig.1.7 – Barragem de Castelo do Bode. [3].	6
Fig.1.8 – Esquema de transmissão de esforços numa barragem abóbada. [2].	7
Fig.1.9 – Barragem de Alqueva. [3].	9
Fig.1.10 – Barragem de Odivelas. [3].	9
Fig.1.11 – Planta do escalão de montante do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor	10
Fig.1.12 – Descarregadores de cheias inseridos no corpo da abóbada: a) – Barragem de Cabora Bassa [5]; b) – Barragem de Katse. [6].	11
Fig.1.13 – Descarregadores de cheias inseridos no corpo da abóbada: a) – Barragem de Salamonde [3]; b) – Barragem do Caldeirão. [3].	11
Fig.1.14 – Esquema do descarregador de cheias do escalão de montante do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor (corte pela consola de fecho).	12
Fig. 2.1. - Elementos finitos mais comuns (adaptado de [2]).	19
Fig. 2.2. - Elemento finito de hexaédrico, isoparamétrico de 20 nós. [3].	20
Fig. 3.1. - Evolução das funções $p(z)$ e $a(z)$ com a profundidade.	32
Fig. 3.2. - Evolução das funções $e_0(z)$ e $A(z)$ com a profundidade.	33
Fig. 3.3. - Modelo inicialmente considerado.	34
Fig. 3.4. - Arcos considerados na discretização da estrutura	35
Fig. 3.5. - Modelo da abobada definido por volumes: a) vista de montante; b) vista de jusante.	35
Fig. 3.6. - Malha de elementos finitos: a) vista de montante; b) corte pela consola de fecho.	36
Fig. 3.7. - Elemento SOLID186: a) numeração das faces e nós; b) direcções das tensões. [2]	36
Fig. 3.8. - Representação dos modelos munidos de abertura para o descarregador.	37
Fig. 3.9. – Maciço de fundação definido por camadas.	38
Fig. 3.10. – Maciço de fundação definido por volumes.	38
Fig. 3.11. - Malha de elementos finitos do maciço de fundação.	39
Fig. 4.1. – Onda térmica anual.	43
Fig. 4.2. – Evolução da temperatura do betão ao longo do tempo [2].	45

Fig. 4.3. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (PP).	74
Fig. 4.4. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (PP).	75
Fig. 4.5. – Tensões normais na direcção dos arcos em torno do descarregador (PP).	76
Fig. 4.6. – Tensões normais na direcção das consolas em torno do descarregador (PP).	77
Fig. 4.7. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (PP+NPA).	78
Fig. 4.8. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (PP+NPA).	79
Fig. 4.9. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (PP+NPA).	79
Fig. 4.10. – Tensões normais na direcção dos arcos em torno do descarregador (PP+NPA).	80
Fig. 4.11. – Tensões normais na direcção das consolas em torno do descarregador (PP+NPA).	81
Fig. 4.12. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (VR).	82
Fig. 4.13. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (VR).	83
Fig. 4.14. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (VR).	83
Fig. 4.15. – Tensões normais na direcção dos arcos em torno do descarregador (VR).	84
Fig. 4.16. – Tensões normais na direcção das consolas em torno do descarregador (VR).	85
Fig. 4.17. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (INV).	86
Fig. 4.18. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (INV).	87
Fig. 4.19. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (INV).	88
Fig. 4.20. – Tensões normais na direcção dos arcos em torno do descarregador (INV).	89
Fig. 4.21. – Tensões normais na direcção das consolas em torno do descarregador (INV).	90
Fig. 5.1. – Equilíbrio dinâmico de um oscilador de 1 GDL. [1].	95
Fig. 5.2. – Equilíbrio dinâmico de um sistema de n GDL. [1].	97
Fig. 5.3. – Representação esquemática do Método da Sobreposição Modal (adaptado de [2]).	100
Fig. 5.4. – Exemplo de um espectro de resposta do RSAEEP [4].	104
Fig. 5.5. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (Albufeira vazia).	119
Fig. 5.6. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (Albufeira vazia).	120
Fig. 5.7. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (Albufeira vazia).	121
Fig. 5.8. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (Albufeira cheia).	121
Fig. 5.9. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (Albufeira cheia).	122
Fig. 5.10. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (Albufeira cheia).	123
Fig. 5.11. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos ($\sigma_{st} + \sigma_d$).	124
Fig. 5.12. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos ($\sigma_{st} + \sigma_d$).	125
Fig. 5.13. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos ($\sigma_{st} + \sigma_d$).	126
Fig. 5.14. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos ($\sigma_{st} - \sigma_d$).	127

Fig. 5.15. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos ($\sigma_{st} - \sigma_d$).....	127
Fig. 5.16. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos ($\sigma_{st} - \sigma_d$).	128

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Principais características geométricas da abóbada.	30
Quadro 3.2 – Parâmetros definidores da geometria nos arcos considerados.	34
Quadro 3.3 – Características principais das 5 malhas de elementos finitos.	37
Quadro 3.4 – Propriedades dos materiais.	39
Quadro 4.1 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP).	47
Quadro 4.2 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA).	48
Quadro 4.3 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA).	49
Quadro 4.4 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).	50
Quadro 4.5 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).	50
Quadro 4.6 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).	51
Quadro 4.7 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV).	52
Quadro 4.8 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP).	53
Quadro 4.9 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA).	54
Quadro 4.10 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA).	54
Quadro 4.11 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).	55
Quadro 4.12 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).	56
Quadro 4.13 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).	56
Quadro 4.14 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV).	57
Quadro 4.15 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP).	58
Quadro 4.16 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA).	59
Quadro 4.17 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA).	59
Quadro 4.18 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).	60
Quadro 4.19 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).	61
Quadro 4.20 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).	61
Quadro 4.21 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV).	62
Quadro 4.22 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP).	63
Quadro 4.23 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA).	64
Quadro 4.24 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA).	64
Quadro 4.25 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).	65
Quadro 4.26 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).	65
Quadro 4.27 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).	66

Quadro 4.28 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV).	67
Quadro 4.29 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP).	68
Quadro 4.30 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA).	69
Quadro 4.31 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA).	69
Quadro 4.32 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).	70
Quadro 4.33 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).	71
Quadro 4.34 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).	72
Quadro 4.35 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV).	72
Quadro 5.1 – Frequências e factores de participação modal (Modelo 1).	108
Quadro 5.2 – Frequências e factores de participação modal (Modelo 2).	108
Quadro 5.3 – Frequências e factores de participação modal (Modelo 3).	109
Quadro 5.4 – Frequências e factores de participação modal (Modelo 4).	110
Quadro 5.5 – Frequências e factores de participação modal (Modelo 5).	110
Quadro 5.6 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 1).	111
Quadro 5.7 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 1).	112
Quadro 5.8 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 2).	113
Quadro 5.9 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 2).	113
Quadro 5.10 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 3).	114
Quadro 5.11 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 3).	115
Quadro 5.12 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 4).	116
Quadro 5.13 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 4).	116
Quadro 5.14 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 5).	117
Quadro 5.15 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 5).	118

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AS – Anti-Simetria (a propósito dos modos de vibração)

BCC – Betão Compactado com Cilindros

CAD - Computer Aided Design

CQC - Combinação Quadrática Completa

GDL – Grau de Liberdade

INV – Inverno (designando a hipótese de cálculo 4)

MEF – Método dos Elementos Finitos

MW - Megawatt

NPA – Nível de Pleno Armazenamento (m)

NPB – Normas de Projecto de Barragens

NMC – Nível de Máxima Cheia (m)

NME – Nível Mínimo de Exploração (m)

PNBEPH - Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico

PP – Peso Próprio

RQSQ - Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados

RSAAEP - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios

SBP – Sismo Base de Projecto

S – Simetria (a propósito dos modos de vibração)

SR – Superfície de Referência

TTV – Teorema dos Trabalhos Virtuais

VR – Verão (designando a hipótese de cálculo 3)

U_y – deslocamento horizontal na direcção montante-jusante

σ_x – Tensões horizontais normais na direcção dos arcos (MPa ou kPa)

σ_z – Tensões verticais normais na direcção das consolas (MPa ou kPa)

1

INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

A questão energética está hoje, novamente, em cima da mesa. De facto, nunca como hoje, se discutiu tão afincadamente a questão da produção, distribuição e consumo de energia. A sociedade global em que vivemos parece ter finalmente acordado para uma realidade energética que se espera tão breve quanto possível. O recente disparo do preço dos combustíveis, a fazer reavivar as memórias do choque petrolífero da década de 70, agravado pela dúbia questão da factura ambiental a ser paga pelas gerações futuras, trouxe novamente esta questão para a ordem do dia. A sensibilidade para a questão da racionalização dos recursos energéticos é hoje transversal a toda a sociedade, desde os mais altos decisores políticos até ao consumidor final, colocando-se a questão desenvolvimento de novos meios de produção e a evolução dos actuais processos de obtenção de energia mais limpa.

Sendo por um lado, um dos países da União Europeia que mais energia importa e por outro, um dos que possui maior potencial hídrico por explorar, Portugal, que esteve outrora na linha da frente no que a esta questão diz respeito, parece finalmente ter acordado para a necessidade de aumentar a sua capacidade de produção energética. Numa tentativa de recuperar o atraso em relação aos parceiros europeus, dando em simultâneo resposta ao crescente consumo de energia cuja importação em nada contribui para a saúde da economia nacional, têm sido feitos alguns investimentos a este nível, essencialmente no domínio da energia eólica e hídrica.

No âmbito da energia hídrica, data do ano de 2007 o Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico (PNBEPH), que visa identificar e definir as prioridades para os investimentos a realizar em aproveitamentos hidroeléctricos no horizonte 2007-2020. A meta a atingir corresponde à obtenção, em 2020, de cerca de 7000 MW de potência hidroeléctrica instalada (a potência actual é de cerca de 4950 MW) [1].

Porém, o facto de se investir num aproveitamento hidroeléctrico, não é só por si, garante de uma aposta ganha se esse investimento não for estrategicamente delineado em função das múltiplas variáveis nele envolvidas (impactes ambientais, rentabilidade da exploração, retorno do investimento, etc.). Assim e convergindo para o âmbito desta dissertação, surgem para além das questões de natureza ambiental ou económica, uma série de questões técnicas que poderão até revelar-se condicionantes na execução da obra, independentemente das demais. Neste contexto poder-se-ão referir as questões de natureza geotécnica ou topográfica (forma do vale) que deverão ser compatibilizadas com um adequado comportamento estrutural, o que em princípio, dita à partida o tipo de obra a construir.

No contexto da produção energia hidroeléctrica, o material mais utilizado na construção de barragens tem sido o betão apesar da existência de barragens de materiais soltos, realizadas por aterros de enrocamento ou de solos.

É justamente à descrição dos tipos de barragens em betão existentes, que se dedica texto adiante desenvolvido.

1.2. BARRAGENS DE BETÃO

Dos diversos tipos de barragens, as barragens de betão são as que mais se destacam, pela diversidade de formas estruturais que podem assumir. Historicamente, este tipo de barragens surge no início do séc. XX, no contexto da revolução industrial. A crescente procura de energia conduziu à necessidade de construir um crescente número de barragens permitindo dessa forma o progressivo desenvolvimento e aperfeiçoamento das técnicas de projecto e construção. O último grande avanço associado a este tipo de estruturas, regista-se por volta da década de 70 do século anterior e prende-se com a adopção do Betão Compactado com Cilindros (BCC), que introduz significativa simplicidade no processo construtivo, diminuindo consecutivamente os prazos de construção e os custos globais das obras.

1.2.1. TIPO ESTRUTURAL

Sob o ponto de vista estrutural as barragens de betão dividem-se essencialmente em três grandes grupos, a saber: gravidade, arco-gravidade e abóbada. No que se segue, será efectuada uma breve descrição de cada um destes tipos de obras.

1.2.1.1. BARRAGEM DE GRAVIDADE

Com um nome bem sugestivo, este tipo de barragens confia a sua estabilidade ao peso do betão em que são realizadas. De facto, a resistência ao derrube e ao escorregamento pela base, provocados pelo impulso hidrostático, é desenvolvida apenas à custa do peso da própria estrutura (Fig. 1.1). Dado o baixo valor das tensões instaladas, este tipo de obra não é particularmente exigente em termos da qualidade do respectivo maciço de fundação. Em vales consideravelmente largos, este tipo de obra apresenta a vantagem de não estar dependente do efeito de arco inerente às barragens abobada por exemplo e que a partir de determinada distancia se revela insuficiente para garantir a estabilidade. Para além disso, este tipo de obra é preferível em situações de baixa queda, uma vez que possui uma maior compatibilidade com a instalação de equipamentos como eclusas de navegação, permitindo dessa forma a navegabilidade do rio, se tal for necessário. De uma forma geral, o dimensionamento deste tipo de obra é também mais claro, quando comparado com as soluções em arco ou abóbada. De facto a estabilidade em relação ao derrube, fica assegurada, desde que o momento provocado pelo peso próprio em torno do pé de jusante, seja superior em valor absoluto ao momento provocado pelo impulso da água em torno do mesmo ponto, tendo esses momentos, obviamente, sinais contrários. Em relação ao escorregamento, a segurança fica verificada se a força resultante do impulso hidrostático, for inferior à força de atrito instalada na interface da base da barragem com o maciço de fundação.

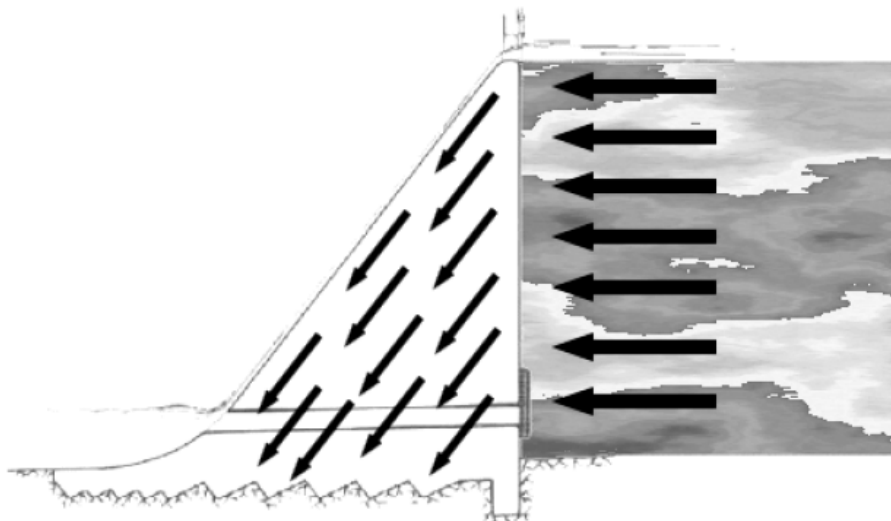


Fig.1.1. – Esquema de transmissão das cargas de uma barragem de gravidade [2].

Em Portugal, existem vários exemplos deste tipo de barragens, algumas ainda construídas em alvenaria, como é o caso da barragem de Guilhofrei (1938) no Rio Ave (Fig. 1.2), com uma altura de 49 m e um desenvolvimento no coroamento de 190 m.



Fig.1.2. – Barragem de Guilhofrei. [3]

Numa tentativa de reduzir o volume de betão, que é consideravelmente elevado, é corrente o recurso a aligeiramentos que poderão ser essencialmente de duas naturezas: internos ou externos.

Os aligeiramentos internos, consistem na abertura de galerias de grandes dimensões no interior da estrutura e cujo vazamento permite uma notável economia de betão, bem como contribuir para a redução das sub-pressões actuantes na base da barragem, apresentando por outro lado inconvenientes de ordem construtiva. Na bacia do Rio Douro existem várias obras deste tipo, nomeadamente as barragens de Carrapatelo, Régua, Valeira, Pocinho e Torrão (Fig. 1.3), esta última no Rio Tâmega, apresentando uma altura de 69 m e um desenvolvimento do coroamento de 218 m.



Fig.1.3. – Barragem do Torrão. [3]

A Fig. 1.4 exhibe um corte transversal da barragem do torrão evidenciando os vazamentos internos.

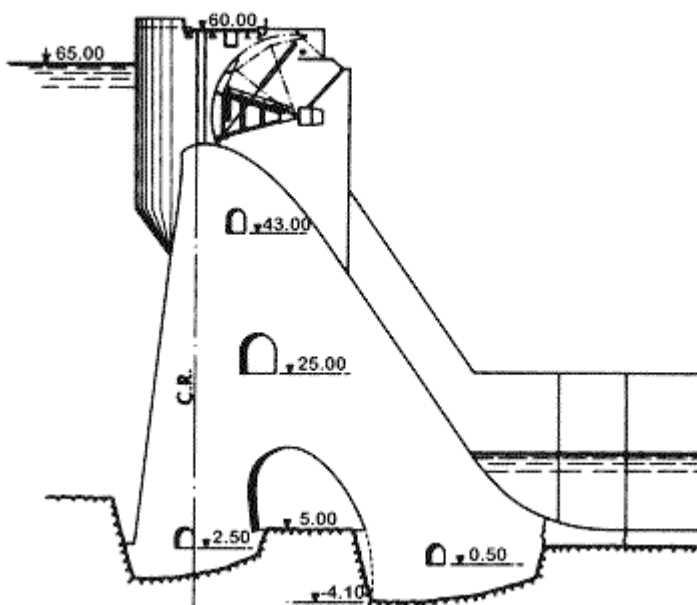


Fig.1.4. – Corte transversal da barragem do Torrão. [3]

Os aligeiramentos externos consistem na supressão de parte do betão localizado junto do paramento de jusante, o que origina a abertura de grandes cavidades, permitindo para além da evidente economia de material, um melhor comportamento térmico da estrutura na fase de construção. Esta solução configura as designadas barragens de contrafortes que asseguram a transmissão do peso próprio e dos esforços instalados na estrutura para a fundação. Localizada no concelho de Mação, a barragem de Pracana (Fig. 1.5) com uma altura de 60 m e um desenvolvimento no coroamento de 245 m, configura um dos melhores exemplos deste tipo de barragens em Portugal.



Fig.1.5. – Barragem de Pracana. [3]

Para além dos aligeiramentos, atrás referidos, uma solução mais recente na optimização do funcionamento estrutural deste tipo de barragens é a aplicação de pré-esforço. Este tipo de solução tem sido estudado e utilizado em Portugal com vista ao reforço ou alteamento de barragens para aumento da produção. A técnica consiste essencialmente na colocação de cabos de pré-esforço na posição vertical desde o coroamento até à fundação, promovendo um melhor comportamento estrutural, na medida em que acentua o estado de compressão do betão permitindo por isso uma economia desse material. Uma aplicação desta técnica verifica-se na barragem da Cova do Viriato, no distrito de Castelo Branco.

1.2.1.2. BARRAGEM EM ARCO-GRAVIDADE

Estas barragens surgem como uma solução híbrida, entre as barragens de gravidade e as barragens abóbada. Conjugando as vantagens dos dois tipos de barragens referidos, estas estruturas surgem como uma solução bastante atractiva, no caso de vales demasiado largos para barragens abóbada, ou demasiado profundos, capazes de inviabilizar uma solução de gravidade devido ao elevado volume de betão.

A secção tipo das barragens de gravidade é conjugada com a curvatura em planta típica das abóbadas, ficando portanto a estabilidade garantida, por um lado pelo peso próprio e por outro pelo efeito de arco conferido pela curvatura (Fig. 1.6).

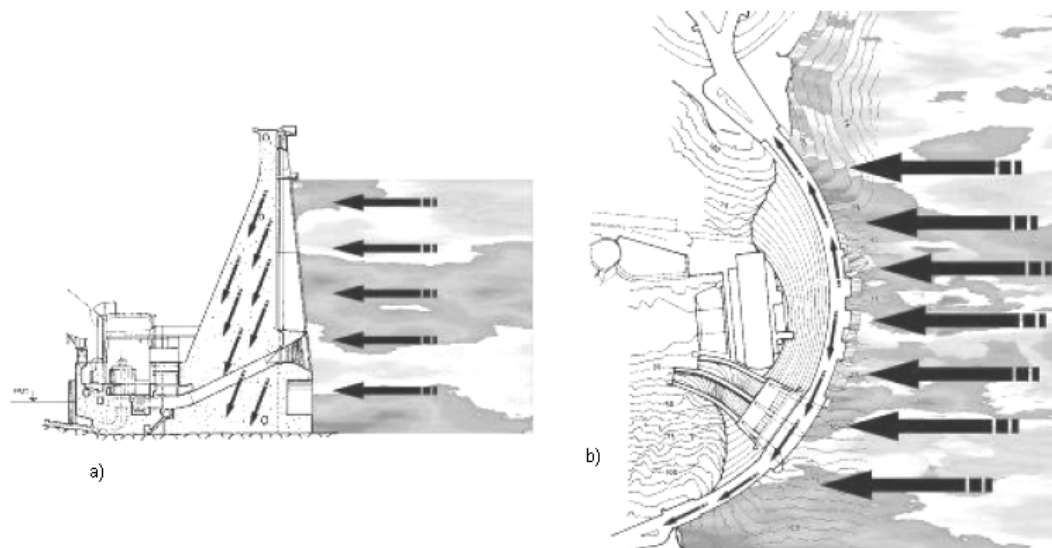


Fig.1.6. – Esquema de transmissão de esforços de uma barragem em arco-gravidade.: a) Transmissão por gravidade; b) transmissão por efeito de arco. [2]

A barragem de Castelo do Bode (Fig. 1.7) localizada no Rio Zêzere, com uma altura de 115 m e um desenvolvimento no coroamento de 124 m, constitui uma referência a nível nacional deste tipo de estruturas.



Fig.1.7. – Barragem de Castelo do Bode. [3]

1.2.1.3. BARRAGEM ABÓBADA

De todas as barragens, as abóbadas são talvez as mais espectaculares realizações neste domínio. Estas estruturas confiam a sua estabilidade à reacção provocada nos encontros, sendo preferencialmente adoptadas em vales apertados, principalmente do tipo V, de forma a aproveitar ao máximo o efeito de arco (Fig. 1.8), tirando assim melhor partido das propriedades mecânicas do betão.

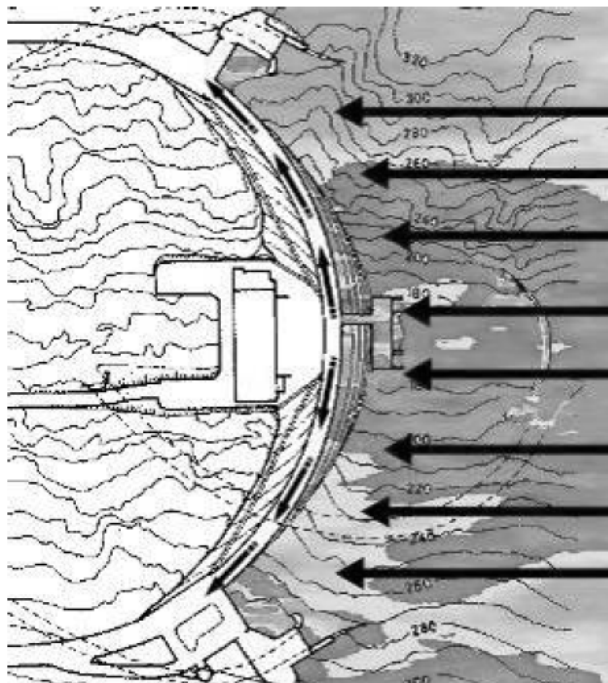


Fig.1.8. – Esquema de transmissão de esforços numa barragem abóbada. [2]

De facto, o conceito inerente a estas estruturas é justamente o funcionamento em arco, devendo a geometria ser optimizada de tal forma, que o estado de tensão predominante seja a compressão. A baixa resistência do betão à tracção impõe que sejam limitados os campos de tensão de tracção a zonas muito localizadas da obra (normalmente junto do pé de montante), devendo ainda garantir-se que as tracções passíveis de ocorrer são suficientemente baixas para que se possa dar a abertura de fendas.

A escolha do local de implantação destas barragens deve ser feita com base na avaliação de vários parâmetros, sendo à partida cruciais, os factores relacionados com a geotecnia e topografia da zona potencial de instalação da barragem. De facto a qualidade do maciço de fundação é fundamental para a transmissão do esforço resultante da pressão hidrostática, assim como a forma do vale condiciona a definição de formas da própria estrutura, tal que a transmissão desses esforços seja feita com a máxima eficácia. No entanto, caso as condições geotécnicas não sejam as ideais, poderá recorrer-se a estruturas específicas que permitam a degradação das cargas transmitidas à fundação (encontros artificiais nas margens) e proceder-se a tratamentos mais intensos no próprio maciço de fundação.

Na definição de formas de uma barragem abóbada são normalmente tidos em conta três cenários correspondentes a outras tantas fases da vida da obra. O primeiro enquadramento considerado, corresponde a um cenário de construção, no qual o monolitismo da estrutura não foi ainda assegurado e portanto, o comportamento das diversas consolas é independente. Outra hipótese considerada corresponde à estrutura concluída com as juntas já injectadas, após o arrefecimento artificial da

barragem estando nesta fase o monolitismo da estrutura assegurado. No último cenário, é acrescentado o efeito da albufeira, o que configura uma situação corrente na vida da obra.

Outro aspecto fundamental associado a este tipo de barragens tem a ver com o seu cálculo estrutural. De facto, a análise estrutural destas obras constituíram, desde sempre, um dos maiores desafios com que a Engenharia de Estruturas se debateu, sendo que, também neste domínio se foram verificando avanços notáveis. Antes da era dos computadores, o cálculo era realizado através da consideração de métodos simplificados que, num compromisso entre sensibilidade e conservadorismo por parte dos projectistas, permitiam a obtenção de soluções competitivas ainda que, algumas vezes, compreensivelmente, sobredimensionadas. Assim, o cálculo era em geral conduzido assumindo o encastramento dos arcos horizontais nos encontros, estando estes sujeitos aos esforços provenientes da pressão hidrostática. Numa fase posterior e para ter em conta a possibilidade de os encastramentos dos arcos não serem perfeitos, o cálculo era repetido, considerando agora que os arcos eram livres de rodar nos encontros com a fundação, sendo nessas condições, calculadas as tensões e fazendo os ajustes necessários até serem obtidos valores aceitáveis.

Em meados da década de 60, o suíço Alfred Stucky, fornece uma contribuição notável para a evolução do cálculo deste tipo de estruturas, através do designado "Trial Load Method". A filosofia desse método prende-se com a consideração da estrutura concebida por arcos e consolas ligadas entre si e funcionando em conjunto. Dessa forma, a pressão hidrostática passa a distribuir-se por todo o conjunto e não apenas pelos arcos isoladamente. Assim, os diagramas de pressões hidrostáticas são agora triangulares evoluindo com a profundidade e constantes segundo o desenvolvimento dos arcos. Ao considerar a pressão hidrostática actuando no conjunto global da estrutura e não em cada arco isoladamente, como até aí se fazia, este método possibilita agora a consideração da compatibilidade de deslocamentos nas fronteiras entre arcos e consolas. Este cenário afigura-se mais realista do que as hipóteses de arcos independentes, permitindo assim um avanço considerável no cálculo de barragens abóbada.

Actualmente o Método "Trial Load" é ainda utilizado no ajuste das formas da barragem em fases embrionárias de projecto. Porém o cálculo e dimensionamento propriamente ditos são agora efectuados por um método que ganhou grande notoriedade com o avanço dos computadores, o Método dos Elementos Finitos (MEF). De facto o MEF (assunto a desenvolver no Capítulo 2) transporta a análise e cálculo de barragens abóbada para um nível consideravelmente mais avançado, permitindo não só o cálculo bastante preciso dos estados de tensão e deformação da estrutura para acções estáticas, bem como a simulação do comportamento da mesma sob condições sísmicas. Passa também a ser possível, efectuar análises de interacção da estrutura com o maciço de fundação e com a massa de água retida na albufeira, bem como prever cenários de rotura plausíveis e estudar o comportamento da estrutura em regimes de não linearidade material.

Em Portugal uma das mais notáveis realizações neste domínio é a barragem de Cabril localizada no concelho da Sertã com 127 m de altura e 290 m de desenvolvimento no coroamento sendo a mais alta do país. Porém a realização mais recente é a barragem de Alqueva (Fig. 1.9) localizada no Rio Guadiana, que com uma altura de 96 m e um desenvolvimento no coroamento de 458 m possui a maior envergadura constituindo a sua albufeira o maior lago artificial da Europa com mais de 4 mil milhões de m³.



Fig.1.9. – Barragem de Alqueva. [3]

Uma solução interessante é o caso das barragens de abóbadas múltiplas, adoptadas em vales mais largos. Refira-se a título de exemplo as barragens da Aguieira no concelho de Penacova ou a barragem de Odivelas (Fig. 1.10) no concelho de Ferreira do Alentejo.



Fig.1.10. – Barragem de Odivelas. [3]

Refira-se também, o caso da barragem de montante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor (barragem abóbada que serve de base para os estudos realizados nesta tese), cuja construção se encontra ainda na fase inicial, mas que será também uma referência neste domínio apresentando uma altura de 123 m e um desenvolvimento no coroamento de 505 m (Fig.1.11). [4]

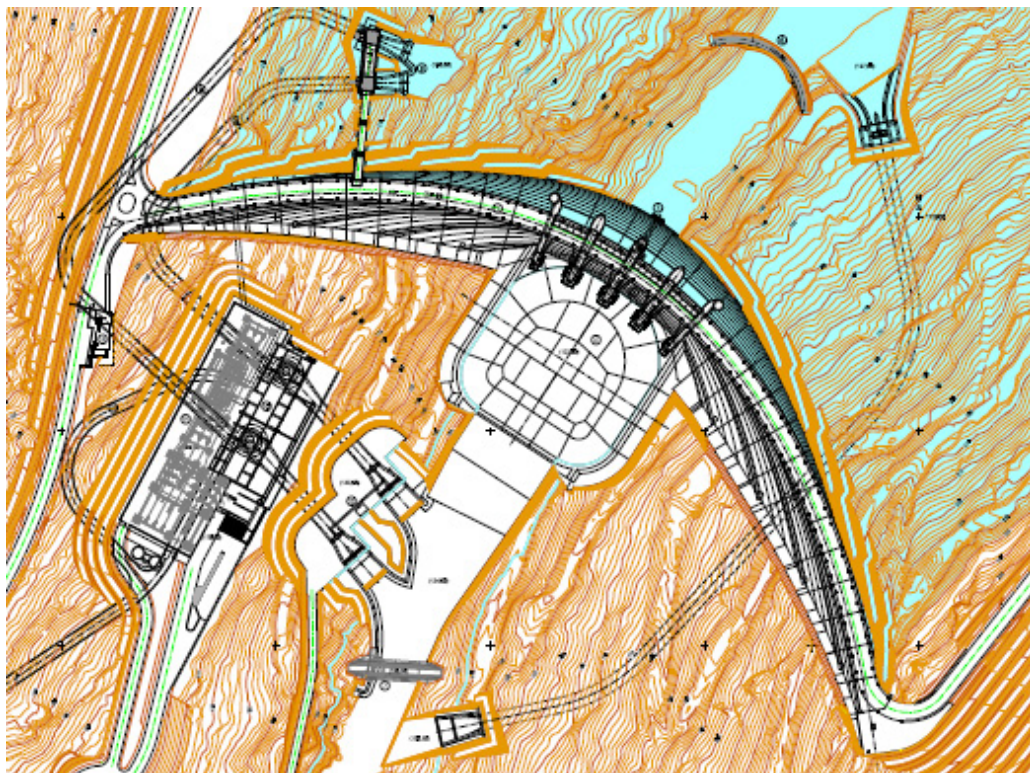


Fig.1.11. – Planta do escalão de montante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor.¹

1.2.2. DESCARREGADORES

A construção de uma barragem, afectando um troço fluvial, implica também a construção de dispositivos especiais para o controlo de regimes hidrológicos extremos como sejam os descarregadores de cheias. A principal função deste órgão de segurança e exploração é pois, permitir controlar o nível da albufeira em regime de aflúências extremas (cheias), evitando o galgamento da barragem ou que sobre esta actuem acções hidrostáticas correspondentes a níveis da albufeira para os quais a estrutura não foi projectada.

Em muitos aproveitamentos hidráulicos englobando barragens abóbada os descarregadores de cheias são independentes da barragem, sendo constituídos por túneis ou por canais. Noutros casos estão integrados em estruturas anexas, como é o caso de descarregadores inseridos nos encontros artificiais da abóbada, solução que está bem ilustrada no caso da barragem de Alqueva (Fig. 1.9).

A inserção do descarregador de cheias no corpo de uma barragem abóbada é também uma solução que tem sido adoptada, podendo distinguir-se dois tipos de dispositivos deste tipo:

¹ Agradece-se à EDP a disponibilização dos elementos relativos à definição de formas da Barragem de Montante do Baixo Sabor, utilizada neste trabalho.

- Descarregadores de cheias inseridos no corpo da abóbada e constituído por diversas aberturas a diferentes profundidades (descarregadores equipados com comportas, que funcionam afogados), como existem, por exemplo, na barragem da Cabora Bassa (Fig 1.12 a) em Moçambique;
- Descarregadores de cheias em lâmina sobre a zona central do coroamento da abóbada, que podem ser equipados, ou não, com comportas; citam-se, como referências, os casos da barragem de Katse no Leshoto (Fig. 1.12 b), e da barragem de Victoria no Sri Lanka.



Fig.1.12. – Descarregadores de cheias inseridos no corpo da abóbada: a) – Barragem de Cabora Bassa [5]; b) – Barragem de Katse. [6]

Nos dois tipos acima citados, a continuidade estrutural da abóbada é perturbada pelas aberturas associadas aos descarregadores, aspecto que deve ser devidamente tido em atenção no seu projecto estrutural.

Em Portugal merecem referência os seguintes casos:

- as barragens de Caniçada e Salomonde (Fig.1.13 a) (ambas no Rio Cávado), providas com descarregadores de cheias localizados na zona central da abóbada e equipados com comportas planas;
- os casos das barragem da Bouçã, no rio Zêzere; e do Caldeirão (Fig 1.13 b) situada na Ribeira do Caldeirão, providas de descarregadores sem comportas, de lâmina livre sobre a barragem.



Fig.1.13. – Descarregadores de cheias inseridos no corpo da abóbada: a) – Barragem de Salomonde [3]; b) – Barragem do Caldeirão. [3]

No caso de descarregadores sobre a barragem verifica-se que:

- As soluções não equipadas são geralmente utilizadas nos casos em que a cheia de projecto tem um valor moderado, adoptando-se vãos descarregadores com pequena altura e grande desenvolvimento;
- Nas soluções equipadas, as aberturas situam-se geralmente na zona central da abóbada de modo a concentrar os caudais descarregados numa bacia de recepção construída no leito do rio, a jusante; neste caso as aberturas podem vir a assumir profundidades de relevo que afectam o funcionamento em arco da zona superior da abóbada.

Anota-se que o caso da Barragem de Montante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor se enquadra neste último tipo de solução, conforme descrição efectuada no final do ponto anterior. Na Fig. 1.14 apresenta-se um esquema representativo do descarregador de cheias desta obra.

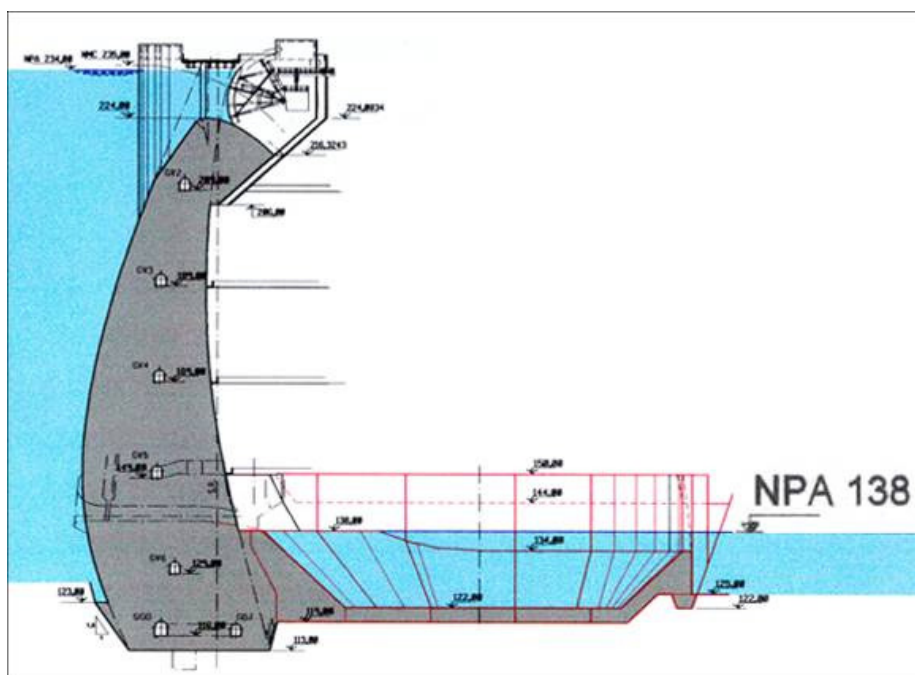


Fig.1.14. – Esquema do descarregador de cheias do escalão de montante do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor (corte pela consola de fecho).

1.3. ÂMBITO DO TRABALHO

É do conhecimento geral que Portugal se encontra actualmente a estudar uma série de investimentos públicos que se esperam capazes de reanimar a economia nacional. De facto, podem referir-se como mais marcantes, pelo menos em termos de opinião pública, os investimentos relacionados com modernização da rede de transportes, nomeadamente o novo aeroporto internacional de Lisboa e o TGV. Para além da vertente relacionada com os transportes, há também a registar um forte investimento no domínio das energias renováveis, destacando-se nesta área o reforço da produção de energia hidroeléctrica. Para tal, foi definido o já referido PNBEPH, que visa definir a melhor estratégia para atingir as metas a que o governo se propôs e que passa inevitavelmente pela construção de novas barragens e reforço de outras já existentes. Assim e no contexto económico actual, este tipo de investimento deverá ser estudado com a maior racionalidade sob pena de a médio ou a longo prazo se pagar a factura de uma má decisão.

As barragens são obras particularmente caras, por um lado pela dimensão e meios mobilizados para a sua execução e por outro pelas exigências de segurança e durabilidade que lhes são feitas. Para além disso, adicionalmente à extrema complexidade deste tipo de obras, surgem também dificuldades com as diversas instalações de que estas carecem para um correcto funcionamento. De facto tendo como objectivo a maximização da rentabilidade da obra, há que estudar criteriosamente variáveis como por exemplo o número e tipo de grupos geradores a instalar, o tipo, dimensão e localização dos descarregadores de cheias, etc.

Visando contribuir para a dissipação de uma restrita parte dessas dúvidas, o presente trabalho tem como objectivo a análise da influência da dimensão do descarregador de cheias no comportamento global de uma barragem abóbada em condições de serviço.

Para tal, utilizou-se como caso de estudo a barragem do escalão de montante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor (Fig.1.11), ainda em fase de construção e que estará equipada com um descarregador de superfície do tipo lamina livre de grandes dimensões, controlado por comportas (Fig. 1.14).

Assim, neste estudo para além da solução adoptada em projecto, foram consideradas quatro outras soluções e com as quais se pretende avaliar o efeito que a diminuição da rigidez associada ao aumento da profundidade da crista do descarregador, relativamente à cota do coroamento, provoca no comportamento da estrutura. Assim, as vertentes consideradas foram as seguintes:

- Modelo 1: barragem desprovida da abertura provocada pelo descarregador (rigidez máxima);
- Modelo 2: crista do descarregador a uma profundidade de 6 m em relação à cota do coroamento;
- Modelo 3: crista do descarregador a uma profundidade de 12 m em relação à cota do coroamento (solução, em execução);
- Modelo 4: crista do descarregador a uma profundidade de 18 m em relação à cota do coroamento;
- Modelo 5: crista do descarregador a uma profundidade de 18 m em relação à cota do coroamento, acrescida de uma viga de travamento "fechando" a estrutura à cota do coroamento.

As análises efectuadas visaram esclarecer as possíveis variações do comportamento da estrutura tendo em conta cada um dos modelos atrás referidos, tendo sido conduzidas para cenários de actuação de acções de natureza estática e de natureza dinâmica.

Anota-se que a presente análise visou apenas o comportamento estrutural da abóbada, não sendo abordados os aspectos construtivos associados às diferentes soluções.

Do lado da análise estática, os cálculos foram efectuados combinando as acções do peso próprio, pressão hidrostática resultante da acção da albufeira e variações térmicas, sendo o objectivo a determinação dos estados de tensão e deformação da estrutura. Relativamente à análise dinâmica e tendo em conta que se pretende apenas estudar comportamento em serviço, foi apenas considerado o sismo base de projecto (SBP), com a finalidade de determinar também o estado de tensão e deformação, bem como os modos próprios e frequências de vibração da estrutura.

1.4. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS

Para além do capítulo presente, cuja descrição se dispensa, esta dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos que passam a ser descritos.

No Capítulo 2 far-se-á uma breve introdução ao MEF. Será feito um breve enquadramento histórico bem como uma incursão pelos respectivos fundamentos. Seguidamente será feita uma descrição do elemento utilizado na discretização dos vários modelos, a saber, o elemento isoparamétrico tridimensional hexaédrico de 20 nós vulgarmente conhecido por "brick". Serão introduzidos os conceitos essenciais à formulação do elemento designadamente a interpolação da geometria e do campo de deslocamentos, a determinação dos campos de deformação e tensão assim como das matrizes fundamentais (rigidez, massa e amortecimento) e vector solicitação.

O Capítulo 3 será dedicado à modelação da estrutura. Será feita uma descrição da geometria da barragem e da correspondente definição analítica. Far-se-á também uma descrição dos métodos e hipóteses consideradas na geração do modelo numérico e respectiva malha de elementos finitos. No final serão apresentadas as propriedades assumidas para os materiais.

O capítulo 4 é referente à análise estática. Será inicialmente efectuada a caracterização das acções envolvidas na análise ao que se seguirão as considerações relativas às hipóteses de cálculo. Posteriormente será efectuada uma análise e validação individual dos resultados obtidos para cada modelo e para cada caso de carga. Uma vez validados, os resultados serão comparados em função dos casos de carga considerados ao que se seguirão as primeiras notas conclusivas.

O Capítulo 5 é dedicado à análise dinâmica e sísmica. Será inicialmente introduzido o conceito de sismo. Após isso serão introduzidos os conceitos básicos da análise de um oscilador de um grau de liberdade, que servirá como ponto de partida para o ponto seguinte, relativo à análise de um sistema de n graus de liberdade. Introduzir-se-á adiante o conceito de espectro de resposta regulamentar, ao que se seguirão as considerações acerca das hipóteses de cálculo consideradas. Seguidamente, serão analisadas as frequências e os modos próprios de vibração de cada um dos modelos, para, logo de seguida, serem analisadas as tensões instaladas em cada uma das soluções consideradas. Este capítulo terminará com a análise comparativa do comportamento da estrutura em termos de tensões e deslocamentos e respectivas conclusões.

O Capítulo 6, será reservado para as considerações finais, onde se procurará resumir os principais resultados associados às soluções analisadas para a inserção do descarregador de cheias sobre a barragem e em particular, avaliar o interesse em assegurar a continuidade do arco do coroamento para dimensões significativas das aberturas associadas ao descarregador de superfície. Para além disso, far-se-ão também algumas propostas relativas aos possíveis desenvolvimentos acerca deste tema.

1.5. REFERÊNCIAS

- [1] COBA, PROCESL, *Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico*, Novembro 2007, http://www.inag.pt/images/diversos/temporario/Seguranca_de_barragens/PNBEPH_Memoria.pdf, acedido em 25/06/2009
- [2] Jesus, J., *Barragens Abóbada em Betão Compactado com Cilindros* Dissertação de Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009
- [3] http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/index.htm, acedido em 25/06/2009

- [4] Matos, D., Paixão, J., Antunes, N., *Arch Dam Design of the Baixo Sabor Upstream Scheme*, 5th International Conference on Dam Engineering, Lisboa, Fev. 2007
- [5] <http://www.orgoniseafrica.com/expimg/Cahora%20Bassa%20Dam%20Wall.JPG>, acedido em 25/06/2009
- [6] http://www.lesotho.gov.ls/articles/2002/Lesotho%20Highlands%20Water%20Project_files, acedido em 25/06/2009

2

ELEMENTOS FINITOS**2.1. GENERALIDADES**

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é hoje uma das mais poderosas ferramentas ao serviço das várias áreas da engenharia. Este método surge em meados do séc.XX, perante a necessidade de resolver os mais complexos problemas de análise estrutural. À época, apesar de inovador, o método apresentava-se como impraticável no caso de análises mais complexas uma vez que a quantidade de cálculos a efectuar, nomeadamente a resolução de grandes sistemas de equações, tornava inviável a sua aplicação. Só mais tarde, com o advento dos computadores foi possível a exploração das reais capacidades do MEF tendo este tido, a partir de então, uma evolução exponencial e consequentemente uma grande aceitação até aos dias de hoje. A evolução dos meios informáticos, permitiu que se fossem desenvolvendo programas de cálculo cada vez mais avançados não só em termos de capacidades de processamento mas também ao nível das interfaces gráficas que tem vindo a tornar-se cada vez mais intuitivas. Este factor contribuiu decisivamente para a proliferação da aplicação do método, sendo este largamente utilizado não só com fins de investigação mas também pela generalidade dos projectistas.

2.2. FUNDAMENTOS DO MEF

No domínio da análise estrutural, o MEF tem como objectivo a determinação e análise do estado de deformação e tensão de uma determinada estrutura sujeita a acções exteriores. A sua característica principal é a divisão do meio contínuo inicial em vários subdomínios de dimensão finita e com as mesmas características materiais do meio inicial, os elementos. De facto, as primeiras abordagens ao método propostas, apesar de diferentes, partilhavam este aspecto essencial, i.e., todas implicavam uma discretização do meio inicial através de uma assemblagem de elementos constituindo uma malha. Assim o meio contínuo inicial é modelado como um sistema discreto composto por um número finito de elementos que interagem entre si através de um número finito de nós. De entre as várias formulações do MEF, a mais utilizada no contexto da Engenharia de Estruturas é a que tem por base o método dos deslocamentos, no qual as incógnitas são os próprios deslocamentos dos nós e que pressupõe a resolução de uma equação integral de modo que seja possível substituir o integral sobre um domínio complexo (de volume V) por um somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples (de volume V_i) [1]. Este procedimento é traduzido pela equação seguinte:

$$\int_V f \cdot dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f \cdot dV \quad (2.1)$$

onde

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad (2.2)$$

As equações que regem o fenómeno estabelecem o equilíbrio e a compatibilidade de deformações em qualquer ponto do domínio e são consideradas no MEF através do Teorema dos Trabalhos Virtuais (TTV), segundo o qual o trabalho de deformação produzido pelas tensões internas é igual ao trabalho produzido pelas acções exteriores aplicadas ao corpo. [2]

$$\text{Trabalho Interno} = \text{Trabalho Externo} \quad (2.3)$$

Neste caso, os deslocamentos virtuais são determinados impondo um deslocamento unitário em cada nó e em cada direcção. Assim, o TTV surge com o seguinte aspecto:

$$\int_V \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int_V \delta \underline{u}^T \underline{b} dV + \int_A \delta \underline{u}^T \underline{p} dA + \sum_{i=1}^n F_i \underline{a}_i^T \quad (2.4)$$

onde no primeiro membro de (2.4), $\delta \underline{\varepsilon}^T$ e $\underline{\sigma}$ são os vectores que traduzem respectivamente, o estado de deformação e tensão internos do corpo. O segundo membro diz respeito às acções exteriores, no qual a primeira parcela está relacionada com as forças de volume $\underline{b}$ sendo $\delta \underline{u}^T$ o vector correspondente ao campo de deslocamentos. A segunda parcela refere-se às forças de superfície $\underline{p}$. A terceira parcela está relacionada com as acções nodais aplicadas onde $\underline{F}_i$ e $\underline{a}_i$ são os vectores das forças e deslocamentos nodais respectivamente. Torna-se então possível determinar a matriz de rigidez e o vector solicitação ao nível do elemento e a partir da assemblagem dessas entidades construir e resolver o habitual sistema de equações inerente à formulação.

$$K \cdot a = F \quad (2.5)$$

onde K designa a matriz de rigidez, a o vector de deslocamentos nodais e F o vector das forças aplicadas. Refira-se que a precisão dos resultados está sempre dependente do grau de discretização adoptado sendo certo que quanto maior for o refinamento da malha maior será o grau de aproximação, o que acarreta por sua vez a necessidade de maiores capacidades de processamento por parte do computador.

Outro factor que influencia grandemente os resultados, bem como o dispêndio de tempo gasto no processamento, é a escolha do tipo de elemento a usar. Os actuais programas de cálculo estão equipados com completas bibliotecas de elementos finitos devendo o projectista seleccionar criteriosamente o elemento a utilizar em função do tipo de análise a efectuar e respectiva precisão bem

como das propriedades do próprio elemento, nomeadamente o número de nós e correspondentes graus de liberdade e comportamento do elemento.

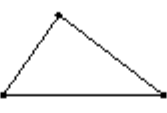
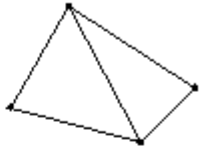
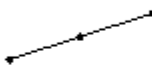
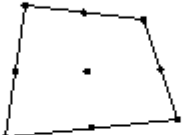
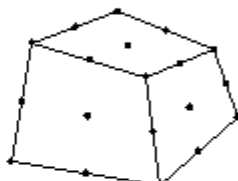
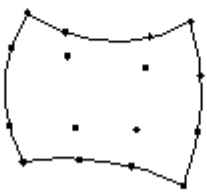
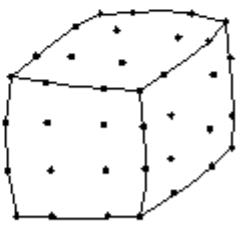
Unidimensionais	Bidimensionais	Tridimensionais
		
		
		

Fig. 2.1. – Elementos finitos mais comuns (adaptado de [2]).

Focando a atenção no assunto do presente estudo e sendo uma barragem uma estrutura de natureza continua, optou-se por proceder à sua modelação recorrendo ao elemento tridimensional tipo "brick" de 20 nós, na sua formulação isoparamétrica, apresentado adiante.

2.3. DESCRIÇÃO DO ELEMENTO HEXAÉDRICO DE 20 NÓS

O elemento em estudo caracteriza-se pela sua forma hexaédrica, contando com 20 nós localizados nos vértices e nos pontos intermédios das arestas (Fig. 2.2). Os graus de liberdade consideram-se como habitual concentrados nos nós e possuem três componentes, a saber, translação segundo x , segundo y e segundo z (u_x, u_y, u_z), num total de 60 graus de liberdade. A formulação isoparamétrica pressupõe a existência de dois sistemas de eixos, um correspondente ao referencial geral (x, y, z) e o segundo relativo ao referencial local (ξ, η, ζ) e cujo domínio se encontra definido no intervalo $[-1, 1]$ em qualquer

uma das direcções. A vantagem deste tipo de formulação reside no facto de transformar um domínio irregular arbitrário num domínio regular pertencente ao intervalo referido. A mais valia que se retira desta forma de proceder está relacionada com a maior simplicidade na integração do domínio.

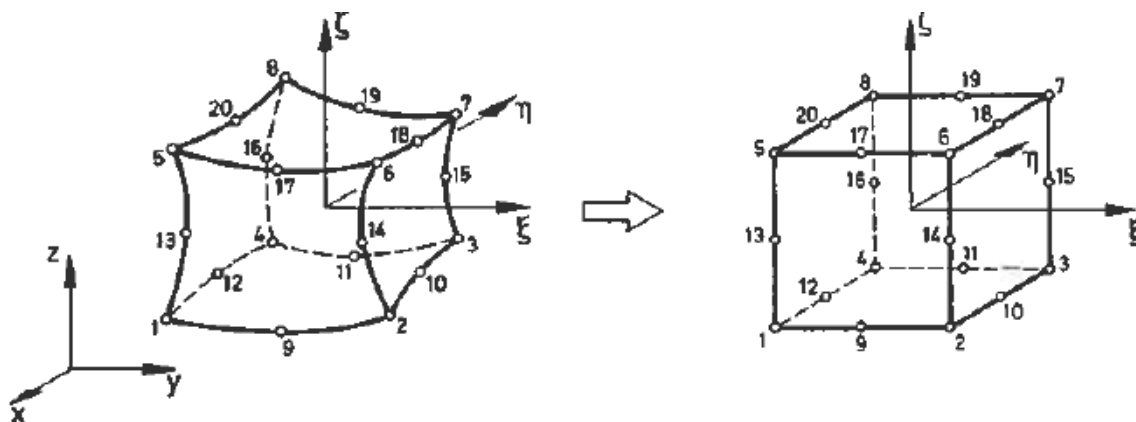


Fig. 2.2. – Elemento finito de hexaédrico, isoparamétrico de 20 nós. [3]

No que se segue, será feita a descrição sucinta do elemento focando apenas os seus aspectos essenciais.

2.3.1. GEOMETRIA DO ELEMENTO

A geometria do elemento pode ser descrita através da interpolação das suas coordenadas nodais, no referencial geral, sendo possível a partir daí, obter as coordenadas de um ponto genérico P (x,y,z). Na formulação isoparamétrica, as coordenadas do ponto P podem ser obtidas pela relação (2.6).

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{x} \\ \mathbf{y} \\ \mathbf{z} \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^{20} \mathbf{N}_i(\xi, \eta, \zeta) \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_i \\ \mathbf{y}_i \\ \mathbf{z}_i \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

onde

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & & \\ & N_1 & \\ & & N_1 \\ N_2 & & \\ & N_2 & \\ & & N_2 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ N_{20} & & \\ & N_{20} & \\ & & N_{20} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

A expressão (2.6) exprime a relação entre o referencial local e o geral sendo o vector (x_i, y_i, z_i) representante das coordenadas cartesianas dos nós e $N_i(\xi, \eta, \zeta)$ as funções de forma do elemento, pertencentes à família *Serendipity* [3]. A expressão (2.7) corresponde à matriz das funções de forma, que nesta versão isoparamétrica, são as mesmas que se utilizam para interpolar o campo de

deslocamentos. As funções de forma do elemento assim como a respectiva dedução são remetidas para a referência [3] uma vez que tal ultrapassa o âmbito deste estudo.

2.3.2. CAMPO DE DESLOCAMENTOS

O campo de deslocamentos é neste caso descrito por um vector com três componentes (u,v,w), que traduzem os graus de liberdade considerados em cada nó correspondendo estes a três translações. A aproximação do campo de deslocamentos é efectuada de forma análoga à efectuada na interpolação da geometria, tomando a expressão (2.6) o seguinte aspecto:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^{20} N_i(\xi, \eta, \zeta) \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

2.3.3. ESTADO DE DEFORMAÇÃO

O campo de deformações no estado tridimensional é caracterizado por 6 componentes, a saber:

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

ou em notação matricial:

$$\varepsilon = [L] \cdot [u] \quad (2.10)$$

onde [L] é o seguinte operador diferencial:

$$L = \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial y} \end{array} \right\} \quad (2.11)$$

e

$$u = [N] \cdot \{a\} \quad (2.12)$$

é o campo de deslocamentos sendo $[N]$ a matriz das funções de forma definida em (2.7) e $\{a\}$ o vector dos deslocamentos nodais. Substituindo (2.12) em (2.10) obtém-se:

$$\varepsilon = [L] \cdot [N] \cdot \{a\} \quad (2.13)$$

fazendo

$$[B] = [L] \cdot [N] \quad (2.14)$$

obtém-se

$$\varepsilon = [B] \cdot \{a\} \quad (2.15)$$

onde $[B]$ é a designada matriz de deformação (2.16).

$$[B] = [B_1 \quad B_2 \quad \cdots \quad B_{20}] \quad (2.16)$$

com

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial N_{20}}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial z} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial z} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_{20}}{\partial y} & \frac{\partial N_{20}}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_{20}}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial z} & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial z} & \frac{\partial N_{20}}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

Convém referir que as derivadas parciais presentes na matriz B, se referem ao referencial geral, pelo que, estando as funções de forma reportadas ao referencial local, será necessário efectuar uma transformação de tal modo que seja possível obter a matriz das derivadas parciais em relação a (ξ, η, ζ) [1].

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial z} \\ \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial z} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial N_{20}}{\partial x} & \frac{\partial N_{20}}{\partial y} & \frac{\partial N_{20}}{\partial z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial \xi} & \frac{\partial N_1}{\partial \eta} & \frac{\partial N_1}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial N_2}{\partial \xi} & \frac{\partial N_2}{\partial \eta} & \frac{\partial N_2}{\partial \zeta} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial N_{20}}{\partial \xi} & \frac{\partial N_{20}}{\partial \eta} & \frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \cdot [J]^{-1} \quad (2.18)$$

Onde $[J]$ é a matriz Jacobiano dada por:

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial x}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial z}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

A transformação atrás referida permite obter as derivadas das funções de forma em ordem ao sistema local (ξ, η, ζ) , sendo finalmente possível aplicar a expressão (2.15) para determinar o estado de deformação do elemento.

2.3.4. ESTADO DE TENSÃO

Tal como no estado de deformação, o estado de tensão caracteriza-se por um vector de 6 componentes em correspondência com as componentes da deformação (2.20).

$$\sigma = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}]^T \quad (2.20)$$

Sendo válida a assunção de que é linear a relação entre tensões e extensões, domínio das deformações elásticas portanto, é neste caso aplicável a lei de Hooke generalizada segundo a qual as deformações se relacionam com as tensões por intermédio do módulo de elasticidade.

$$\sigma = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (2.21)$$

onde em ε o vector definido em (2.15) e $[D]$ a matriz de elasticidade que no caso de materiais isotrópicos vem definida como:

$$D = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ C_2 & C_1 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ C_2 & C_2 & C_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_3 \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

onde

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ C_2 &= \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ C_3 &= \frac{E}{2(1+\nu)} \end{aligned} \quad (2.23)$$

onde nas expressões (2.23), E é o módulo de elasticidade e ν o coeficiente de Poisson.

Finalmente, substituindo (2.15) em (2.21) obtém-se:

$$\sigma = [D] \cdot [B] \cdot \{a\} \quad (2.24)$$

2.3.5. MATRIZ DE RIGIDEZ

A matriz de rigidez do elemento pode ser obtida a partir do TTV, exposto na expressão (2.4), onde através da manipulação do primeiro membro dessa equação se obtém a expressão genérica dessa matriz.

$$K = \int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dV \quad (2.25)$$

onde $[B]$ e $[D]$ são respectivamente as matrizes (2.16) e (2.22).

No entanto, a matriz deverá ser obtida em conformidade com a formulação isoparamétrica e assim como

$$dV = |J| d\xi d\eta d\zeta \quad (2.26)$$

a matriz de rigidez vem

$$K = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \cdot |J| d\xi d\eta d\zeta \quad (2.27)$$

onde $|J|$ é o determinante da matriz Jacobiano (2.19) e $[B]$ a matriz (2.16) após a transformação (2.18).

2.3.6. VECTOR DAS FORÇAS NODAIS

O vector das forças nodais aplicadas ao elemento é, tal como no caso da matriz de rigidez, obtido a partir da expressão do TTV (2.4) devendo neste caso operar-se sobre o segundo membro dessa equação. Consideram-se neste caso apenas as parcelas relativas às forças de volume e de superfície obtendo-se então:

$$F = \int_V [N]^T \cdot \{b\} dV + \int_A [N]^T \cdot \{p\} dA \quad (2.28)$$

Também neste caso, há que ter em conta a formulação isoparamétrica pelo que, tal como em (2.26)

$$dA = |J| d\xi d\eta \quad (2.29)$$

resultando:

$$F = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [N]^T \cdot \{b\} \cdot |J| d\xi d\eta d\zeta + \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [N]^T \cdot [p] \cdot |J| d\xi d\eta \quad (2.30)$$

2.3.7. MATRIZ DE MASSA

Uma vez que o âmbito da análise que se pretende efectuar envolve não só a componente estática, mas também a vertente dinâmica, é necessário considerar a matriz de massa do elemento. Será neste caso utilizada a matriz de massa consistente (2.31).

$$M = \int_V \rho \cdot [N]^T \cdot [N] dV \quad (2.31)$$

ou na formulação isoparamétrica, considerando (2.26):

$$M = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \rho \cdot [N]^T \cdot [N] \cdot |J| d\xi d\eta d\zeta \quad (2.32)$$

onde ρ é a massa específica do material.

Esta matriz caracteriza-se por possuir elementos não nulos fora da diagonal principal, sendo no entanto simétrica. Cada elemento M_{ij} da matriz corresponde à força de inércia mobilizada no grau de liberdade i , quando uma aceleração unitária é comunicada no grau de liberdade j .

2.3.8. MATRIZ DE AMORTECIMENTO

A matriz de amortecimento pode definir-se de forma análoga à matriz de massa.

$$C = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} c \cdot [N]^T \cdot [N] \cdot |J| d\xi d\eta d\zeta \quad (2.33)$$

onde c é o coeficiente de amortecimento viscoso, estando relacionado com o modelo idealizado para simular o fenómeno de dissipação de energia.

Esta formulação levanta o problema da determinação do valor de c , que se afigura difícil. Por outro lado, em muitos casos não é necessário obter explicitamente a matriz de amortecimento pelo que poderá ser vantajoso obter a matriz de amortecimento definida proporcionalmente às matrizes de massa e de rigidez, também designada por matriz de amortecimento de Rayleigh (2.34). [4]

$$C = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \quad (2.34)$$

onde os parâmetros α e β são obtidos a partir de dos coeficientes de amortecimento associados a duas frequências de vibração. [5]

2.4. REFÊRENCIAS

- [1] Azevedo, A., *Método dos Elementos Finitos*, Porto, 2003
- [2] Delgado, R., *O Método dos Elementos Finitos na Análise Dinâmica de Barragens Incluindo a Interação Sólido-Líquido*, Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1984
- [3] Navarra, I., Oñate, E., *Calculo de Estructuras por el Metodo de Elementos Finitos: Análisis Estático Lineal*, Barcelona, 1995
- [4] Canet, J., *La Presa Bóveda de Talvacchia: Análisis Estático y Dinámico*, Barcelona, 1991
- [5] Army Corps of Engineers, (1994), *Arch Dam Design – Engineer Manual N.º1110-2-2001*, Department of the U. S. Army Corps of Engineers, Washington

3

MODELAÇÃO E GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

3.1. GENERALIDADES

A análise de uma estrutura, pressupõe sempre a prévia elaboração de um modelo capaz de reproduzir satisfatoriamente as reais condições da obra a construir, quer em termos da evidente precisão geométrica requerida, quer em termos das suas características materiais e condições de apoio.

Numa obra com a complexidade e sensibilidade de uma barragem abóbada este aspecto reveste-se ainda de maior importância, uma vez que ao contrário de outras estruturas, como por exemplo as estruturas porticadas, não é de todo óbvia a interpretação do caminho tomado pelas cargas até à fundação, devendo por isso o modelo representar tão fielmente quanto possível as reais condições da estrutura.

Tal como no Método dos Elementos Finitos (MEF), sumariamente introduzido no capítulo anterior, também no domínio da modelação de sólidos, o advento dos computadores trouxe grandes avanços, dada a elevada capacidade de processamento dos computadores de que hoje dispomos e a permanente evolução dos programas de cálculo. De facto o avanço dos programas acompanhado por uma crescente confiança nas análises numéricas permitiu que se fossem abandonando os antigos modelos em escala reduzida, em favor dos actuais modelos numéricos mais precisos e de obtenção mais rápida.

Assim, o processo de modelação de uma barragem passa necessariamente pela sua definição geométrica e analítica com vista a posterior geração da malha de elementos finitos e respectiva análise.

Estão hoje disponíveis no mercado, inúmeros programas de CAD (Computer Aided Design), que permitem a geração da geometria com grande nível de precisão, bem como programas de análise estrutural e cuja interactividade confere grande versatilidade a todo o processo de modelação, cabendo apenas ao projectista seleccionar a sua estratégia de acordo com as ferramentas que melhor domina.

3.2. GEOMETRIA

3.2.1. DESCRIÇÃO GERAL

A solução adoptada para a barragem em análise consiste numa abóbada de dupla curvatura e cujo coroamento se encontra à cota (236,00), sendo de 123 m a sua altura máxima, que se verifica na zona do fecho. [1]

O desenvolvimento máximo verifica-se no arco do coroamento, que é aproximadamente simétrico e atinge os 505 m sendo a correspondente corda de 429,5 m e as relações desenvolvimento/altura e corda/altura de 3,49 e 4,11 respectivamente.

A espessura da abóbada é variável tanto em altura como ao longo dos arcos sendo que, para um dado arco, a espessura é mínima na zona do fecho e máxima nas nascenças do mesmo, sendo excepcional o caso do arco do coroamento, para o qual a espessura é constante e igual a 6 m, valor que corresponde à espessura mínima verificada em toda a estrutura. A consola de fecho apresenta uma espessura de 6 m à cota do coroamento e uma espessura de 27 m na base, sendo a sua espessura máxima de 29,8 m e a correspondente relação espessura/altura de 0,22. As espessuras máximas verificam-se nas nascenças dos arcos e atingem os valores de 39,3 m e 38,6 m na margem esquerda e direita respectivamente.

A barragem encontra-se dividida em blocos através de 32 juntas de contracção, definidas por planos verticais radiais à directriz do arco. O afastamento das juntas é de cerca de 15,7 m na margem esquerda, 15,4 m na margem direita e de 17 m na zona do fecho.

Relativamente à solução adoptada para o descarregador de cheias, esta materializa-se através de uma solução de descarregador de superfície do tipo lamina livre localizado na parte central do coroamento sendo provido de comportas. O eixo de simetria do descarregador coincide com eixo de simetria da consola de fecho, e a sua crista está, na solução em execução, localizada a uma profundidade de 12 m medidos relativamente à cota do coroamento. Para além disso, a soleira está dividida em 4 vãos de 16 m cada, separados por pilares, que apresentam uma espessura máxima de cerca de 5,80 m e suportam os apoios das comportas, bem como as vigas do viaduto da passagem superior.

O Quadro 3.1 resume as principais características geométricas da barragem.

Quadro 3.1 – Principais características geométricas da abóbada.

Cota do coroamento (m)	236,00
Altura acima das fundações (m)	123,00
Desenvolvimento total no coroamento (m)	505,00
Corda (m)	429,49
Relação corda-altura	3,49
Relação desenvolvimento-altura	4,11
Espessuras (m)	
no coroamento	6,00
máxima na consola de fecho	29,80
na base da consola de fecho	27,00
máxima nas nascenças	
margem esquerda	39,3
margem direita	38,6
Espaçamento das juntas de contracção (na SR) (m)	
Margem esquerda	15,4 (x14)
Centro	17,00 (x5)
Margem direita	15,7 (x13)
Volume (m ³)	670000

3.2.2. DEFINIÇÃO ANALÍTICA

A elaboração do modelo de elementos finitos a analisar, requer o conhecimento da correspondente definição analítica da geometria da estrutura. Tal é feito determinando as coordenadas cartesianas dos pontos fundamentais do corpo da barragem com vista à obtenção de uma suficiente discretização da obra, que neste caso, se definem pelos pontos correspondentes às nascenças dos arcos, bem como os pontos dos paramentos ao longo do desenvolvimento dos mesmos. Neste caso, os pontos seleccionados ao longo do desenvolvimento dos arcos deverão ser apenas os suficientes para garantir uma aceitável aproximação à geometria, uma vez que a selecção de pontos em demasia contribuiria apenas para uma discretização mais "pesada", não trazendo grandes benefícios em termos de análise dos resultados provenientes do cálculo.

Assim, as formas da barragem ficam definidas analiticamente através de [2]:

- consola de fecho definida pela sua directriz e pela sua espessura medida na horizontal;
- directriz parabólica dos arcos horizontais;
- espessura medida horizontalmente na normal à directriz dos arcos, sendo crescente do fecho para as nascenças dos mesmos.

O referencial geral (O,X,Y,Z) adoptado para a definição da barragem é um triedro directo cuja origem se situa no fecho da directriz do arco do coroamento à cota (236,00), sendo caracterizado por:

- eixo dos XX horizontal, orientado da margem direita para a margem esquerda;
- eixo dos YY horizontal radial, com a direcção do eixo do rio e orientado de montante para jusante;
- eixo dos ZZ vertical, formando com os anteriores um triedro directo, sendo por isso dirigido para baixo.

A partir deste sistema de eixos e para cada cota, é possível definir a directriz dos arcos e a partir desta, determinar as espessuras e finalmente, obter as coordenadas cartesianas dos pontos dos paramentos. A directriz dos arcos é dada pela equação (3.1).

$$y(x, z) = \frac{x^2}{2 \cdot p(z)} - a(z) \quad (3.1)$$

onde:

$$p(z) = 195 - 3,8,734118 \times 10^{-1} \cdot z - 1,1670326 \times 10^{-2} \cdot z^2 - 1,5834964 \times 10^{-5} \cdot z^3 + 5,4031153 \times 10^{-7} \cdot z^4 \quad (3.2)$$

$$a(z) = 3,4709592 \times 10^{-1} \cdot z - 5,4992369 \times 10^{-3} \cdot z^2 + 1,9067882 \times 10^{-4} \cdot z^3 - 4,6443548 \times 10^{-6} \cdot z^4 + 6,0803809 \times 10^{-8} \cdot z^5 - 4,4715153 \times 10^{-10} \cdot z^6 + 1,6751169 \times 10^{-12} \cdot z^7 - 2,3712119 \times 10^{-5} \cdot z^8 \quad (3.3)$$

Na expressão (3.1), a função $y(x,z)$ define a ordenada da directriz dos arcos a uma dada cota (z) e para uma determinada abcissa, sendo obtido pela substituição de (3.2) e (3.3) em (3.1). Os parâmetros dados pelas equações (3.2) e (3.3) e cuja evolução se apresenta na Fig. 3.1, correspondem respectivamente, à lei geométrica da parábola directriz do arco e à directriz vertical da consola de fecho.

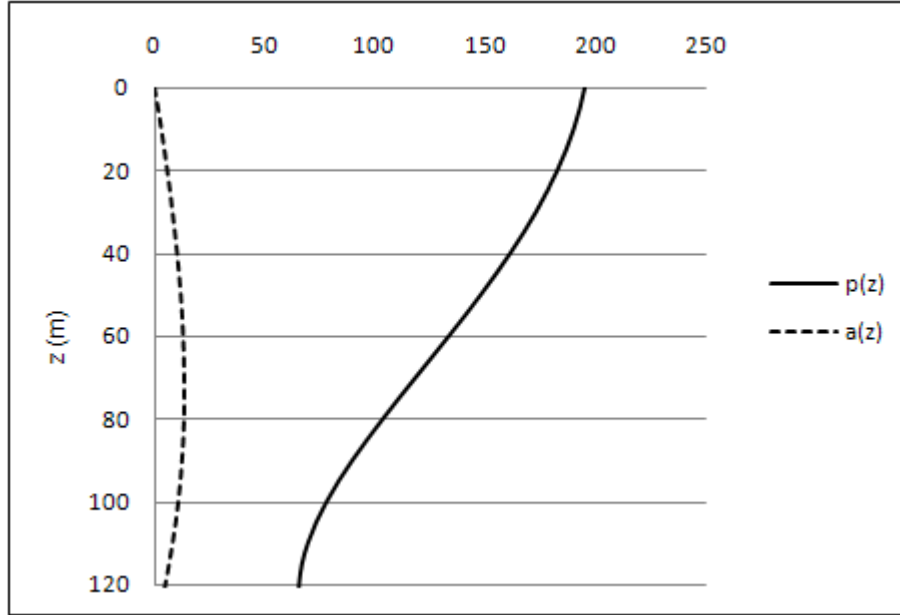


Fig.3.1 – Evolução das funções $p(z)$ e $a(z)$ com a profundidade.

Uma vez definido o desenvolvimento da directriz dos diversos arcos, torna-se possível determinar as respectivas espessuras, medidas horizontalmente na normal à directriz do arco em questão (metade para montante e metade para jusante) e cuja lei de definição é dada por (3.4).

$$e(x,z) = e_0(z) \times \left[1 + A(z) \times \left(\frac{x}{100} \right)^2 \right] \quad (3.4)$$

Ou seja, $e(x,z)$ corresponde à espessura da barragem medida na direcção horizontal e segundo a normal à directriz de um determinado arco à profundidade z , num ponto de abcissa x . As funções $e_0(z)$ e $A(z)$ definem, respectivamente, a lei de variação em z da consola de fecho e a lei de crescimento das espessuras do fecho para as nascenças dos arcos respectivamente, sendo ambas dadas em metros. As leis de variação destes dois parâmetros são dadas em (3.5) e (3.6):

$$\begin{aligned} e_0(z) = & 6 + 1,2881157 \times 10^{-1} \times z + 3,6987421 \times 10^{-3} \times z^2 + \\ & + 7,0197943 \times 10^{-5} \times z^3 - 4,8511430 \times 10^{-6} \times z^4 + 9,2653880 \times 10^{-8} \times z^5 - \\ & - 8,2535623 \times 10^{-10} \times z^6 + 3,3502338 \times 10^{-12} \times z^7 - 4,7424328 \times 10^{-15} \times z^8 \end{aligned} \quad (3.5)$$

$$\begin{aligned}
 A(z) = & 1,5944942 \times 10^{-4} \times z^2 - 1,1192434 \times 10^{-5} \times z^3 + 4,5928253 \times 10^{-7} \times z^4 - \\
 & -1,1262733 \times 10^{-8} \times z^5 + 1,6335837 \times 10^{-10} \times z^6 - 1,3409555 \times 10^{-12} \times z^7 + \\
 & +5,6751228 \times 10^{-15} \times z^8 - 9,1077354 \times 10^{-18} \times z^9
 \end{aligned} \quad (3.6)$$

A completa definição da espessura da barragem obtém-se portanto, através da substituição de (3.5) e (3.6) em (3.4), sendo que a Fig. 3.2 traduz a evolução, com a profundidade, dos parâmetros envolvidos nas duas equações anteriores.

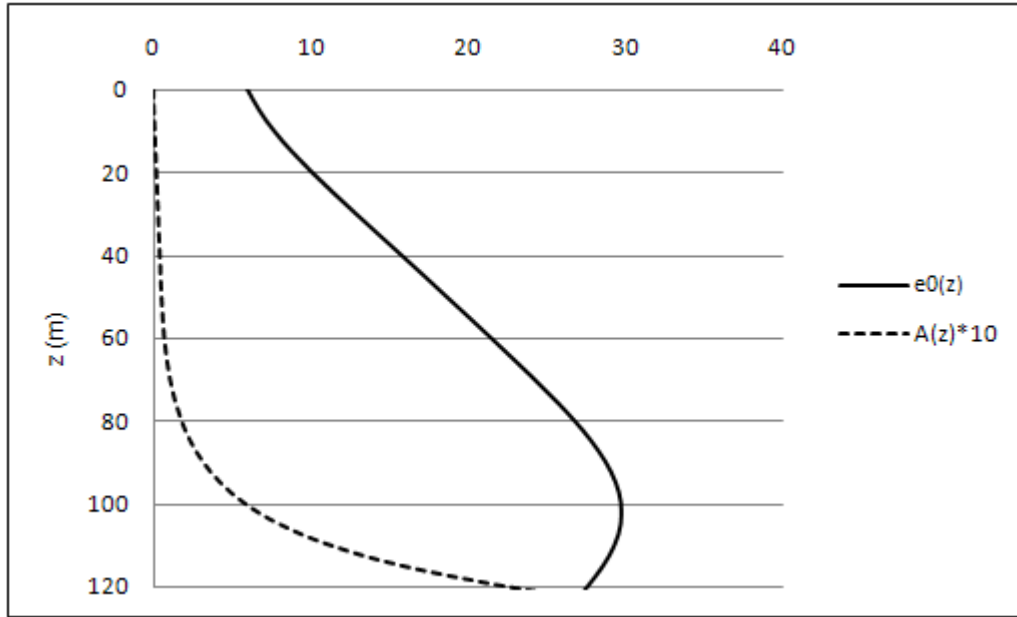


Fig.3.2 – Evolução das funções $e_0(z)$ e $A(z)$ com a profundidade.

Outro elemento importante para a completa definição analítica da estrutura é a caracterização da inserção da mesma no maciço de fundação. Assim, a linha de fundação é definida na designada superfície de referência (SR)¹, planificada, pela intersecção entre esta superfície e o maciço, resultando em duas superfícies de contacto, com o desenvolvimento linear, em ambas as margens, traduzido pelas expressões (3.7) e (3.8) para a margem esquerda e direita respectivamente.

$$z(x) = 0,56748 \cdot x + 16 \quad (3.7)$$

$$z(x) = 0,6181 \cdot x + 11 \quad (3.8)$$

Os parâmetros necessários para a definição analítica da estrutura ficam assim completamente conhecidos.

Refira-se que na discretização da geometria da estrutura, foram caracterizados 15 arcos inicialmente espaçados de 6 m até à profundidade de 18 m. O arco a seguir considerado foi o que corresponde à profundidade de 25 m e a partir desta, foram tomados intervalos de 10m até à profundidade de 115m

¹ Superfície regrada de geratrizes verticais e cuja directriz é o eixo do arco do coroamento.

após a qual se considerou apenas o arco à profundidade máxima, a saber, 123 m. O Quadro 3.2 sintetiza os parâmetros geométricos dos arcos considerados.

Quadro 3.2 – Parâmetros definidores da geometria nos arcos considerados.

z (m)	Directriz dos arcos		Definição dos parâmetros	
	p(z) (m)	a(z) (m)	$e_0(z)$ (m)	$A(z)*10$ (m)
0	195,000	0,000	6,000	0,000
6	192,253	1,920	6,916	0,037
12	188,655	3,620	8,120	0,104
18	184,211	5,191	9,566	0,171
25	177,986	6,900	11,457	0,248
35	167,279	9,092	14,323	0,355
45	154,710	10,907	17,206	0,459
55	140,703	12,256	20,050	0,591
65	125,812	13,070	22,853	0,841
75	110,719	13,283	25,537	1,356
85	96,238	12,817	27,856	2,355
95	83,310	11,574	29,398	4,251
105	73,008	9,486	29,720	7,984
115	66,533	6,598	28,622	15,662
123	65,000	3,897	27,000	27,398

3.3. GERAÇÃO DO MODELO E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

3.3.1. BARRAGEM

Uma vez definida analiticamente toda a geometria da estrutura e adoptada a estratégia a seguir para a sua discretização, ficam reunidas as condições necessárias para a elaboração do modelo numérico a analisar pelo MEF.

Os vários modelos submetidos a análise ao longo deste estudo, partem de uma única solução inicial que será posteriormente adaptada a cada um dos casos a analisar, garantindo assim um correcto termo de comparação entre as diversas soluções. Assim, o modelo de base para a elaboração do estudo e que será utilizado como modelo de controlo, consiste numa solução desprovida da abertura provocada pelo descarregador junto ao coroamento, configurando desta forma, a estrutura na sua rigidez máxima (Fig. 3.3).

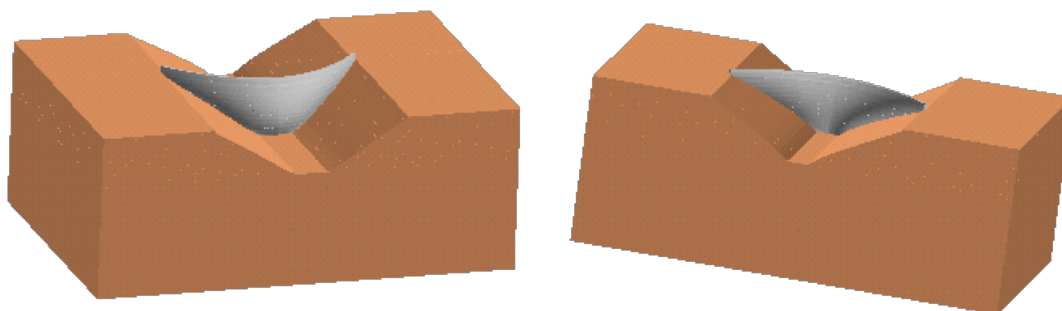


Fig.3.3 – Modelo inicialmente considerado.

A primeira fase compreendida na geração do modelo foi a definição da geometria de acordo com os pressupostos assumidos em 3.2.2. De forma a tornar mais fácil a construção do modelo, recorreu-se a software CAD, a saber, AutoCAD[®] 2007, por este possuir uma maior versatilidade na criação dos vários arcos (Fig. 3.4) bem como na manipulação e visualização do modelo, permitindo para além disso um maior acompanhamento do processo e maior capacidade de despiste de possíveis erros resultantes da introdução dos dados.

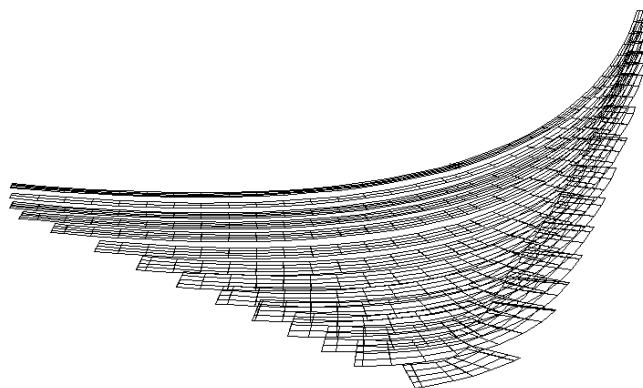


Fig.3.4 – Arcos considerados na discretização da estrutura.

Uma vez definida a geometria dos 15 arcos considerados, definidos segundo planos horizontais, a geometria assim criada foi exportada para o programa de cálculo por elementos finitos, ANSYS[®], no qual foi gerado o sólido tridimensional. O modelo do corpo da barragem (Fig. 3.5) ficou portanto definido segundo volumes limitados horizontalmente pelos arcos e verticalmente por um plano radial que intersecta a consola de fecho no seu desenvolvimento médio, num total de 34 volumes.

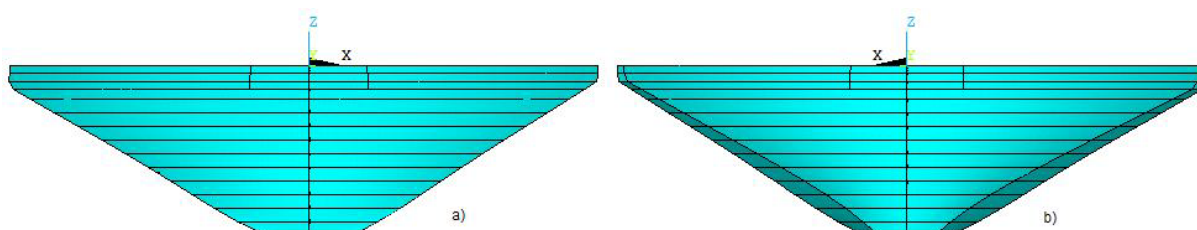


Fig. 3.5 – Modelo da abobada definido por volumes: a) vista de montante; b) vista de jusante.

No que diz respeito à geração da malha de elementos finitos, procurou obter-se um grau de refinamento tal, que as funções de forma dos vários elementos no seu conjunto, reproduzissem tão fielmente quanto o necessário a geometria da estrutura, bem como os parâmetros a avaliar, isto é, deslocamentos e tensões. Com esse fim em vista e dada a limitação do programa relacionada com a geração automática da malha, foram feitas várias tentativas até se atingir uma solução que garantisse o compromisso entre um suficiente grau de refinamento e a máxima constância da topologia dos elementos, tendo-se considerado, em todos os casos, 3 elementos ao longo da espessura (Fig. 3.6).

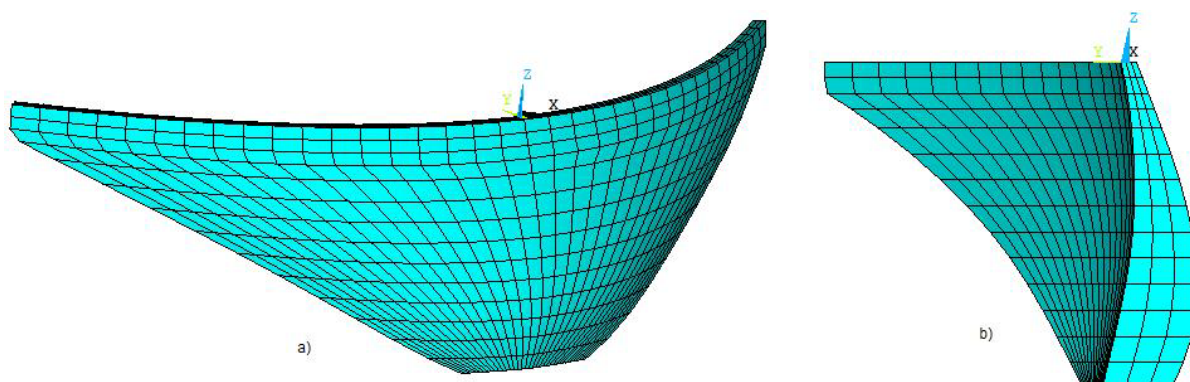


Fig.3.6 – Malha de elementos finitos: a) vista de montante; b) corte pela consola de fecho.

Indo ao encontro do exposto no Capítulo 2, relativamente ao tipo de elemento a utilizar nesta discretização, utilizou-se o elemento isoparamétrico tipo "brick" hexaédrico de 20 nós, designado na biblioteca de elementos finitos do ANSYS® por SOLID186 e cuja representação se faz na Fig. 3.7, onde em a), se indica o sistema de coordenadas do elemento, bem como as numerações das faces e dos nós, enquanto em b), são representadas as direcções das tensões elemento.

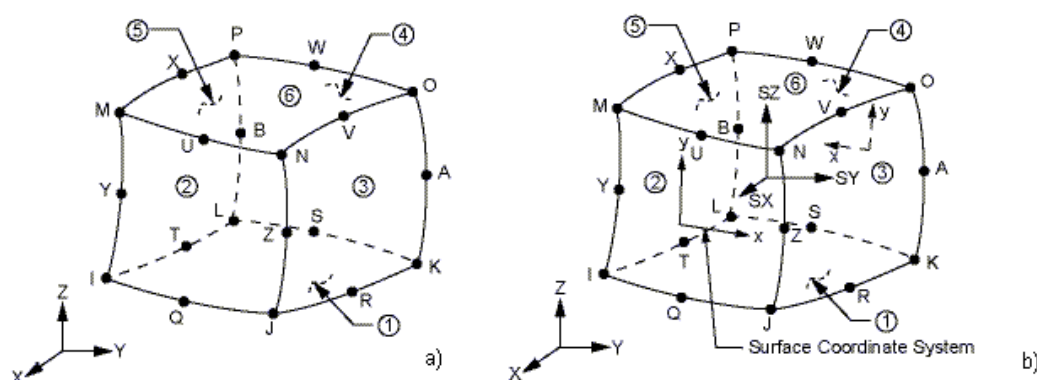


Fig.3.7 – Elemento SOLID186: a) numeração das faces e nós; b) direcções das tensões. [3]

O elemento SOLID186, possui três graus de liberdade por nó, que se traduzem por três translações segundo x , y e z . Em termos de acções, este elemento tem a vantagem de permitir a introdução da pressão hidrostática tanto nas faces como nos nós, o que se revela útil na medida em que facilita a aplicação de forças concentradas simulando o efeito da pressão exercida pela água sobre as comportas. Em qualquer dos casos, uma pressão dirigida para o elemento é sempre considerada positiva.

Uma vez definido este primeiro modelo de cálculo, a transição para as restantes soluções foi feita removendo os elementos situados na abertura do descarregador até à profundidade correspondente a cada um deles. O Quadro 3.3 apresenta a síntese das características de cada um dos modelos no que ao número de elementos e número de nós diz respeito, enquanto na Fig. 3.8 se ilustram os 4 modelos de cálculo munidos de abertura e que derivam directamente do modelo ilustrado na Fig. 3.6.

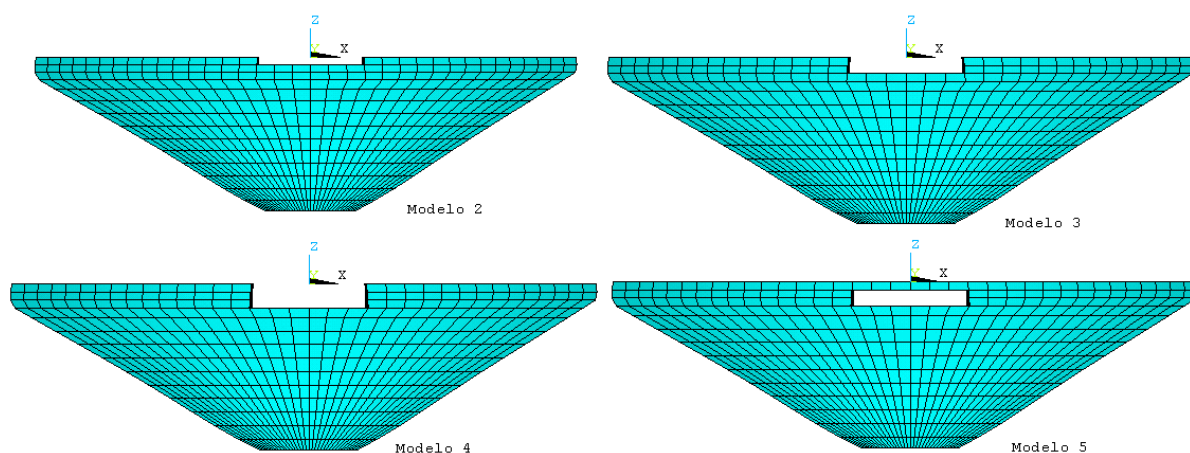


Fig.3.8 – Representação dos modelos munidos de abertura para o descarregador.

Quadro 3.3 – Características principais das 5 malhas de elementos finitos.

Modelo	z (m)	n.º elementos	n.º nós
1	0	1470	8131
2	6	1452	8052
3	12	1434	7973
4	18	1416	7862
5	18	1434	8000

Importa referir, que no caso do modelo 5, a existência da viga de travamento implicaria a modelação dos pilares, uma vez que o vão da mesma apresenta dimensões consideráveis. No entanto, optou-se por não efectuar a modelação dos pilares dada a complexidade e as limitações na geração da malha. Assim, a solução adoptada passou pela imposição de condições de compatibilidade de deslocamentos dos nós localizados nas zonas extremas dos pilares. Assim, impuseram-se iguais deslocamentos no topo e base dos pilares na direcção do eixo OY, hipótese que não deverá afastar-se da realidade, uma vez que estes elementos apresentam elevada rigidez nessa direcção. Para além disso, foram também impostos deslocamentos compatíveis, nos mesmos pontos, mas na direcção do eixo OZ.

3.3.2. MACIÇO DE FUNDAÇÃO

A análise estrutural de uma barragem pressupõe não só a modelação da estrutura mas também a discretização do respectivo maciço de fundação. De facto a natureza continua da estrutura e consequentemente, da sua inserção na fundação, bem como a dimensão desta, tornam necessária uma análise mais cuidada de todo o conjunto dado que as deformações do maciço afectam a distribuição de tensões na estrutura.

A estratégia adoptada para a elaboração do modelo da fundação foi em tudo semelhante à adoptada para a discretização do corpo da abóbada. Assim para a modelação do terreno, foram igualmente tomadas 15 camadas, todas elas em correspondência com os arcos tidos em consideração. A delimitação do maciço nas margens foi feita tomando segmentos de recta partindo das nascenças dos arcos a montante e a jusante e com orientação paralela ao eixo do rio. A dimensão adoptada para a fundação foi igual a 2 e 3 vezes a altura da barragem para montante e para jusante respectivamente.

Em profundidade, considerou-se novamente o dobro da altura da barragem, sendo neste caso esta distância medida a partir da cota da base da consola de fecho (Fig. 3.9).

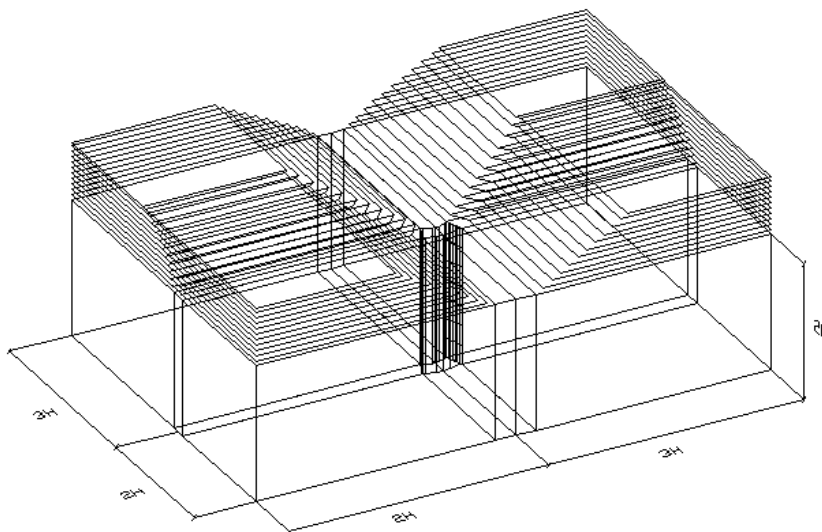


Fig.3.9 – Maciço de fundação definido por camadas.

Também neste caso, se optou por exportar o modelo assim definido para o programa de elementos finitos, tendo então sido gerados os vários volumes (Fig. 3.10).

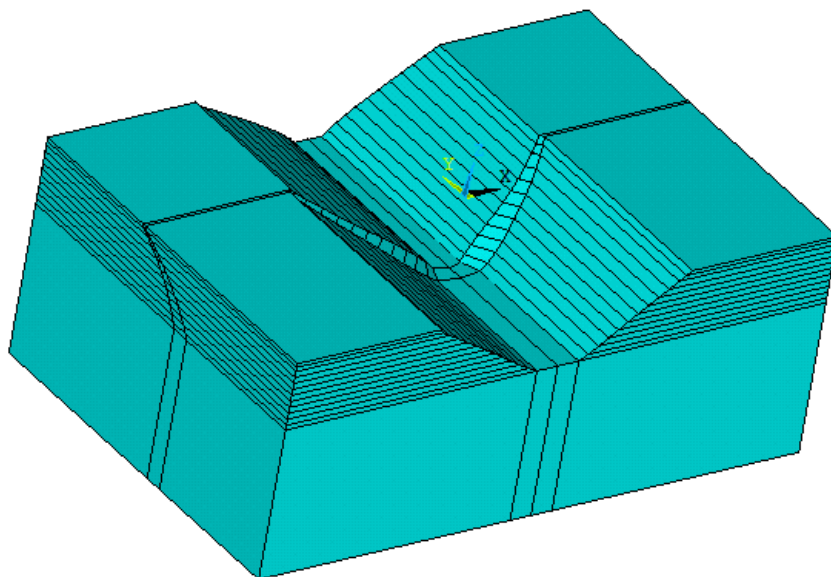


Fig.3.10 – Maciço de fundação definido por volumes.

No que diz respeito à malha de elementos finitos (Fig. 3.11), esta foi gerada de tal forma que apresentasse um grau de refinamento inferior ao do corpo da abóbada de forma a agilizar o processo de cálculo, tendo também sido utilizado o elemento SOLID186. Neste caso, o número de elementos utilizados foi de 18170, ao qual corresponde um total de 81416 nós.

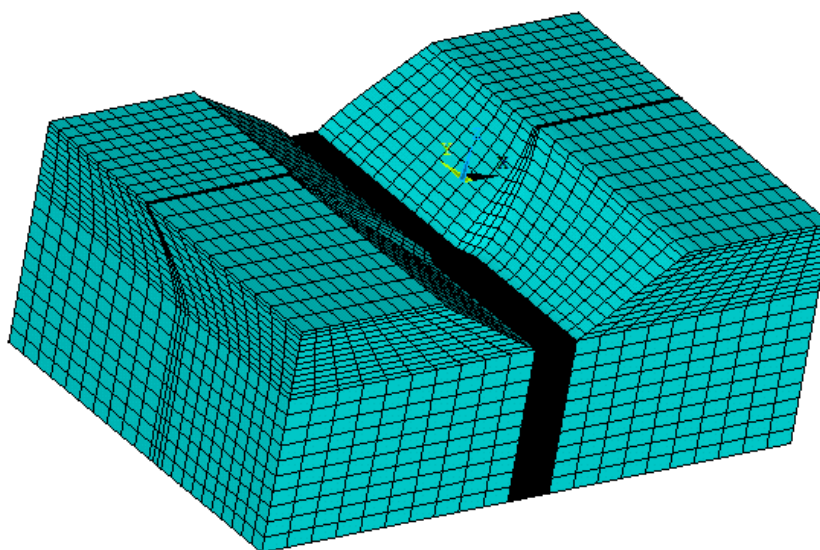


Fig.3.11 – Malha de elementos finitos do maciço de fundação.

3.3.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

No que diz respeito às características dos materiais envolvidos, convém salientar que tanto o betão da barragem, como o maciço de fundação, foram considerados isotrópicos e homogêneos nos respectivos domínios, assumindo-se também as propriedades mecânicas para a hipótese de comportamento elástico linear. Assim, adoptou-se para o betão um peso específico (γ) de 24 kN/m^3 , um módulo de elasticidade (E) de 20 GPa para acções estáticas, 30 GPa para acções sísmicas e um coeficiente de Poisson (ν) de 0.2 . Em relação às características de resistência, o betão a aplicar nesta obra foi estudado para valores máximos de tensões de tracção e compressão simples de $5,5 \text{ MPa}$ e $1,0 \text{ MPa}$, respectivamente, para cenários correntes, admitindo-se valores máximos de $7,0 \text{ MPa}$ e $1,7 \text{ MPa}$, para compressão e tracção respectivamente, para as combinações de acções envolvendo o Sismo Base de Projecto (SBP). Para o maciço de fundação, os valores admitidos para o módulo de elasticidade e para o coeficiente de Poisson foram idênticos aos utilizados no betão tendo-se neste caso desprezado o peso específico.

Todas as características atrás referidas estão sintetizadas no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Propriedades dos materiais.

	$E \text{ (Gpa)}$	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	ν	$\alpha \text{ (x10}^{-5} \text{ }^\circ\text{C)}$	$\sigma_c^{(-)}$	$\sigma_c^{(+)}$
Betão	20/30	24	0.2	0.5	5,5/7,0	1,0/1,7
Maciço	20	0	0.2	-	-	-

3.4. REFERÊNCIAS

- [1] Matos, D., Paixão, J., Antunes, N., *Arch Dam Design of the Baixo Sabor Upstream Scheme*, 5th International Conference on Dam Engineering, Lisboa, 2007
- [2] EDP, *Memória do Projecto da Barragem de Montante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor*.
- [3] ANSYS, (2007) Ansys®/Multiphysics, Inc. Company

4

ANÁLISE ESTÁTICA

4.1. GENERALIDADES

Uma vez obtido o modelo numérico, cuja descrição se fez no capítulo anterior, assim como determinadas as propriedades mecânicas dos materiais envolvidos, ficam reunidas todas as condições necessárias para a realização do cálculo da estrutura e consequente análise de resultados. É pois esse o mote deste capítulo. A análise a efectuar será, por agora, apenas de natureza estática. As acções a considerar, desenvolvidas adiante, serão essencialmente o peso próprio da estrutura, a pressão hidrostática provocada pela albufeira e as acções de natureza térmica. De facto, a caracterização do comportamento deste tipo de estrutura perante este tipo de acções é da maior importância, dado o carácter de permanência que estas apresentam. Sendo este o tipo de solicitação a que a estrutura está sujeita na quase totalidade da sua vida, importa garantir que, nessas condições de serviço, a obra não apresente qualquer anomalia como por exemplo tensões de tracção passíveis de induzir a fissuração.

Assinala-se que a análise foi efectuada com base nos valores das tensões obtidos em zonas notáveis na estrutura, não se tendo portanto efectuado a verificação em termos dos critérios de resistência do betão, particularmente pela utilização do critério de Mohr-Coulomb preconizado nas Normas de Projecto de Barragens (NPB).

Assim, o objectivo deste capítulo é, fundamentalmente, a obtenção e análise da resposta da estrutura segundo cada um dos cenários considerados, quando submetida às acções atrás referidas, nomeadamente ao nível do estado tensão e de deslocamentos induzidos por essas acções. Nesse contexto, a secção 4.2 aborda a caracterização das acções, designadamente o peso próprio, a pressão hidrostática e respectivos níveis considerados e as acções térmicas. Para cada um dos casos, serão mencionados os aspectos mais pertinentes na sua consideração. A secção 4.3 será dedicada à definição das hipóteses de cálculo adoptadas para o estudo. A secção 4.4 reserva-se para a análise e validação individual dos resultados que serão sintetizados sob a forma de quadros contendo os valores dos deslocamentos e tensões, sendo na parte final tecidos alguns comentários acerca da razoabilidade dos mesmos. Na secção 4.5, será conduzida uma análise comparativa dos resultados obtidos que será efectuada por hipótese de cálculo, sendo que na secção 4.6 efectuar-se-ão os comentários julgados oportunos.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES

4.2.1. PESO PRÓPRIO

O peso próprio da barragem, considerado através do peso volúmico do betão ($\gamma=24\text{kN/m}^3$), assume neste caso um carácter estabilizador uma vez que perante a curvatura da barragem, forçá-la-á a deslocar-se para montante, compensando dessa forma a pressão exercida pela água contida no reservatório que solicita a estrutura na direcção de jusante.

Refira-se que em fase de projecto, o peso próprio foi considerado actuando independentemente em cada bloco, uma vez que tanto o arrefecimento do betão, a promover a contracção dos blocos, como a curvatura vertical da abóbada poderão contribuir para acentuar o estado de abertura das juntas. Porém neste trabalho, não tendo sido utilizados elementos de junta e dada a limitação do programa na geração de uma malha compatível com tal hipótese, admitiu-se o peso próprio a actuar de uma só vez em toda a estrutura.

4.2.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA

A pressão exercida pela água contida no reservatório ($\gamma=10\text{kN/m}^3$) foi considerada actuando directamente no paramento de montante. Para tal e de acordo com [1] foram considerados 3 níveis de pressão, a saber:

- Pressão hidrostática correspondente ao nível de pleno armazenamento (NPA), actuando a uma profundidade de 2 m abaixo do coroamento, à cota (234);
- Pressão hidrostática correspondente ao de máxima cheia (NMC), actuando a uma profundidade de 1 m abaixo do coroamento, à cota (235);
- Pressão hidrostática correspondente ao nível mínimo de exploração (NmE), actuando a uma profundidade de 35 m abaixo do coroamento, à cota (201).

Refira-se que não foi considerada qualquer presença de água a jusante e cujo efeito, em termos de pressão hidrostática, seria estabilizador, estando portanto, este cenário do lado da segurança.

Em relação aos níveis de pressão hidrostática correspondentes ao NMC e NmE e após efectuados os respectivos cálculos, constatou-se que em relação ao primeiro, as alterações no comportamento da estrutura são praticamente negligenciáveis, uma vez que a cota do nível da albufeira apenas difere de 1 m relativamente ao NPA. Assim, esse nível de pressão hidrostática não foi tido em consideração nas análises com o fim de não tornar o trabalho demasiado exaustivo. O NmE, surge como uma situação intermédia entre o NPA e a situação de peso próprio actuando isoladamente, tendo apenas sido considerado para simular a situação de Verão correspondente à hipótese de cálculo adiante designada de Hipótese 3.

A simulação do efeito da pressão hidrostática actuando sobre as comportas depende do tipo e dimensões destas, bem como do arranjo geral do coroamento na zona do descarregador de cheias.

De acordo com os objectivos do presente estudo, admitiu-se uma hipótese simplificada para representar o efeito das forças transmitidas pelas comportas à abóbada.

Assim:

- nos modelos 2, 3 e 4, com aberturas de 6, 12 e 18 m de altura, respectivamente e sem viga de travamento superior, a resultante da pressão hidrostática (admitida horizontal) foi substituída

por um conjunto de forças estaticamente equivalentes actuando na parte superior da abóbada na zona das aberturas;

- no Modelo 5 as forças devido à acção da pressão hidrostática foram distribuídas entre a zona superior da abóbada e a zona inferior da viga de travamento.

4.2.3. ACÇÕES TÉRMICAS

4.2.3.1. Temperatura do ar

No estudo da temperatura média do ar (°C) assume-se que o seu valor tem variação sinusoidal ao longo do ano, caracterizada pela onda térmica representada na Fig.4.1. A definição dessa onda é dada pela expressão (4.1), admitindo-se que essa temperatura é a que se verifica no paramento de jusante da barragem[1].

$$\theta_{ar} = \bar{\theta}_{ar} - \theta'_{ar} \cos \frac{2\pi}{P}(t - \delta) \quad (4.1)$$

onde

θ_{ar} – temperatura média diária anual;

$\bar{\theta}_{ar}$ - temperatura média anual;

θ'_{ar} - semi-amplitude de variação anual;

t – data em que se pretende calcular a temperatura

δ - desfasamento.

P - período

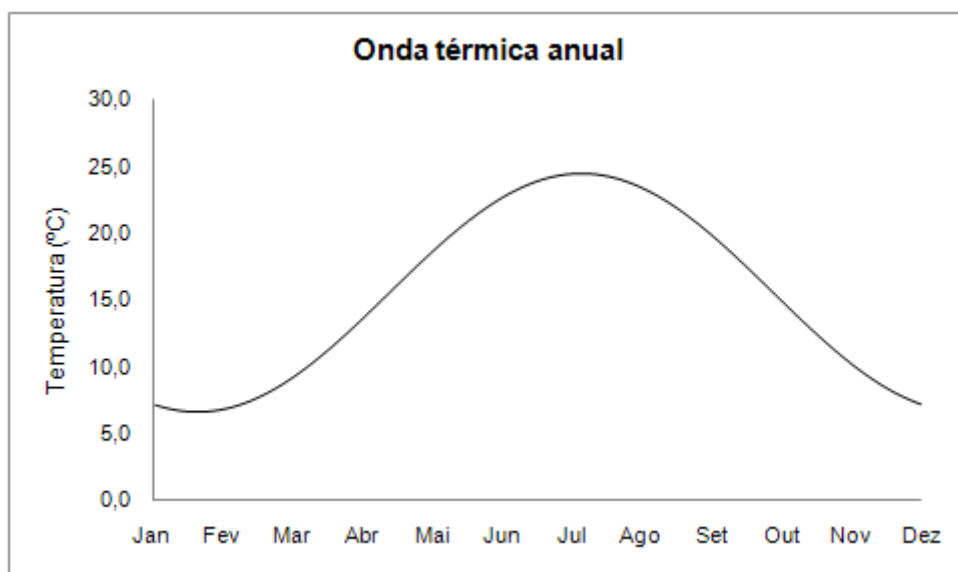


Fig. 4.1. Onda térmica anual.

A temperatura mínima ocorre no dia 21 de Janeiro com o valor de 6,7 °C, verificando-se a ocorrência do valor máximo no dia 22 de Julho com um valor de 24,5 °C. A temperatura média anual obtida foi de 15,6 °C, semi-amplitude de variação anual foi de 8,9 °C e o desfasamento igual a 21 dias. [1]

4.2.3.2. Temperatura da água

Para além da temperatura do ar, também a temperatura da água tem grande influência no comportamento térmico da estrutura, dado que grande parte da superfície do paramento de montante está em contacto directo com este elemento. Considera-se que a temperatura da água é influenciada por diversos factores tais como a temperatura atmosférica, a radiação solar e o regime hidrológico do rio.

Assim, admite-se que a temperatura no paramento de montante é coincidente com a temperatura da água, que está sujeita a uma variação sinusoidal dada por (4.2) sendo razoável assumir a existência de uma única variação anual, desprezando-se portanto as variações diárias [2].

$$\theta_{ag}(z, t) = \bar{\theta}_{ag}(z) - \theta'_{ag}(z) \cos \frac{2\pi}{P}(t - \delta) \quad (4.2)$$

onde:

$\theta_{ag}(z, t)$ – temperatura no paramento de montante a uma profundidade z , na data t ;

$\bar{\theta}_{ag}(z)$ - temperatura média anual da água à profundidade z ;

$\theta'_{ag}(z)$ – semi-amplitude de variação anual à profundidade z ;

P – período;

t – data em que se pretende determinar a temperatura;

δ – desfasamento

4.2.3.3. Temperatura do betão

Para a determinação da distribuição de temperaturas no betão, foi considerada a hipótese de fluxo unidireccional (direcção montante-jusante). A evolução das temperaturas no betão é caracterizada por várias fases (Fig. 4.2). Na fase de colocação do betão, regista-se um elevado aumento da temperatura, pelo que se procede normalmente ao controlo da temperatura do betão fresco T1 (utilização de água de amassadura refrigerada, substituição parcial da água de amassadura por gelo, refrigeração dos agregados, entre outras medidas) e a um primeiro arrefecimento do betão, ainda na fase de consistência plástica. A segunda fase corresponde a uma descida de temperatura correspondente ao arrefecimento natural do betão (por vezes, nesta fase, o arrefecimento é também forçado pela circulação de água do rio nas serpentinas de refrigeração deixadas no corpo da barragem). Na terceira fase, recorre-se novamente ao arrefecimento artificial, que se reflecte numa descida acentuada até à temperatura de injeccção das juntas, obtendo-se desta forma um favorável estado de contracção dos blocos para promover a abertura das juntas e a consequente facilidade nas operações de injeccção. A

etapa seguinte corresponde a um período de estabilização, na qual a estrutura vai evoluindo gradualmente para um regime estacionário de variação das temperaturas e que corresponde à última fase [2].

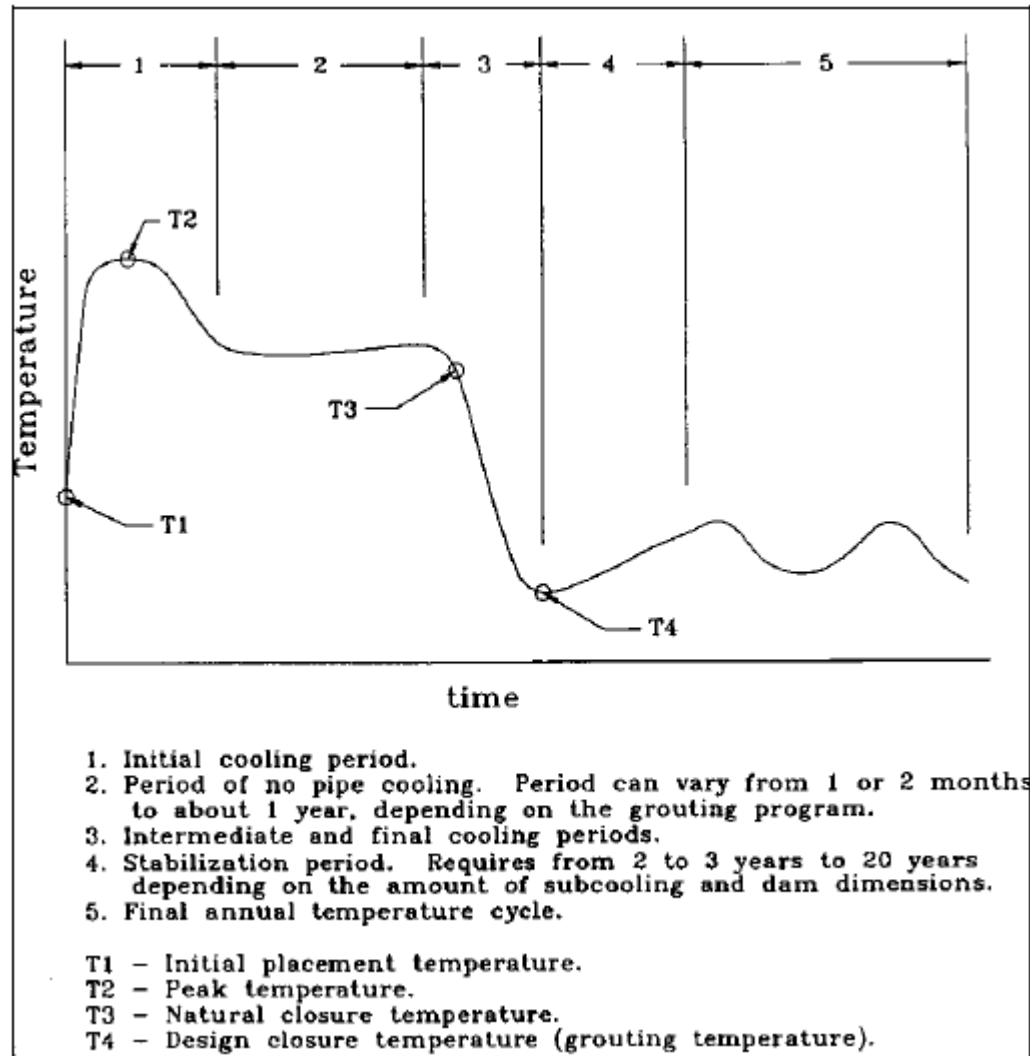


Fig. 4.2. Evolução da temperatura do betão ao longo do tempo [2].

No âmbito deste trabalho, o estudo térmico foi realizado para o regime estacionário (onde já não se fazem sentir os efeitos da libertação do calor de hidratação do betão, bem como do arrefecimento artificial da estrutura) em relação ao qual se procuraram as datas de ocorrência da temperatura média máxima e da temperatura média mínima da barragem, sendo que a temperatura média da barragem em cada instante foi obtida pela ponderação volumétrica das temperaturas obtidas nos diferentes pontos nodais.

Ficaram assim definidas as datas de referência para o cálculo das variações térmicas em relação à temperatura de injeção das juntas, designadas pela época de Verão (VR) e Inverno (INV).

4.3. HIPÓTESES DE CÁLCULO

As combinações de acções tomadas para esta análise envolvem as acções atrás descritas e foram definidas visando representar os cenários de serviço, com maior probabilidade de ocorrência ao longo da vida da obra.

Assim tomaram-se os seguintes casos de carga:

- Hipótese 1 - Acção isolada do peso próprio, situação designada por PP;
- Hipótese 2 – Acção do peso próprio associada à actuação da pressão hidrostática quando a albufera se encontra à cota do NPA, designada por PP+NPA, configurando uma situação corrente;
- Hipótese 3 – Acção do peso próprio associada à actuação da pressão hidrostática quando a albufera se encontra à cota do NmE considerando uma subida de temperatura, configurando uma situação de Verão, designada por VR;
- Hipótese 4 – Acção do peso próprio associada à actuação da pressão hidrostática quando a albufera se encontra à cota do NPA considerando uma descida de temperatura, configurando uma situação de Inverno, designada por INV.

Deve salientar-se que devido ao processo específico de construção destas estruturas, por blocos separados por juntas, não faz sentido a análise de deslocamentos para a acção isolada do peso próprio, sendo que para esta hipótese será apenas analisado o estado de tensão.

4.4. ANÁLISE E VALIDAÇÃO INDIVIDUAL DOS RESULTADOS

No que se segue, será feita a análise dos resultados obtidos para cada modelo e para cada caso de carga. Pretende-se com esta análise individual, fazer um estudo mais detalhado do comportamento de cada um dos modelos relativamente a cada hipótese de cálculo, validando dessa forma os resultados obtidos. A análise a efectuar será, por agora, baseada em registos de tensões normais na direcção dos arcos (σ_x) e das consolas (σ_z) e deslocamentos radiais na direcção montante-jusante ao longo da consola de fecho, sob a forma de tabelas. Desta forma poder-se-á avaliar com mais rigor os reais valores obtidos nas cotas consideradas. Os resultados presentes nas tabelas referem-se aos pontos dos paramentos ao longo da linha média da consola de fecho e para cada um dos 15 arcos considerados. As representações gráficas mais relevantes, resultantes do cálculo, nomeadamente tensões principais e deslocamentos, figuram no Anexo A.

4.4.1. MODELO 1

A análise deste modelo, que representa a abóbada sem aberturas, reveste-se de grande importância, para o que se possa concluir no final deste capítulo, um vez que a solução aqui descrita, corresponde a uma solução de controlo, e com a qual serão comparados os resultados dos restantes modelos.

4.4.1.1. Hipótese 1 – PP

Para a actuação do peso próprio, verifica-se, relativamente às tensões na direcção dos arcos (σ_x) constantes no Quadro 4.1, que o paramento de montante apresenta uma compressão de cerca de 0,52 MPa à cota do coroamento. Para estas tensões, verifica-se também que a uma profundidade de cerca de 25 m, se atinge o estado de descompressão. Avançando em profundidade, verifica-se o

aparecimento de tensões de tracção, que atingem o seu máximo a cerca de 65 m, com um valor de cerca de 0,36 MPa, sendo que daí em diante se verifica uma inversão do andamento das tensões de tracção, até se anularem, por volta dos 107 m de profundidade. A partir desse ponto, instalam-se novamente compressões que atingem o seu máximo na base e cujo valor é aproximadamente de 1,34 MPa.

Relativamente ao paramento de jusante, pode constatar-se que este se encontra completamente comprimido, sendo que à cota do coroamento a tensão é de cerca de 0,5 Mpa, correspondendo também ao valor máximo verificado. A compressão mínima, verifica-se a cerca de 45m de profundidade e o valor registado foi de aproximadamente 0,09 MPa.

Quadro 4.1 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
0	-0.52	-0.50	-0.02	-0.03
6	-0.40	-0.41	-0.07	-0.17
12	-0.25	-0.31	-0.07	-0.35
18	-0.12	-0.24	-0.06	-0.55
25	0.01	-0.16	-0.06	-0.71
35	0.15	-0.10	-0.06	-0.91
45	0.26	-0.09	-0.11	-1.09
55	0.33	-0.12	-0.19	-1.23
65	0.36	-0.17	-0.32	-1.33
75	0.34	-0.25	-0.48	-1.38
85	0.30	-0.32	-0.67	-1.38
95	0.21	-0.37	-0.93	-1.27
105	0.07	-0.39	-1.30	-1.01
115	-0.36	-0.37	-2.52	-0.85
123	-1.34	-0.41	-5.28	-1.07

No que respeita às tensões na direcção das consolas (σ_z), ainda no Quadro 4.1, observa-se que ambos os paramentos se encontram comprimidos. Na face de montante, verifica-se a compressão máxima junto da inserção na fundação e cujo valor é de cerca de 5,28 MPa. No paramento de jusante, a compressão máxima verificada é de 1,38 MPa, para uma profundidade de 75 m.

4.4.1.2. Hipótese 2 – PP+NPA

Verifica-se para esta situação, que relativamente às tensões horizontais (Quadro 4.2), se verifica que ambos os paramentos se encontram comprimidos. Para o paramento de montante, a compressão máxima ocorre à cota do coroamento, apresentando um valor de 3,6 MPa. Esse valor mantém-se sensivelmente constante até próximo dos 25 m de profundidade, verificando-se então uma diminuição acentuada das compressões a partir desse ponto. As compressões anulam-se por volta dos 122 m de profundidade, passando a instalar-se uma ligeira tensão de tracção no pé do paramento e cujo valor de 0,17 Mpa se pode considerar aceitável.

Em relação ao paramento de jusante, este encontra-se completamente comprimido. Para esta face, a compressão máxima ocorre à cota do coroamento, tendo sido registado um valor de 3,25 MPa. A

compressão mínima verificada foi de 0,56 MPa, registada a uma profundidade de 115 m, sendo que daí em diante, a compressão volta a aumentar, até atingir um valor de 0,83 MPa no pé do paramento.

Analisando as tensões verticais, também constantes no Quadro 4.3, verifica-se para o paramento de montante uma tensão de compressão mínima de aproximadamente de cerca de 0,04 MPa, que aumenta até à profundidade de 18 m, onde atinge um valor de 0.81 MPa. A partir desta profundidade, a tensão de compressão mantém-se aproximadamente constante até próximo dos 105 m, observando-se a partir de então uma diminuição das compressões, que se anulam por volta dos 115 m, passando depois para um estado de tracção crescente até à base da consola, onde se regista um valor de 1,87 MPa.

Note-se, que este valor ultrapassa o valor especificado para a tensão máxima de tracção, mesmo para situações de carga excepcionais. Apesar de não se ter efectuado a extrapolação das tensões dos pontos de Gauss para os nós dos paramentos, verifica-se o aparecimento de gradientes de tensão muito elevados nesta zona, possivelmente devido ao elevado grau de refinamento da malha e à restrição imposta pela fundação que se admitiu com resistência à tracção. Assim, admite-se que estes valores possam estar sobrestimados, dado no modelo de elementos finitos não terem sido incluídos elementos de junta, que apresentando menor rigidez, contribuiriam certamente para a redução dos valores das tensões registados nestas singularidades.

Quadro 4.2 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
0	-3.60	-3.25	-0.04	-0.03
6	-3.60	-3.20	-0.28	-0.03
12	-3.58	-3.10	-0.61	0.08
18	-3.64	-2.92	-0.81	0.14
25	-3.57	-2.75	-0.91	0.06
35	-3.45	-2.49	-0.89	-0.18
45	-3.27	-2.20	-0.82	-0.48
55	-3.04	-1.90	-0.74	-0.78
65	-2.78	-1.62	-0.68	-1.02
75	-2.49	-1.34	-0.64	-1.21
85	-2.18	-1.09	-0.63	-1.37
95	-1.85	-0.86	-0.63	-1.60
105	-1.48	-0.68	-0.62	-2.07
115	-0.93	-0.56	-0.09	-2.91
123	0.17	-0.83	1.87	-3.95

O paramento de jusante apresenta à cota do coroamento, uma tensão de compressão de 0,03 MPa, que corresponde ao valor mínimo registado para este caso. Esta compressão anula-se por volta dos 7 m de profundidade, instalando-se tensões de tracção que atingem o seu máximo aos 18 m, com um valor de 0,14 MPa. As tracções começam então a diminuir, anulando-se perto dos 30 m, aparecendo novamente o estado de compressão, que vai aumentando até à base da consola atingindo um valor máximo de 3,95 MPa.

Para esta hipótese, os deslocamentos obtidos (Quadro 4.3) são sensivelmente idênticos em ambos os paramentos. Assim, verifica-se que para o paramento de montante, o deslocamento máximo se dá à cota o coroamento, tendo sido registado um valor de 47,51 mm, correspondente ao deslocamento

máximo para esta face. Verifica-se também, que a partir da profundidade de cerca de 25 m, o decaimento do deslocamento é aproximadamente linear, até ao valor mínimo de 4,31 mm, registados no pé do paramento.

Quadro 4.3 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA).

z (m)	U _y (mm)	
	PM	PJ
0	47.51	47.72
6	45.94	46.16
12	44.36	44.61
18	42.63	42.92
25	40.36	40.69
35	36.71	37.11
45	32.81	33.23
55	28.83	29.23
65	24.91	25.25
75	21.13	21.35
85	17.52	17.54
95	14.08	13.82
105	10.78	10.18
115	7.42	6.76
123	4.31	3.96

Para o paramento de jusante, o deslocamento máximo verificado foi registado à também à cota do coroamento com um valor de 47,72 mm, sendo este o deslocamento máximo verificado em toda a estrutura. Também neste caso, se verifica uma tendência de decrescimento do deslocamento, aproximadamente linear, a partir da profundidade de cerca de 25 m, até um mínimo de cerca de 3,96 mm.

4.4.1.3. Hipótese 3 – VR

Para esta hipótese de cálculo verifica-se, relativamente às tensões horizontais (Quadro 4.4), que ambos os paramentos se encontram comprimidos em praticamente todo o domínio. O paramento de montante está sujeito a tracções sensivelmente entre os 5 m e os 18 m de profundidade. A partir desse ponto, passam a instalar-se compressões que aumentam com a evolução em profundidade, ocorrendo o valor máximo de 1,13 MPa na base. O paramento de jusante surge completamente comprimido, verificando-se o aumento dessas compressões na direcção da fundação, onde se atinge o valor máximo de 4,19 MPa.

Relativamente às tensões verticais, constata-se que nesta hipótese de cálculo, ambos os paramentos se encontram completamente comprimidos, apresentando uma evolução das tensões aproximadamente idêntica. Desta forma os valores mínimos das tensões ocorrem junto do coroamento, observando-se os valores de 0,08 MPa a montante e 0,03 MPa a jusante. Em ambas as faces, as tensões apresentam uma evolução moderada com o aumento da profundidade até próximo dos 110 m. A partir de então, regista-se um aumento mais acentuado do valor das compressões até à base onde se ocorrem os valores de 3,74 MPa e 4,74 MPa a montante e jusante respectivamente.

Quadro 4.4 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR)

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
0	-0.81	-0.43	-0.08	-0.03
6	0.17	-0.87	-0.24	-0.33
12	0.05	-1.28	-0.34	-0.67
18	0.01	-1.59	-0.45	-1.04
25	-0.10	-1.96	-0.58	-1.41
35	-0.23	-2.36	-0.71	-1.77
45	-0.38	-2.66	-0.89	-1.96
55	-0.51	-2.91	-1.05	-2.10
65	-0.58	-3.12	-1.17	-2.24
75	-0.62	-3.30	-1.27	-2.37
85	-0.67	-3.45	-1.36	-2.48
95	-0.71	-3.57	-1.46	-2.56
105	-0.72	-3.69	-1.58	-2.66
115	-0.80	-3.71	-2.06	-3.09
123	-1.13	-4.19	-3.74	-4.33

Quadro 4.5 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).

z (m)	U_y (mm)	
	PM	PJ
0	-18.16	-17.42
6	-15.42	-14.76
12	-12.98	-12.29
18	-10.78	-10.08
25	-8.52	-7.79
35	-5.77	-4.97
45	-3.45	-2.59
55	-1.54	-0.62
65	-0.01	0.96
75	1.16	2.17
85	2.01	3.03
95	2.57	3.56
105	2.84	3.68
115	2.83	3.29
123	2.36	1.95

A análise dos deslocamentos constantes no Quadro 4.5 revela pela primeira vez a ocorrência de deslocamentos no sentido jusante-montante. A justificação para essa constatação prende-se por um lado pelo facto de albufeira estar ao nível do NmE, sendo portanto mais reduzido o efeito da pressão hidrostática. Por outro lado, o facto de, nesta época, a temperatura média da estrutura sofrer um aumento, força-a a deslocar-se para montante.

No que diz respeito à evolução dos deslocamentos, verifica-se que ambas as faces apresentam comportamentos semelhantes. O paramento de montante apresenta à cota do coroamento o deslocamento máximo para montante com um valor de 18,16 mm que vai diminuindo até se anular por volta dos 65m. A partir desse ponto, a face passa a deslocar-se para jusante, verificando-se o valor máximo a cerca de 105 m de profundidade onde se obtiveram 2,84 mm. O paramento de jusante apresenta também o deslocamento máximo para montante no coroamento com um valor de 17,42 mm. Este deslocamento evolui na razão inversa do aumento da profundidade até se anular a sensivelmente metade da profundidade. A partir de então o deslocamento passa a ocorrer na direcção de jusante atingindo o valor máximo de 3,58 mm à profundidade de 105 m.

4.4.1.4. Hipótese 4 – INV

O Quadro 4.6 exhibe as tensões resultantes da análise efectuada segundo a hipótese de cálculo que agora passa a ser analisada.

Pode então constatar-se que ao nível do paramento de montante e para as tensões horizontais, a compressão máxima se verifica à profundidade de 6 m, aprestando um valor de 4,56 MPa. A progressão em profundidade é a partir daí acompanhada por uma descida dos valores da tensão de compressão até cerca dos 120 m, registando-se depois a ocorrência de tensões de tracção até à fundação onde se verifica o valor de 0,61 MPa. O paramento de montante apresenta-se totalmente sujeito a tensões de compressão, ocorrendo o valor máximo de 2,72 MPa no coroamento e o valor mínimo de 0,21 MPa na base.

Quadro 4.6 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
0	-4.08	-2.72	0.08	-0.04
6	-4.56	-2.48	-0.13	0.12
12	-3.82	-2.32	-0.43	0.41
18	-3.65	-1.99	-0.56	0.67
25	-3.35	-1.81	-0.55	0.78
35	-3.06	-1.53	-0.45	0.67
45	-2.83	-1.27	-0.36	0.41
55	-2.61	-1.04	-0.29	0.12
65	-2.36	-0.85	-0.25	-0.16
75	-2.11	-0.68	-0.25	-0.39
85	-1.87	-0.53	-0.30	-0.60
95	-1.62	-0.41	-0.35	-0.88
105	-1.35	-0.33	-0.48	-1.37
115	-1.02	-0.21	-0.33	-2.24
123	0.61	-0.60	3.19	-4.44

Relativamente às tensões verticais pode observar-se que o paramento de montante se encontra genericamente comprimido verificando-se que a compressão máxima ocorre a cerca de 18 m de profundidade e tem um valor de 0,56 MPa. As tensões de tracção surgem neste caso no topo e na base da consola de fecho com valores de 0,08 MPa e 3,19 MPa. O paramento de jusante apresenta o comportamento inverso, i.e., o topo e a base encontram-se comprimidos com valores de 0,04 MPa e

4,44 MPa respectivamente. As tensões de tracção surgem agora em regiões intermédias da consola, sensivelmente entre os 5 m e os 60 m de profundidade, ocorrendo o valor máximo de 0,78 MPa a cerca de 25 m de profundidade.

Em relação aos deslocamentos, o Quadro 4.7 mostra os valores obtidos podendo verificar-se mais uma vez a elevada semelhança no comportamento entre as duas faces, sendo também evidente a semelhança entre os valores aqui obtidos e os resultantes da análise da Hipótese 2.

Quadro 4.7 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV).

z (m)	U _y (mm)	
	PM	PJ
0	47.18	47.37
6	44.15	44.51
12	41.77	42.13
18	39.59	39.99
25	37.06	37.56
35	33.41	34.02
45	29.72	30.41
55	26.07	26.79
65	22.53	23.24
75	19.13	19.76
85	15.89	16.37
95	12.78	13.04
105	9.80	9.77
115	6.78	6.62
123	4.07	3.89

4.4.2. MODELO 2

O modelo que a partir de agora passa a analisar-se corresponde à primeira solução em que se introduz a abertura provocada pelo descarregador e que impõe uma interrupção no corpo da barragem, desde a cota do coroamento até uma profundidade de 6 m abaixo deste, coincidente com a cota da crista do descarregador.

4.4.2.1. Hipótese 1 – PP

Focando a atenção nas tensões horizontais (Quadro 4.8), pode constatar-se que o paramento de montante se encontra, à cota da crista do descarregador, num estado de compressão de valor correspondente a 0,32 MPa. Esta compressão vai sendo atenuada com a profundidade até cerca dos 25 m onde se verifica a descompressão. A partir desse ponto, instalam-se nessa face tensões de tracção que atingem o valor máximo sensivelmente a metade da altura da abóbada, invertendo-se então essa tendência, até se atingir novamente um estado de descompressão, perto dos 107 m de profundidade. Entre esse ponto e a base da consola de fecho, verifica-se o regresso do domínio das compressões que atingem o valor máximo de 1.33 MPa.

A face de jusante encontra-se neste caso completamente comprimida, sendo que a compressão máxima se instala a cerca de 90 m de profundidade registando um valor de 0,39 MPa.

Relativamente às tensões verticais, refira-se a não existência de tracções em nenhum dos paramentos, encontrando-se ambos em igual estado de compressão à cota da crista do descarregador, apresentando um valor de 0,03 MPa. O paramento de montante apresenta uma clara constância nas tensões até sensivelmente um terço da profundidade, registando-se a partir de então um aumento gradual das tensões até cerca dos 105 m, sendo que a partir dessa profundidade, se regista um aumento mais intenso dos valores que poderá estar relacionado, com o referido no ponto 4.4.1.2, a propósito do refinamento da malha. O valor da compressão máxima é de 5,24 MPa na base do bloco.

Quadro 4.8 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
6	-0.32	-0.38	-0.03	-0.03
12	-0.23	-0.31	-0.07	-0.16
18	-0.11	-0.24	-0.08	-0.36
25	0.01	-0.17	-0.08	-0.56
35	0.15	-0.12	-0.09	-0.80
45	0.25	-0.10	-0.12	-1.00
55	0.32	-0.13	-0.20	-1.17
65	0.35	-0.18	-0.32	-1.29
75	0.34	-0.25	-0.47	-1.35
85	0.29	-0.32	-0.67	-1.36
95	0.20	-0.37	-0.93	-1.25
105	0.07	-0.39	-1.29	-1.00
115	-0.35	-0.37	-2.50	-0.84
123	-1.33	-0.41	-5.24	-1.07

O paramento de jusante encontra-se também completamente comprimido, verificando-se para a compressão máxima, a cerca de dois terços da profundidade, um valor de 1,36 MPa. A compressão na base é de 1,07 MPa.

4.4.2.2. Hipótese 2 – PP+NPA

Os resultados obtidos para este caso de carga constam no Quadro 4.9 e revelam que em termos de tensões horizontais, o paramento de montante se encontra com uma compressão máxima de 3,98 MPa à cota do descarregador sendo este o valor máximo verificado em toda a estrutura para estas tensões. Na base da consola, verifica-se o aparecimento de uma ligeira tracção, com valor igual a 0,18 MPa. A face de jusante encontra-se uma vez mais, completamente comprimida ocorrendo também a compressão máxima à cota da crista do descarregador e a compressão mínima a cerca de 115 m de profundidade, apresentando um valor de 0,56 MPa. O valor da compressão na base da consola é de 0,83 MPa.

Relativamente às tensões verticais, constata-se para o paramento de montante, uma evolução das compressões desde o valor de 0,04 MPa, no topo da consola até cerca dos 25 m, onde atinge se regista um valor de 0,64 MPa. Esse valor mantém-se sensivelmente constante, até à profundidade de cerca de 110 m, a partir da qual as tensões começam a evoluir na direcção do campo das tracções, verificando-se uma tensão de tracção na base com valor igual a 1,88 MPa. A face de montante encontra-se

novamente completamente comprimida, sendo o valor mínimo dessa compressão de 0,03 MPa e o valor máximo registado na base de 3,95 MPa.

Quadro 4.9 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
6	-3.98	-3.82	-0.04	-0.03
12	-3.88	-3.68	-0.25	-0.09
18	-3.86	-3.39	-0.48	-0.10
25	-3.71	-3.12	-0.64	-0.17
35	-3.52	-2.74	-0.71	-0.37
45	-3.30	-2.36	-0.70	-0.63
55	-3.05	-2.01	-0.66	-0.88
65	-2.77	-1.68	-0.63	-1.10
75	-2.48	-1.38	-0.61	-1.26
85	-2.17	-1.11	-0.61	-1.40
95	-1.83	-0.87	-0.61	-1.62
105	-1.47	-0.69	-0.60	-2.08
115	-0.92	-0.56	-0.08	-2.92
123	0.18	-0.83	1.88	-3.95

Quadro 4.10 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA).

z (m)	U_y (mm)	
	PM	PJ
6	48.50	48.75
12	46.21	46.51
18	43.96	44.28
25	41.24	41.61
35	37.22	37.63
45	33.09	33.52
55	28.99	29.40
65	24.99	25.34
75	21.17	21.40
85	17.54	17.56
95	14.09	13.82
105	10.78	10.18
115	7.41	6.75
123	4.30	3.95

Relativamente aos deslocamentos, verifica-se mais uma vez (Quadro 4.10), grande uniformidade na relação entre os deslocamentos de ambos os paramentos, bem como uma tendência de variação com a profundidade aproximadamente linear. Assim, ambos os paramentos apresentam deslocamentos máximos de 48,50 mm e 48,75 mm, a montante e jusante respectivamente e que se verificam junto da

crista do descarregador. Os deslocamentos mínimos dão-se ambos na base da consola de fecho sendo também muito semelhantes, a saber, 4,30 mm a montante e 3,95 mm a jusante.

4.4.2.3. Hipótese 3 – VR

Os Quadros 4.11 e 4.12 representam respectivamente as tensões e os deslocamentos resultantes da análise do cenário presente.

Pode então constatar-se que ao nível das tensões horizontais, o paramento de montante se encontra sujeito a ligeiras tracções que se prolongam desde o topo da consola até próximo dos 20 m, instalando-se a partir de então, um estado de tensões de compressão que vai aumentando em profundidade até atingir na base a tensão máxima de 1,12 MPa. O paramento de jusante encontra-se totalmente comprimido verificando-se também um aumento das compressões com a profundidade. Também neste caso a compressão máxima se verifica junto à fundação e apresenta o valor de 4,19 MPa.

Em termos das tensões verticais, a evolução destas é semelhante à descrita no parágrafo anterior a propósito das tensões horizontais, registando-se os valores mínimos das compressões no topo da consola e os valores máximos na respectiva base. Assim, as compressões mínimas assumem os valores de 0,04 MPa e 0,05 MPa a montante e a jusante respectivamente, enquanto os valores máximos atingem os 3,68 MPa a montante e 4,33 MPa a jusante.

Quadro 4.11 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
6	0.15	-0.74	-0.04	0.05
12	0.08	-1.23	-0.37	-0.44
18	0.04	-1.56	-0.48	-0.81
25	-0.10	-1.96	-0.61	-1.21
35	-0.24	-2.37	-0.73	-1.63
45	-0.39	-2.68	-0.91	-1.87
55	-0.52	-2.92	-1.06	-2.03
65	-0.58	-3.13	-1.17	-2.19
75	-0.63	-3.30	-1.27	-2.34
85	-0.68	-3.45	-1.35	-2.46
95	-0.71	-3.57	-1.45	-2.55
105	-0.72	-3.69	-1.57	-2.66
115	-0.80	-3.71	-2.04	-3.09
123	-1.12	-4.19	-3.68	-4.33

Em relação aos deslocamentos (Quadro 4.12), verifica-se um comportamento genericamente idêntico ao apresentado pelo Modelo 1 em condições idênticas. Os deslocamentos máximos são então de 16,09 mm a montante e 15,48 mm a jusante.

Quadro 4.12 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR)

z (m)	U _y (mm)	
	PM	PJ
6	-16.09	-15.48
12	-13.42	-12.76
18	-11.05	-10.37
25	-8.66	-7.94
35	-5.80	-5.00
45	-3.42	-2.57
55	-1.49	-0.57
65	0.04	1.02
75	1.22	2.22
85	2.05	3.08
95	2.60	3.59
105	2.86	3.70
115	2.84	3.30
123	2.35	1.95

4.4.2.4. Hipótese 4 – INV

Analisando o Quadro 4.13, pode concluir-se que para este cenário de cálculo, prevalece o domínio das compressões em ambos os paramentos, no que diz respeito às tensões horizontais. Desta forma, ambas as faces apresentam à cota da crista do descarregador os níveis máximos de compressão, a saber, 4,77 MPa a montante e 3,27 MPa a jusante. A evolução dessas tensões com a profundidade é semelhante em ambas as faces verificando-se uma diminuição dos correspondentes valores no sentido das profundidades crescentes. Apenas no paramento de montante se regista o aparecimento de pequenas tracções junto à fundação com valor de 0,62 MPa.

Quadro 4.13 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
6	-4.77	-3.27	0.05	-0.03
12	-4.08	-2.99	0.02	0.16
18	-3.85	-2.53	-0.16	0.33
25	-3.48	-2.24	-0.22	0.47
35	-3.12	-1.81	-0.23	0.41
45	-2.85	-1.45	-0.21	0.22
55	-2.61	-1.17	-0.19	-0.02
65	-2.34	-0.93	-0.19	-0.26
75	-2.09	-0.73	-0.21	-0.46
85	-1.85	-0.56	-0.26	-0.64
95	-1.60	-0.42	-0.33	-0.91
105	-1.34	-0.33	-0.46	-1.39
115	-1.01	-0.22	-0.31	-2.25
123	0.62	-0.60	3.21	-4.44

Ainda no Quadro 4.13, pode verificar-se que, no que se refere às tensões verticais, o paramento de montante possui um estado de compressão sensivelmente constante entre os 25 m e os 85 m, verificando-se depois um ligeiro aumento até aos 105 m. A partir dessa profundidade as compressões começam a diminuir até se converterem em tracções ligeiramente abaixo dos 115 m, mantendo-se crescentes até à base, onde se verifica o valor de 3,21 MPa. A face de montante encontra-se traccionada na sua metade superior, sendo o valor máximo da tensão de tracção igual a 0,47 MPa, ocorrendo a cerca de 25 m de profundidade.

Analisando o Quadro 4.14, pode mais uma vez constatar-se a grande semelhança entre os deslocamentos apresentados pelas duas faces da consola de fecho, ocorrendo valores de 47 mm e 47,36 mm a montante e a jusante respectivamente.

Quadro 4.14 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV).

z (m)	U _y (mm)	
	PM	PJ
6	47.00	47.36
12	43.83	44.23
18	41.07	41.50
25	38.05	38.58
35	33.97	34.60
45	30.04	30.74
55	26.25	26.98
65	22.63	23.34
75	19.19	19.81
85	15.91	16.39
95	12.79	13.04
105	9.80	9.76
115	6.77	6.61
123	4.06	3.89

4.4.3. MODELO 3

Nesta secção, será apresentada a análise do terceiro modelo considerado no presente estudo. Esta solução caracteriza-se por estar também, dotada por uma abertura central, mas que agora provoca uma interrupção no corpo da barragem que se prolonga desde a cota do coroamento até uma profundidade de 12 m. Refira-se também que é esta a solução adoptada em projecto.

4.4.3.1. Hipótese 1 – PP

Relativamente à acção isolada do peso próprio, pode constatar-se pelo Quadro 4.15, que no que diz respeito às tensões horizontais, o paramento de montante se encontra novamente comprimido no topo e traccionado na base, ocorrendo as tracções máximas sensivelmente a meio da respectiva altura, apresentando os valores de 1,32 MPa para a compressão e 0,34 MPa para a tracção máxima. O paramento de jusante apresenta apenas tensões de compressão. À cota da crista do descarregador, verifica-se um valor 0,27 MPa, sendo que na base, se regista a compressão máxima, com valor igual a 0,41 MPa. A compressão mínima (0,11 MPa) regista-se a cerca de um terço da profundidade.

Quadro 4.15 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
12	-0.16	-0.27	-0.03	-0.03
18	-0.08	-0.21	-0.08	-0.17
25	0.02	-0.16	-0.10	-0.38
35	0.15	-0.11	-0.11	-0.65
45	0.25	-0.11	-0.13	-0.90
55	0.31	-0.14	-0.20	-1.09
65	0.34	-0.19	-0.32	-1.23
75	0.33	-0.26	-0.47	-1.31
85	0.28	-0.33	-0.66	-1.33
95	0.20	-0.38	-0.91	-1.23
105	0.07	-0.39	-1.27	-0.99
115	-0.35	-0.37	-2.48	-0.84
123	-1.32	-0.41	-5.19	-1.07

No que às tensões verticais diz respeito, o paramento de montante apresenta apenas tensões de compressão. Junto à crista do descarregador, o valor registado para a tensão foi de 0,03 MPa, enquanto o valor máximo na base foi de 5,19 MPa. A face de jusante encontra-se também completamente comprimida, apresentando à cota do descarregador, igual valor ao registado para o paramento de montante. A compressão máxima verifica-se à profundidade de 85 m e assume um valor de 1,33MPa, enquanto na base se registou um valor de 1,07 MPa.

4.4.3.2. Hipótese 2 – PP+NPA

Para a hipótese 2, os resultados (Quadro 4.16) evidenciam que ambos os paramentos se encontram genericamente comprimidos no que a tensões horizontais diz respeito. Assim, o paramento de montante, parte de um estado de compressão de 4,18 MPa, à cota da crista do descarregador e que vai diminuindo de forma gradual com a profundidade até se anular, por volta dos 121 m, instalando-se a partir de então um estado de tensão de tracção que atinge o valor máximo de 0,19 MPa na base. O paramento de montante apresenta-se comprimido em toda a altura do bloco, sendo o valor máximo da compressão igual a 4,26 MPa, que ocorre também à cota do descarregador. A compressão mínima regista-se à profundidade de 115 m para um valor de 0,56 MPa. Na base, a tensão de compressão é de 0,83 MPa.

Em relação às tensões verticais, verifica-se também um claro predomínio das compressões. O paramento de montante apresenta no topo da consola, uma tensão de compressão de 0,05 MPa. A tensão de compressão, continua então a aumentar até cerca dos 35 m de profundidade, mantendo-se a partir de então, aproximadamente constante até próximo dos 105 m, profundidade a partir da qual começa a diminuir até se anular por volta dos 115m. Instala-se então um estado de tracção que aumenta progressivamente até à base, onde atinge um valor de 1,89 MPa. O paramento de jusante, completamente comprimido, apresenta uma tensão de compressão no topo com valor igual a 0,03 MPa, verificando-se a compressão máxima na base com um valor de 3,95 MPa.

Quadro 4.16 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA)

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
12	-4.18	-4.26	-0.05	-0.03
18	-4.10	-3.98	-0.22	-0.14
25	-3.87	-3.63	-0.40	-0.27
35	-3.60	-3.13	-0.53	-0.49
45	-3.33	-2.63	-0.57	-0.74
55	-3.05	-2.19	-0.57	-0.98
65	-2.76	-1.80	-0.56	-1.18
75	-2.46	-1.45	-0.56	-1.32
85	-2.15	-1.15	-0.58	-1.45
95	-1.82	-0.90	-0.59	-1.66
105	-1.46	-0.70	-0.59	-2.10
115	-0.91	-0.56	-0.06	-2.93
123	0.19	-0.83	1.89	-3.95

Para a actuação da pressão hidrostática correspondente ao NPA, ambas as faces voltam a registar um comportamento muito semelhante, verificando-se mais uma vez, a evolução aproximadamente linear dos deslocamentos (Quadro 4.17) em profundidade. Assim, os deslocamentos ao nível da soleira do descarregador, são de 47,88 mm a montante e 48,18 mm a jusante. Na base, verificam-se novamente os deslocamentos mínimos, que se traduzem pelos valores de 4,29 mm e 3,95 mm a montante e a jusante respectivamente.

Quadro 4.17 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA).

z (m)	U_y (mm)	
	PM	PJ
12	47.88	48.18
18	45.20	45.56
25	42.13	42.52
35	37.74	38.18
45	33.40	33.85
55	29.16	29.58
65	25.08	25.44
75	21.21	21.44
85	17.55	17.58
95	14.08	13.82
105	10.76	10.17
115	7.40	6.74
123	4.29	3.95

4.4.3.3. Hipótese 3 – VR

O Quadro 4.18 exhibe as tensões resultantes da análise desta hipótese de cálculo. Pode observar-se que relativamente às tensões horizontais ambos os paramentos se encontram comprimidos, sendo apenas feita exceção à porção do paramento de montante, situada entre o topo da consola e a profundidade de aproximadamente 20 m e que nessa zona se encontra traccionada, sendo o valor máximo dessa tracção de 0,29 MPa, que ocorre junto da crista do descarregador. Mais uma vez, se verifica que à medida que se evolui em profundidade, se regista um aumento das compressões, ocorrendo na base os valores máximos que se traduzem pelos valores de 1,10 MPa a montante e 4,33 MPa a jusante.

Ainda no Quadro 4.18, os valores correspondentes às tensões verticais evidenciam que ambos os paramentos se encontram totalmente comprimidos. A variação dessas tensões corresponde de novo a um agravamento das mesmas à medida que se avança em profundidade, sendo de 3,60 MPa e 4,33 MPa os valores que se verificam na base a montante e a jusante respectivamente.

Quadro 4.18 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
12	0.29	-1.05	-0.05	-0.05
18	0.09	-1.48	-0.49	-0.56
25	-0.08	-1.91	-0.62	-1.00
35	-0.24	-2.36	-0.75	-1.46
45	-0.40	-2.68	-0.91	-1.74
55	-0.53	-2.93	-1.06	-1.94
65	-0.60	-3.14	-1.17	-2.13
75	-0.64	-3.31	-1.26	-2.29
85	-0.69	-3.45	-1.34	-2.43
95	-0.72	-3.58	-1.44	-2.53
105	-0.73	-3.70	-1.55	-2.65
115	-0.80	-3.71	-2.02	-3.09
123	-1.10	-4.19	-3.60	-4.33

O Quadro 4.19 exhibe os valores obtidos para os deslocamentos. Pode mais uma vez verificar-se que a conjugação do NmE com a variação de temperatura de Verão se traduz em deslocamentos da estrutura para montante até cerca de metade da profundidade. Esses deslocamentos são novamente muito semelhantes a montante e a jusante registando-se os valores máximos no topo da consola de fecho, traduzidos por valores de 13,84 mm a montante e 13,28 mm a jusante.

Quadro 4.19 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).

z (m)	U _y (mm)	
	PM	PJ
12	-13.84	-13.28
18	-11.33	-10.66
25	-8.79	-8.08
35	-5.80	-5.02
45	-3.37	-2.52
55	-1.41	-0.49
65	0.13	1.10
75	1.29	2.29
85	2.11	3.13
95	2.65	3.62
105	2.89	3.72
115	2.85	3.30
123	2.35	1.95

4.4.3.4. Hipótese 4 – INV

A análise da estrutura para este cenário revela que em termos de tensões (Quadro 4.20), o comportamento é idêntico ao já descrito a propósito da aplicação desta hipótese de cálculo aos modelos anteriores. Em relação às tensões horizontais há apenas a registar um aumento das tensões máximas de compressão que passam agora a ser de 4,44 MPa a montante e 3,74 MPa a jusante.

Quadro 4.20 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
12	-4.44	-3.74	0.04	-0.01
18	-4.07	-3.19	0.17	0.22
25	-3.61	-2.83	0.07	0.31
35	-3.18	-2.26	-0.01	0.24
45	-2.87	-1.77	-0.06	0.06
55	-2.60	-1.37	-0.08	-0.16
65	-2.33	-1.06	-0.11	-0.36
75	-2.07	-0.81	-0.15	-0.54
85	-1.83	-0.61	-0.22	-0.70
95	-1.58	-0.45	-0.30	-0.95
105	-1.32	-0.34	-0.44	-1.42
115	-1.00	-0.22	-0.29	-2.26
123	0.63	-0.60	3.22	-4.45

Em relação às tensões verticais, pode verificar-se um aumento da extensão da região traccionada bem como o aumento do valor máximo dessa tensão. De facto, o domínio das tracções prolonga-se agora

desde o topo da consola até à profundidade de aproximadamente 30 m sendo o correspondente valor máximo igual a 0,17 MPa verificado cerca de 18 m abaixo do topo da consola.

O Quadro 4.21 exhibe os deslocamentos obtidos e de novo se pode verificar a homogeneidade dos valores registados a montante e a jusante. Os valores máximos obtidos foram de 45,68 mm a montante e 46,13 mm a jusante.

Quadro 4.21 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV).

z (m)	U _y (mm)	
	PM	PJ
12	45.68	46.13
18	42.47	42.95
25	39.06	39.61
35	34.57	35.22
45	30.39	31.11
55	26.45	27.19
65	22.74	23.45
75	19.23	19.86
85	15.92	16.41
95	12.78	13.04
105	9.78	9.75
115	6.76	6.60
123	4.05	3.88

4.4.4. MODELO 4

O modelo 4 corresponde à solução que apresenta a maior das aberturas, sendo portanto, a solução com menor rigidez. Assim, nesta vertente de análise, a interrupção provocada no corpo da barragem, prolonga-se desde o coroamento até à profundidade de 18 m, onde se considera localizada a crista do descarregador.

4.4.4.1. Hipótese 1 – PP

Para a hipótese de actuação isolada do peso próprio, o Quadro 4.22 evidencia que o paramento de montante está quase na sua totalidade sujeito a tracções, quando analisadas as tensões horizontais. À profundidade da crista do descarregador, verifica-se uma ligeira compressão (0,02 MPa), que se converte em tracção cerca de 2 m abaixo deste. As tracções agora instaladas aumentam até cerca dos 65 m (0,33 MPa), invertendo depois essa tendência para voltar a instalar-se o domínio das compressões sensivelmente a 107 m de profundidade. A tensão de compressão máxima regista-se mais uma vez na base e apresenta um valor de 1,30 MPa. O paramento de jusante está completamente comprimido, assumindo essa compressão, um valor de 0,15 MPa junto ao descarregador e 0,41 MPa na base, sendo esse o valor máximo registado para esta face.

Quadro 4.22 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP)

z	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
18	-0.02	-0.15	-0.03	-0.03
25	0.05	-0.12	-0.09	-0.20
35	0.10	-0.09	-0.23	-0.49
45	0.24	-0.10	-0.15	-0.76
55	0.30	-0.13	-0.21	-0.99
65	0.33	-0.19	-0.31	-1.15
75	0.32	-0.26	-0.46	-1.26
85	0.27	-0.33	-0.65	-1.29
95	0.19	-0.38	-0.90	-1.21
105	0.06	-0.39	-1.25	-0.98
115	-0.35	-0.37	-2.44	-0.83
123	-1.30	-0.41	-5.12	-1.06

Os resultados relativos ao comportamento da estrutura em relação às tensões verticais mostram novamente, que ambos os paramentos se encontram comprimidos. As compressões mínimas são neste caso idênticas em ambas as faces (0,03 MPa) e registam-se, como seria de esperar, à cota da crista do descarregador. As compressões máximas, registam-se também para ambos os paramentos, na base, e assumem valores de 5,12 MPa a montante e 1,06 MPa a jusante.

4.4.4.2. Hipótese 2 – PP+NPA

Para o caso de actuação combinada entre peso próprio e pressão hidrostática correspondente ao nível de pleno armazenamento, o Quadro 4.23, permite concluir que em termos de tensões horizontais, o estado de tensão é genericamente de compressão. A compressão que se verifica no paramento de montante, à profundidade da crista do descarregador, é de 4,32 MPa, valor que vai diminuindo com a profundidade até se anular, a cerca de 121 m. A partir desse ponto, verifica-se a ocorrência de tracções na base, de valor igual a 0,20 MPa. O paramento de jusante, apresenta no topo uma compressão máxima de 4,56 MPa e na base um valor de 0,83 MPa, sendo a correspondente compressão mínima, registada à profundidade 115 m, traduzida pelo valor de 0,57 MPa.

Verifica-se, em termos de tensões verticais, que as compressões mínimas em ambos os paramentos se registam no topo dos mesmos, com valores de 0,07 Mpa a montante e 0,05 MPa a jusante. O crescimento das tensões de compressão verifica-se desde a cota da crista do descarregador até próximo dos 45 m de profundidade, mantendo-se a partir de então aproximadamente constante até cerca dos 105 m. Observa-se então um decaimento das compressões que acabam por se anular sensivelmente aos 115 m, instalando-se tensões de tracção, crescentes até à base, onde se verifica o valor máximo de 1,91 MPa. A compressão na base da face de jusante apresenta o valor de 3,96 MPa, correspondente ao valor máximo registado.

Quadro 4.23 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
18	-4.32	-4.56	-0.07	-0.05
25	-4.05	-4.28	-0.21	-0.22
35	-3.71	-3.67	-0.35	-0.52
45	-3.39	-3.03	-0.43	-0.81
55	-3.08	-2.46	-0.46	-1.07
65	-2.76	-1.98	-0.48	-1.26
75	-2.45	-1.57	-0.50	-1.39
85	-2.13	-1.22	-0.53	-1.51
95	-1.80	-0.94	-0.55	-1.70
105	-1.44	-0.72	-0.55	-2.13
115	-0.89	-0.57	-0.04	-2.95
123	0.20	-0.83	1.91	-3.96

A análise dos deslocamentos aqui efectuada revela mais uma vez (Quadro 4.24) que os dois paramentos apresentam deslocamentos para montante muito semelhantes. Os deslocamentos máximos verificam-se novamente junto à soleira do descarregador, com valores de 46,45 mm a montante e 48,86 mm a jusante. Os deslocamentos mínimos, verificam-se mais uma vez após uma variação linear em profundidade e assumem valores de 4,28 mm a montante e 3,94 mm a jusante.

Quadro 4.24 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA)

z (m)	U_y (mm)	
	PM	PJ
18	46.45	46.86
25	43.11	43.54
35	38.41	38.87
45	33.83	34.30
55	29.43	29.87
65	25.25	25.61
75	21.30	21.53
85	17.59	17.61
95	14.09	13.82
105	10.75	10.16
115	7.38	6.72
123	4.28	3.94

4.4.4.3. Hipótese 3 – VR

No Quadro 4.25 figuram as tensões obtidas para esta hipótese de cálculo. Pode então concluir-se que não se encontram grandes alterações nos resultados resultantes do cálculo, tal como as análises anteriores o fariam já prever. Desta forma, relativamente às tensões horizontais, o paramento de montante encontra-se traccionado à cota da crista do descarregador, apresentando um valor de 0,29 MPa enquanto na base se verifica a máxima compressão com um valor de 1,08 MPa. O paramento de

jusante encontra-se completamente comprimido, verificando-se também na base a compressão máxima com valor igual a 4,19 MPa.

No que se refere às tensões verticais, verifica-se de novo o predomínio das compressões, mantendo-se também a tendência de agravamento desta com a profundidade. Os valores máximos ocorrem mais uma vez junto à fundação sendo de 3,51 MPa a montante e 4,32 MPa a jusante.

Quadro 4.25 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
18	0.29	-1.25	-0.05	-0.05
25	-0.04	-1.83	-0.61	-0.75
35	-0.24	-2.33	-0.74	-1.27
45	-0.42	-2.68	-0.91	-1.59
55	-0.55	-2.93	-1.05	-1.84
65	-0.62	-3.14	-1.16	-2.05
75	-0.66	-3.31	-1.25	-2.24
85	-0.70	-3.46	-1.33	-2.39
95	-0.73	-3.58	-1.42	-2.51
105	-0.73	-3.70	-1.53	-2.64
115	-0.80	-3.71	-1.98	-3.09
123	-1.08	-4.19	-3.51	-4.32

Em relação aos deslocamentos (Quadro 4.26), há apenas a registar os valores máximos de 11,48 mm e 10,96 mm a montante e a jusante respectivamente, sendo que o comportamento se mantém praticamente inalterado.

Quadro 4.26 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).

z (m)	U_y (mm)	
	PM	PJ
18	-11.48	-10.96
25	-8.86	-8.17
35	-5.76	-4.99
45	-3.27	-2.43
55	-1.29	-0.38
65	0.24	1.20
75	1.39	2.39
85	2.19	3.20
95	2.70	3.67
105	2.92	3.74
115	2.86	3.31
123	2.34	1.95

4.4.4.4. Hipótese 4 – INV

Ao nível desta hipótese de cálculo e em termos de tensões horizontais (Quadro 4.27) há apenas a referir o agravamento da tensão de compressão máxima verificada à cota da crista do descarregador, apresentando valores de 4,40 MPa a montante e 3,95 MPa a jusante. Para além disso verifica-se mais uma vez que enquanto o paramento de jusante se mantém totalmente comprimido, o paramento de montante incorre em tensões de tracção que junto à fundação se traduzem pelo valor de 0,64 MPa.

No que se refere às tensões verticais mantém-se a tendência evolutiva das mesmas. No entanto pode constatar-se que no paramento de montante o domínio das tracções se prolonga desde o topo da consola de fecho até sensivelmente metade da profundidade da mesma. Para além disso, surgem novamente tracções na fundação e cujo valor máximo se situa nos 3,26 MPa. O paramento de jusante encontra-se também sujeito a tensões de tracção, ocorrendo o correspondente valor máximo, de 0,31 MPa, a cerca de 25 m de profundidade.

Quadro 4.27 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV)

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
18	-4.40	-3.95	-0.01	-0.04
25	-3.73	-3.57	0.30	0.31
35	-3.24	-2.86	0.17	0.18
45	-2.90	-2.22	0.10	-0.03
55	-2.60	-1.68	0.04	-0.26
65	-2.31	-1.27	-0.01	-0.47
75	-2.05	-0.94	-0.08	-0.62
85	-1.81	-0.68	-0.16	-0.77
95	-1.56	-0.50	-0.25	-1.00
105	-1.30	-0.37	-0.40	-1.45
115	-0.98	-0.23	-0.26	-2.29
123	0.64	-0.60	3.26	-4.46

No Quadro 4.28 figuram os valores dos deslocamentos. Tendo presentes as análises efectuadas para os modelos anteriores em condições semelhantes, pode novamente concluir-se que não surgem alterações relevantes. Os valores máximos são agora de 43,75 mm a montante e 44,37 mm a jusante.

Quadro 4.28 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV)

z (m)	U _y (mm)	
	PM	PJ
18	43.75	44.37
25	40.10	40.69
35	35.28	35.96
45	30.86	31.60
55	26.75	27.50
65	22.91	23.64
75	19.33	19.97
85	15.97	16.45
95	12.79	13.05
105	9.77	9.74
115	6.74	6.58
123	4.03	3.87

4.4.5. MODELO 5

O modelo que passa a analisar-se corresponde à última solução considerada neste estudo. Assim, esta vertente caracteriza-se por possuir uma abertura semelhante à adoptada para o modelo anterior, mas à qual se acrescentou uma viga de travamento do coroamento, fechando dessa forma a abertura provocada pelo descarregador. A espessura da viga, acompanha a espessura do corpo da barragem em profundidade e a sua altura foi considerada igual a 6 m.

4.4.5.1. Hipótese 1 – PP

A iniciar esta última série de análises, avaliam-se novamente os resultados obtidos para a acção isolada do peso próprio, que se encontram sintetizados no Quadro 4.29. Relativamente às tensões horizontais, verifica-se junto à crista do descarregador, um estado de compressão quer a montante quer a jusante, com valores de 0,07 MPa e 0,22 MPa respectivamente. Ao longo da face de montante, verifica-se uma alteração do estado de tensão, que passa de tracção para compressão por volta dos 22 m de profundidade. Estas tracções atingem o valor máximo (0,34 MPa) por volta dos 65 m, invertendo neste ponto a tendência de crescimento até aí registada. O domínio das compressões instala-se novamente por volta dos 107 m, sendo a partir daí sempre crescente até ao pé do paramento onde regista um valor de 1,31 MPa. O paramento de jusante, completamente comprimido, apresenta uma compressão mínima de 0,1 MPa a cerca de 35 m e uma compressão máxima de 0,41 MPa na base.

Relativamente às tensões verticais, o lábio do descarregador apresenta compressões tanto a montante como a jusante sendo de 0,10 MPa e 0,26 MPa, as tensões a montante e a jusante respectivamente. Ambos os paramentos se encontram totalmente comprimidos sendo que o de montante praticamente não apresenta variação nos valores das tensões entre a cota da crista do descarregador e a profundidade de 45 m. Após essa profundidade, nota-se um crescimento algo acentuado das compressões que se agrava ainda mais por volta dos 105 m, terminando na base, onde se verifica que a compressão máxima atinge o valor de 5,17 MPa. O paramento de jusante apresenta uma compressão máxima de 1,32 MPa à profundidade de 85 m enquanto na base o valor da tensão fica pelos 1,06 MPa.

Quadro 4.29 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP)

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
0	-0.20	-0.31	-0.04	-0.10
6	-0.22	-0.39	-0.11	-0.31
18	-0.07	-0.22	-0.10	-0.26
25	0.04	-0.14	-0.12	-0.37
35	0.15	-0.10	-0.12	-0.61
45	0.25	-0.10	-0.14	-0.86
55	0.31	-0.13	-0.21	-1.06
65	0.34	-0.18	-0.32	-1.20
75	0.32	-0.26	-0.47	-1.29
85	0.28	-0.33	-0.65	-1.32
95	0.19	-0.37	-0.91	-1.23
105	0.06	-0.39	-1.26	-0.99
115	-0.35	-0.37	-2.46	-0.83
123	-1.31	-0.41	-5.17	-1.06

4.4.5.2. Hipótese 2 – PP+NPA

Para esta segunda hipótese, verifica-se pela análise do Quadro 4.30, um predomínio das compressões tanto para tensões horizontais como verticais. No primeiro caso a compressão máxima regista-se na face de montante junto da fibra inferior da viga de travamento com um valor de 4,73 MPa. À cota do coroamento, a compressão é de 4,59 MPa. Estas tensões de compressão vão diminuindo com a profundidade, chegando mesmo a anular-se sensivelmente à profundidade de aproximadamente 121 m, verificando-se depois a ocorrência de tracções de valor bastante reduzido e cujo valor máximo ocorre na base apresentando um valor de 0,20 MPa. O paramento de jusante encontra-se completamente comprimido, ocorrendo a compressão máxima à cota do coroamento, onde se regista um valor de 4,55 MPa e a compressão mínima à profundidade de 115 m, sendo aqui verificado o valor de 0,57 MPa. Na base, o valor da tensão é de 0,83 MPa.

Em relação às tensões verticais, verifica-se também um predomínio das compressões. Assim, o paramento de montante encontra-se à cota do coroamento, com uma tensão de compressão de 0,18 MPa, que aumenta até cerca dos 18 m, mantendo-se após essa profundidade sensivelmente constante até cerca dos 105 m. A partir dessa profundidade, as compressões começam a diminuir, anulando-se por volta dos 113 m e dando lugar a tensões de tracção que se prolongam até ao pé do paramento, onde atingem um valor de 1,93 MPa.

Quadro 4.30 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (PP+NPA)

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
0	-4.59	-4.55	-0.18	-0.15
6	-4.73	-4.44	-0.44	-0.09
18	-3.93	-4.16	-0.57	0.09
25	-3.75	-3.81	-0.65	0.02
35	-3.55	-3.25	-0.66	-0.27
45	-3.31	-2.72	-0.66	-0.58
55	-3.05	-2.25	-0.62	-0.87
65	-2.76	-1.84	-0.59	-1.10
75	-2.46	-1.48	-0.57	-1.27
85	-2.15	-1.17	-0.58	-1.42
95	-1.82	-0.91	-0.58	-1.64
105	-1.46	-0.71	-0.58	-2.09
115	-0.90	-0.57	-0.05	-2.93
123	0.20	-0.83	1.93	-3.95

O paramento de jusante, experimenta uma ligeira tracção sensivelmente entre os 18 m e os 25 m e cujo valor máximo não vai além dos 0,09 MPa. À cota do coroamento, o estado de tensão é de compressão e tem valor de 0,15 MPa. Na base, a compressão registada foi de 3,95 MPa.

Para esta hipótese verifica-se (Quadro 4.31) que os deslocamentos máximos ocorrem na zona superior da viga de travamento, tanto a montante como a jusante.

Quadro 4.31 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (PP+NPA)

z (m)	U_y (mm)	
	PM	PJ
0	45.94	46.32
6	43.75	44.13
18	43.75	44.13
25	41.39	41.77
35	37.38	37.81
45	33.25	33.70
55	29.12	29.54
65	25.09	25.45
75	21.24	21.46
85	17.58	17.60
95	14.10	13.84
105	10.78	10.18
115	7.40	6.74
123	4.29	3.95

Verifica-se também uma igualdade dos deslocamentos à profundidade de 6 m e 18 m em ambas as faces, sendo que tal resulta do efeito introduzido pelos pilares, dado que estes são bastante alongados

na direcção dos deslocamentos. A partir da cota da crista do descarregador, verifica-se também neste caso, uma variação aproximadamente linear dos deslocamentos com a profundidade, até à base da consola central, onde se registam os deslocamentos mínimos de 4,29 mm e 3,95 mm a montante e a jusante respectivamente.

4.4.5.3. Hipótese 3 – VR

Analisando o Quadro 4.32, pode concluir-se que a introdução da viga de travamento não surte grande efeito no comportamento da estrutura no que se refere às tensões horizontais. De facto, continua a verificar-se que o paramento de montante incorre em tensões de tracção que se verificam em torno dos 18 m de profundidade e cujo valor é de 0,14 MPa. Da mesma forma, mantém-se também o padrão de evolução das tensões de compressão, verificando-se o seu agravamento com a profundidade ocorrendo o valor máximo de 1,09 MPa.

O paramento de jusante encontra-se novamente completamente comprimido sendo as compressões crescentes com a profundidade e máximas na base atingindo um valor de 4,19 MPa.

Quadro 4.32 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (VR).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
0	-0.32	-0.67	-0.19	-0.03
6	-0.15	-2.16	-0.41	-0.89
18	0.14	-1.21	-0.34	-0.49
25	-0.07	-1.70	-0.66	-1.09
35	-0.24	-2.30	-0.76	-1.37
45	-0.40	-2.64	-0.93	-1.65
55	-0.53	-2.91	-1.07	-1.88
65	-0.60	-3.13	-1.18	-2.08
75	-0.65	-3.30	-1.26	-2.26
85	-0.69	-3.45	-1.34	-2.40
95	-0.72	-3.57	-1.44	-2.52
105	-0.73	-3.70	-1.55	-2.64
115	-0.80	-3.71	-2.00	-3.09
123	-1.09	-4.19	-3.56	-4.32

A evolução apresentada pelos deslocamentos era também expectável tendo em conta as análises anteriores. Os valores obtidos figuram no Quadro 4.33 e mostram mais uma vez uma grande semelhança entre o comportamento de ambas as faces, verificando-se os valores máximos de 14,91 mm a montante e 14,09 mm a jusante. A semelhança entre os valores correspondentes às profundidades de 6 m e 18 m deve-se ao efeito de restrição dos deslocamentos imposto pelos pilares.

Quadro 4.33 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (VR).

z (m)	U _y (mm)	
	PM	PJ
0	-14.91	-14.09
6	-11.58	-10.82
18	-11.58	-10.82
25	-8.95	-8.25
35	-5.88	-5.09
45	-3.38	-2.54
55	-1.39	-0.48
65	0.16	1.12
75	1.33	2.33
85	2.15	3.16
95	2.67	3.65
105	2.90	3.73
115	2.85	3.31
123	2.35	1.95

4.4.5.4. Hipótese 4 – INV

Observando o Quadro 4.34 e no que às tensões horizontais diz respeito, pode verificar-se que o comportamento do paramento de montante se mantém sensivelmente inalterado estando este comprimido em quase toda a totalidade. Assim, a tensão máxima de compressão surge na zona inferior da viga de travamento e apresenta um valor de 6,70 MPa. Essas compressões apresentam uma tendência de decaimento com a profundidade até cerca de 120 m instalando-se a partir de então tensões de tracção que atingem o máximo junto à fundação com um valor de 0,64 MPa. A face de jusante encontra-se completamente comprimida ocorrendo o valor máximo da tensão de compressão à cota da crista do descarregador que apresenta o valor de 3,84 MPa.

A análise do quadro permite ainda constatar que relativamente às tensões verticais, a viga de travamento evita a ocorrência de tracções na zona superior do paramento de montante da consola de fecho. Ainda assim continua a verificar-se a ocorrência de tensões de tracção na base onde se verifica o valor máximo de 3,28 MPa. Ao nível da face de jusante, as alterações são pouco significativas, mantendo-se a ocorrência de tracções na metade superior da consola. Assim, a tracção máxima ocorrida é de 0,74 MPa enquanto a compressão máxima na base é de 4,44 MPa.

Quadro 4.34 – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (INV).

z (m)	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ
0	-4.95	-3.43	-0.14	-0.29
6	-6.70	-3.29	-0.58	0.16
18	-3.86	-3.84	-0.71	0.28
25	-3.39	-3.06	-0.31	0.74
35	-3.12	-2.37	-0.19	0.50
45	-2.84	-1.86	-0.16	0.26
55	-2.59	-1.44	-0.14	-0.02
65	-2.33	-1.11	-0.14	-0.28
75	-2.07	-0.84	-0.17	-0.48
85	-1.84	-0.63	-0.23	-0.67
95	-1.59	-0.47	-0.29	-0.93
105	-1.32	-0.35	-0.43	-1.41
115	-1.00	-0.23	-0.27	-2.26
123	0.64	-0.60	3.28	-4.44

A avaliação dos deslocamentos constantes no Quadro 4.35, permite verificar que a viga de travamento não introduziu grandes alterações no comportamento da estrutura no que a este parâmetro diz respeito. Os valores máximos agora obtidos foram de 44,10 mm a montante e 44,44 mm a jusante verificando-se mais uma vez o efeito dos pilares que compatibilizam os deslocamentos registados aos 6 m e aos 18 m de profundidade.

Quadro 4.35 – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (INV)

z (m)	U_y (mm)	
	PM	PJ
0	44.10	44.44
6	40.97	41.49
18	40.97	41.49
25	38.31	38.85
35	34.22	34.86
45	30.26	30.97
55	26.42	27.16
65	22.75	23.47
75	19.27	19.90
85	15.96	16.44
95	12.81	13.06
105	9.80	9.76
115	6.76	6.60
123	4.04	3.88

4.4.6. REPRESENTATIVIDADE DOS RESULTADOS

Feita a análise de cada uma das soluções, poderá concluir-se desde já que os 5 modelos em análise apresentam um comportamento similar, quer ao nível das tensões quer ao nível dos deslocamentos apresentados. Verifica-se a ocorrência de uma tensão de compressão máxima no corpo da barragem de 5,28 MPa, não tendo por isso sido ultrapassada a máxima tensão de compressão especificada para este tipo de cenários (5,5 MPa). A tensão de tracção máxima verificada em zonas correntes do corpo da barragem foi de 0,78 MPa, o que pode também ser considerado aceitável, uma vez que o valor limite considerado para este tipo de tensão foi de 1,0 MPa. A ocorrência de tracções mais elevadas (na ordem dos 2,0 MPa) junto ao pé do paramento de montante, principalmente nos cenários em que foi tido em conta o efeito da pressão hidrostática, estava também prevista devido ao elevado refinamento da malha e à não utilização de elementos de junta na zona de interface entre o betão da barragem e o maciço de fundação. No que se refere aos deslocamentos, os valores registados e as respectivas variações apresentam-se também bastante plausíveis. Assim e tendo em conta as características dos modelos e das respectivas malhas de elementos finitos, bem como as simplificações efectuadas, consideram-se representativos os resultados obtidos.

4.5. ANÁLISE COMPARATIVA

Efectuada a análise de cada uma das possíveis soluções, para cada uma das hipóteses de solicitação, pretende-se no texto adiante desenvolvido, levar a cabo uma comparação das várias vertentes em análise, na expectativa de, no caso de uma análise estática, inferir acerca da possível influência que cada uma das soluções poderá ter no comportamento da estrutura, tanto a nível global, como ao nível da zona do descarregador.

A análise será efectuada por hipótese de cálculo, sendo conduzida com base em dois tipos de representações gráficas, a saber:

- deslocamentos nos paramentos, ao longo da linha média da consola de fecho;
- tensões horizontais (σ_x) e verticais (σ_z), nos pontos de Gauss mais próximos dos paramentos "transferidas" para os paramentos.

4.5.1. HIPÓTESE 1 – PP

Analisando o comportamento dos modelos de cálculo, perante a actuação isolada do peso próprio, a Fig.4.3 evidencia uma grande uniformidade, tanto a montante como a jusante, relativamente às tensões horizontais instaladas. Ao nível do paramento de montante observa-se que nenhuma das propostas consegue evitar a entrada no domínio das tracções, sendo apesar de tudo, o Modelo 1 (sem abertura) que regista o maior valor da tracção, enquanto o Modelo 4 (maior abertura) se apresenta como o menos traccionado.

Ao nível da face de jusante, a primeira constatação a fazer prende-se com o facto de a dimensão da abertura praticamente não se fazer sentir junto à fundação. Ao nível da evolução da tensão em profundidade, verifica-se que aproximadamente a partir dos 40 m de profundidade, a curva relativa ao Modelo 1 passa a registar o menor valor da tensão enquanto a curva do Modelo 4 vai gradualmente transitando para a posição de maior compressão, mantendo essa posição até à fundação. Tal poderá sugerir que a partir do final do primeiro terço da profundidade, o aumento da dimensão da abertura provocará um ligeiro agravamento da compressão.

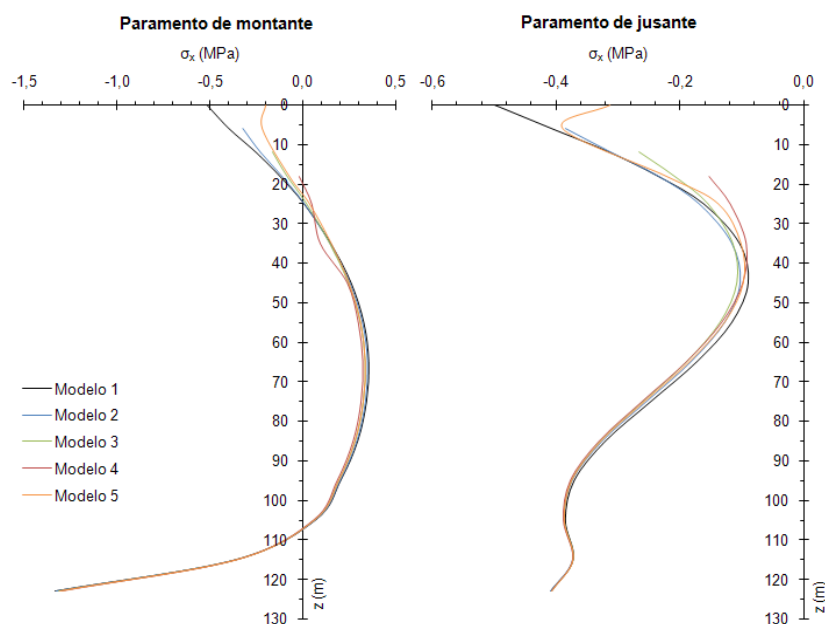


Fig.4.3. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (PP).

A Fig. 4.4 exhibe a evolução com a profundidade das tensões na direcção das consolas. Ao nível do paramento de montante, regista-se que essa face se mantém praticamente insensível à variação da abertura do descarregador.

Todavia, a análise do paramento de jusante é um pouco mais clara. De facto, atentando na linha correspondente ao Modelo 1, verifica-se que esta é envolvente às restantes por excesso. Da mesma forma, a linha associada ao Modelo 4 é também envolvente mas agora por defeito. Pode ainda verificar-se que as linhas intermédias se encontram em posições também intermédias, em conformidade com a hipótese de o aumento da abertura conduzir ao alívio das compressões. Para além disso, verifica-se nitidamente o efeito da viga de travamento introduzida no Modelo 5, a aproximar o comportamento entre essa solução e a solução 3 (abertura até 12 m). Parece então legítimo concluir que o comportamento da estrutura poderá em princípio depender essencialmente da dimensão da abertura. De facto analisando a linha associada ao Modelo 3, verifica-se que esta se situa sensivelmente a meio da distância entre as linhas dos modelos 2 e 4, o que não causa surpresa uma vez que esse modelo configura uma solução intermédia às outras duas. Porém, considerando agora a linha associada ao Modelo 5 e tendo este uma abertura com a profundidade semelhante à apresentada pelo Modelo 3 (12 m) mas sendo diferente a sua localização (situada numa posição inferior no Modelo 5), seria talvez espectável que os gráficos inerentes a essas soluções fossem mais divergentes. Por outro lado, a abertura do Modelo 5 ocupa uma posição inferior quando comparada com a do Modelo 3, de tal forma que a cota da soleira do descarregador está agora à profundidade de 18 m, tal como no Modelo 4, o que poderia fazer esperar uma grande proximidade no comportamento dos modelos 4 e 5. Tal não se verifica. Em vez disso, verifica-se a já referida proximidade entre o comportamento das soluções 3 e 5, o que evidencia o facto de o comportamento estrutural não ser particularmente afectado pela posição da abertura.

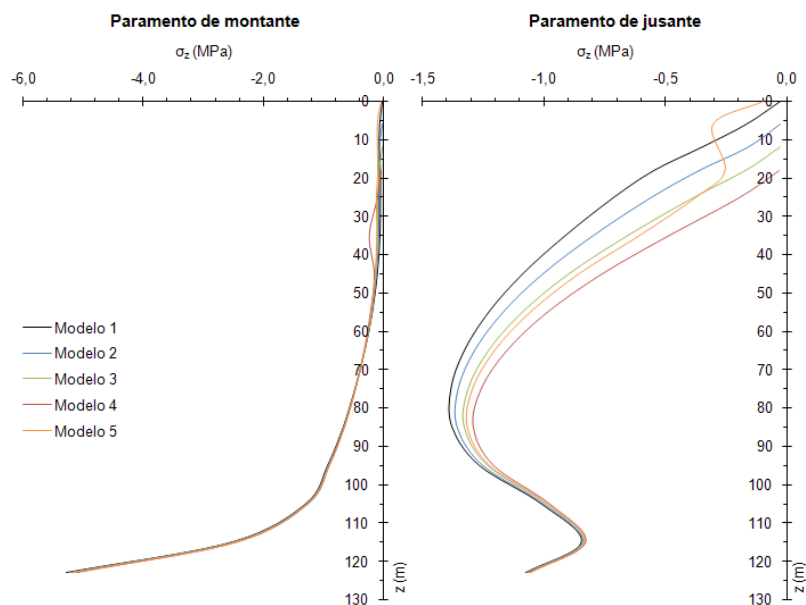


Fig.4.4. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (PP).

A Fig. 4.5 permite efectuar uma análise mais localizada do comportamento da estrutura na região do descarregador exibindo com esse fim as tensões normais¹ na direcção dos arcos em torno da abertura. Dessa forma, estão à esquerda representados os resultados obtidos para a face de montante e à direita os correspondentes à face de jusante. Pode então concluir-se que a dimensão da abertura não altera significativamente o comportamento da estrutura, registando-se apenas que, à medida que a abertura aumenta, as zonas traccionadas no paramento de montante sofrem uma ligeira propagação na direcção ascendente, sendo praticamente negligenciável o efeito da viga de travamento.

Relativamente à face de jusante, pode constatar-se que as compressões em torno da abertura vão diminuindo ligeiramente à medida que esta aumenta de dimensão, sendo que a inclusão da viga de travamento impõe um pequeno recuo nessa tendência.

¹ A evolução das tensões principais em torno do descarregador poderá ser consultada nas representações gráficas constantes no Anexo B.

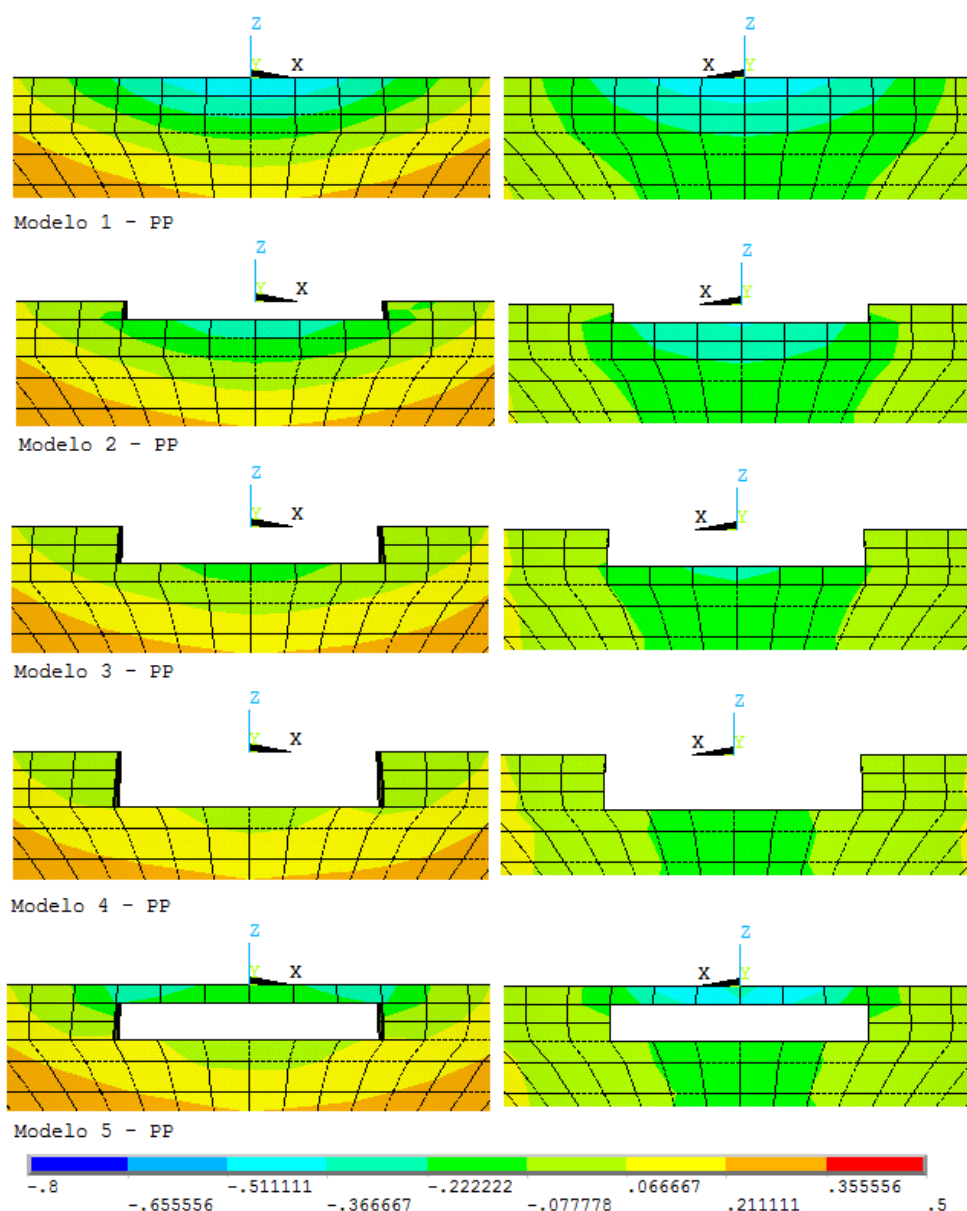


Fig.4.5. – Tensões normais na direcção dos arcos em torno do descarregador (PP).

A Fig. 4.6 exhibe os resultados obtidos em termos de tensões verticais em torno do descarregador. Tal como se pode observar neste caso, as alterações mais visíveis a montante (à esquerda), estão relacionadas com os Modelos 1 e 2, constatando-se neste caso, após a introdução da abertura, um pequeno aumento das compressões. Os restantes modelos apresentam um comportamento semelhante, sendo que a introdução da viga de travamento agrava as tensões de compressão junto aos vértices superiores da abertura. A face de jusante apresenta também um comportamento genericamente homogêneo, sendo que o aumento da dimensão do descarregador provoca uma redução das compressões. Essa tendência inverte-se assim que é introduzida a viga de travamento podendo observar-se nesse caso, um ligeiro aumento das tensões de compressão.

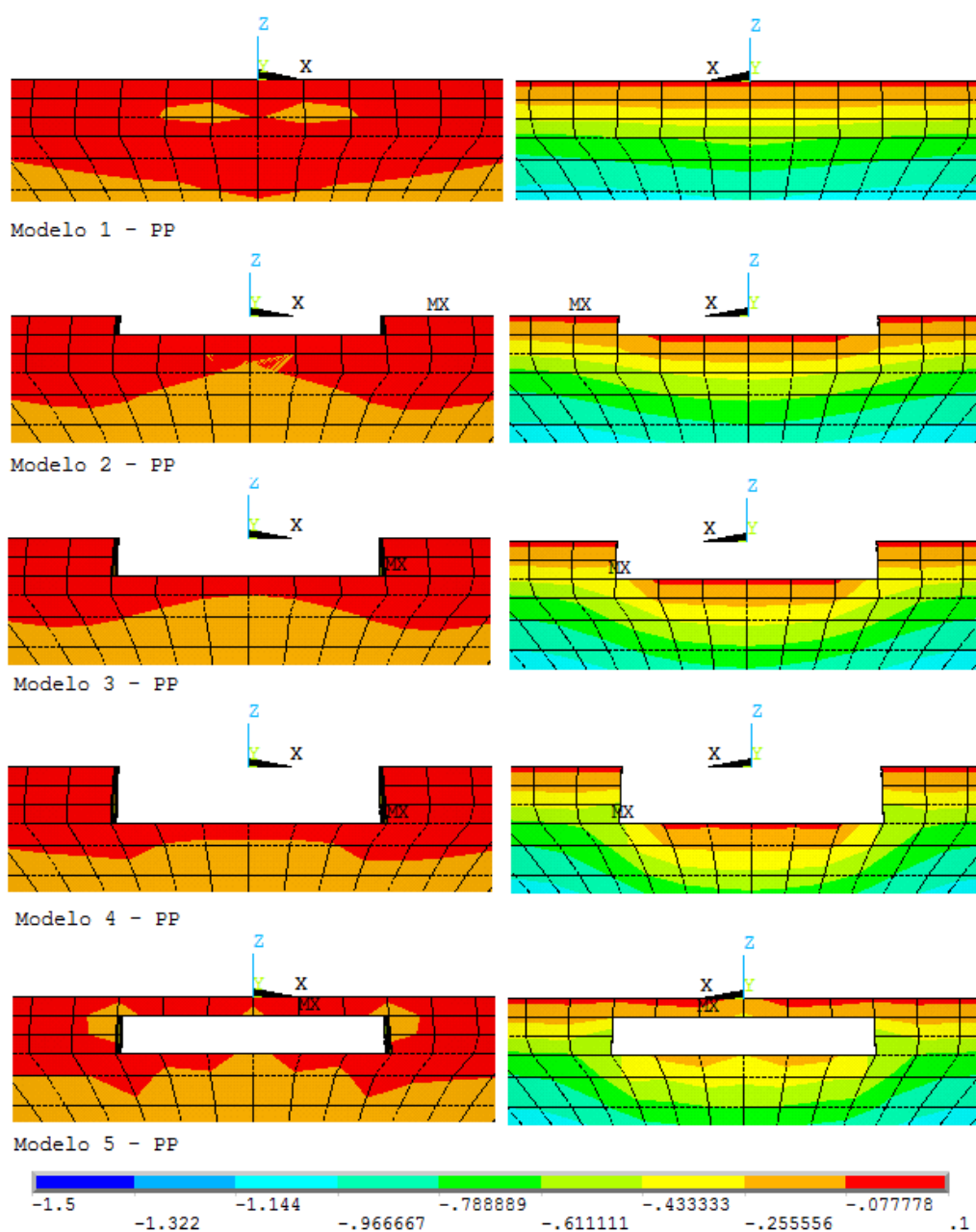


Fig.4.6. – Tensões normais na direcção das consolas em torno do descarregador (PP).

4.5.2. HIPÓTESE 2 – PP+NPA

A actuação conjugada do peso próprio com a pressão hidrostática (Fig. 4.7) revela também pouca dispersão no comportamento do paramento de montante relativamente às tensões horizontais. Verifica-se, na região superior, uma tendência para o aumento das tensões de compressão à medida que a dimensão da abertura vai também aumentando. Essa tendência ocorre de forma mais evidente até cerca dos 55 m de profundidade verificando-se a partir desse ponto uma convergência dos valores das tensões que se mantém até à base, onde se registam pequenas tracções. É também visível o efeito que a viga de travamento produz no coroamento, agravando as tensões de compressão nessa zona.

A análise da face de jusante revela mais uma vez que junto à fundação, o comportamento é praticamente independente da dimensão da abertura. Ao nível da abertura, pode constatar-se novamente que o aumento da respectiva dimensão contribui para o agravamento das compressões. Pode também observar-se a semelhança entre o comportamento do Modelo 3 e do Modelo 5 e que resulta do efeito da viga de travamento.

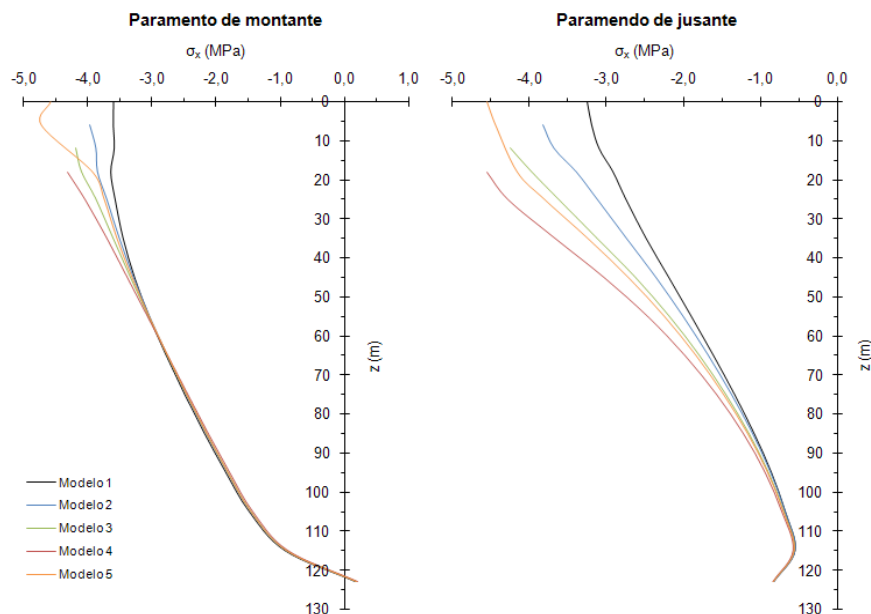


Fig.4.7 – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (PP+NPA).

Na Fig. 4.8 surgem representadas as tensões na direcção das consolas (verticais). Verifica-se então que na base todas as soluções se encontram traccionadas apresentando comportamentos idênticos.

A evolução das tensões ao longo da face de montante da consola de fecho, mostra que o aumento da dimensão da abertura contribui para o alívio das compressões, como o comprova o facto de a linha associada ao Modelo 1 ser envolvente do lado das compressões máximas enquanto a linha representativa do Modelo 4 envolver as restantes do lado das compressões mínimas. De novo, a introdução da viga de travamento, traduz-se num comportamento intermédio.

No paramento de montante, a tendência é precisamente a inversa, i.e., as compressões sofrem agravamento na mesma razão da dimensão da abertura, como se pode observar ainda na Fig. 4.5 na qual o Modelo 1 está agora do lado das compressões mínimas enquanto o Modelo 4 ocupa a posição mais próxima das compressões máximas. Regista-se também o facto de apenas os modelos 1 e 5 estarem submetidos a tensões de tracção sensivelmente entre os 10 m e os 30 m.

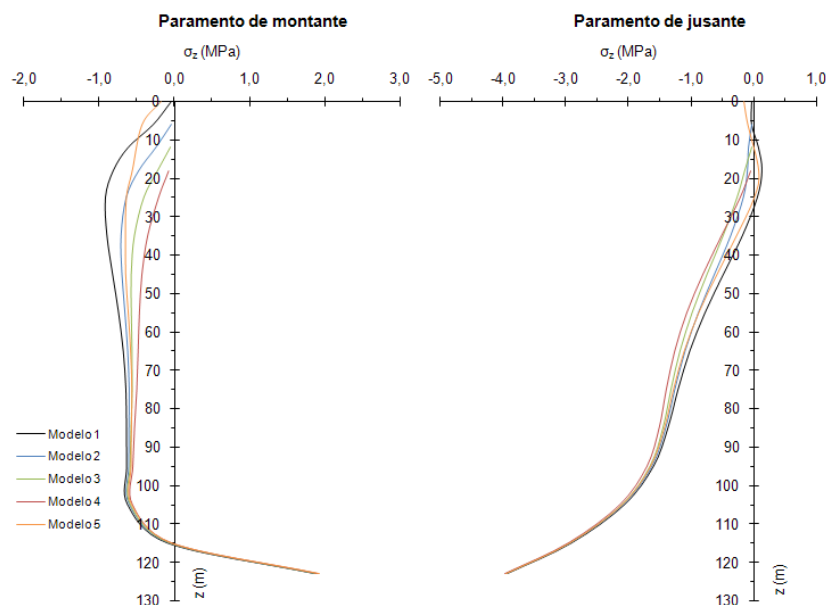


Fig.4.8 – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (PP+NPA).

No que diz respeito ao efeito da albufera para o NPA, verifica-se grande homogeneidade nos deslocamentos (Fig. 4.9) apresentados pelos vários modelos. As diferenças mais significativas surgem acima dos 50 m quer a montante, quer a jusante, observando-se que o modelo desprovido de abertura apresenta o menor deslocamento enquanto o modelo que apresenta o descarregador com maiores dimensões possui o valor máximo. É também visível a ligeira redução do deslocamento à cota do coroamento no Modelo 5 que resulta não só da introdução da viga mas também do efeito da rigidez dos pilares que apresentam grande desenvolvimento na direcção montante-jusante.

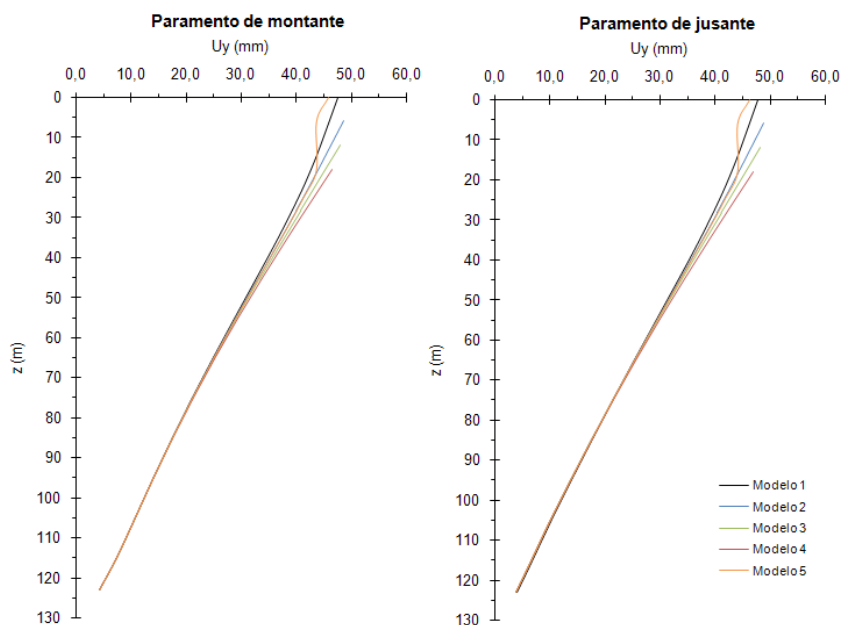


Fig.4.9 – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (PP+NPA).

A Fig. 4.10 exibe as tensões actuantes na direcção dos arcos em torno do descarregador. Pode observar-se que o aumento da abertura é acompanhado por um aumento da compressão na instalada junto ao lábio do descarregador em ambas as faces, sendo também possível observar o efeito da viga de travamento a promover o alívio dessas tensões. Analisando a região de interrupção do arco do coroamento, pode observar-se a tendência inversa, i.e., verifica-se um alívio das compressões à medida que a dimensão da abertura aumenta. Também nessa região a viga de travamento provoca a inversão da tendência evolutiva das tensões, na medida em que, no Modelo 5, se verifica um agravamento da compressão.

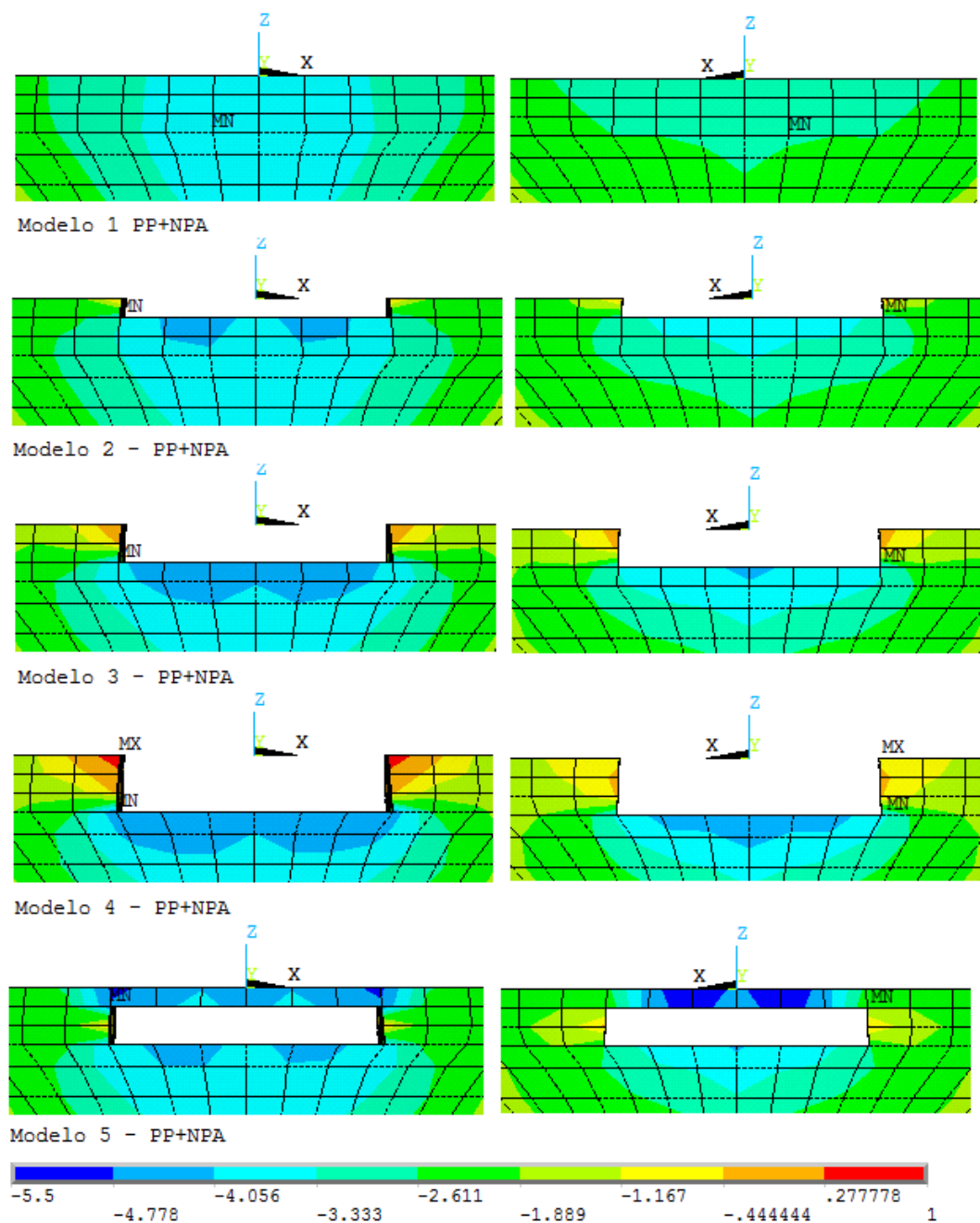


Fig.4.10. – Tensões normais na direcção dos arcos em torno do descarregador (PP+NPA).

Relativamente às tensões verticais (Fig.4.11), pode verificar-se que a região em torno do descarregador pertencente à face de montante (à esquerda) se encontra genericamente comprimida. As variações da dimensão do descarregador não surtem grande influência nos níveis de tensão instalados. Salienta-se no entanto o facto de, no Modelo 4, as zonas de interrupção do coroamento estarem sujeitas a tensões de tracção que poderão apresentar valores próximos dos 0,5 MPa. No entanto e tal como se pode ainda observar, essa questão poderá ser resolvida pela introdução da viga de travamento, cujo efeito permite eliminar essas tracções.

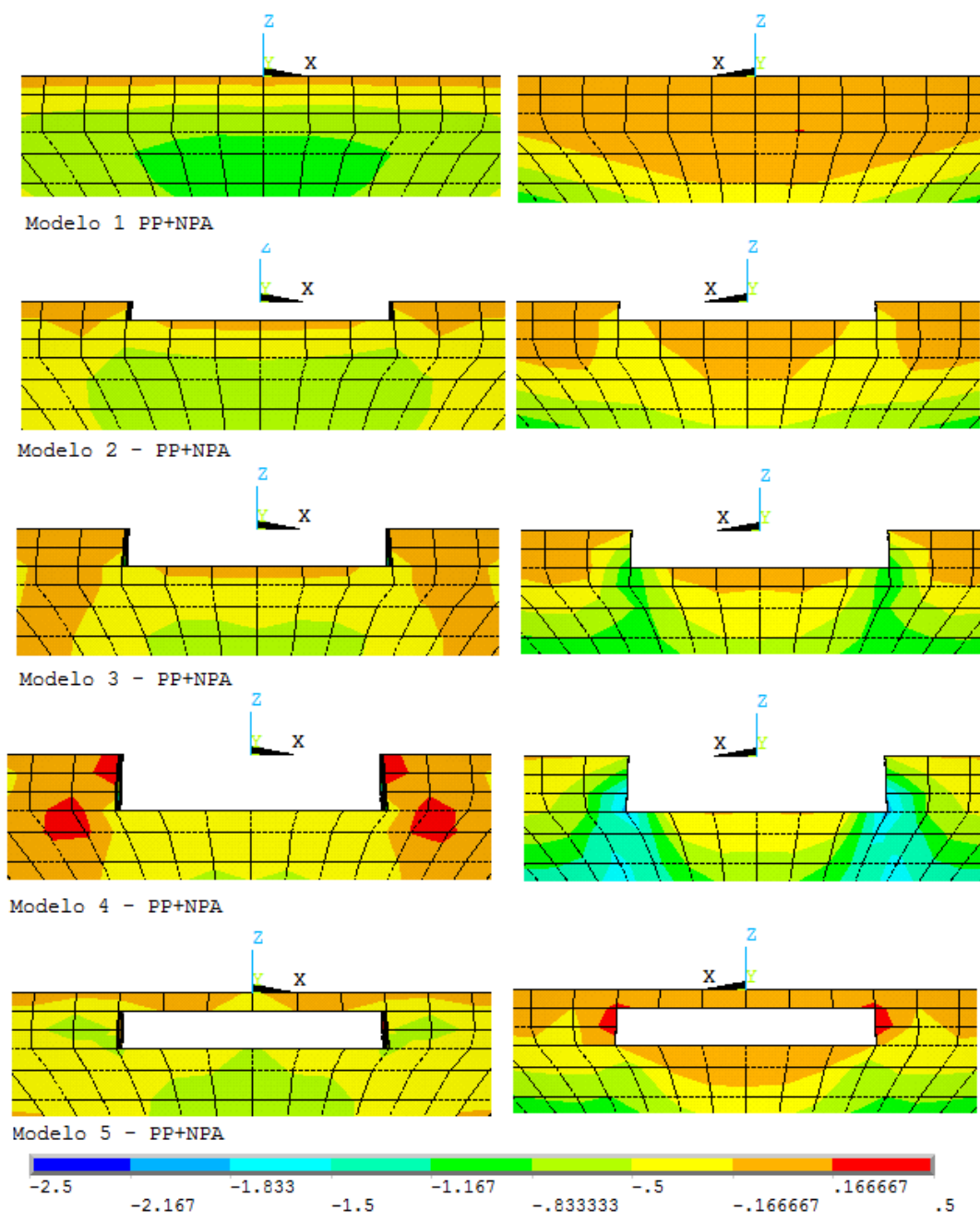


Fig.4.11. – Tensões normais na direcção das consolas em torno do descarregador (PP+NPA).

Ao nível do paramento de jusante (à direita), pode constatar-se um claro aumento das compressões na mesma razão do aumento da abertura, principalmente nas regiões correspondentes aos vértices inferiores desta. A inclusão da viga, não parece neste caso, trazer grande benefício na medida em que contribui para aliviar o estado de compressão permitindo mesmo a ocorrência de tracções nos limites laterais do descarregador.

4.5.3. HIPÓTESE 3 – VR

A Fig. 4.12 ilustra a evolução das tensões horizontais ao longo de ambos os paramentos da consola de fecho. Pode então verificar-se que nesta hipótese até aproximadamente 30 m de profundidade, é possível observar que o aumento da abertura provoca um aumento das tensões de tracção instaladas no topo do paramento de montante. Perto dos 35 m, pode constatar-se a convergência dos valores das tensões actuantes nos vários modelos, sendo que a partir de então, o aumento da abertura passa a provocar um reduzido agravamento das tensões de compressão.

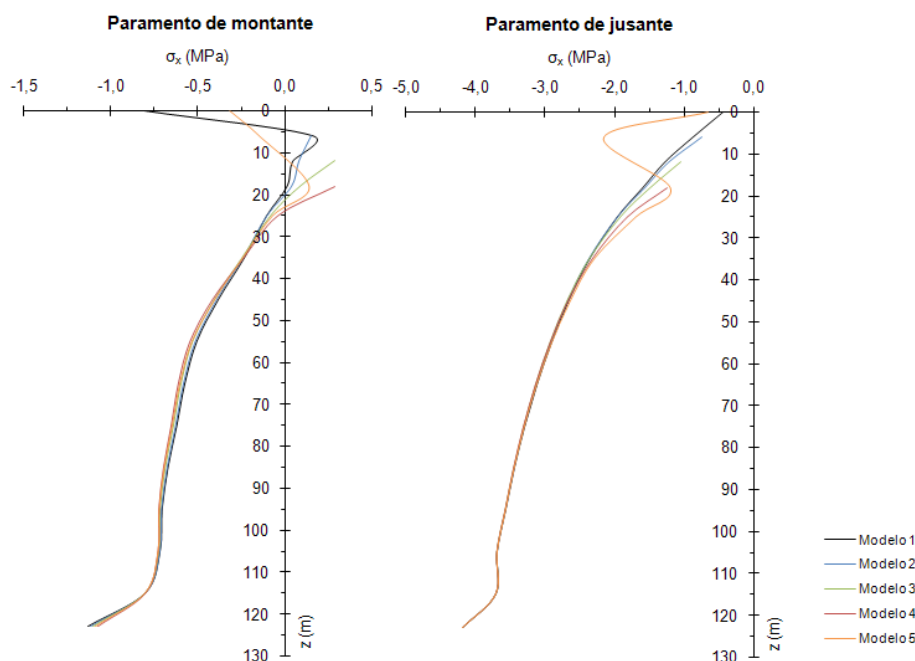


Fig. 4.12 – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (VR).

Ao nível do paramento de jusante e abaixo dos 35 m de profundidade, o comportamento é ainda mais homogéneo. No entanto acima dos 35 m, pode verificar-se um comportamento semelhante ao apresentado pelo paramento de montante verificando-se que neste caso, o modelo sem viga de travamento deixa de apresentar um comportamento intermédio, passando o respectivo gráfico a ser envolvente do lado das compressões mínimas.

A Fig. 4.13 mostra a evolução das tensões verticais, sendo que as principais diferenças ocorrem essencialmente a jusante. Assim, verifica-se de novo que o aumento da abertura conduz a uma diminuição do valor da tensão de compressão, constatando-se mais uma vez que a introdução da viga de travamento conduz a um comportamento intermédio. À medida que se progride em profundidade, pode também verificar-se que as diferenças dos valores das tensões se vão atenuando, verificando-se mesmo a respectiva convergência por volta dos 105 m.

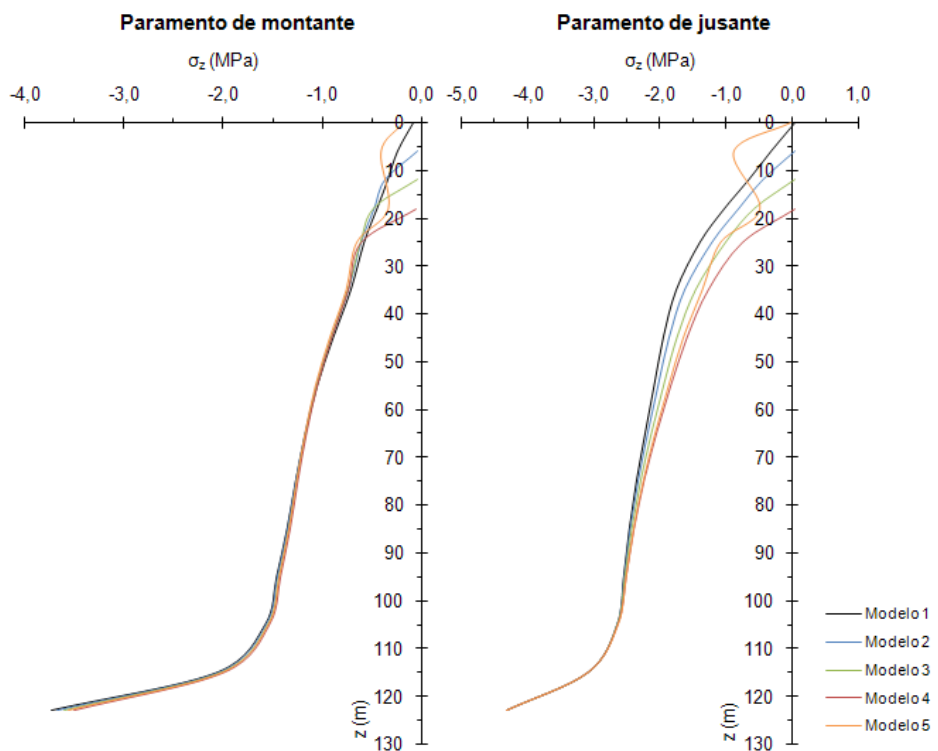


Fig.4.13 – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (VR).

Em relação aos deslocamentos, pode observar-se na Fig. 4.14, que as diversas dimensões consideradas para o descarregador, não produzem grandes alterações no comportamento das estrutura.

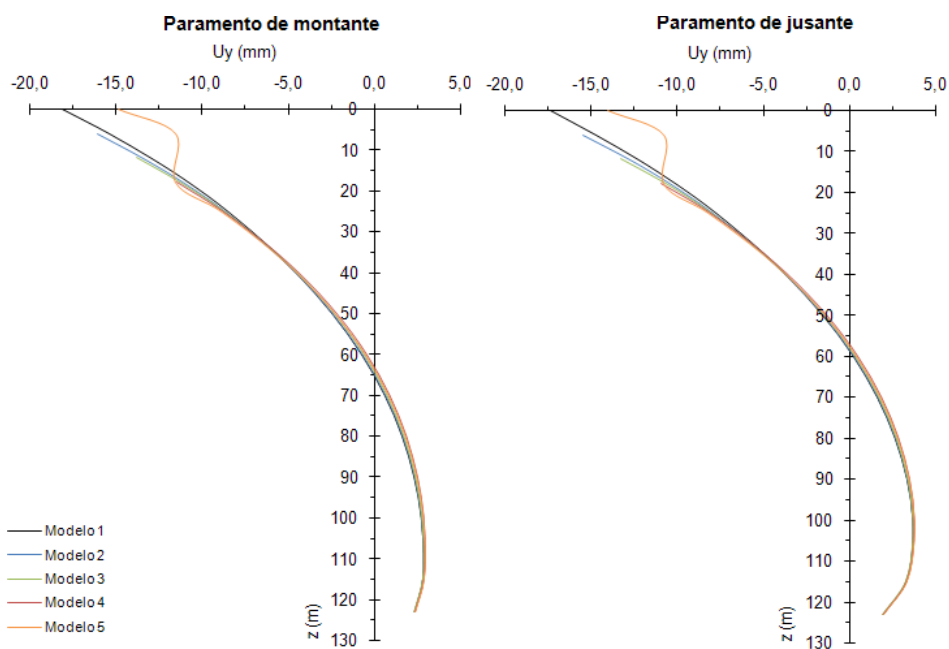


Fig.4.14 – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos.

A Fig.4.15 ilustra a distribuição de tensões na direcção dos arcos em torno do descarregador, estando à esquerda representada a zona envolvente ao descarregador associada à face de montante e à direita a mesma zona mas agora a jusante.

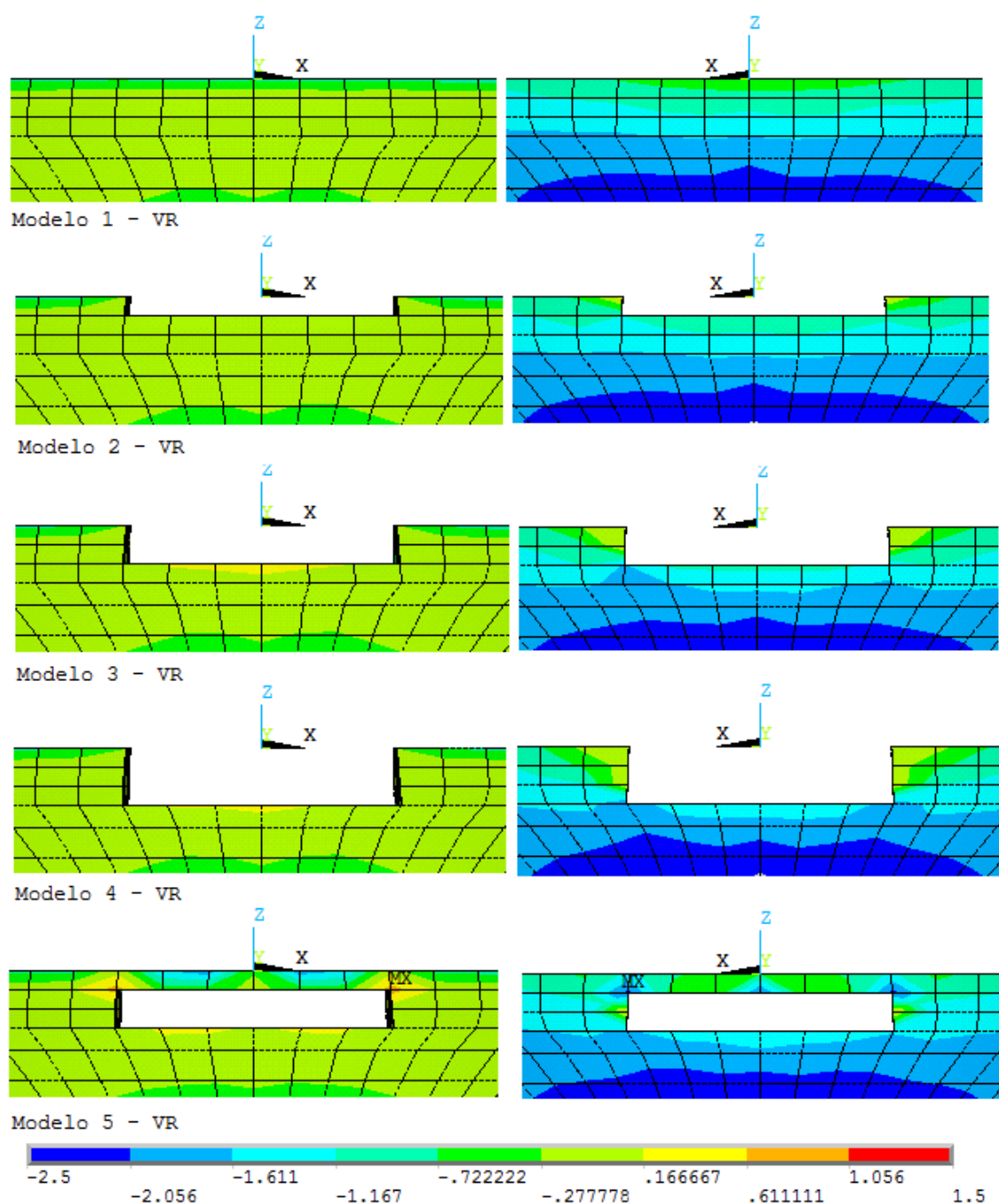


Fig.4.15 - Tensões normais na direcção dos arcos em torno do descarregador (VR).

Pode observar-se que a montante (à esquerda), o aumento da dimensão vertical do descarregador não introduz grandes alterações ao nível da respectiva envolvente.

Analisando a distribuição das tensões no Modelo 5 e tendo em atenção a respectiva escala, pode concluir-se que a introdução da viga de travamento provoca uma redução das compressões junto dos vértices superiores da abertura.

O paramento de jusante (à direita) mostra que o crescimento da abertura continua a não provocar grandes alterações no comportamento. Na região da interrupção do coroamento, pode observar-se que o aumento da abertura se reflecte em tensões de compressão cada vez menores, sendo essa tendência uma vez mais contrariada pela inclusão da viga de travamento cujas compressões são da ordem de grandeza das registadas junto do coroamento do Modelo 1.

A Fig. 4.16 mostra as evoluções das tensões verticais.

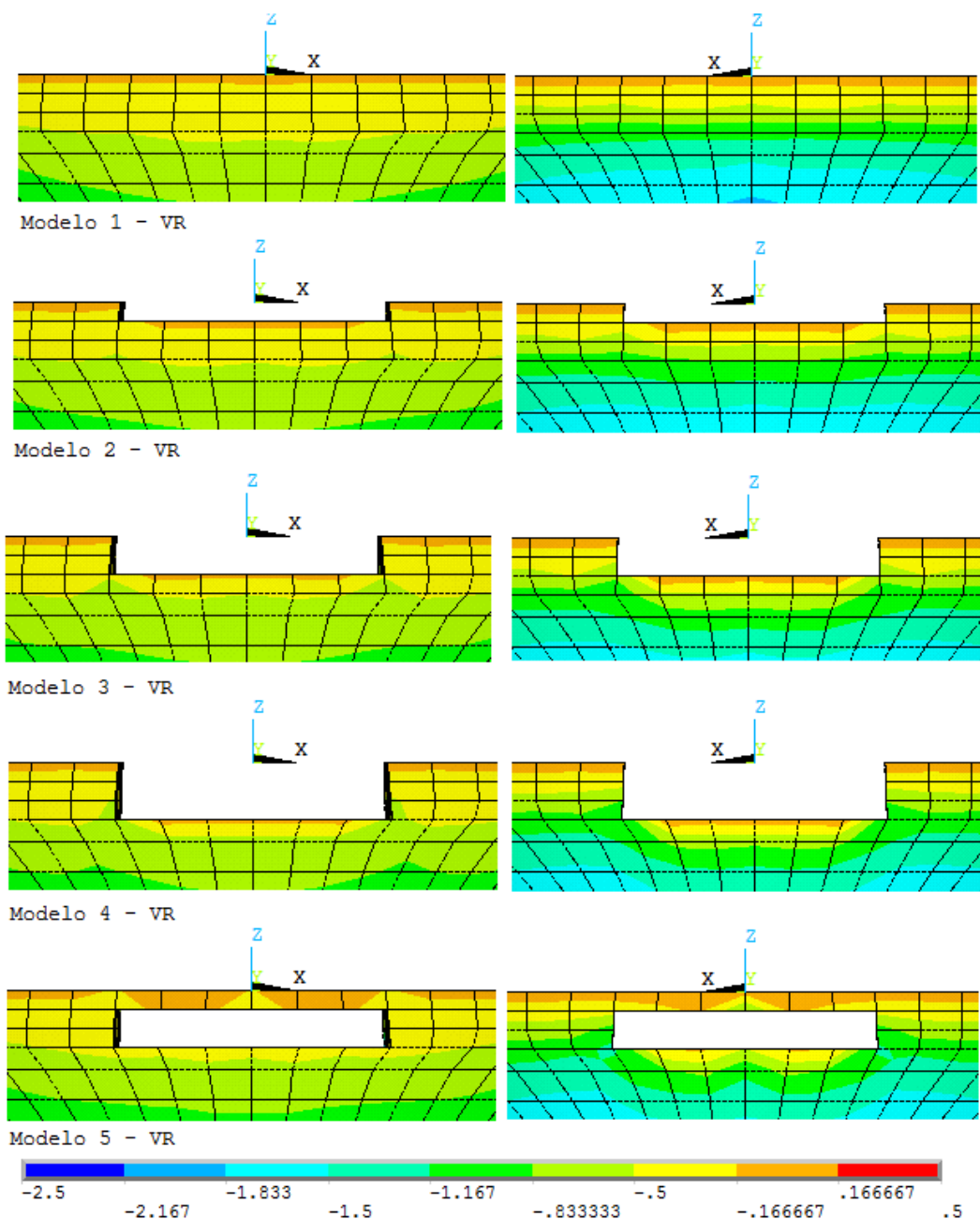


Fig.4.16 - Tensões normais na direcção das consolas em torno do descarregador (VR).

Pode então constatar-se que a montante (à esquerda) continuam a não ser visíveis alterações relevantes, mantendo-se a estrutura genericamente comprimida na zona em análise.

As conclusões a tirar em relação ao comportamento do paramento de jusante (à direita) são sensivelmente as mesmas, verificando-se mais uma vez uma grande constância no comportamento da estrutura, assim como o claro predomínio das tensões de compressão.

4.5.4. HIPÓTESE 4 – INV

Na Fig. 4.17 figuram os resultados relativos à evolução das tensões horizontais. Pode então observar-se que, em relação ao paramento de montante, junto à fundação praticamente não se verificam diferenças no comportamento. No entanto, no topo a figura evidencia claramente a influência da viga de travamento que se encontra com tensões de compressão superiores a 6,0 MPa. Em relação ao paramento de jusante pode verificar-se um claro agravamento das tensões de compressão à medida que é aumentada a dimensão vertical do descarregador. Relativamente ao Modelo 5 e tal como já se pôde verificar em análises anteriores, a introdução da viga de travamento contribui para a redução das compressões (em relação ao Modelo 4), aproximando mais uma vez o comportamento dessa solução ao comportamento apresentado pelo Modelo 3. No entanto, assinala-se um notável agravamento das tensões no que se refere à comparação com o Modelo 1.

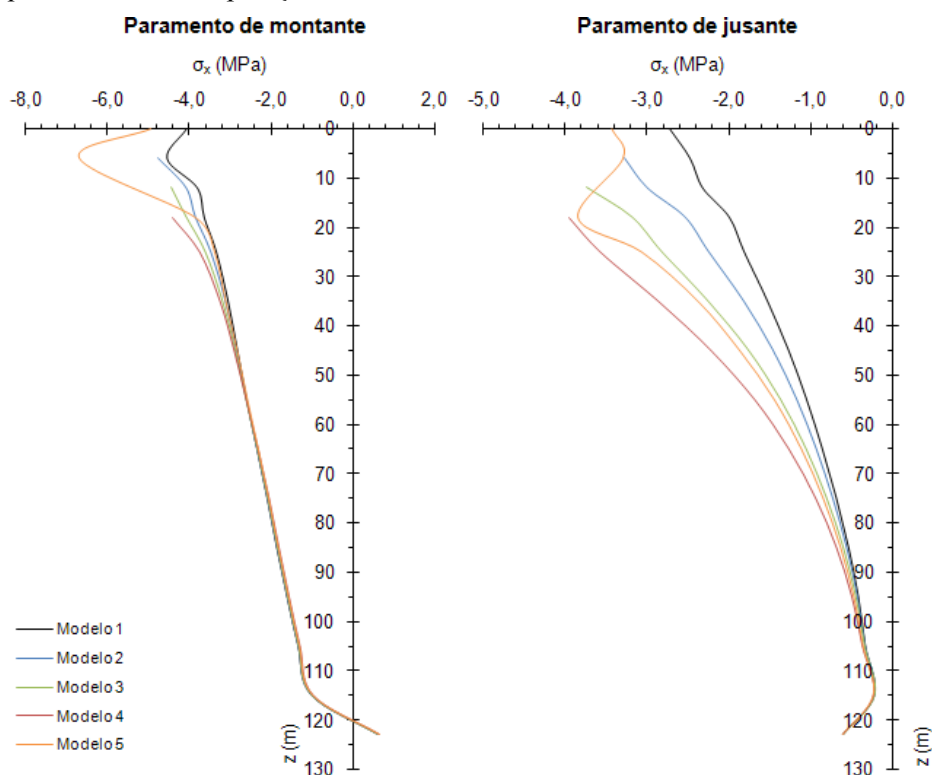


Fig. 4.17 – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (INV).

Relativamente às tensões verticais, a Fig. 4.18 mostra que o comportamento da estrutura é algo semelhante ao apresentado na Hipótese 2 (Fig. 4.8), registando-se neste caso uma translação do gráfico na direcção das tracções.

No paramento de montante, o aumento da dimensão da abertura, é acompanhado pela diminuição das tensões de compressão, verificando-se que os modelos 3 e 4 chegam mesmo a ocorrer em tensões de tracção. São neste caso notórias as vantagens da introdução da viga de travamento no Modelo 5. De

facto, comparando com o comportamento do Modelo 3 (que possui abertura com igual dimensão) verifica-se que a solução com viga permite conjugar uma abertura de idênticas dimensões com a ocorrência apenas de tensões de compressão. Relativamente à face de jusante, regista-se a ocorrência de tracções em todos os modelos, sendo que os valores máximos se verificam por volta dos 25 m de profundidade. Em relação à influência da dimensão do descarregador, pode observar-se que os modelos com maiores aberturas estão sujeitos a menores tracções e maiores compressões. Tal poderá comprovar-se pela observação do gráfico correspondente às soluções 1 e 4. De facto a linha correspondente ao Modelo 1 (sem abertura), configura uma envolvente às restantes do lado das tracções (ou das compressões mínimas), enquanto a linha em correspondência com o Modelo 4 (maior abertura) surge como envolvente do lado das compressões (ou tracções mínimas).

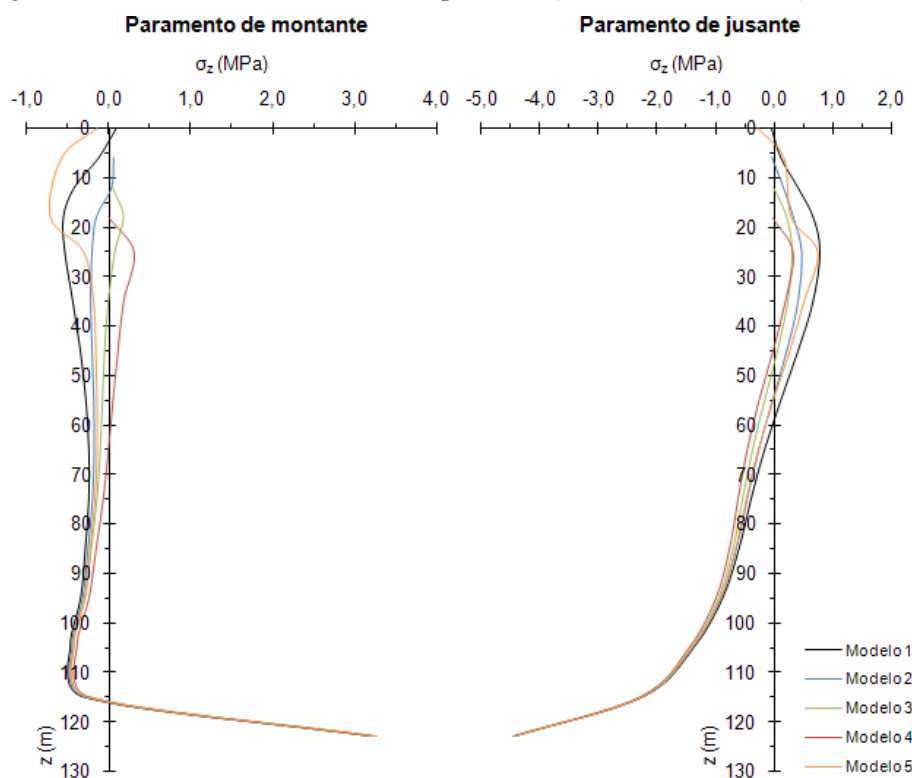


Fig.4.18 – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (INV).

Relativamente aos deslocamentos (Fig. 4.19), mantêm-se válidos os comentários efectuados a propósito da Fig. 4.9.

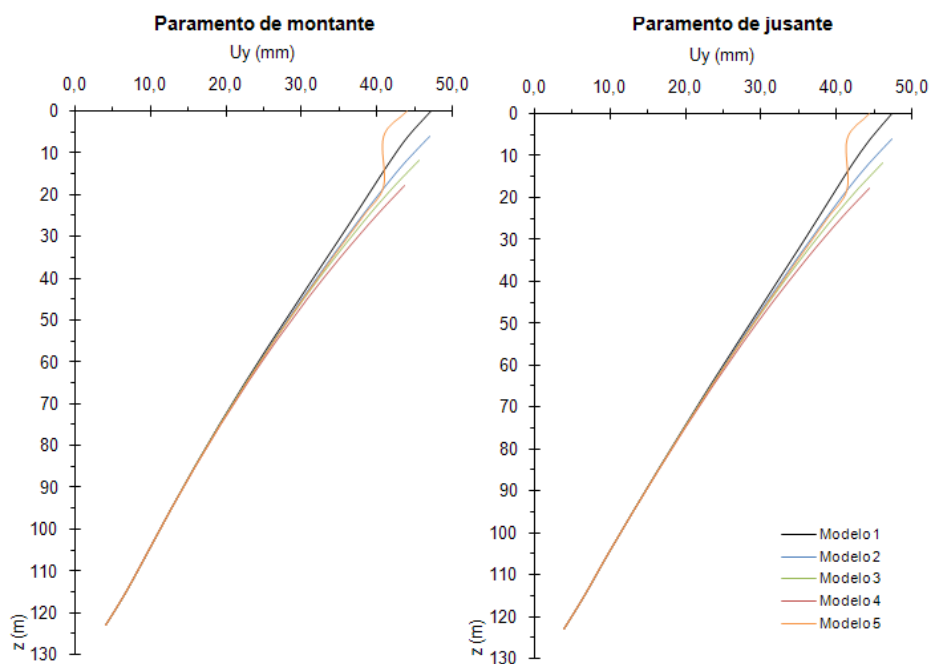


Fig.4.19 – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (INV).

A Fig. 4.20, mostra a distribuição das tensões horizontais em torno da região do descarregador. É então possível observar que ambas as faces se encontram genericamente comprimidas.

Em relação à face de montante (à esquerda) verifica-se que o aumento da dimensão do descarregador é acompanhado por uma descida genérica dos valores das tensões de compressão e que, dada a grandeza dos mesmos, não deverá levantar problemas. A mesma tendência evolutiva regista-se junto das zonas de interrupção do coroamento, onde a diminuição das tensões comprimidas, conduz mesmo à instalação de tensões de tracção, como é o caso do Modelo 4. Nestas condições, afigura-se benéfica a introdução da viga de travamento permitindo que aí se instalem tensões de compressão.

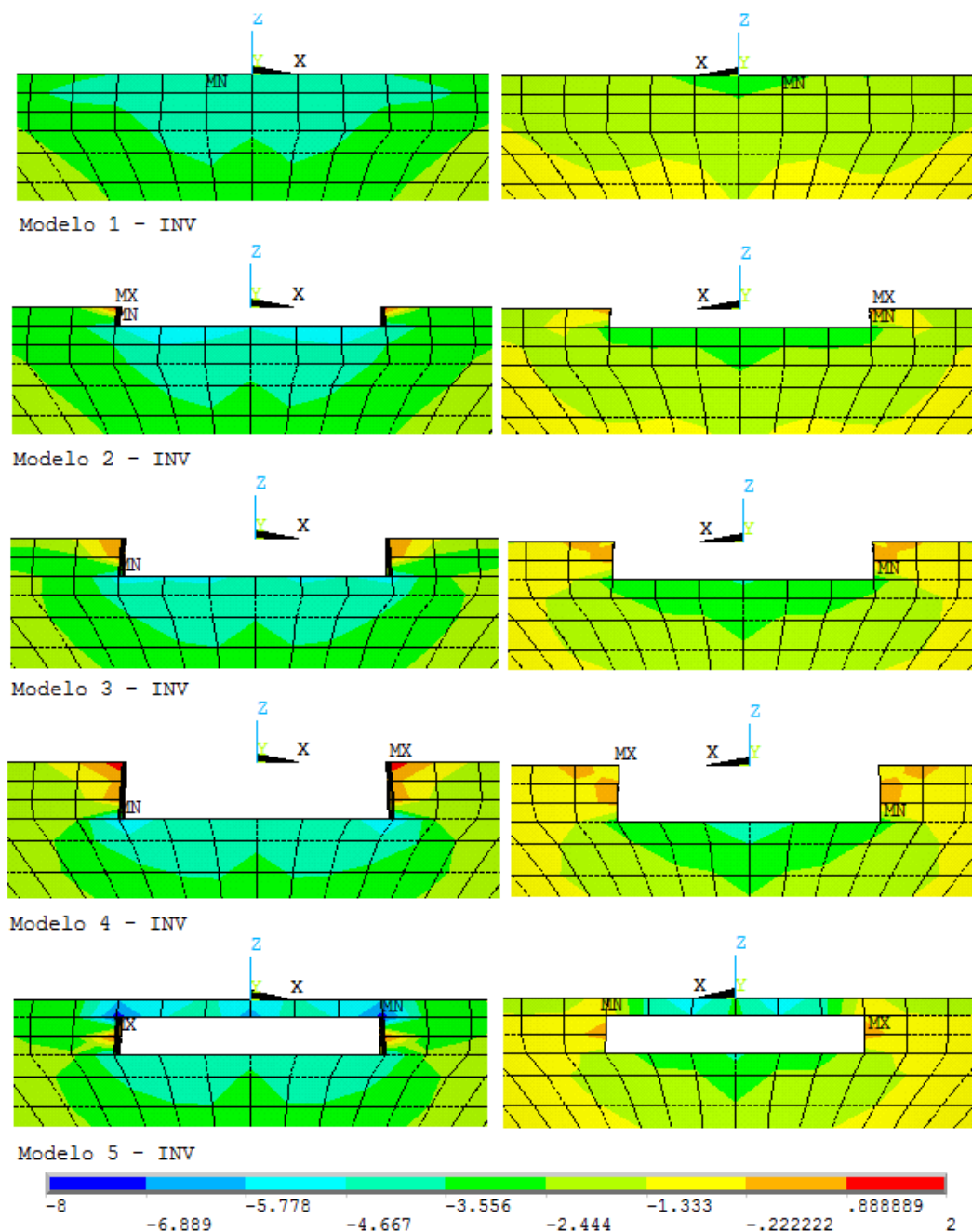


Fig.4.20 - Tensões normais na direcção dos arcos em torno do descarregador (INV).

A Fig. 4.21 exibe a distribuição das tensões verticais, podendo observar-se que neste caso, a área traccionada é significativamente maior do que nos casos anteriores. Observando a face de montante (à esquerda) pode concluir-se que o aumento da abertura não traz benefícios uma vez que é acompanhado pelo aumento das tensões de tracção podendo estas atingir valores 1,2 MPa e 1,6 MPa, possibilitando a ocorrência de fissuração. Assim, a adopção da viga de travamento, apresenta-se como a melhor solução uma vez que, não só reduz a área traccionada como também reduz o valor dessas tracções que se passam a estar limitadas a 0,4 MPa.

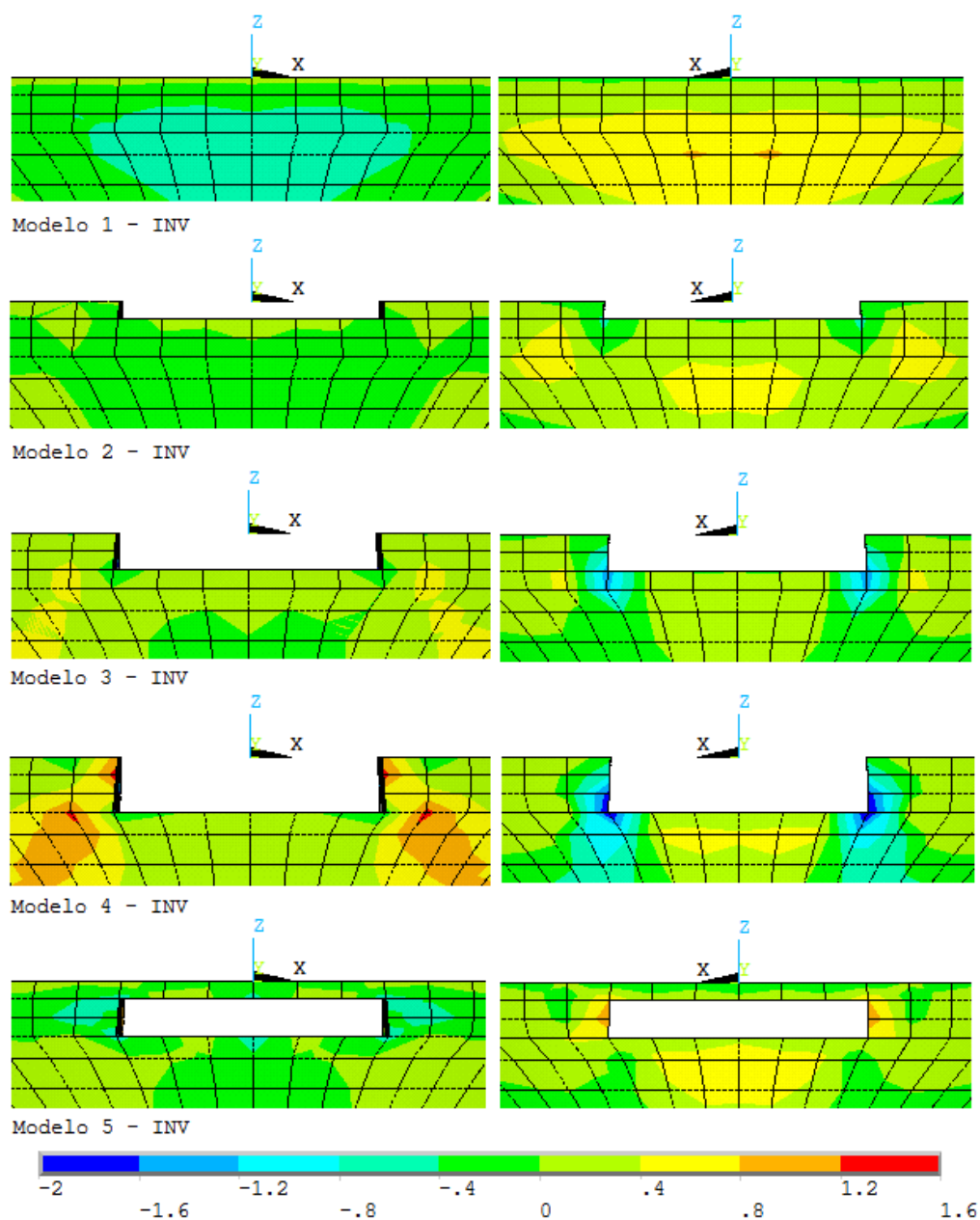


Fig.4.21 - Tensões normais na direcção das consolas em torno do descarregador (INV).

Ao nível do paramento de jusante (à direita) pode verificar-se que a máxima ocorrência de tracções está relacionada com o Modelo 1. O aumento da dimensão do descarregador contribui para a diminuição das tensões de tracção, que gradualmente, se vão convertendo em tensões de compressão, principalmente junto dos vértices inferiores da abertura. Neste caso a introdução da viga surte um efeito contrário ao registado no paramento de montante, i.e., promove o aumento das tensões de tracção.

4.6. COMENTÁRIOS FINAIS

Os resultados aqui obtidos revestem-se de grande relevância não só pelas diferentes naturezas das acções que actuam sobre a estrutura mas também pelo seu carácter de permanência.

Assim, recorrendo às representações gráficas constantes no Anexo A pode concluir-se que o comportamento da estrutura é aproximadamente simétrico, o que seria de esperar atendendo à geometria. Constata-se também que a estrutura não apresenta grande sensibilidade à variação da profundidade da abertura (pelo menos para os valores considerados) tanto em termos globais como locais, merecendo particular evidência o comportamento junto à fundação.

A ocorrência de tracções no paramento de montante é devida essencialmente às hipóteses de cálculo 1 e 4. Estando a primeira hipótese associada à actuação isolada do peso próprio, não deverão surgir grandes problemas uma vez que, por um lado, o valor da tracção instalada é sempre inferior a 0,5 MPa e por outro esta situação de carga só irá ocorrer durante a fase de construção, sendo que após o enchimento da albufeira o efeito da pressão hidrostática terá um papel favorável à ocorrência de compressões nessa região. As tracções devidas à hipótese 4 ocorrem apenas nos modelos 3 e 4, não sendo contudo relevantes, uma vez que o seu valor máximo que se verifica é, tal como no caso anterior, da ordem dos 0,5 MPa, não sendo por isso ultrapassado o valor especificado para a resistência do betão à tracção. Ao nível do paramento de jusante, a ocorrência de tracções é também devida à última hipótese de cálculo, tendo-se verificado neste caso o valor de 0,78 MPa, sendo portanto, também inferior ao valor máximo estipulado para a resistência à tracção do material.

Relativamente à inclusão da viga de travamento no designado Modelo 5, verificou-se que o acréscimo de rigidez providenciado por esse elemento impõe um comportamento praticamente idêntico ao apresentado pelo Modelo 3 (com abertura idêntica) na generalidade dos casos, reflectindo-se portanto num comportamento intermédio. Desta forma, tendo as aberturas dos modelos referidos dimensões semelhantes e ocupando posições diferentes, a semelhança de comportamento evidenciada pelas duas soluções poderá em princípio sugerir que o comportamento da estrutura dependerá principalmente da dimensão da abertura e não tanto da posição que esta ocupa na região analisada.

Resulta portanto desta análise que, em princípio, qualquer uma das propostas analisadas poderá reunir as condições necessárias a um correcto comportamento em serviço.

4.7. REFERÊNCIAS

- [1] Energias de Portugal, S.A., *Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor*, Memória de Cálculo
- [2] Army Corps of Engineers, (1994), *Arch Dam Design – Engineer Manual N.º1110-2-2001*, Department of the U. S. Army Corps of Engineers, Washington

5

ANÁLISE DINÂMICA

5.1. GENERALIDADES

O problema da análise e projecto de uma barragem, pela sua dimensão e custos que lhe estão associados, impõe uma rigorosa avaliação do comportamento da estrutura ao longo de toda a sua vida. Apesar de este tipo de estruturas estar, na grande maioria do seu tempo de serviço, sujeito a acções de carácter permanente, a ocorrência não prevista de um sismo poderia deitar por terra todos os resultados provenientes de uma análise de carácter apenas estático, comprometendo seriamente a segurança da estrutura. Considerando a quantidade de água armazenada na albufeira, a onda de cheia provocada pela rotura da estrutura que a retém, poderia assumir proporções tão elevadas, que os prejuízos ocorridos a jusante, seriam certamente inestimáveis, a todos os níveis.

Assim, o propósito deste capítulo é justamente a análise dinâmica das várias soluções adoptadas para este estudo perante acções sísmicas. Nesse contexto, na secção 5.2 será sumariamente introduzido o conceito de sismo e respectiva nomenclatura. Na secção 5.3, será introduzida a análise dinâmica de um oscilador de um grau de liberdade, sendo para isso definida a equação fundamental da dinâmica. Serão também efectuadas as considerações mais relevantes no caso da introdução dos efeitos sísmicos nesse mesmo oscilador. Na secção 5.4, será analisada a resposta sísmica de um oscilador com n graus de liberdade, sendo para isso introduzida a equação de equilíbrio dinâmico para este tipo de sistemas. Far-se-á uma incursão pelo Método da Sobreposição Modal, na qual se evidenciarão, as vantagens da utilização das equações de equilíbrio dinâmico desligadas, sendo também referidas as principais propriedades e conceitos associados ao método. A secção 5.5 será dedicada à introdução do conceito de espectro de reposta regulamentar e respectiva filosofia de utilização. No final serão abordados os métodos de combinação dos modos, visando a obtenção das respostas máximas de cada um dos modelos em estudo. Na secção 5.6 são abordadas as hipóteses consideradas para o cálculo, nomeadamente o tipo de acção sísmica adoptada, bem como os níveis considerados para a altura de água na albufeira e a respectiva técnica de simulação do efeito das pressões hidrodinâmicas. Na secção 5.7, serão analisados e discutidos os resultados provenientes da análise modal, nomeadamente frequências e modos próprios de vibração. A secção 5.8 destina-se à análise da resposta da estrutura à acção sísmica, sendo aí apresentados e comentados os valores dos deslocamentos e tensões resultantes do cálculo. Adiante, será efectuada na secção 5.9, uma análise comparativa dos resultados obtidos para cada um dos modelos em função das hipóteses de cálculo consideradas. A secção 5.10 destina-se à conjugação dos resultados das acções estática e dinâmica, ficando reservados à secção 5.11 os comentários finais.

5.2. O CONCEITO DE SISMO

De uma forma simples, um sismo não é mais do que um fenómeno de vibração brusca com origem na crosta terrestre. A origem deste tipo de fenómenos dá-se geralmente na fronteira entre duas placas tectónicas adjacentes e que, segundo a teoria da deriva dos continentes estabelecida por Wegner em 1912, se encontram em movimento contínuo e lento. A lenta evolução dos deslocamentos relativos entre placas tectónicas vai sendo acompanhada pela introdução gradual de tensões no material sólido que as constitui. A baixa ductilidade do material rocha promove a introdução de elevados níveis de tensão à custa de deformações praticamente imperceptíveis. A partir de determinado ponto, a grandeza das tensões instaladas é tal, que o material esgota a sua capacidade resistente, o que conduz naturalmente à rotura do mesmo. Sendo a deformação muito baixa em face do estado de tensão, facilmente se conclui que a rotura será do tipo frágil, conduzindo por isso à libertação instantânea de uma grande quantidade de energia. A energia libertada propaga-se então pela crosta terrestre sob a forma de ondas e em todas as direcções, gerando assim o sismo. Ao ponto no interior da terra onde se dá a rotura, chama-se habitualmente hipocentro (ou foco), sendo o epicentro o ponto situado à superfície e directamente acima do anterior.

Refira-se no entanto, que para além dos sismos que ocorrem junto das fronteiras das placas tectónicas (sismos inter-placas), outros há que se verificam ao longo das discontinuidades geotectónicas (falhas activas) no interior da placa tectónica. Estes são os designados sismos intra-placas ou sismos próximos.

A quantificação da acção sísmica, pode ser feita de forma qualitativa, através dos danos introduzidos sendo para isso utilizada a escala de Mercalli (1902) que permite classificar o sismo em termos da sua intensidade. Por outro lado e de uma forma mais quantitativa, a classificação do sismo pode ser efectuada pela respectiva magnitude recorrendo à escala aberta de Richter (1935), que permite avaliar a energia libertada pelo terramoto.

Os registos da ocorrência de sismos são normalmente feitos através da utilização de sismógrafos que permitem o registo gráfico dos movimentos da crosta terrestre e respectivas acelerações ao longo do tempo, constituindo assim os acelerogramas. No contexto da análise de estruturas de engenharia civil, este tipo de representação gráfica assume particular relevo uma vez que a partir dos registos presentes nos acelerogramas relativos a uma dada região, é possível perceber os efeitos que a ocorrência de um eventual sismo poderá ter sobre as estruturas aí construídas.

5.3. ANÁLISE DINÂMICA DE UM OSCILADOR DE 1 GRAU DE LIBERDADE

No que se segue, será efectuada uma sucinta referência ao estudo dinâmico dos sistemas de 1 grau de liberdade (GDL), sendo apenas focados os aspectos essenciais.

5.3.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

A equação fundamental que traduz o equilíbrio dinâmico de um oscilador de 1 grau de liberdade (GDL) (Fig 5.1) é dada pela expressão (5.1)

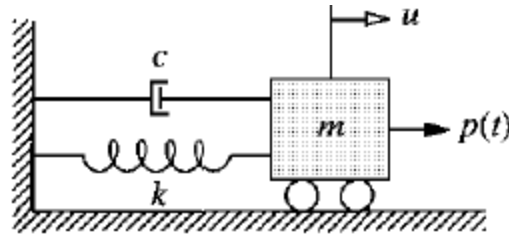


Fig.5.1 – Equilíbrio dinâmico de um oscilador de 1 GDL. [1]

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (5.1)$$

onde:

m – massa do oscilador;

c – amortecimento;

k - rigidez da mola;

$p(t)$ – força exterior aplicada;

$\ddot{u}$ – aceleração;

$\dot{u}$ - velocidade;

u - deslocamento

5.3.2. EFEITO DA ACÇÃO SÍSMICA

Submetendo o oscilador a uma acção sísmica e conhecendo a lei de movimento do terreno, o objectivo é determinar a resposta da estrutura. Assim a equação do movimento (5.1) passa a ter o aspecto seguinte (5.2):

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0 \quad (5.2)$$

onde

$$u^t = u + u_g \quad (5.3)$$

sendo

u^t – deslocamento total;

u – deslocamento relativo;

u_g – deslocamento do terreno

O movimento sísmico origina uma resposta dinâmica, porque as forças de inércia dependem do deslocamento total e as forças elásticas e de amortecimento dependem do movimento relativo. [2]

Substituindo (5.3) em (5.2), obtém-se

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (5.4)$$

Pode então concluir-se que a força sísmica é dada por (5.5).

$$p_{\text{eff}} = -m\ddot{u}_g \quad (5.5)$$

A incógnita do problema é a aceleração, pelo que conhecendo os registos dos acelerogramas torna-se possível resolver a equação (5.4), por exemplo por métodos de integração directa. [2].

No contexto da análise de estruturas, o objectivo é determinar a resposta máxima do oscilador, i.e., o deslocamento máximo e com isso determinar o esforço correspondente.

A expressão (5.4) se dividida pela massa (m) em ambos os membros transforma-se em:

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = -\ddot{u}_g \quad (5.6)$$

onde :

$$\frac{c}{m} = 2 \cdot \xi \cdot \omega \quad (5.7)$$

e

$$\frac{k}{m} = \omega^2 \quad (5.8)$$

Na expressão (5.7) ξ é o coeficiente de amortecimento e ω a frequência natural do sistema. A substituição das expressões (5.7) e (5.8) em (5.6) resulta em:

$$\ddot{u} + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g \quad (5.9)$$

Sendo os espectros de resposta com interesse para a análise estrutural representados por curvas do tipo $S_a(f, \xi)$ e conhecendo a frequência torna-se então possível determinar a resposta máxima.

5.4. ANÁLISE DINÂMICA DE UM SISTEMA DE N GRAUS DE LIBERDADE

Numa tentativa de aproximar os conceitos do presente tipo de análise, ao tipo de estrutura alvo deste trabalho, serão adiante desenvolvidos os aspectos essenciais da análise dinâmica de sistemas de n GDL.

5.4.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Num sistema composto por n GDL (Fig.5.2) a solução dependerá também de n parâmetros, vindo a respectiva equação de equilíbrio dinâmico dada por (5.10).

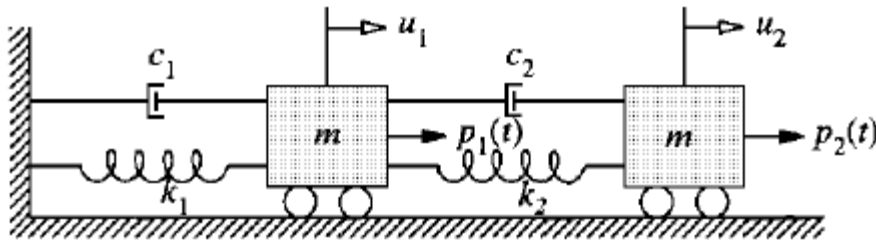


Fig.5.2 – Equilíbrio dinâmico de um sistema de n GDL. [1]

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{p(t)\} \quad (5.10)$$

onde

$[M]$ – matriz de massa;

$[C]$ – matriz de amortecimento;

$[K]$ – matriz de rigidez;

$\{\ddot{u}\}$ – vector das acelerações;

$\{\dot{u}\}$ – vector das velocidades;

$\{u\}$ – vector dos deslocamentos;

$\{p(t)\}$ – vector das forças exteriores aplicadas.

As matrizes de massa, amortecimento e rigidez, foram definidas no Capítulo 2 a propósito do Método dos Elementos Finitos (MEF).

Considerando agora o presente sistema em vibração livre e desprezando o amortecimento, a equação (5.10) surge com o seguinte aspecto:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}^t\} + [K] \cdot \{u\} = \{0\} \quad (5.11)$$

Admitindo uma variação sinusoidal do deslocamento da estrutura $\{u\}$ ao longo do tempo e definindo um parâmetro caracterizador da forma dessa deformada e independente do tempo $\{\Phi\}$, a deformada da estrutura pode então ser avaliada pela expressão (5.12). [2]

$$\{u\} = \{\Phi\} \cdot \text{sen}(\omega \cdot t) \quad (5.12)$$

onde

$$\{\Phi\} = \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \vdots \\ \phi_n \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

com

Φ_n – contribuição do enésimo modo de vibração para a deformada total.

Derivando duas vezes a expressão (5.12) em ordem ao tempo:

$$\{\ddot{u}\} = -\omega^2 \{\Phi\} \cdot \text{sen}(\omega \cdot t) \quad (5.14)$$

Substituindo em (5.11) as expressões (5.12) e (5.14) obtém-se o seguinte sistema de equações:

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{\Phi\} = \{0\} \quad (5.15)$$

A expressão (5.15) refere-se a um problema de valores próprios (ω^2), correspondentes às frequências e vectores próprios ($\{\Phi\}$) associados aos modos de vibração. Assim, a determinação das frequências de vibração é feita anulando o determinante do sistema em (5.15), ou seja:

$$\det([K] - \omega^2 \cdot [M]) = \{0\} \quad (5.16)$$

Verifica-se portanto que, sendo n o numero de graus de liberdade da estrutura, existirão n frequências de vibração, bem como n modos próprios de vibração (5.17).

$$([K] - \omega_n^2 \cdot [M]) \cdot \{\phi_n\} = \{0\} \quad (5.17)$$

Uma vez obtidas as n frequências de vibração, a determinação dos respectivos modos próprios pode ser feita através de uma solução particular, que poderá ser obtida fazendo unitária a norma do vector $\{\Phi_n\}$ ou simplesmente uma das componentes desse vector.

Determinados os modos de vibração, afigura-se conveniente referir uma importante propriedade que lhes está associada, a propriedade de Ortogonalidade dos Modos. Considerando dois modos de vibração $\{\Phi_m\}$ e $\{\Phi_n\}$ e da mesma forma, duas frequências ω_m e ω_n e transformando a expressão (5.17) obtém-se:

$$[K] \cdot \{\phi_m\} = \omega_m^2 \cdot [M] \cdot \{\phi_m\} \quad (5.18)$$

$$[K] \cdot \{\phi_n\} = \omega_n^2 \cdot [M] \cdot \{\phi_n\} \quad (5.19)$$

A aplicação do Teorema de Betti [2], assumindo que $\omega_m^2 \neq \omega_n^2$, bem como $m \neq n$, obtém-se:

$$\{\phi_n^T\} \cdot [M] \cdot \{\phi_m\} = 0 \quad (5.20)$$

$$\{\phi_n^T\} \cdot [K] \cdot \{\phi_m\} = 0 \quad (5.21)$$

As expressões (5.20) e (5.21), correspondem justamente às condições de ortogonalidade dos modos de vibração relativamente à matriz de massa e à matriz de rigidez respectivamente.

5.4.2. MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL

Para além da caracterização através das componentes do vector de deslocamento, a deformada de uma estrutura com n GDL pode também ser caracterizada pela combinação dos n modos próprios de vibração (Fig. 5.3), que passam a constituir a base de um espaço vectorial designado por espaço modal.[2]

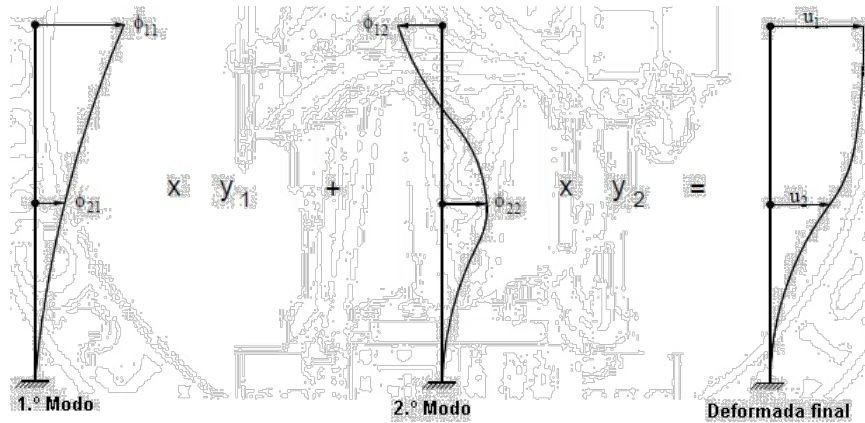


Fig.5.3 – Representação esquemática do Método da Sobreposição Modal (adaptado de [2]).

Atentando na figura anterior, poder-se-á escrever:

$$\{u\} = \sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \cdot y_i \quad (5.22)$$

Na expressão anterior, y_i é a designada coordenada modal, caracterizadora da deformada i .

5.4.2.1. Equações de Equilíbrio Desligadas Sem Amortecimento

A consideração das equações de equilíbrio desligadas introduz no problema uma importante simplificação, dado que, deixa de ter-se um sistema com n equações e n incógnitas, reduzindo-se este simplesmente a um sistema de n equações de apenas uma incógnita.

Considerando a expressão (5.10) e eliminando desta a parcela relativa ao amortecimento obtém-se:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{p(t)\} \quad (5.23)$$

Considerando a expressão (5.22) e sabendo que daí decorre que:

$$\{\ddot{u}\} = \sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \cdot \ddot{y}_i \quad (5.24)$$

Substituindo então (5.22) e (5.24) em (5.23) tem-se:

$$[M] \left(\sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \cdot \ddot{y}_i \right) + [K] \left(\sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \cdot y_i \right) = \{p(t)\} \quad (5.25)$$

Multiplicando ambos os membros de (5.25) por Φ_n^T e desenvolvendo os somatórios obtém-se

$$\{\phi_n^T\} \cdot [M] \cdot \{\phi_n\} \cdot \ddot{y}_n + \{\phi_n^T\} \cdot [K] \cdot \{\phi_n\} \cdot y_n = \{\phi_n^T\} \cdot \{p(t)\} \quad (5.26)$$

ou

$$M_n \cdot \ddot{y}_n + K_n \cdot y_n = P_n \quad (5.27)$$

Sendo M_n , K_n e P_n a massa generalizada para o modo n , a rigidez generalizada para o modo n e a força generalizada para o modo n por essa mesma ordem.

Verifica-se portanto ser y_n a única incógnita da equação. Desta forma, determinando o valor da coordenada modal para cada uma das n equações, torna-se possível determinar a deformada resultante por meio da aplicação de (5.22).

A frequência de vibração do modo n , pode ser obtida multiplicando (5.19) por $\{\Phi_n\}^T$ e resolvendo em ordem a ω_n obtendo-se:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_n}{M_n}} \quad (5.28)$$

Verifica-se ainda que é suficiente estender o somatório apenas aos p primeiros modos de vibração ($p \ll n$) sem perda significativa de precisão, o que confere grande vantagem a este método. [3]

5.4.2.2. Equações de Equilíbrio Desligadas Com Amortecimento

Para a consideração dos efeitos do amortecimento, há apenas que acrescentar aos conceitos desenvolvidos no ponto anterior, relativos à massa e à rigidez, os elementos relativos ao amortecimento. Desta forma, é também válida a condição de ortogonalidade dos modos de vibração em relação ao amortecimento (5.29), bem como o conceito de amortecimento generalizado do modo n (5.30)

$$\{\phi_n^T\} \cdot [C] \cdot \{\phi_m\} = 0 \quad (5.29)$$

$$C_m = \{\phi_n^T\} \cdot [C] \cdot \{\phi_n\} \quad (5.30)$$

A equação (5.27) passa então a ter o aspecto seguinte:

$$M_n \cdot \ddot{y}_n + C_n \cdot \dot{y}_n + K_n \cdot y_n = P_n \quad (5.31)$$

5.4.3. EFEITO DA ACÇÃO SÍSMICA

A equação de equilíbrio dinâmico para um sistema de n GDL sujeito à acção sísmica, parte da generalização da eq. (5.2) obtendo-se:

$$[M]\{\ddot{u}^t\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (5.32)$$

onde e tal como no caso do oscilador de 1 GDL:

$$\{u^t\} = \{u\} + \{u_g\} \quad (5.33)$$

$\{u^t\}$ – vector de deslocamento total;

$\{u\}$ – vector de deslocamento relativo;

$\{u_g\}$ – vector de deslocamento do terreno.

Tendo em atenção que o movimento do terreno se dá segundo um vector $\{u_g\}$ caracterizado por três componentes paralelas a outras tantas direcções ortogonais, o efeito da contribuição de cada uma dessas componentes deverá ser devidamente ponderado. Para tal, estabelece-se que:

$$\{u^t\} = \{u\} + \{1\} \cdot u_g \quad (5.34)$$

e consequentemente:

$$\{\ddot{u}^t\} = \{\ddot{u}\} + \{1\} \cdot \ddot{u}_g \quad (5.35)$$

onde em ambas as expressões anteriores, $\{1\}$ é um vector de termos unitários associados às três direcções ortogonais e u_g caracteriza a intensidade da direcção do movimento do terreno na direcção considerada [3].

A eq. (5.32) pode então escrever-se da seguinte forma:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = -[M] \cdot \{1\} \cdot \ddot{u}_g \quad (5.36)$$

em que o segundo membro pode ser encarado como a acção dinâmica introduzida pelo sismo.

De acordo com o Método da Sobreposição Modal, a equação de equilíbrio dinâmico associada ao modo de vibração n é:

$$M_n \cdot \ddot{y}_n + C_n \cdot \dot{y}_n + K_n \cdot y_n = P_n^{\text{eff}} \quad (5.37)$$

onde

$$P_n^{\text{eff}} = \{\phi_n\}^T \cdot [M] \cdot \{1\} \cdot \ddot{u}_g \quad (5.38)$$

com

$$L_n = \{\phi_n\}^T \cdot [M] \cdot \{1\} \quad (5.39)$$

sendo L_n o factor modal de excitação sísmica.

Mantendo-se válidas as relações (5.7) e (5.8) e dividindo pela massa generalizada associada ao modo n (M_n), ambos os membros de (5.37), depois de afectada pelas transformações (5.38) e (5.39) obtém-se:

$$\ddot{y}_n + 2 \cdot \xi_n \cdot \omega_n \cdot \dot{y}_n + \omega_n^2 \cdot y_n = -\frac{L_n}{M_n} \times \ddot{u}_g \quad (5.40)$$

onde:

$$F_m = \frac{L_n}{M_n} \quad (5.41)$$

Na eq. (5.40), ξ_n designa o coeficiente de amortecimento associado ao modo n enquanto em (5.41), F_m é o designado Factor de Participação Modal que determina a grandeza da contribuição do modo de vibração n na deformada total da estrutura.

Desta forma, a partir do espectro de resposta ($S_d(\omega_n, \xi_n)$), o valor máximo da coordenada modal y_n será dado por:

$$y_n = F_m \cdot S_d(\omega_n, \xi_n) \quad (5.42)$$

5.5. ESPECTROS DE RESPOSTA REGULAMENTARES

Em termos regulamentares, a determinação da resposta máxima de uma estrutura sujeita à acção sísmica deverá ser efectuada de acordo com o disposto no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP). Para tal o RSAEEP, procede à divisão do território nacional em quatro zonas sísmicas (A, B, C e D), bem como à diferenciação de três tipos de terreno (I, II, III) [4].

A quantificação da acção dos sismos é então efectuada tendo por base os espectros de resposta presentes no Anexo III desse regulamento e que fornecem, em termos de acelerações totais máximas, a resposta máxima da estrutura sujeita à acção de um sismo ocorrido na região correspondente. Os espectros de resposta do RSAEEP (Fig. 5.4) estão definidos apenas para a zona sísmica A, sendo que a obtenção dos espectros relativos às restantes zonas é conseguida à custa da afectação dos primeiros pelo designado coeficiente de sismicidade (α) associado à zona em causa. Para além disso, são ainda definidos dois espectros por cada zona sísmica e tipo de terreno. Tal justifica-se pela necessidade imposta pelo regulamento, de proceder à análise de dois tipos de acção sísmica, estando a acção sísmica tipo 1 associada a sismos de magnitude moderada ocorrendo a pequena distancia e a acção sísmica tipo 2 associada a sismos de magnitude elevada ocorrendo a maior distancia.

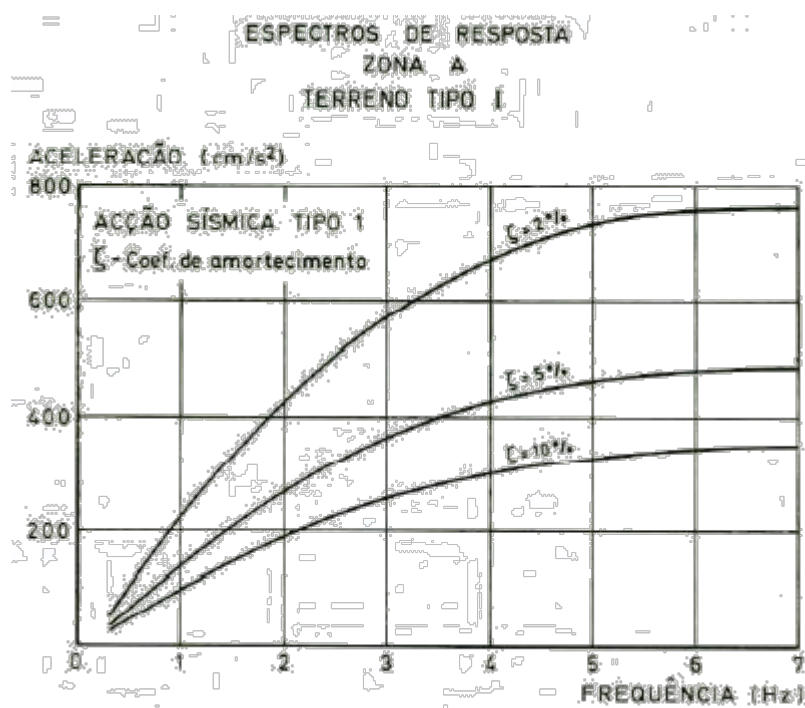


Fig.5.4 – Exemplo de um espectro de resposta do RSAEEP [4].

Em engenharia sísmica, o deslocamento $u_{\text{máx}}$ é designado por deslocamento relativo espectral, $S_d(\xi, f)$, podendo ser obtido de $S_a(\xi, f)$ a partir da relação [3]:

$$S_d(\xi, f) = u_{\text{máx}} = \frac{S_a(f, \xi)}{\omega^2} \quad (5.43)$$

Atendendo ao atrás disposto e às relações (5.42) e (5.43), obtém-se para uma dada zona sísmica, uma resposta máxima dada por:

$$y_{n,\text{máx}} = \frac{F_m}{\omega_n^2} \times S_a(f_n, \xi_n) \cdot \alpha \quad (5.44)$$

onde α é o coeficiente de sismicidade e

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad (5.45)$$

A determinação da resposta máxima da estrutura associada ao modo de vibração n ($\{\Phi_n\}$), é então obtida pela multiplicação de (5.44) pelo referido modo, sendo a partir daí determinados os deslocamentos e tensões instalados na estrutura, em correspondência com esse modo.

O valor da resposta máxima não deverá ser obtido pela soma directa das máximas respostas modais uma vez que é pouco provável que esses máximos ocorram em simultâneo. Assim, o RSAEEP propõe a determinação da resposta total máxima através da combinação dessas respostas.

O processo mais correntemente adoptado para a determinação da resposta da estrutura à acção conjunta das várias componentes do movimento é a designada Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (RQSQ) (5.46).

$$u_{\text{máx}} = \sqrt{u_{1,\text{máx}}^2 + u_{2,\text{máx}}^2 + \dots + u_{n,\text{máx}}^2} \quad (5.46)$$

De acordo com [2] e [3], este método é apenas aplicável se as várias frequências de vibração estiverem suficientemente afastadas i.e., se a relação entre duas quaisquer frequências estiver fora do intervalo 0,67 a 1,5.

Caso a relação entre as frequências não verifique a condição atrás referida e sendo estas demasiado próximas em determinadas bandas e mais afastadas noutras, os efeitos máximos associados à gama de frequências mais próximas poderão ocorrer em simultâneo. Desta forma, é conveniente proceder à soma dos efeitos provocados pelas componentes localizadas na banda de frequências mais próximas sendo estes posteriormente tratados como um resultado independente. Desta forma, a eq. (5.46), passará a escrever-se:

$$u_{\text{máx}} = \sqrt{u_{1,\text{máx}}^2 + (u_{2,\text{máx}} + u_{3,\text{máx}} + u_{4,\text{máx}})^2 + u_{5,\text{máx}}^2 \dots + u_{n,\text{máx}}^2} \quad (5.47)$$

onde f_2 , f_3 e f_4 são frequências demasiado próximas. [2]

O RSAEEP prevê como alternativa um outro método de combinação que apresenta a vantagem de ser válido para qualquer gama de frequências, sendo portanto válida quando os restantes métodos não o são Trata-se da Combinação Quadrática Completa (CQC) (5.48).

$$u_{\text{máx}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n u_{i,\text{máx}} \cdot q_{ij} \cdot u_{j,\text{máx}}} \quad (5.48)$$

onde q_{ij} é o coeficiente de correlação dado por:

$$q_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 (1+r)^2 \cdot r} \quad (5.49)$$

com:

$$r = \frac{\omega_i}{\omega_j} \quad (5.50)$$

5.6. HIPÓTESES DE CÁLCULO

Uma vez que este estudo visa apenas a avaliação do comportamento da barragem em condições de serviço, a análise dinâmica e sísmica das várias soluções alternativas consideradas nesta tese, foi feita tendo apenas em conta o Sismo Base de Projecto (SBP). Neste contexto e de acordo com [5], o SBP é definido como o sismo com a probabilidade de 50% de ser igualado ou excedido num período de 100 anos, o que corresponde a um período de retorno de 144 anos. Note-se que, apesar da definição de SBP, é recomendável que perante uma eventual ocorrência, a estrutura apresente um comportamento linear, mantendo-se portanto totalmente operacional para um sismo com probabilidade de ocorrência de 10% em 100 anos, o que corresponde neste caso a um período de retorno de 949 anos [6]. Assim, a este sismo corresponde uma aceleração de pico igual a 0,084 g [7] sendo definido segundo o RSAEEP como um sismo próximo ocorrendo num terreno tipo I pertencente à zona D.

A análise foi efectuada tendo por base duas situações limite, a saber: albufeira vazia e albufeira cheia, estando neste caso a água à cota do nível de pleno armazenamento (NPA). A consideração do efeito hidrodinâmico provocado pela albufeira foi efectuada de forma simplificada através do conceito de massas adicionais de Westergaard (5.51) e segundo o qual se considera um conjunto fictício de massas de água associado ao paramento de montante da barragem e que vibram em conjunto com este [7].

$$P(z) = \frac{7}{8} \times \rho_w \sqrt{H \cdot z} \times \ddot{u}_g \quad (5.51)$$

onde:

ρ_w – massa específica da água (1000kg/m³);

H – profundidade da albufeira (m);

Z – distancia medida na vertical desde a superfície da albufeira (m);

$\ddot{u}_g$ – movimento sísmico na direcção montante-jusante.

Tanto para o caso da albufeira vazia, como para a situação de água à cota do NPA, foi inicialmente efectuada uma análise modal, da qual se extraíram os primeiros 10 modos de vibração e respectivas frequências. Uma vez obtidas essas frequências foi efectuada nova análise, tendo agora por base o espectro de resposta regulamentar e do qual se extraíram as tensões e deslocamentos da estrutura.

5.7. ANÁLISE DAS FREQUÊNCIAS E MODOS PRÓPRIOS DE VIBRAÇÃO

Adoptando uma estratégia semelhante à considerada no capítulo anterior, será também aqui efectuada uma análise individual para cada modelo, contemplando em cada caso as duas soluções consideradas para a albufeira. Os dados obtidos serão representados sobre a forma de quadros contendo as frequências de vibração, os factores de participação modal e o tipo de deformada produzida por cada modo (AS – anti-simetrica; S – simétrica). No Anexo B, são apresentadas as configurações da deformação dos 5 modelos estruturais para os primeiros 5 modos de vibração.

5.7.1. MODELO 1

Como seria de esperar, as frequências (Quadro5.1) mais elevadas foram obtidas para a situação de albufeira vazia. Tal é devidamente justificado em face da menor massa associada a essa situação mantendo-se a rigidez inalterada, podendo desde já prever-se que esta constatação se aplicará aos casos seguintes. Em termos de modos de vibração, pode verificar-se que tanto para a situação de albufeira vazia como para o caso de albufeira cheia, os modos de vibração associados à frequência fundamental são anti-simetricos. Para além disso, a sequência do tipo de modos de vibração é também idêntica em ambos os casos sendo feita a excepção para o caso do 10.º modo, cuja forma é anti-simétrica para a hipótese de albufeira vazia e simétrica para o caso de albufeira cheia.

Em relação às componentes de deslocamento, verifica-se em ambos os casos que os modos associados à frequência fundamental apresentam deslocamentos essencialmente na direcção transversal ao rio. Verifica-se também que estando a albufeira vazia, os valores dos factores de participação modal na direcção vertical são máximos em termos absolutos, relativamente às restantes direcções para o 6.º e 10.º modo de vibração, o que significa que a componente do movimento é essencialmente dirigida segundo o eixo OZ. Para a hipótese de albufeira cheia, tal ocorre para os mesmos modos e ainda para o 9.º. No entanto, e em termos genéricos, pode afirmar-se que os deslocamentos são essencialmente horizontais, estando as máximas componentes dos deslocamentos geralmente associadas à direcção

montante-jusante, como se pode verificar pelos elevados factores de participação modal associados ao 2.º modo de vibração, particularmente se for considerada a albufeira cheia.

Quadro 5.1. – Frequências e factores de participação modal (Modelo 1).

			Albufeira vazia			Albufeira cheia				
Modo	F (Hz)	Tipo	Factores de participação modal			F (Hz)	Tipo	Factores de participação moda		
			OX	OY	OZ			OX	OY	OZ
1	2.74	AS	1.59	0.10	0.05	1.76	AS	5.72	0.75	0.40
2	2.89	S	-0.02	2.20	0.47	1.79	S	-0.34	8.73	3.41
3	3.54	S	0.01	1.01	0.23	2.35	S	0.04	3.10	1.45
4	4.22	AS	-0.32	0.01	0.00	2.85	AS	-1.06	0.04	0.01
5	4.98	S	0.01	0.14	-0.03	3.41	S	0.02	0.48	-0.04
6	5.61	S	-0.01	-0.33	-0.44	3.69	S	-0.03	-0.92	-1.53
7	5.77	AS	-0.26	0.01	0.01	3.79	AS	2.72	-0.06	-0.01
8	6.04	AS	-0.63	0.01	0.00	4.01	AS	0.26	0.01	-0.01
9	6.61	S	0.00	0.07	-0.03	4.48	S	-0.02	-1.00	1.71
10	7.13	AS	-0.07	-0.17	0.44	4.61	S	-0.01	0.03	0.30

5.7.2. MODELO 2

Neste caso (Quadro 5.2), a ordem pela qual surgem as formas dos modos de vibração é correspondente para ambas as hipóteses de cálculo até à 5.ª frequência, sendo também neste caso anti-simétrica para a frequência fundamental. Refira-se que para a hipótese de albufeira cheia, se verifica que as formas dos modos estão em correspondência com as obtidas no modelo anterior.

A análise dos deslocamentos associados a cada um dos modos de vibração mostra que também neste caso, prevalecem as componentes de deslocamento segundo o eixo OX no que se refere às frequências naturais. As componentes verticais surgem agora associadas aos modos 6 e 7 para a situação de albufeira vazia e aos modos 6, 7, 9 e 10 para a situação de albufeira cheia.

Ainda assim, pode também neste caso concluir-se que o movimento se dá essencialmente na direcção OY, uma vez que é segundo o eixo correspondente que ocorrem os maiores factores de participação.

Quadro 5.2. – Frequências e factores de participação modal (Modelo 2).

			Albufeira vazia						Albufeira cheia		
Modo	F (Hz)	Tipo	Factores de participação modal			F (Hz)	Tipo	Factores de participação moda			
			OX	OY	OZ			OX	OY	OZ	
1	2.77	AS	1.56	0.15	0.05	1.77	AS	5.63	0.94	0.47	
2	2.99	S	-0.05	2.21	0.50	1.82	S	-0.44	8.68	3.47	
3	3.53	S	0.01	0.81	0.15	2.34	S	0.02	2.72	1.19	
4	4.27	AS	0.28	0.02	0.02	2.87	AS	0.97	0.02	0.04	
5	5.02	S	0.01	0.23	0.05	3.42	S	0.05	0.69	0.25	
6	5.78	AS	0.27	-0.18	-0.30	3.78	S	0.52	-0.78	-1.56	
7	5.84	AS	-0.28	-0.19	-0.35	3.80	AS	-2.64	-0.10	-0.32	
8	6.13	AS	-0.56	0.03	0.04	4.04	AS	-0.47	0.03	0.11	
9	6.68	S	0.04	0.07	0.06	4.51	S	-0.02	-1.04	1.62	
10	7.19	AS	-0.17	-0.01	0.05	4.62	S	0.11	0.12	0.22	

5.7.3. MODELO 3

A análise do Quadro 5.3 mostra mais uma vez que a sequência das deformadas se mantém em conformidade com o que se observou nos modelos anteriores até à 5.^a frequência. Comparando a sequência das deformadas, para os dois níveis da albufeira, constata-se que estas diferem apenas no último modo de vibração.

As componentes de deslocamento associadas ao primeiro modo são mais uma vez dirigidas segundo OX. Em ambos os casos, os modos 7 e 9, apresentam componentes essencialmente verticais, podendo concluir-se que os deslocamentos serão essencialmente horizontais, sendo no entanto algo repartidos entre a direcção montante-jusante e a respectiva transversal, sendo que a primeira direcção é dominante uma vez que possui os maiores factores de participação.

Quadro 5.3. – Frequências e factores de participação modal (Modelo 3).

Modo	F (Hz)	Tipo	Albufeira vazia			F (Hz)	Tipo	Albufeira cheia		
			Factores de participação modal					Factores de participação moda		
			OX	OY	OZ			OX	OY	OZ
1	2.79	AS	1.52	0.20	0.06	1.79	AS	5.49	1.04	0.51
2	3.07	S	-0.07	2.24	0.51	1.87	S	-0.48	8.57	3.54
3	3.52	S	0.00	0.50	0.04	2.33	S	0.01	2.10	0.81
4	4.30	AS	0.26	0.05	0.03	2.89	AS	0.85	0.10	0.09
5	5.02	S	0.01	0.30	0.11	3.42	S	0.08	0.86	0.48
6	5.80	AS	0.42	-0.07	-0.10	3.80	AS	2.62	-0.11	-0.11
7	6.03	S	-0.26	-0.17	-0.41	3.94	S	-0.29	-0.55	-1.57
8	6.21	AS	0.46	-0.07	-0.17	4.09	AS	0.65	-0.09	-0.38
9	6.74	S	0.08	0.07	0.16	4.56	S	0.06	-0.97	1.47
10	7.12	AS	-0.19	0.00	0.03	4.62	S	0.21	0.51	-0.24

5.7.4. MODELO 4

O Modelo 4 (Quadro 5.4) apresenta mais uma vez até ao 5.^o modo um comportamento semelhante ao já observado para os modelos anteriores. No confronto entre as duas hipóteses para o nível da albufeira, verifica-se que só no 7.^o modo é que surgem divergências sendo a deformada simétrica para a consideração da albufeira vazia e anti-simétrica para a albufeira cheia.

A análise dos factores de participação modal mostra novamente a ocorrência de deslocamentos essencialmente horizontais associados ao primeiro modo de vibração. Estando a albufeira vazia, verifica-se a ocorrência de deslocamentos verticais associados ao oitavo modo de vibração. Considerando a albufeira cheia, o número de casos em que se verifica um deslocamento predominantemente vertical aumenta em comparação com casos anteriores, o que se verifica nos modos 7, 8, 9 e 10.

No entanto e tal como esperado após as análises aos modelos anteriores, pode também neste caso dizer-se que o movimento ocorre essencialmente segundo a direcção montante-jusante.

Quadro 5.4. – Frequências e factores de participação modal (Modelo 4).

			Albufeira vazia			Albufeira cheia				
Modo	F (Hz)	Tipo	Factores de participação modal			F (Hz)	Tipo	Factores de participação moda		
			OX	OY	OZ			OX	OY	OZ
1	2.81	AS	1.48	0.24	0.07	1.80	AS	5.34	1.16	0.56
2	3.11	S	-0.10	2.24	0.49	1.91	S	-0.53	8.44	3.57
3	3.53	S	0.01	0.07	-0.09	2.32	S	0.01	1.19	0.28
4	4.31	AS	0.24	0.08	0.04	2.91	AS	0.74	0.18	0.15
5	4.99	S	0.01	0.35	0.15	3.40	S	-0.08	-1.00	-0.64
6	5.79	AS	-0.45	0.05	0.07	3.80	AS	2.53	-0.11	-0.09
7	6.11	S	-0.34	-0.09	-0.29	4.06	AS	-0.62	-0.26	-1.19
8	6.31	AS	0.33	-0.08	-0.27	4.17	AS	0.64	-0.15	-1.06
9	6.81	S	0.10	0.06	0.28	4.56	S	0.28	-0.40	1.00
10	7.01	AS	-0.23	0.01	0.05	4.66	AS	-0.23	-0.85	0.88

5.7.5. MODELO 5

Tal como se previa pela análise dos modelos anteriores, a sequência de ocorrência das formas dos modos de vibração para este caso (Quadro 5.5), mantém-se inalterada até ao 5.º modo. No confronto entre as duas situações consideradas para a albufeira, verifica-se a existência de diferenças apenas nos 7.º e 9.º modos.

Mais uma vez, o primeiro modo de vibração apresenta deslocamentos tendencialmente horizontais dirigidos segundo OX. As componentes verticais de deslocamento aparecem com maior destaque nos modos 7 e 9 considerando a albufeira vazia e nos modos 7, 8, 9 e 10 para a albufeira cheia.

Quadro 5.5. – Frequências e factores de participação modal (Modelo 5).

Albufeira vazia						Albufeira cheia				
Modo	F (Hz)	Tipo	Factores de participação modal			F (Hz)	Tipo	Factores de participação moda		
			OX	OY	OZ			OX	OY	OZ
1	2.78	AS	1.52	0.18	0.06	1.79	AS	5.44	0.88	0.45
2	3.09	S	-0.07	2.21	0.51	1.90	S	-0.38	8.34	3.54
3	3.54	S	0.01	0.51	0.05	2.35	S	0.02	1.94	0.73
4	4.29	AS	0.26	0.04	0.03	2.89	AS	0.79	0.10	0.10
5	5.02	S	0.01	0.29	0.11	3.42	S	0.09	0.87	0.49
6	5.79	AS	0.42	-0.06	-0.09	3.80	AS	2.57	-0.10	-0.07
7	6.03	S	-0.30	-0.15	-0.37	4.04	AS	-0.45	-0.36	-1.35
8	6.19	AS	0.41	-0.09	-0.22	4.13	AS	0.65	-0.17	-0.85
9	6.72	S	0.08	0.08	0.19	4.56	AS	0.30	-0.41	0.93
10	6.94	AS	-0.24	0.01	0.02	4.61	AS	-0.21	-0.93	1.06

5.8. ANÁLISE DA RESPOSTA DA ESTRUTURA À ACÇÃO SÍSMICA

A determinação da resposta máxima da estrutura foi efectuada com base nos resultados provenientes da análise modal, tendo sido consideradas as contribuições dos dez modos de vibração calculados. Atendendo à elevada proximidade dos valores obtidos para as frequências, a combinação utilizada

para a determinação da resposta máxima final da estrutura foi a combinação quadrática completa, que permitiu a obtenção dos valores máximos para as tensões e deslocamentos instalados na barragem. Refira-se que estes resultados são também apresentados graficamente no Anexo B.

5.8.1. MODELO 1

No Quadro 5.6 figuram os resultados obtidos para as tensões horizontais na direcção dos arcos (σ_x) e na direcção das consolas (σ_z). Pode então verificar-se que ao nível das tensões segundo a direcção dos arcos, os valores máximos localizam-se à cota do coroamento em ambos os paramentos e para ambas as hipóteses de cálculo. Em relação aos valores mínimos estes verificam-se a cerca de 115 m de profundidade em ambos os paramentos e também para as duas hipóteses consideradas.

Em relação às tensões na direcção das consolas, verifica-se a ocorrência dos valores máximos na base do paramento de montante enquanto a jusante se pode observar que a ocorrência da máxima tensão se dá a cerca de 35 m de profundidade. Em relação aos valores mínimos, pode verificar-se que estes ocorrem à cota do coroamento em ambos os casos, tanto a montante como a jusante.

Quadro 5.6. – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 1).

z (m)	Albufeira vazia				Albufeira cheia			
	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)		σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ
0	1.81	1.60	0.02	0.01	3.27	2.99	0.16	0.01
6	1.55	1.40	0.25	0.19	2.93	2.65	0.32	0.17
12	1.23	1.21	0.64	0.55	2.41	2.32	0.98	0.64
18	1.06	1.02	0.92	0.87	2.10	1.98	1.65	1.24
25	0.92	0.84	1.12	1.05	1.85	1.67	2.23	1.71
35	0.85	0.63	1.16	1.09	1.72	1.31	2.46	1.94
45	0.80	0.47	1.07	1.00	1.65	0.99	2.36	1.84
55	0.74	0.35	0.94	0.84	1.54	0.75	2.09	1.60
65	0.65	0.26	0.79	0.69	1.37	0.58	1.77	1.34
75	0.54	0.21	0.65	0.57	1.17	0.46	1.47	1.15
85	0.43	0.17	0.55	0.49	0.94	0.38	1.24	1.02
95	0.31	0.16	0.50	0.44	0.71	0.32	1.13	0.94
105	0.20	0.14	0.52	0.43	0.48	0.28	1.16	0.92
115	0.14	0.13	0.79	0.50	0.40	0.24	1.77	1.09
123	0.39	0.13	1.55	0.64	0.82	0.28	3.26	1.47

O Quadro 5.7 evidencia a resposta da estrutura em termos de deslocamentos. Pode verificar-se que os deslocamentos máximos ocorrem sempre à cota do coroamento, enquanto os valores mínimos se verificam sempre na base. Para além disso, pode ainda verificar-se que, para cada caso, a comparação dos deslocamentos a montante e jusante, permite concluir que estes são praticamente coincidentes em todo o desenvolvimento da consola de fecho.

Quadro 5.7. – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 1).

z (m)	U _y (mm)			
	Albufeira vazia		Albufeira cheia	
	PM	PJ	PM	PJ
0	16.61	16.66	30.62	30.65
6	14.52	14.58	27.14	26.98
12	12.59	12.65	23.74	23.56
18	10.91	10.97	20.63	20.51
25	9.29	9.35	17.61	17.52
35	7.54	7.59	14.31	14.25
45	6.22	6.28	11.90	11.85
55	5.17	5.23	9.99	9.95
65	4.26	4.32	8.34	8.30
75	3.45	3.49	6.84	6.80
85	2.71	2.73	5.48	5.41
95	2.04	2.02	4.24	4.13
105	1.43	1.39	3.15	3.00
115	0.89	0.87	2.21	2.07
123	0.53	0.52	1.54	1.32

Após esta primeira análise poderá desde já inferir-se acerca da importância da consideração do efeito hidrodinâmico provocado pela albufeira. Não sendo surpreendente o facto de a estrutura não alterar significativamente o seu comportamento ao nível dos pontos de ocorrência dos valores máximos e mínimos das tensões e deslocamentos, é por outro lado assinalável o agravamento dos valores das tensões e deslocamentos máximos tendo estes na situação de albufeira cheia, praticamente dobrado os valores obtidos para o caso da albufeira vazia.

5.8.2. MODELO 2

O Quadro 5.8 exhibe os valores obtidos para as tensões. Pode então constatar-se que em termos de tensões horizontais e no caso de a albufeira estar vazia, a consideração da abertura correspondente a esta solução (6 m) praticamente não introduz alterações nos valores das tensões nos paramentos tanto a montante como a jusante. Em termos das tensões verticais, verifica-se uma ligeira diminuição das tensões em relação à solução desprovida de abertura. Verifica-se em ambos os casos a manutenção dos pontos de ocorrência das tensões máximas e mínimas.

Quadro 5.8. – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 2).

z (m)	Albufeira vazia				Albufeira cheia			
	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)		σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ
6	1.65	1.43	0.01	0.01	3.20	2.76	0.34	0.02
12	1.44	1.27	0.15	0.15	2.83	2.44	0.51	0.28
18	1.23	1.05	0.38	0.42	2.43	2.05	1.16	0.85
25	1.00	0.85	0.62	0.69	2.01	1.70	1.86	1.46
35	0.80	0.62	0.79	0.91	1.72	1.29	2.31	1.92
45	0.68	0.44	0.83	0.97	1.59	0.96	2.37	1.98
55	0.59	0.30	0.79	0.92	1.48	0.72	2.18	1.80
65	0.52	0.20	0.70	0.79	1.33	0.55	1.89	1.53
75	0.44	0.14	0.60	0.64	1.15	0.44	1.58	1.26
85	0.35	0.12	0.51	0.48	0.93	0.37	1.32	1.06
95	0.25	0.12	0.46	0.35	0.71	0.32	1.18	0.93
105	0.16	0.12	0.47	0.26	0.49	0.28	1.19	0.89
115	0.10	0.12	0.74	0.26	0.40	0.25	1.79	1.06
123	0.38	0.09	1.49	0.27	0.84	0.29	3.30	1.45

A consideração da albufeira cheia provoca também neste caso um agravamento generalizado das tensões, mantendo-se sensivelmente inalterados os pontos de ocorrência dos respectivos máximos em relação à hipótese que contempla a albufeira vazia.

Quadro 5.9. – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 2).

z (m)	U_y (mm)			
	Albufeira vazia		Albufeira cheia	
	PM	PJ	PM	PJ
6	14.26	14.32	27.80	27.58
12	12.67	12.74	24.48	24.26
18	11.17	11.24	21.33	21.18
25	9.60	9.67	18.14	18.04
35	7.74	7.81	14.57	14.53
45	6.30	6.35	12.01	11.98
55	5.15	5.19	10.06	10.03
65	4.19	4.23	8.43	8.40
75	3.36	3.38	6.97	6.92
85	2.62	2.60	5.63	5.55
95	1.94	1.89	4.39	4.26
105	1.32	1.24	3.28	3.11
115	0.73	0.71	2.30	2.14
123	0.29	0.40	1.57	1.37

Em relação aos deslocamentos (Quadro 5.9) nos paramentos, verifica-se grande semelhança nos resultados obtidos a montante e a jusante, sendo que a pressão hidrodinâmica introduzida pela albufeira resulta em deslocamentos que correspondem praticamente ao dobro dos registados sem a presença da albufeira.

5.8.3. MODELO 3

O prolongamento da abertura até aos 12 m de profundidade, continua a não ser suficiente para que esta se faça sentir e forma significativa no comportamento da estrutura, continuando a manter-se sensivelmente constantes os valores de ocorrência dos valores máximos e mínimos das tensões horizontais (Quadro 5.10). As tensões verticais máximas surgem agora a cerca de 55 m no caso de a albufeira estar vazia e a 45 m no caso de esta estar cheia.

Quadro 5.10. – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 3).

z (m)	Albufeira vazia				Albufeira cheia			
	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)		σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ
12	1.48	1.33	0.01	0.01	2.97	2.46	0.37	0.02
18	1.35	1.17	0.11	0.13	2.75	2.14	0.54	0.28
25	1.12	0.97	0.32	0.38	2.28	1.76	1.20	0.88
35	0.87	0.72	0.55	0.67	1.82	1.33	1.84	1.55
45	0.69	0.51	0.66	0.83	1.56	0.97	2.11	1.86
55	0.56	0.34	0.68	0.86	1.38	0.71	2.08	1.84
65	0.46	0.22	0.64	0.80	1.23	0.53	1.88	1.65
75	0.38	0.14	0.56	0.68	1.06	0.42	1.61	1.38
85	0.30	0.10	0.49	0.54	0.86	0.35	1.37	1.14
95	0.21	0.10	0.45	0.41	0.66	0.31	1.22	0.95
105	0.12	0.11	0.46	0.31	0.47	0.28	1.21	0.86
115	0.10	0.12	0.73	0.28	0.40	0.25	1.78	1.01
123	0.39	0.09	1.47	0.28	0.85	0.29	3.30	1.37

Em termos de deslocamentos (Quadro 5.11) o cenário mantém-se havendo apenas a registar uma aparente tendência para a diminuição deste com o aumento da profundidade da abertura.

Quadro 5.11. – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 3).

z (m)	U_y (mm)			
	Albufeira vazia		Albufeira cheia	
	PM	PJ	PM	PJ
12	12.08	12.15	24.49	24.17
18	10.82	10.90	21.59	21.41
25	9.43	9.51	18.54	18.41
35	7.67	7.74	14.85	14.80
45	6.22	6.29	12.08	12.06
55	5.05	5.10	9.99	9.97
65	4.08	4.12	8.32	8.29
75	3.26	3.27	6.87	6.82
85	2.52	2.51	5.55	5.47
95	1.86	1.81	4.35	4.21
105	1.27	1.18	3.25	3.07
115	0.69	0.67	2.27	2.11
123	0.26	0.38	1.53	1.35

5.8.4. MODELO 4

Tal como seria de esperar, o prolongamento da abertura até à profundidade de 18 m introduz um alívio nas tensões horizontais máximas (Quadro 5.12) quer a montante quer a jusante e para as duas hipóteses consideradas para a albufeira. Verifica-se ainda que o comportamento da estrutura ao nível da localização dos valores máximos e mínimos das tensões, não sofre alterações significativas, continuando os valores máximos a verificar-se no topo da consola de fecho e os mínimos a ocorrer a cerca de 115 m de profundidade a montante e na base a jusante.

Ainda no Quadro 5.12, verifica-se que a ocorrência das tensões verticais mínimas continua a registar-se no topo da consola quer a montante quer a jusante. Por outro lado, constata-se que a descida da cota da crista do descarregador é acompanhada por uma descida da profundidade a que ocorre a máxima tensão na face de jusante, verificando-se agora esse valor a cerca de 65m para a hipótese de albufeira vazia e 55 m para o caso de a albufeira estar cheia. A montante, as tensões máximas continuam a ocorrer na base.

Quadro 5.12. – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 4).

z (m)	Albufeira vazia				Albufeira cheia			
	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)		σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ
18	1.32	1.32	0.01	0.01	2.74	2.25	0.32	0.03
25	1.18	1.20	0.11	0.13	2.49	1.97	0.51	0.29
35	0.94	0.94	0.30	0.40	2.05	1.49	1.04	0.90
45	0.73	0.68	0.45	0.62	1.67	1.06	1.40	1.36
55	0.56	0.47	0.51	0.72	1.36	0.72	1.52	1.57
65	0.42	0.31	0.51	0.73	1.12	0.47	1.47	1.55
75	0.32	0.19	0.47	0.66	0.91	0.31	1.32	1.40
85	0.24	0.11	0.42	0.56	0.72	0.24	1.16	1.21
95	0.16	0.09	0.40	0.45	0.53	0.23	1.07	1.01
105	0.09	0.09	0.41	0.35	0.37	0.23	1.10	0.87
115	0.11	0.10	0.66	0.31	0.37	0.23	1.69	0.92
123	0.36	0.08	1.34	0.31	0.84	0.26	3.20	1.19

Ao nível dos deslocamentos, mantêm-se válidas as considerações efectuadas nas análises antecedentes.

Quadro 5.13. – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 4).

z (m)	U_y (mm)			
	Albufeira vazia		Albufeira cheia	
	PM	PJ	PM	PJ
18	9.68	9.76	20.39	20.18
25	8.55	8.64	17.92	17.77
35	7.03	7.12	14.63	14.57
45	5.71	5.79	11.88	11.86
55	4.61	4.66	9.65	9.65
65	3.69	3.73	7.84	7.82
75	2.91	2.92	6.31	6.26
85	2.24	2.22	4.98	4.89
95	1.64	1.59	3.79	3.66
105	1.11	1.03	2.75	2.59
115	0.60	0.58	1.86	1.73
123	0.23	0.33	1.25	1.10

5.8.5 MODELO 5

A introdução da viga de rigidez, não introduz variações significativas ao nível da ocorrência das tensões máximas e mínimas, tal como se pode verificar no Quadro 5.14.

Assim para ambas hipóteses de cálculo e ao nível das tensões horizontais, o valor máximo no paramento de montante surge ao nível da crista do descarregador (18 m), mantendo-se o valor mínimo a cerca de 115 m de profundidade. A jusante, verifica-se o estado mais agravado de tensão também no topo da consola surgindo agora o valor mínimo na base.

Ao nível das tensões verticais regista-se a ocorrência dos valores mínimos à cota do coroamento tanto a montante como a jusante e para ambas as hipóteses de cálculo. Ao nível das tensões máximas, estas ocorrem na base da consola de fecho a montante enquanto a jusante o valor máximo se verifica a cerca de 55 m.

Quadro 5.14. – Evolução das tensões σ_x e σ_z em ambos os paramentos (Modelo 5).

z (m)	Albufeira vazia				Albufeira cheia			
	σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)		σ_x (Mpa)		σ_z (Mpa)	
	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ	PM	PJ
0	1.76	1.53	0.09	0.11	3.17	2.67	0.29	0.16
6	1.56	1.41	0.16	0.30	2.98	2.42	0.25	0.33
18	1.29	1.19	0.18	0.25	2.62	2.16	0.47	0.24
25	1.11	1.02	0.28	0.37	2.32	1.81	0.73	0.51
35	0.88	0.74	0.50	0.62	1.93	1.31	1.37	1.16
45	0.71	0.52	0.63	0.78	1.63	0.93	1.73	1.57
55	0.57	0.35	0.66	0.82	1.40	0.66	1.80	1.68
65	0.47	0.22	0.62	0.76	1.20	0.47	1.68	1.58
75	0.38	0.14	0.55	0.66	1.01	0.36	1.48	1.39
85	0.29	0.10	0.49	0.53	0.82	0.31	1.29	1.17
95	0.21	0.10	0.45	0.40	0.62	0.28	1.17	0.98
105	0.12	0.11	0.46	0.31	0.43	0.26	1.18	0.87
115	0.10	0.12	0.73	0.28	0.39	0.24	1.78	0.97
123	0.38	0.09	1.46	0.28	0.86	0.28	3.34	1.30

No que respeita à viga de travamento, as tensões com maior expressão são as correspondentes à direcção dos arcos. Assim e caso a albufeira esteja vazia, a tensão máxima ocorre à cota do coroamento atingindo um valor de 1,76 MPa. Considerando a presença de água na albufeira, o estado de tensão agrava-se para cerca de 3,17 MPa. Refira-se que no Modelo 1 (sem abertura), os valores encontrados foram de 1,81 MPa e 3,27 MPa.

Quadro 5.15. – Deslocamentos nos paramentos ao longo da consola de fecho (Modelo 5).

z (m)	U _y (mm)			
	Albufeira vazia		Albufeira cheia	
	PM	PJ	PM	PJ
0	12.59	12.66	24.22	24.21
6	10.78	10.85	21.09	20.90
18	10.78	10.85	21.09	20.90
25	9.41	9.50	18.45	18.30
35	7.70	7.78	15.02	14.96
45	6.27	6.33	12.25	12.22
55	5.09	5.14	10.05	10.03
65	4.11	4.14	8.26	8.23
75	3.26	3.28	6.73	6.68
85	2.52	2.50	5.37	5.28
95	1.86	1.80	4.14	4.00
105	1.26	1.17	3.05	2.88
115	0.69	0.67	2.09	1.95
123	0.26	0.38	1.41	1.24

Ao nível dos deslocamentos, continua a verificar-se a ocorrência dos valores máximos no topo da consola e os mínimos na base, assim como a homogeneidade entre deslocamentos a montante e a jusante.

5.9. ANÁLISE COMPARATIVA

Seguindo uma via conceptualmente idêntica à adoptada no Capítulo 4 pretende-se agora, após uma análise individual de cada uma das soluções, proceder a uma comparação entre o comportamento das várias vertentes consideradas para a estrutura. De facto, após uma análise mais qualitativa dos resultados obtidos para cada modelo e na qual se procurou avaliar essencialmente a ocorrência dos valores máximos das tensões e deslocamentos, bem como as respectivas localizações, com a finalidade de apurar a coerência das mesmas, pretende-se agora levar a cabo uma comparação das várias soluções. Desta forma, o objectivo será investigar, qual a solução mais indicada ou pelo contrário e se tal for o caso, qual ou quais as soluções que penalizam o comportamento da estrutura, não devendo portanto ser adoptadas. Para tal a análise será conduzida em função da hipótese de cálculo (albufeira cheia ou vazia) sendo baseada em representações gráficas da evolução das tensões e deslocamentos ao longo da consola de fecho.

5.9.1. HIPÓTESE 1 – ALBUFEIRA VAZIA

A Fig. 5.5 exhibe a evolução das tensões normais actuates na direcção dos arcos. A primeira constatação a fazer, prende-se com a grande homogeneidade do comportamento da estrutura junto à inserção na fundação tanto a montante como a jusante. Neste caso, introdução da viga de rigidez praticamente não se faz sentir na medida em que apenas se regista uma redução das tensões ocorrentes junto ao coroamento de cerca de 2,8 % a montante e 4.4 % a jusante.

A análise da evolução destas tensões com a profundidade comprova a pouca dispersão dos valores obtidos. Pode observar-se que a montante o aumento da profundidade do descarregador é acompanhado por um aumento do valor das tensões até cerca dos 50 m de profundidade. De facto, comparando as curvas relativas ao Modelo 2 (menor abertura) e ao Modelo 4 (maior abertura) verifica-se que este último incorre em tensões superiores. Da mesma forma, verifica-se também que a tendência evidenciada até aos 50 m se inverte a partir desse ponto passando o estado de tensão a variar na razão inversa da profundidade da abertura. As constatações atrás efectuadas, podem ser comprovadas em primeiro lugar, pelo facto de as curvas relativas à solução com abertura intermédia (Modelos 3 e 5) ocuparem na figura uma posição em correspondência. Em segundo lugar, atentando na curva relativa ao modelo sem abertura (Modelo 1) verifica-se que esta é envolvente às restantes.

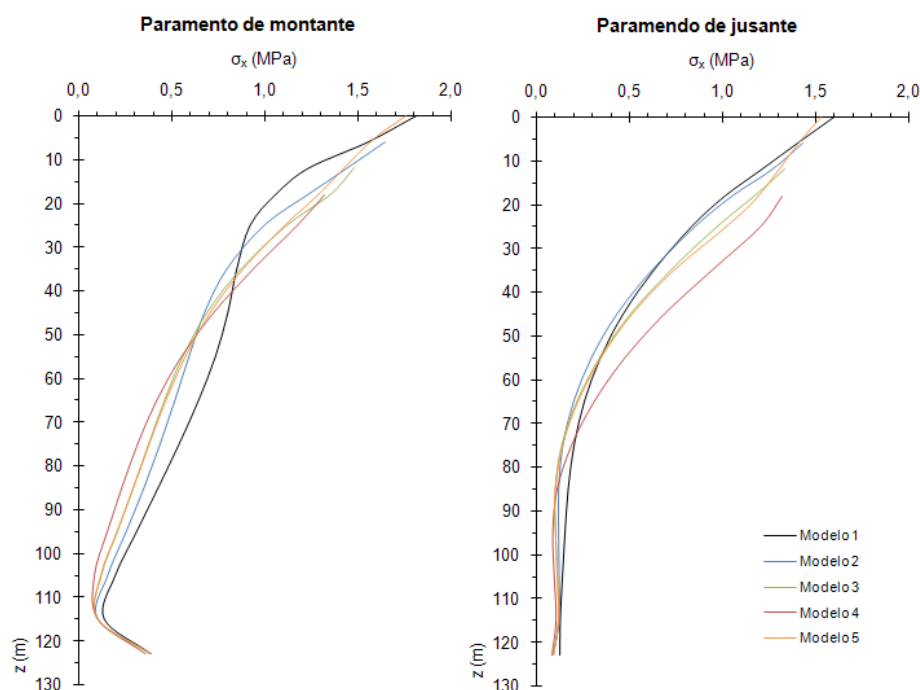


Fig. 5.5. — Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (Albufeira vazia).

Em relação ao paramento de jusante, a análise perde alguma clareza. Aparentemente, a abertura até aos 6 m (Modelo 2) não tem grande significado, dada a proximidade entre as curvas do Modelo 1 e do Modelo 2 relativamente às restantes. De acordo com este raciocínio poderá concluir-se que o agravamento das tensões será tanto maior quanto maior dimensão tiver a profundidade do descarregador. E de facto assim o é, tal como e pode verificar pela figura na qual se regista o destaque da curva relativa ao Modelo 4 (crista do descarregador a 18 m). Continuando a analisar a Fig. 5.4 surge ainda outra possível conclusão, que é o facto de, aparentemente, o comportamento da estrutura não depender localização da abertura. Repare-se que, o Modelo 5 possui uma abertura que se prolonga até à mesma profundidade da que apresenta o Modelo 4 (18 m), mas nem por isso as curvas de ambos são coincidentes ou até próximas em relação às restantes. Em vez disso, o comportamento assemelha-se mais ao da solução 3, que configura uma solução intermédia. Desta forma (relembrando que o domínio de análise se mantém no paramento de jusante) o Modelo 5 permite concluir que o aumento da profundidade da abertura conduz a um agravamento do estado de tensão enquanto a introdução da viga de rigidez contribui para o seu alívio.

Analisando agora as tensões na direcção das consolas, constantes na Fig. 5.6, verifica-se de novo que o comportamento junto à fundação se revela algo inconclusivo. Ao longo do desenvolvimento do paramento de montante pode constatar-se que o aumento da abertura promove redução do valor das tensões tal como o comprova, o facto de a curva relativa ao Modelo 1 ser envolvente por excesso enquanto a curva associada ao Modelo 4 é envolvente por defeito. Comparando o comportamento das soluções em cuja crista do descarregador está situada a 18 m de profundidade (Modelo s 4 e 5) pode verificar-se o efeito da viga de travamento, que se traduz num agravamento do estado de tensão, que se aproxima mais uma vez do registado para o Modelo 3.

Em relação ao paramento de jusante, a evolução das tensões é semelhante à registada relativamente à face de montante até cerca dos 50 m. A partir desse ponto as linhas começam gradualmente a intersectar-se sugerindo uma tendência de inversão dos valores das tensões, i.e., as faces com estado de tensão mais elevado passam a estar submetidas a tensões menores.

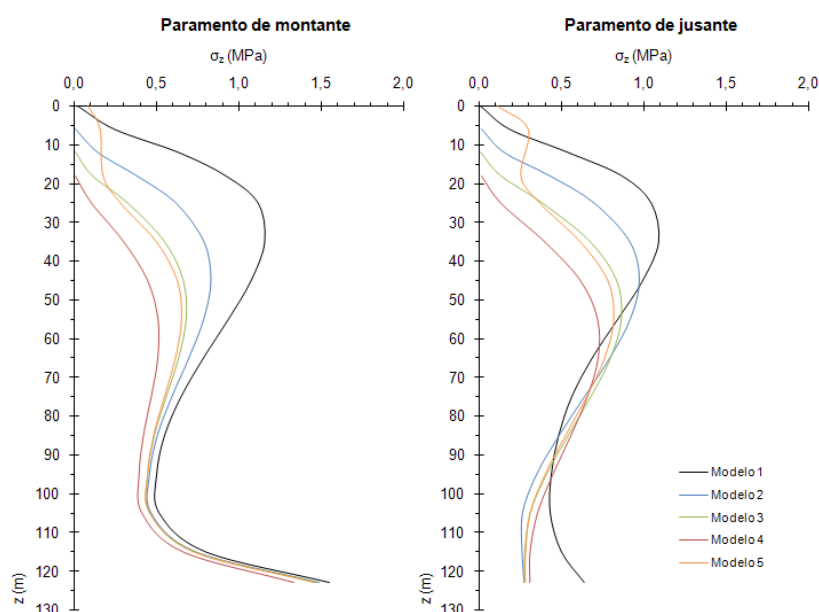


Fig. 5.6. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (Albufeira vazia).

A Fig. 5.7 traduz a evolução dos deslocamentos, que se revelam praticamente uniformes. A perturbação introduzida na curva correspondente ao Modelo 5, resulta do efeito dos pilares, cujo elevado desenvolvimento na direcção na qual os deslocamentos estão a ser avaliados e a consequente rigidez, permite que estes funcionem como elemento compatibilizador dos deslocamentos ocorridos no topo e na base dos mesmos. É também este factor que justifica o menor deslocamento à cota do coroamento.

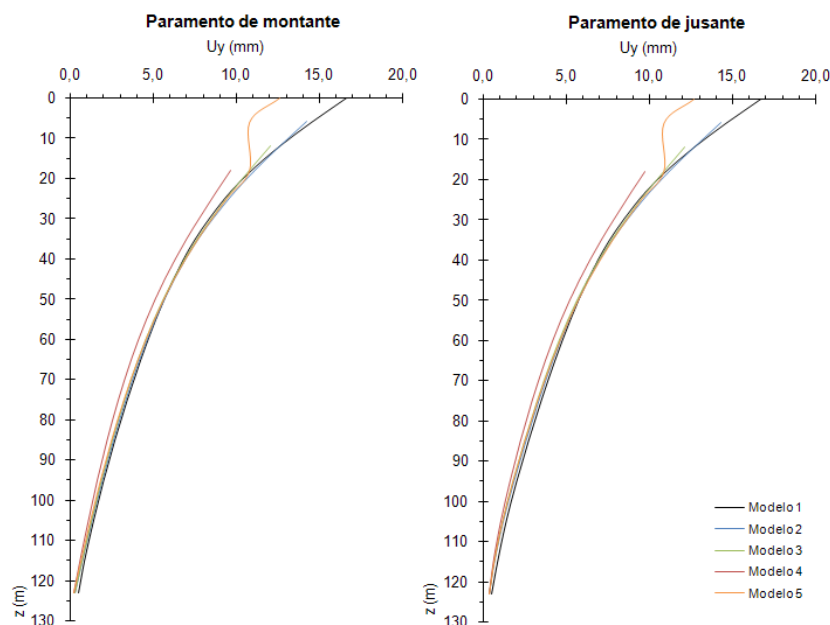


Fig. 5.7. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (Albufeira vazia).

5.9.2. HIPÓTESE 2 – ALBUFEIRA CHEIA

A Fig 5.8 ilustra a evolução das tensões na direcção dos arcos ao longo da consola de fecho. Pode verificar-se que, apesar da introdução do efeito da pressão hidrodinâmica da albufeira, o comportamento das várias soluções analisadas praticamente não varia.

No respeitante ao paramento de montante as considerações efectuadas em 5.9.1 mantêm-se inteiramente válidas, destacando-se apenas o esperado aumento do valor das tensões.

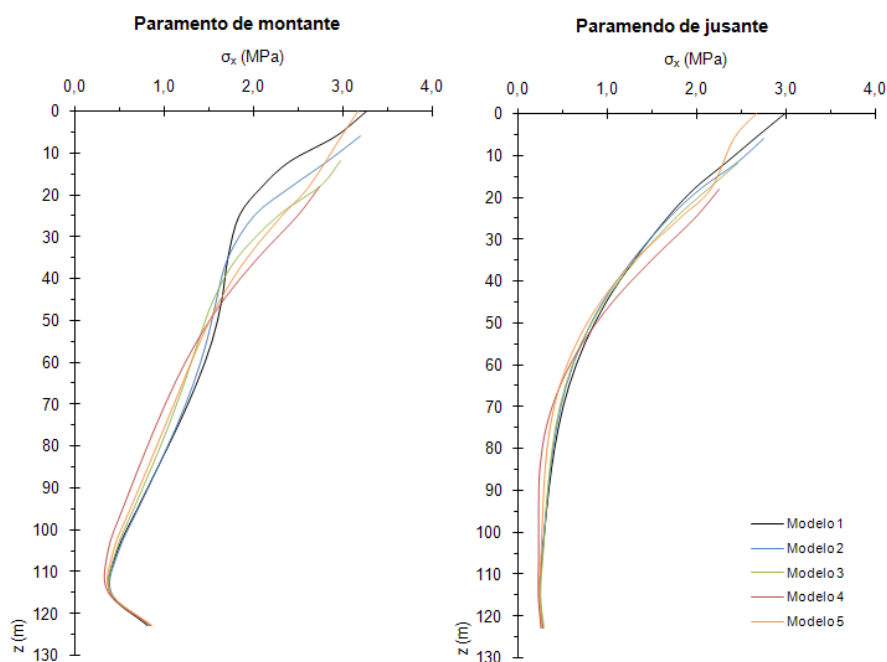


Fig. 5.8. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos (Albufeira cheia).

No que diz respeito ao paramento de jusante, são também aplicáveis os comentários efectuados em 5.9.1, salientando-se apenas o facto de, neste caso, se verificar uma maior uniformidade nos resultados obtidos.

No que se refere às tensões verticais (Fig. 5.9) ressalta apenas o facto de, no paramento de montante a linha correspondente ao Modelo 1 deixar de ser envolvente às restantes ao longo de todo o domínio. Uma análise mais atenta da figura, permite observar que sensivelmente a partir dos 50 m, a linha envolvente é a correspondente ao Modelo 2 que por sua vez, cede essa condição à linha correspondente ao Modelo 3 a cerca de 60 m e que se mantém envolvente até à base. Tal sugere que os modelos com aberturas inferiores, perante a actuação da pressão hidrodinâmica, ficam mais sensíveis à diminuição do valor das tensões instaladas, na medida em que o Modelo 4, que é o que possui menor abertura, se mantém como envolvente por defeito em todo o domínio.

Em relação à face de montante, o comportamento é sensivelmente idêntico ao obtido na Hipótese 1, sendo que, tal como era de esperar, se verifica um aumento das tensões.

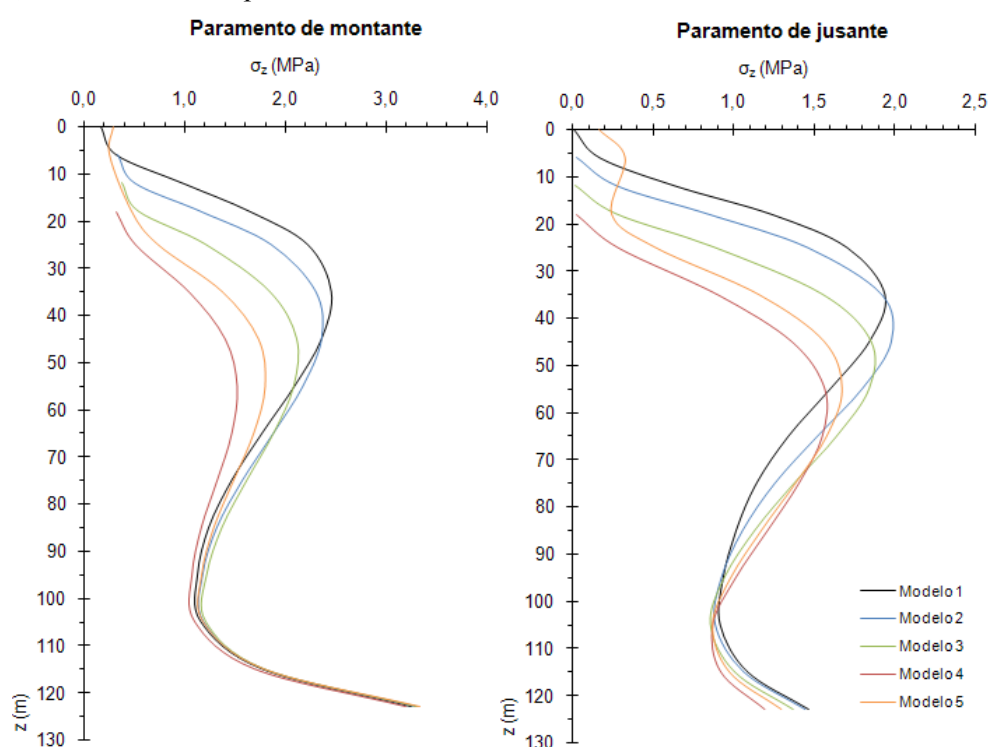


Fig. 5.9. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos (Albufeira cheia).

Ao nível dos deslocamentos, a análise da Fig. 5.10 permite apenas confirmar o esperado aumento dos deslocamentos.

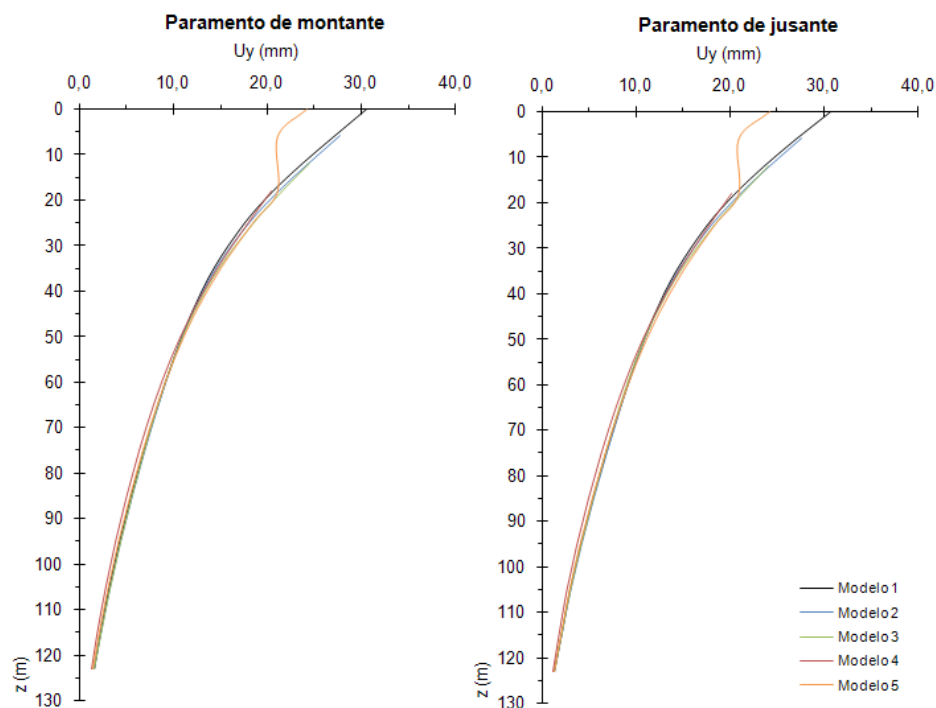


Fig. 5.10. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos (Albufeira cheia).

5.10. SOBREPOSIÇÃO DAS RESPOSTAS ESTÁTICA E DINÂMICA

Uma vez efectuadas as análises consideradas mais importantes no contexto deste trabalho e determinadas as respostas da estrutura sob o efeito de acções de natureza estática (ver Capítulo 4) e sísmica, pretende-se no que se segue, efectuar uma sucinta análise na qual se conjugam os efeitos desses dois tipos de acções.

De acordo com [5], a resposta da estrutura à acção sísmica deverá ser encarada como desprovida de sinal, i.e., as tensões obtidas deverão ser consideradas como passíveis de gerar compressões ou tracções. Dessa forma a resposta combinada da estrutura em termos estáticos e dinâmicos e em regime linear elástico deverá ser determinada segundo (5.52).

$$\sigma_T = \sigma_{st} \pm \sigma_d \quad (5.52)$$

onde:

σ_T – designa a resposta total resultante da sobreposição dos efeitos estáticos e dinâmicos;

σ_{st} – designa a resposta resultante da análise às acções estáticas;

σ_d - designa a resposta resultante da análise às acções dinâmicas

No que se segue apresentam-se os resultados obtidos para esta análise, que serão traduzidos de forma gráfica, exibindo os deslocamentos e as tensões na direcção dos arcos e das consolas registados nos paramentos ao longo da linha média da consola de fecho, possibilitando dessa forma uma melhor

comparação entre os comportamentos das várias soluções. É ainda de referir o facto de, em relação à análise estática, ter sido utilizada a combinação de acções onde se obtiveram maiores tensões de tracção (INV).

Assim, a Fig. 5.11 exhibe os valores das tensões horizontais actuantes nos paramentos considerando o efeito das acções dinâmicas adicionado ao efeito das acções estáticas.

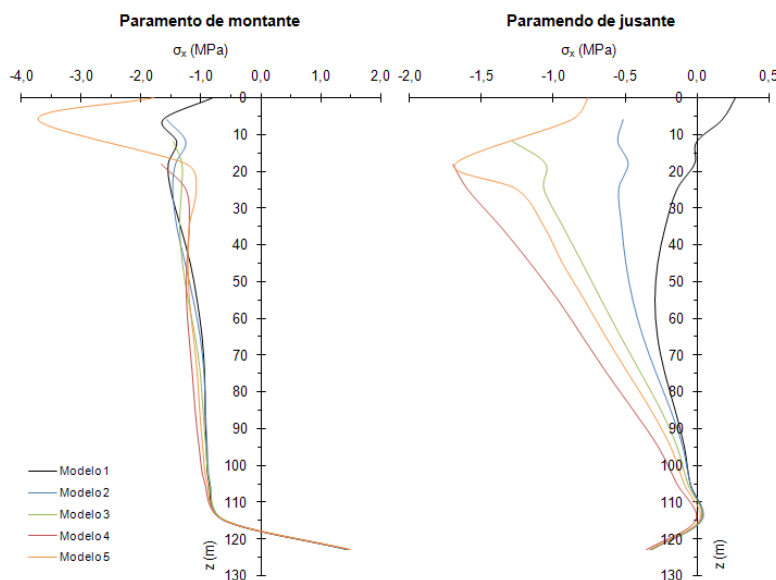


Fig. 5.11. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos ($\sigma_x + \sigma_d$).

É possível observar que em ambos os casos as duas faces se encontram genericamente comprimidas e que praticamente não há diferenças no comportamento junto à fundação. Observando o paramento de montante, pode verificar-se que a partir da profundidade de 45 m, a gama de valores apresentados é relativamente compacta, notando-se ainda a tendência de aumento da compressão a acompanhar o aumento da dimensão do, tal como se pode comprovar pelo facto de a linha relativa ao Modelo 1 (sem abertura) ser envolvente às restantes por defeito enquanto a linha representativa do Modelo 4 (maior abertura) envolve as restantes por excesso. Para além disso e reportando a análise para a zona superior, pode verificar-se a nítida activação da viga de travamento, que atinge junto à sua fibra inferior a tensão máxima registada nesta face.

Ainda na Fig. 5.11, pode observar-se que em relação ao paramento de jusante, o comportamento é um pouco mais disperso, registando-se no entanto uma clara tendência para a convergência que chega mesmo a verificar-se na base. A tendência evolutiva das tensões mostra que, em todo o domínio, o aumento da profundidade da abertura se reflecte num considerável aumento das tensões de compressão na zona superior e que vai sendo cada vez menor com a progressão em profundidade. Regista-se ainda a ocorrência de ligeiras tracções junto ao coroamento do modelo desprovido de abertura e que se prolongam até próximo dos 10 m de profundidade, sendo neste caso evidenciada a utilidade da viga de travamento (Modelo 5) que, assegurando a continuidade do coroamento, evita a entrada dessa região no domínio das tensões de tracção. É ainda de referir que, novamente, se registam semelhanças na evolução das tensões instaladas nos modelos 3 e 5, que possuem aberturas idênticas e que diferem apenas na respectiva localização.

A evolução das tensões verticais está representada na Fig. 5.12, podendo de imediato verificar-se que ambas as faces incorrem em consideráveis tensões de tracção, apresentando valores superiores à

resistência do betão à tracção. Tal poderá dever-se ao facto de, na análise dinâmica, ser mobilizada a resistência de pico do betão, que apresenta um valor superior ao especificado para combinações de acções com elevado grau de permanência.

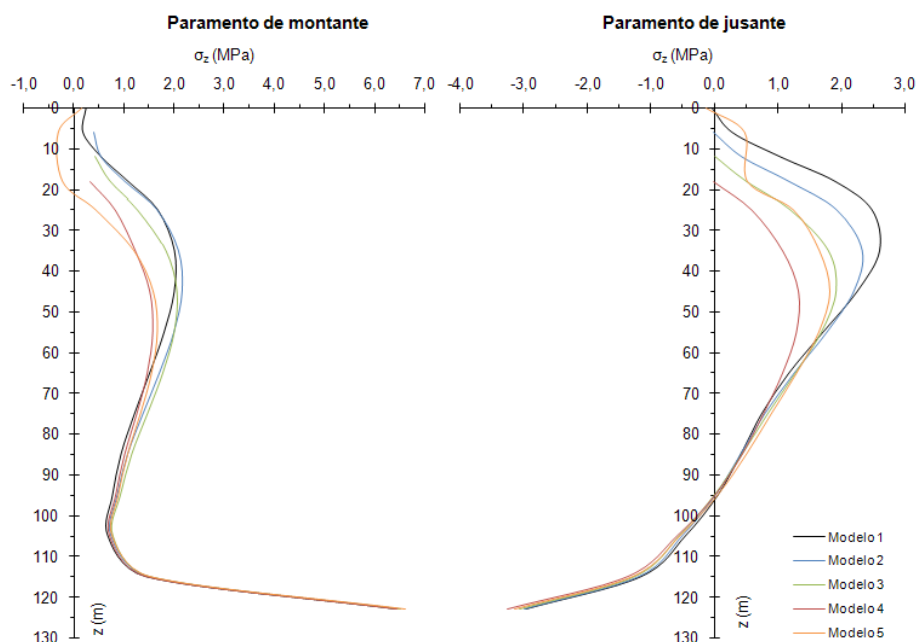


Fig. 5.12. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos ($\sigma_{st} + \sigma_d$).

Pode então verificar-se que, excepção da viga de travamento, o paramento de montante se encontra completamente comprimido, não apresentando no entanto, um comportamento padrão no que se refere à relação entre a dimensão da abertura e a evolução das tensões.

Ao nível da face de jusante pode verificar-se que o aumento da abertura se reflecte numa considerável diminuição das tensões de tracção verificando-se novamente uma grande semelhança no comportamento dos modelos 3 e 5. Por volta dos 65 m, regista-se uma relativa convergência dos valores das tensões que assim se mantém até à inserção na fundação.

A Fig. 5.13, evidencia grande homogeneidade nos deslocamentos (que ocorrem no sentido de jusante) apresentados pelos 5 modelos, sendo de destacar a respectiva grandeza, bem como o efeito de contenção do deslocamento providenciado pela viga de travamento.

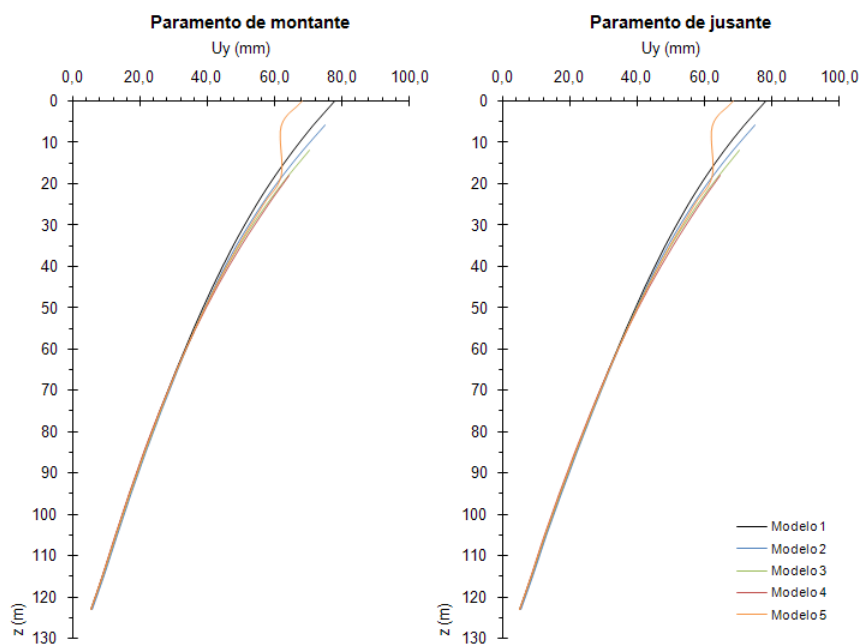


Fig. 5.13. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos ($\sigma_{st} + \sigma_d$).

A Fig. 5.14 exibe a evolução das tensões horizontais na direcção dos arcos em ambos os paramentos, correspondente à situação em que, às acções de natureza estática, se subtraem as de natureza dinâmica.

Pode agora verificar-se que ambos os paramentos se encontram exclusivamente comprimidos. Ao nível do paramento de montante, pode também observar-se o aumento da abertura é acompanhado pelo aumento da tensão de compressão até próximo dos 45 m, sendo que a partir desse ponto, essa tendência se inverte, passando a linha correspondente ao Modelo 1 a ser envolvente por excesso e a linha correspondente ao Modelo 4 envolvente por defeito, verificando-se também a partir da profundidade uma relativa homogeneidade dos valores das tensões, que passam a ser praticamente coincidentes junto à fundação. É ainda visível o efeito da viga de travamento, que se encontra sujeita a elevadas compressões junto da sua fibra inferior.

Analisando o paramento de jusante constata-se que sensivelmente a partir dos 80 m de profundidade o comportamento das 5 soluções em análise é praticamente coincidente. Na zona superior da consola de fecho, regista-se que o aumento das tensões de compressão é novamente resultado do aumento da dimensão da abertura, podendo mais uma vez observar-se a proximidade no comportamento apresentado pelos modelos 3 e 5.

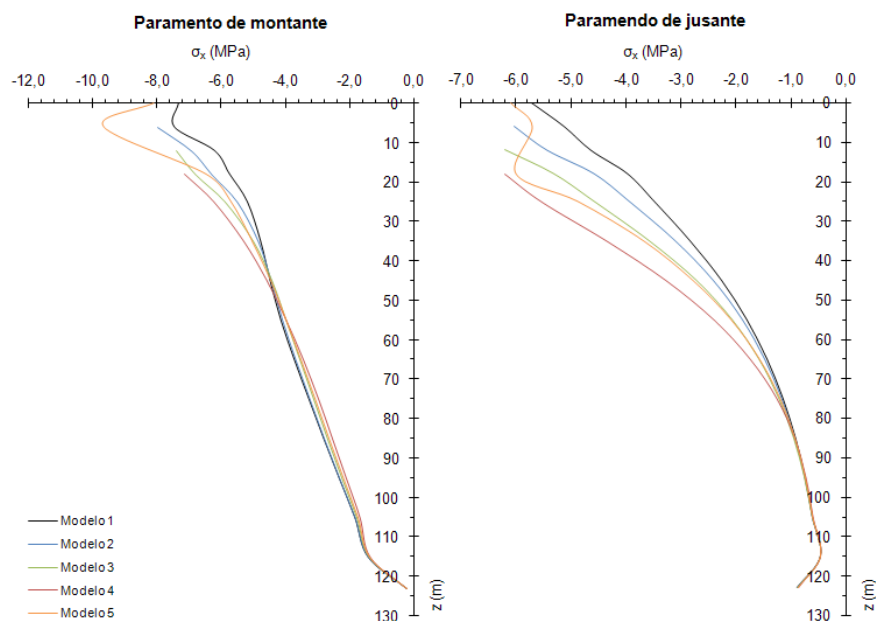


Fig. 5.14. – Evolução das tensões na direcção dos arcos em ambos os paramentos ($\sigma_t - \sigma_d$).

A Fig. 5.15 exhibe as tensões verticais actuantes na direcção das consolas.

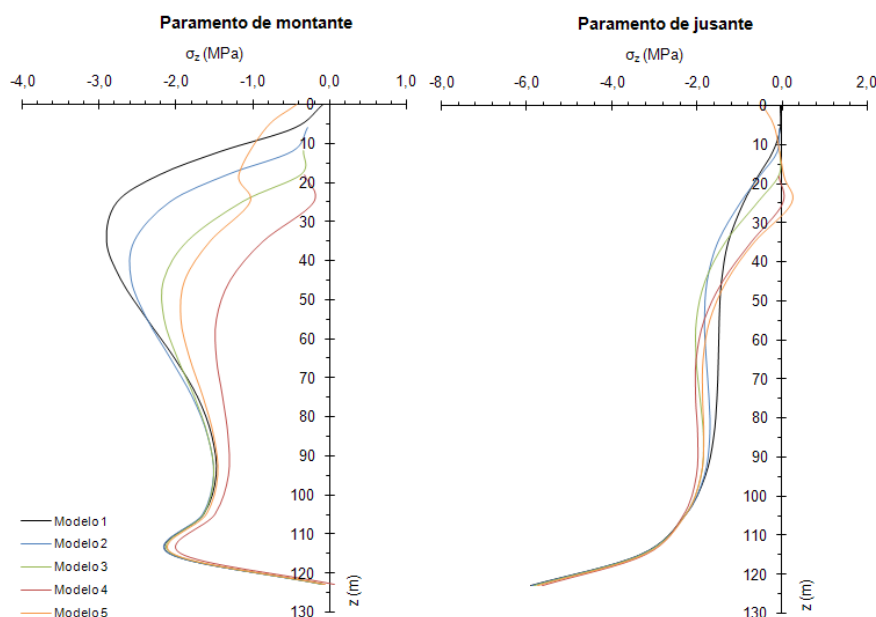


Fig. 5.15. – Evolução das tensões na direcção das consolas em ambos os paramentos ($\sigma_t - \sigma_d$).

Pode agora observar-se que o paramento de montante se encontra completamente comprimido. Neste caso a solução que apresenta a maior abertura (Modelo 4) mantém-se como a menos comprimida em todo o domínio. No entanto a afirmação de que o aumento dessa abertura promove a diminuição das compressões só se mantém válida até próximo dos 50 m, altura em que a linha em correspondência com o Modelo 1 deixa de ser envolvente do lado das compressões máximas, dando lugar à linha

referente ao Modelo 2, que por sua vez, dará também lugar à linha correspondente ao Modelo 3 por volta dos 85 m.

Analisando a face de jusante, verifica-se nos modelos 4 e 5, a ocorrência de ligeiras tensões de tracção essencialmente entre os 20 m e os 30m de profundidade. Em relação à influência da dimensão da abertura na evolução das tensões, esta não se revela particularmente clara, verificando-se apenas e tal como seria de esperar, grande uniformidade no comportamento junto à fundação.

A análise dos deslocamentos (Fig 5.16) mostra que estes continuam a processar-se no sentido de jusante.

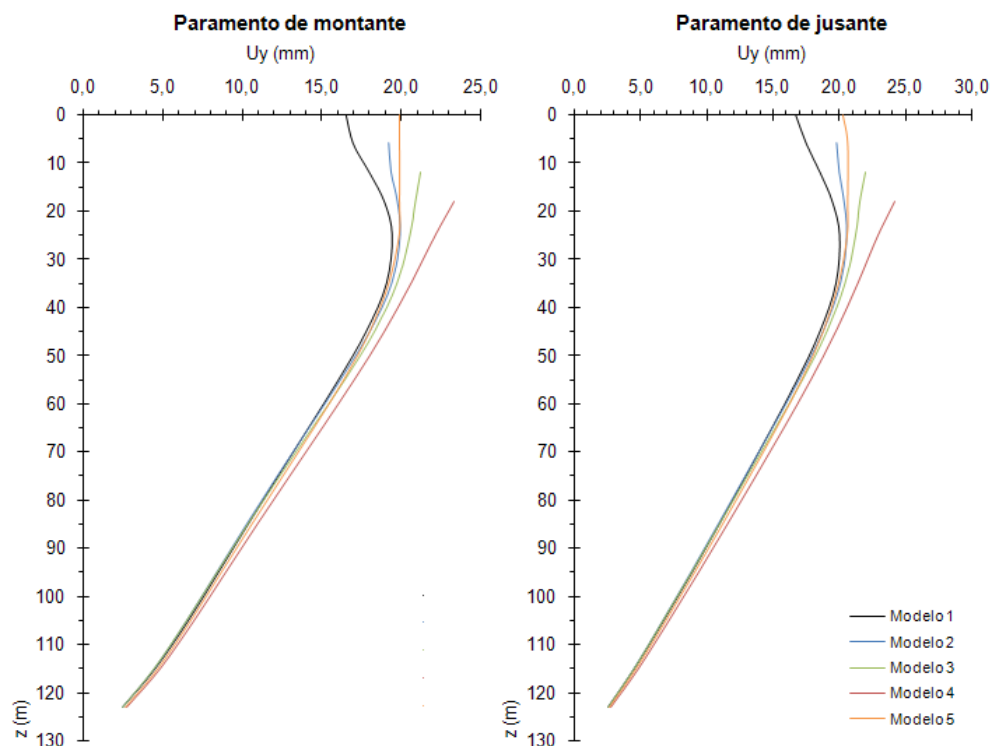


Fig. 5.16. – Evolução do deslocamento horizontal nos paramentos ($\sigma_{st} - \sigma_d$).

Analisando os gráficos, é mais uma vez perceptível a semelhança nos valores obtidos para cada um dos modelos. É no entanto digno de referencia o facto de pela primeira vez, no que diz respeito aos modelos 1 e 2, os deslocamentos máximos serem registados não no topo da consola de fecho, como até aqui tem sido comum, mas a profundidades da ordem dos 30 m.

5.11. COMENTÁRIOS FINAIS

Apesar da natureza da análise que aqui se efectuou ser diferente da exposta no Capítulo 4, os comentários a efectuar são genericamente semelhantes aos que se fizeram no capítulo anterior. De facto, tanto a análise modal como a determinação da resposta sísmica da estrutura revelam que esta continua a não apresentar grande sensibilidade ao aumento da dimensão da abertura destinada ao descarregador de cheias, principalmente junto à fundação.

Relativamente à análise modal, pode confirmar-se que o primeiro modo de vibração é, em todos os casos, anti-simétrico estando os respectivos factores de participação modal dirigidos essencialmente

segundo a direcção OX. No entanto, pode constatar-se que de uma forma geral, o deslocamento se dá essencialmente segundo a direcção OY, apresentando os respectivos factores de participação modal, valores significativamente elevados, fundamentalmente para o segundo modo de vibração e para o caso da albufeira estar cheia.

Pôde ainda constatar-se a importância da inclusão do efeito hidrodinâmico da albufeira perante a ocorrência do sismo, na medida em que se verificou um claro agravamento do comportamento da estrutura no que a tensões e deslocamentos diz respeito.

Porém a combinação dos efeitos estáticos e dinâmicos revela-se condicionante uma vez que, resulta da análise a ocorrência de tensões de tracção importantes (principalmente na direcção das consolas) em ambos os paramentos (na ordem dos 3 MPa).

5.12. REFERÊNCIAS

- [1] Chopra, A., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Englewood Cliffs: Prentice Hall International, 1995
- [2] Arede, A., Delgado, R., *Apontamentos da Disciplina de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*, 2008
- [3] Faria, R., *Análise Numérica de Barragens Abóbada Sujeitas à Acção Sísmica*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 1988
- [4] *Regulamento de segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Imprensa Nacional Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1985
- [5] Army Corps of Engineers, (1994), *Arch Dam Design – Engineer Manual N.º1110-2-2001*, Department of the U. S. Army Corps of Engineers, Washington
- [6] EDP, *Memória do Projecto da Barragem de Montante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor*
- [7] Matos, D., Paixão, J., Antunes, N., *Arch Dam Design of the Baixo Sabor Upstream Scheme*, 5th International Conference on Dam Engineering, 2007

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo presentes os resultados obtidos verifica-se que em termos globais as possíveis dimensões do descarregador não são condicionantes para o comportamento global da estrutura. De facto, as dimensões da estrutura assim como a correcta optimização das formas, em conjunto com o elevado grau de hiperestaticidade característico das barragens abóbada, permitem uma eficiente redistribuição de esforços perante a redução da rigidez provocada pelas aberturas sucessivamente maiores. Esta conclusão torna-se ainda mais evidente, ao analisar o comportamento da estrutura junto à fundação onde o efeito da variação da abertura praticamente não se faz sentir.

De todas as análises estudadas, a solução munida de viga de rigidez, traduzida pelo designado Modelo 5, afigura-se como uma hipótese credível na medida que compatibiliza um descarregador com elevada capacidade de vazão com um acréscimo de rigidez introduzido pela viga. De facto, verifica-se na generalidade dos casos, uma elevada semelhança entre o comportamento dessa solução e o comportamento da solução adoptada em projecto, representada neste trabalho pelo designado Modelo 3. Então, estando as duas soluções referidas equipadas com descarregadores de dimensões aproximadamente semelhantes que diferem apenas na respectiva colocação, a referida semelhança nos comportamentos apresentados leva a crer que o comportamento da estrutura é fundamentalmente influenciado pela dimensão da abertura e não pela posição que esta ocupa na região analisada.

Não tendo a pretensão de constituir uma referência no tema abordado, o presente trabalho deverá ser encarado como um ponto de partida para estudos mais incidentes acerca da influência da variação da dimensão do descarregador no comportamento de uma barragem abóbada.

Os resultados aqui obtidos assim como as considerações a eles tecidas podem considerar-se válidos, apesar das simplificações efectuadas, essencialmente ao nível da modelação. De facto, o curto prazo disponível para a realização desta dissertação, assim como a limitação dos meios disponíveis a isso obrigaram.

Desta forma, propõe-se em primeiro lugar a realização do estudo recorrendo a um modelo mais realista, no qual se inclua a simulação das juntas de contracção, o que permitirá reproduzir mais fielmente o comportamento da estrutura sob acção do peso próprio. Ainda no domínio da modelação, sugere-se a correcta simulação dos pilares que suportam a viga de travamento e os apoios das comportas, permitindo dessa forma uma melhor avaliação dos efeitos localizados introduzidos pela viga e pela acção resultante da pressão hidrostática actuante sobre as comportas. Em qualquer dos casos, o modelo aqui adoptado poderá ser utilizado como ponto de partida.

ANEXO A

RESULTADOS GRÁFICOS OBTIDOS NA ANÁLISE ESTATICA

A.1. HIPÓTESE 1 – PP

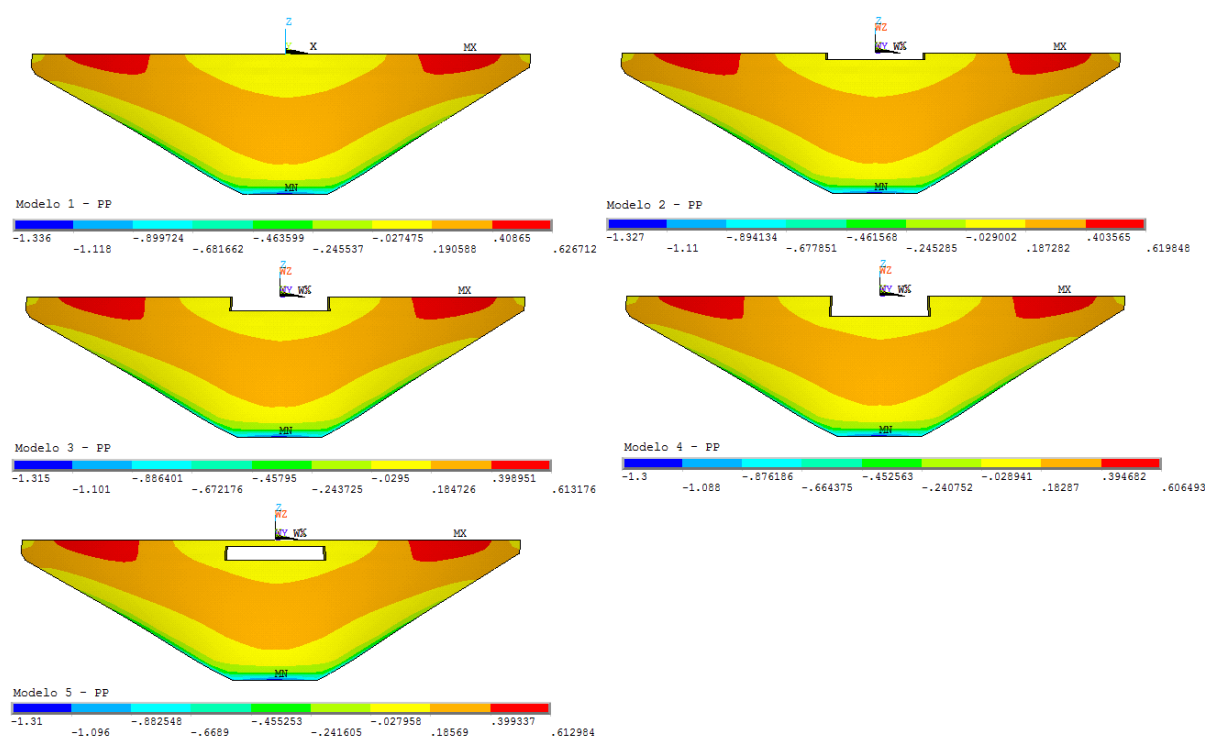


Fig. A1.1 – Tensões principais máximas no paramento de montante (MPa).

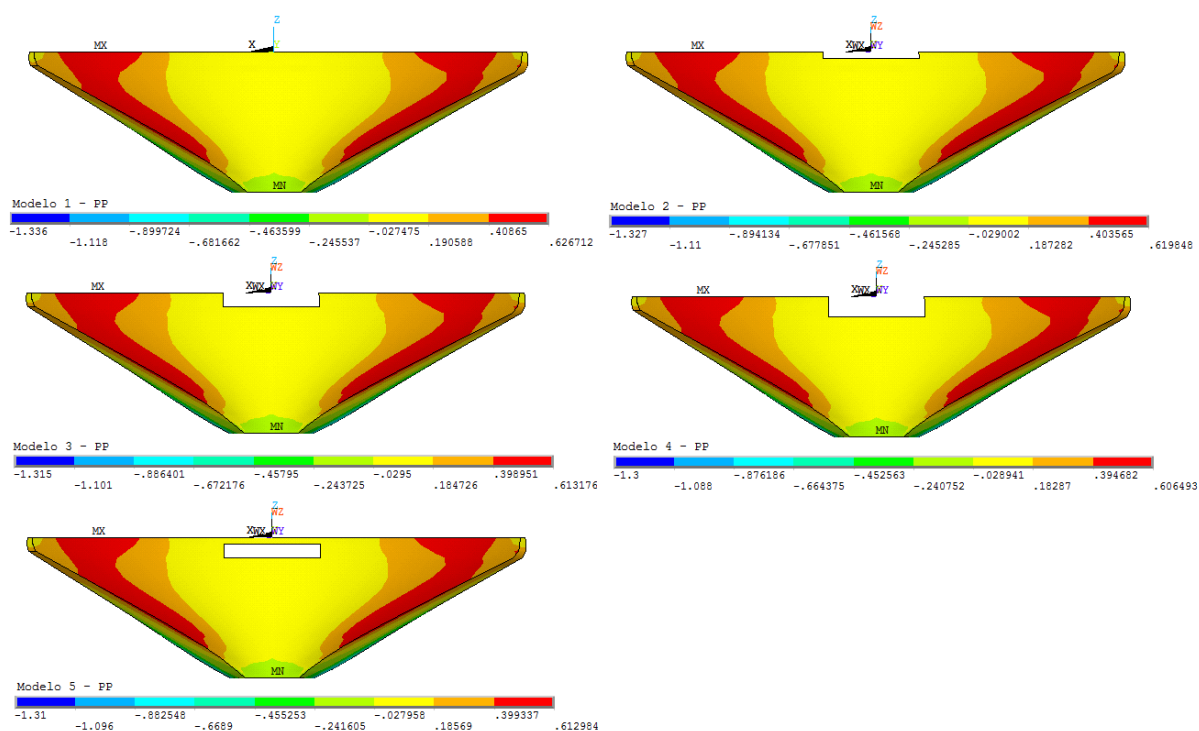


Fig. A1.2 – Tensões principais máximas no paramento de jusante (MPa).

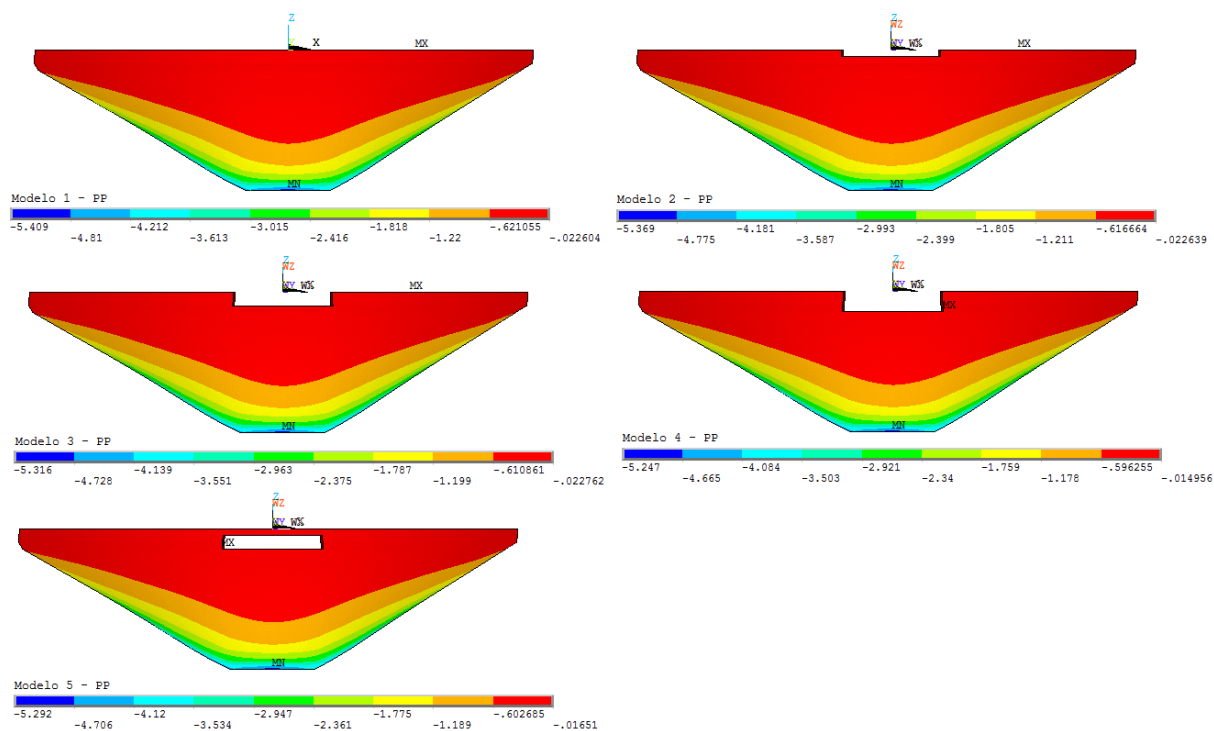


Fig. A1.3 – Tensões principais mínimas no paramento de montante (MPa).

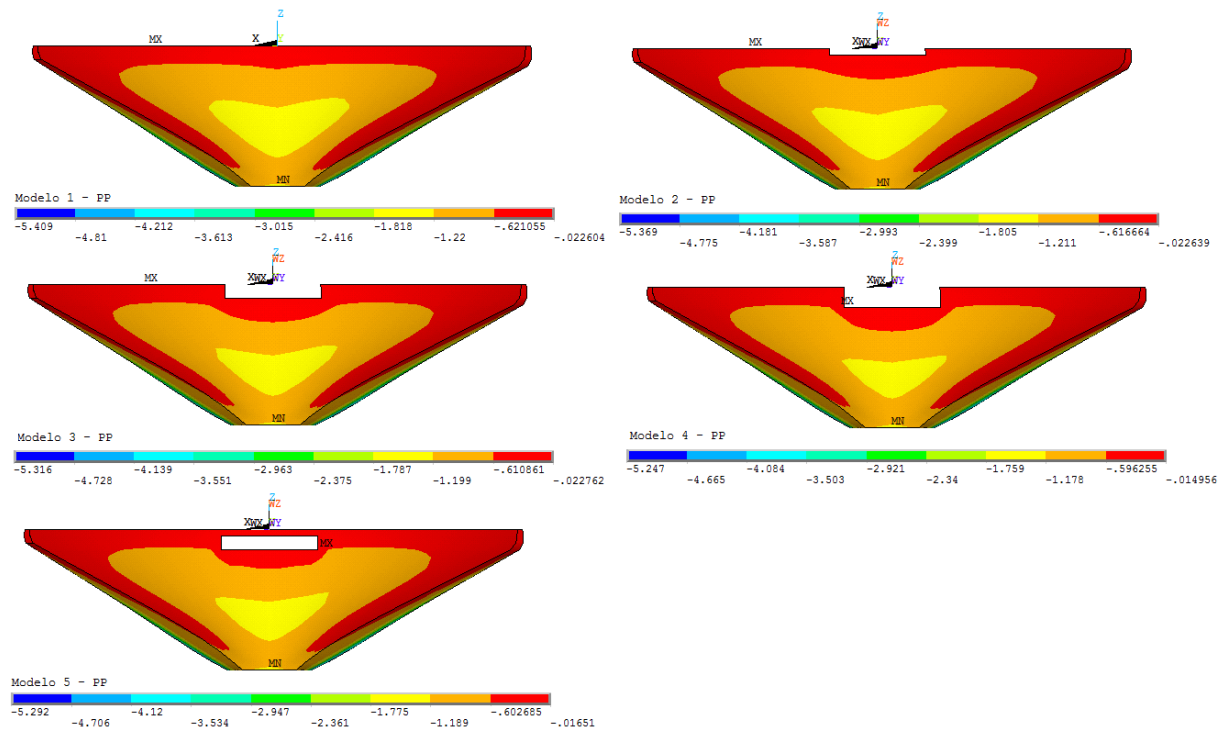


Fig. A1.4 – Tensões principais mínimas no paramento de jusante (MPa).

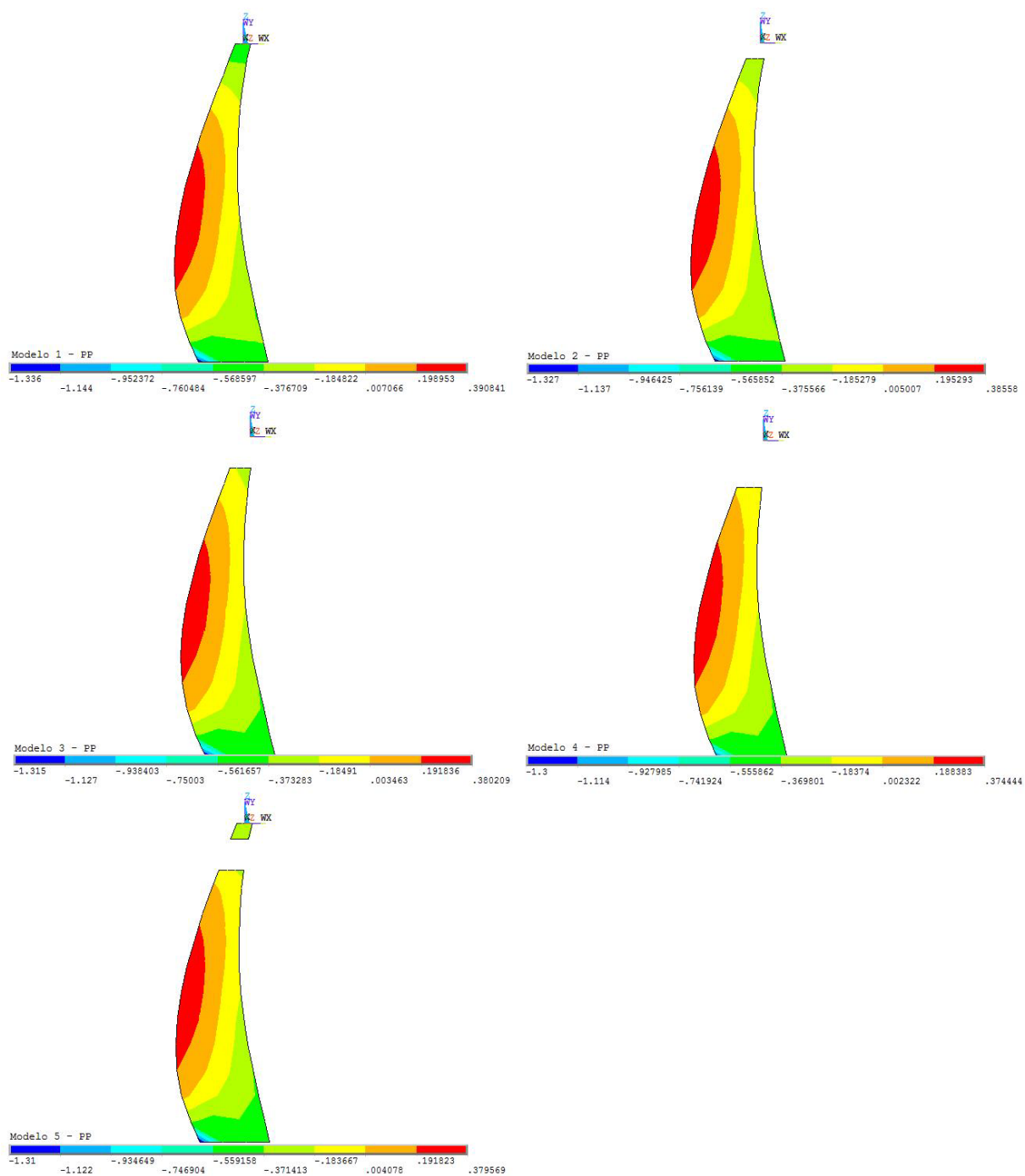


Fig. A1.5 – Tensões na direcção dos arcos ao longo da consola de fecho (MPa).

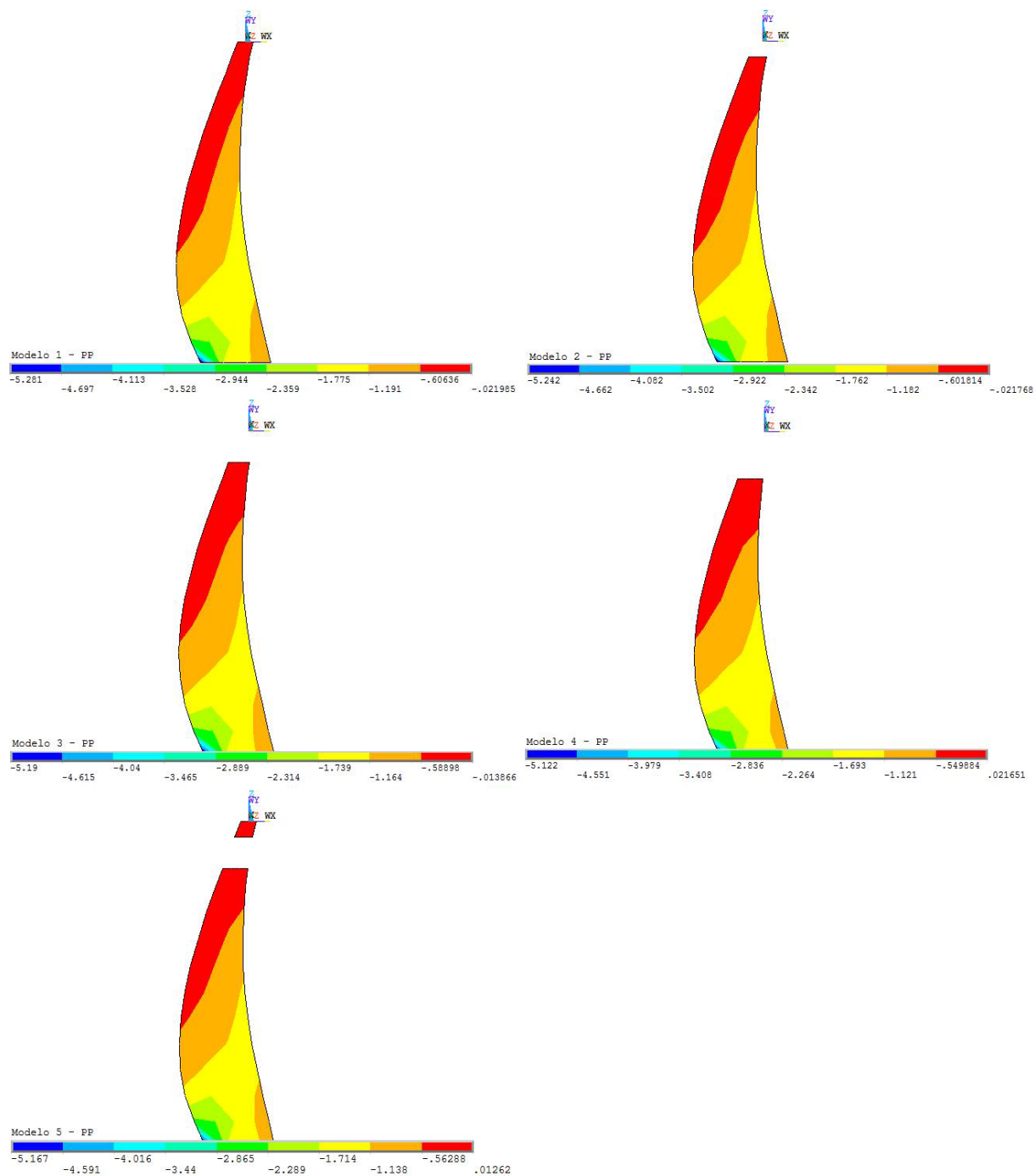


Fig. A1.6 – Tensões na direcção das consolas ao longo da consola de fecho (MPa).

A.2. HIPÓTESE 2 – PP+NPA

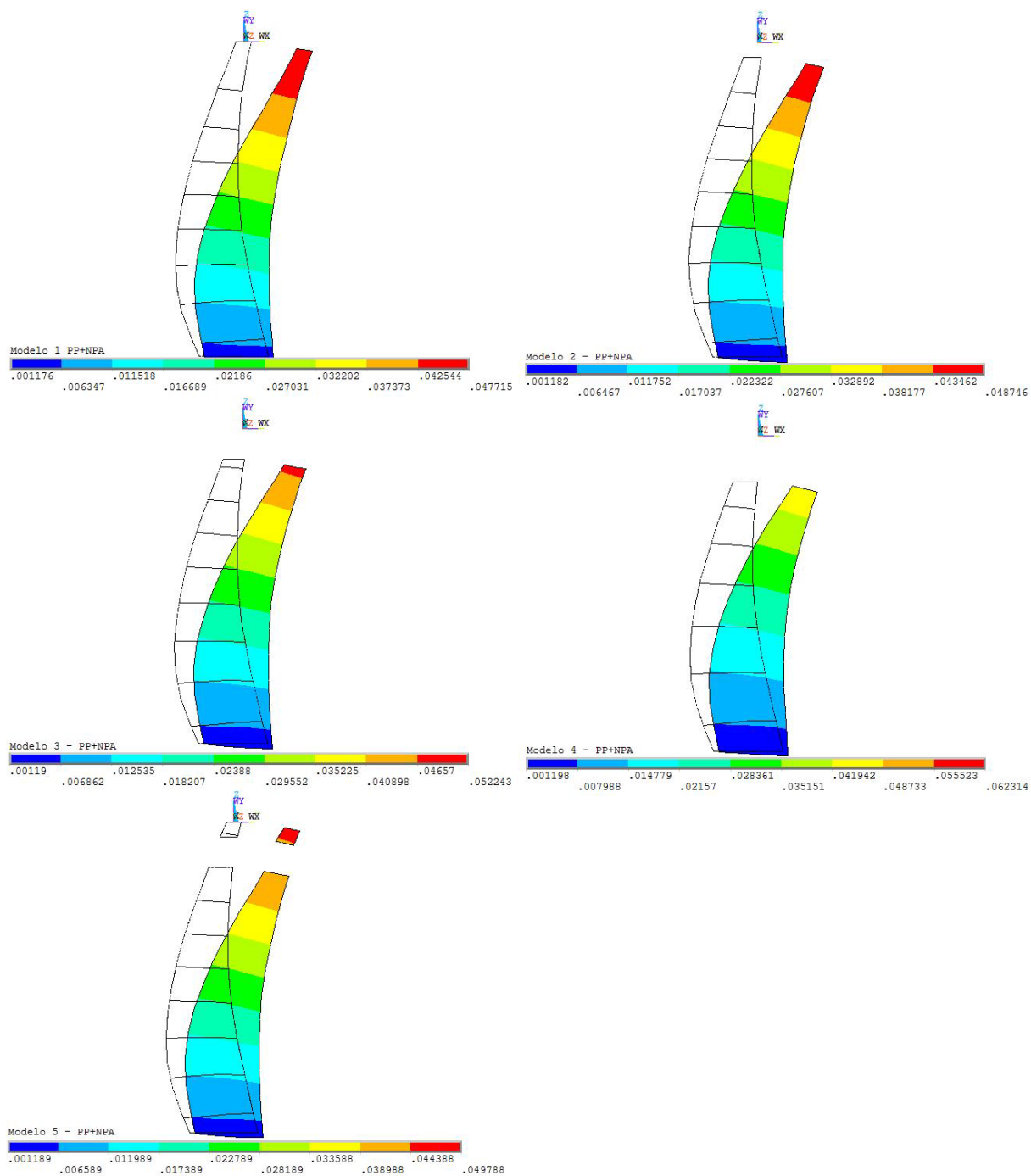


Fig. A2.1 – Deslocamentos da consola de fecho na direcção montante jusante (m).

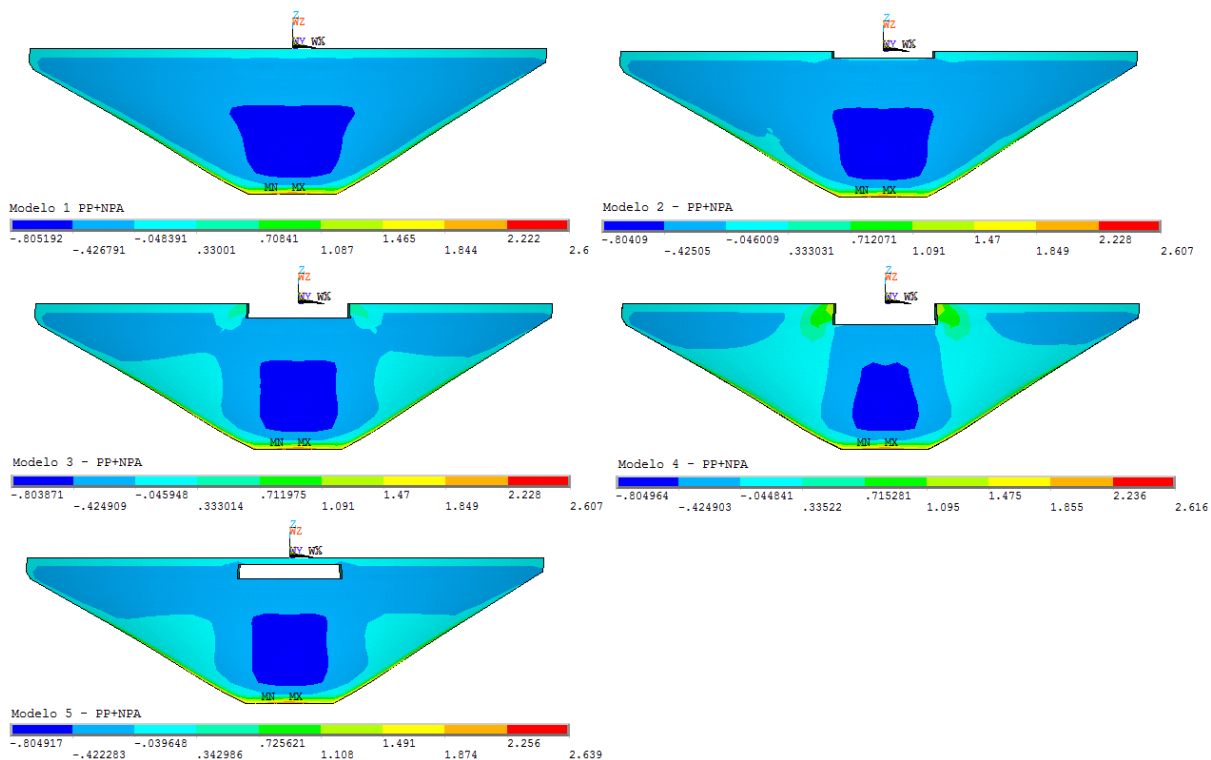


Fig. A2.2 – Tensões principais máximas no paramento de montante (MPa).

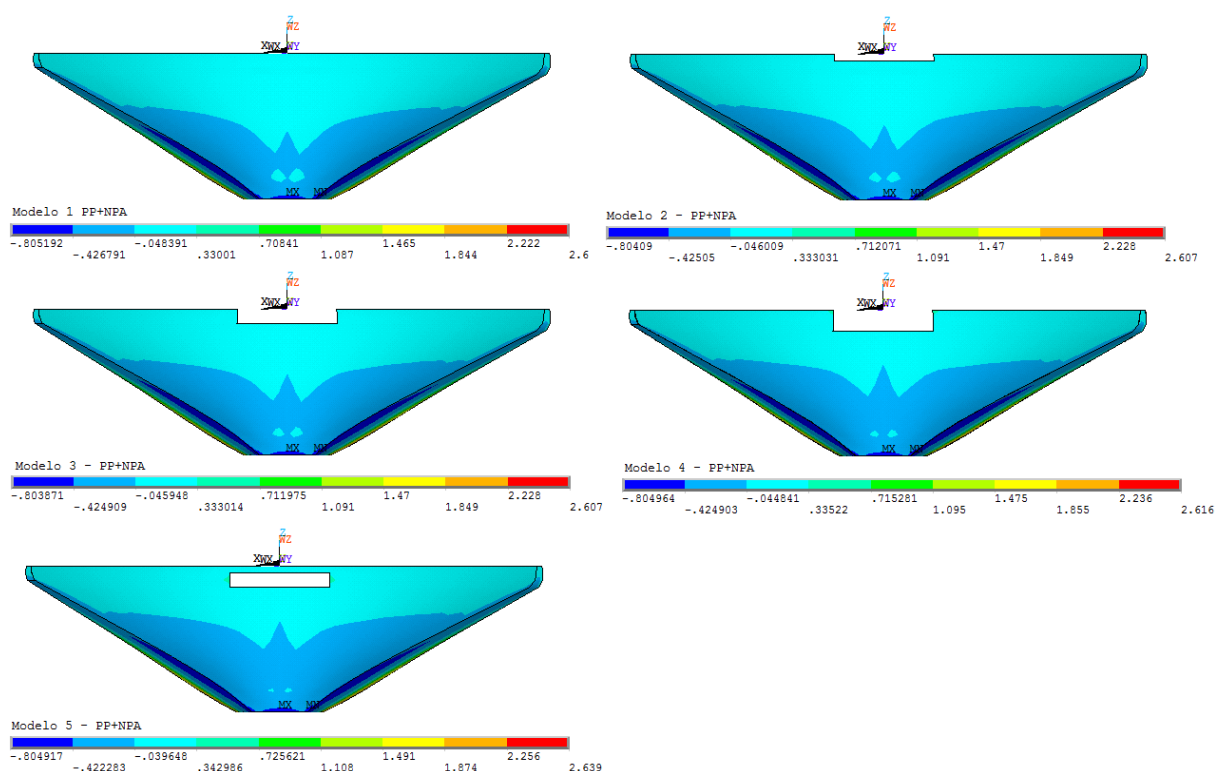


Fig. A2.3 – Tensões principais máximas no paramento de jusante (MPa).

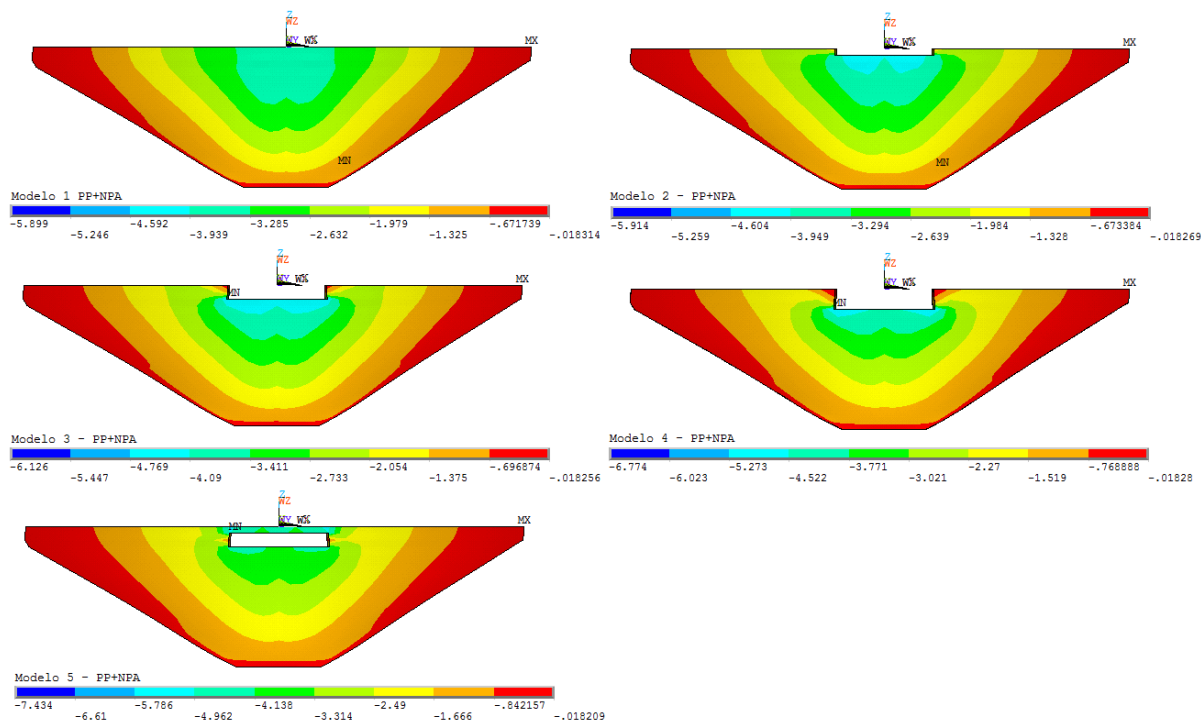


Fig. A2.4 – Tensões principais mínimas no paramento de montante (MPa).

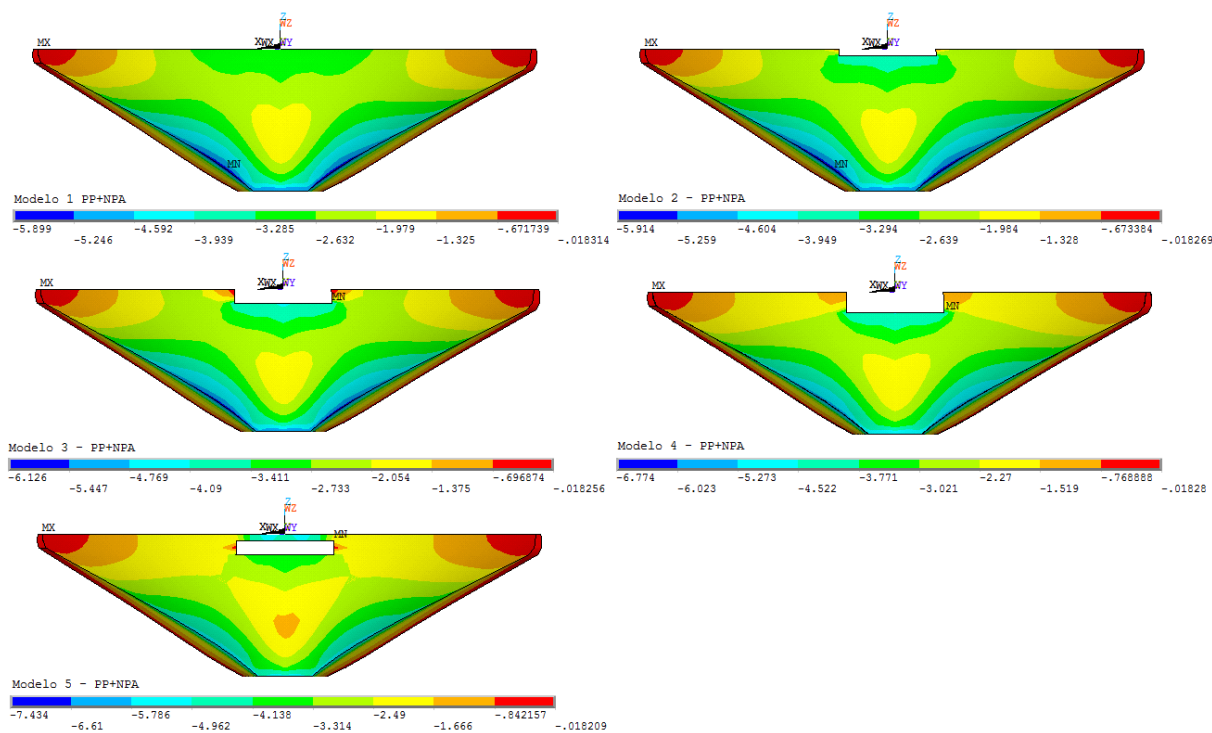


Fig. A2.5 – Tensões principais mínimas no paramento de jusante (MPa).

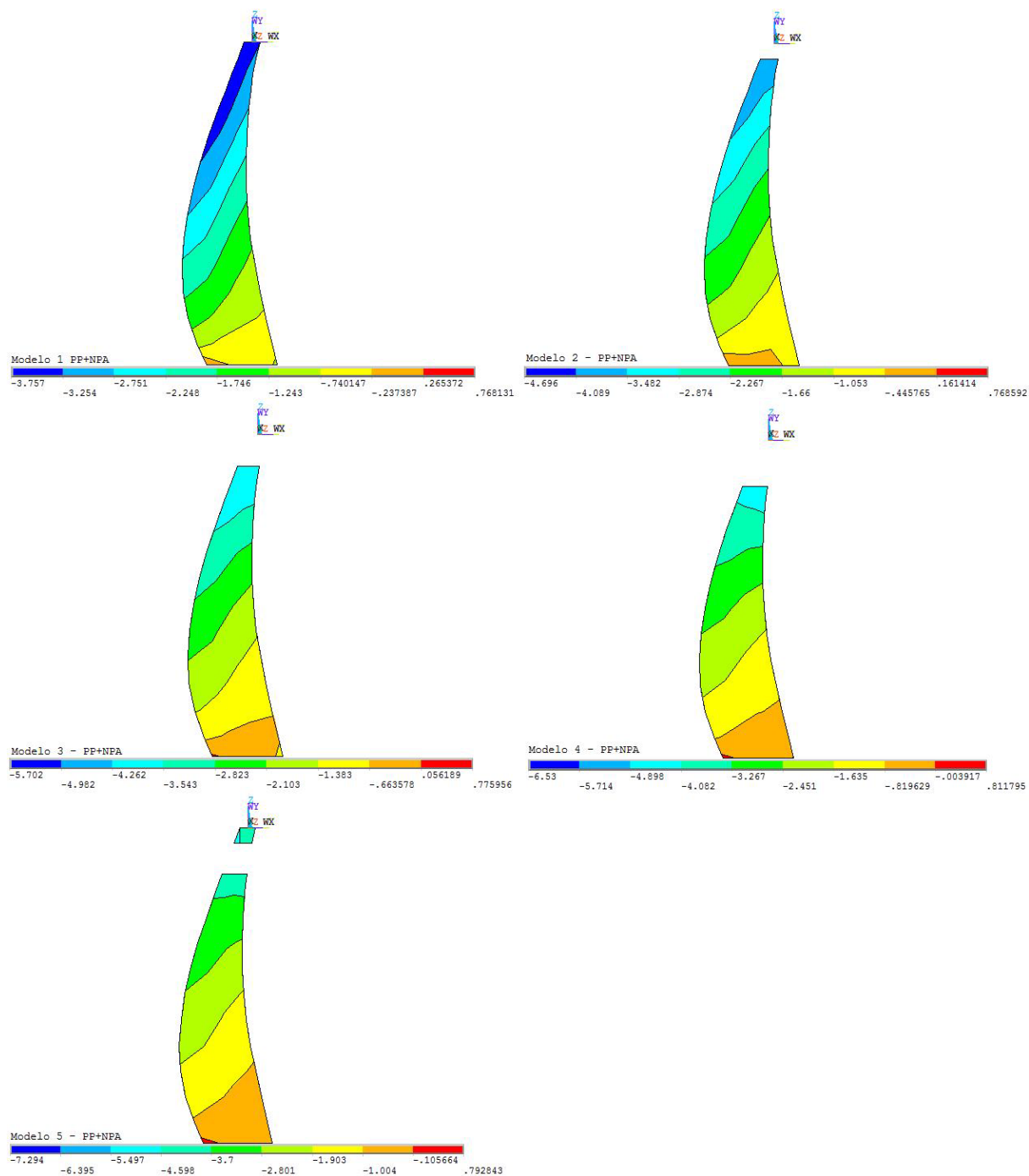


Fig. A2.6 – Tensões na direcção dos arcos ao longo da consola de fecho (MPa).

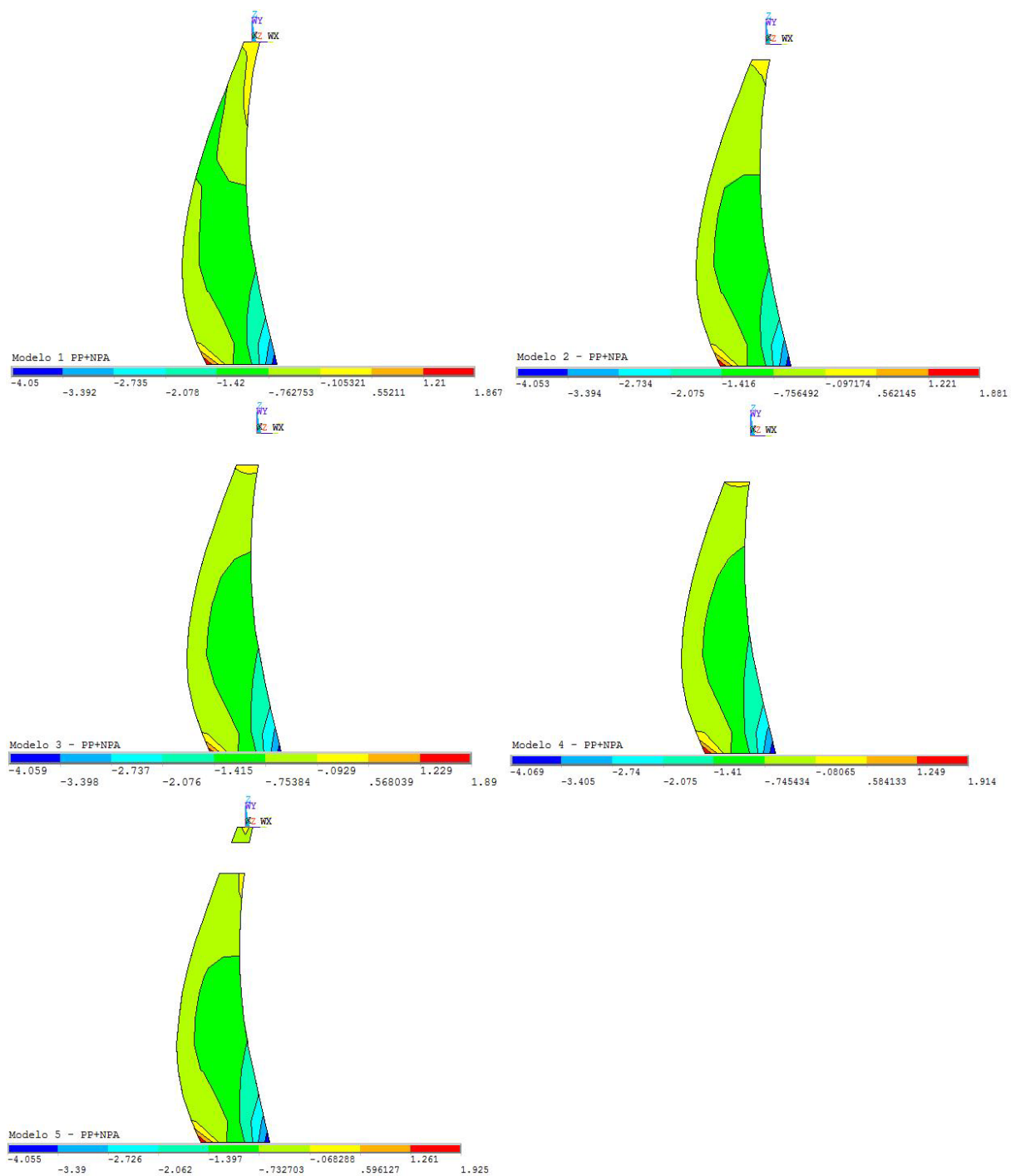


Fig. A2.7 – Tensões na direcção das consolas ao longo da consola de fecho (MPa).

A3. HIPÓTESE 3 – VR

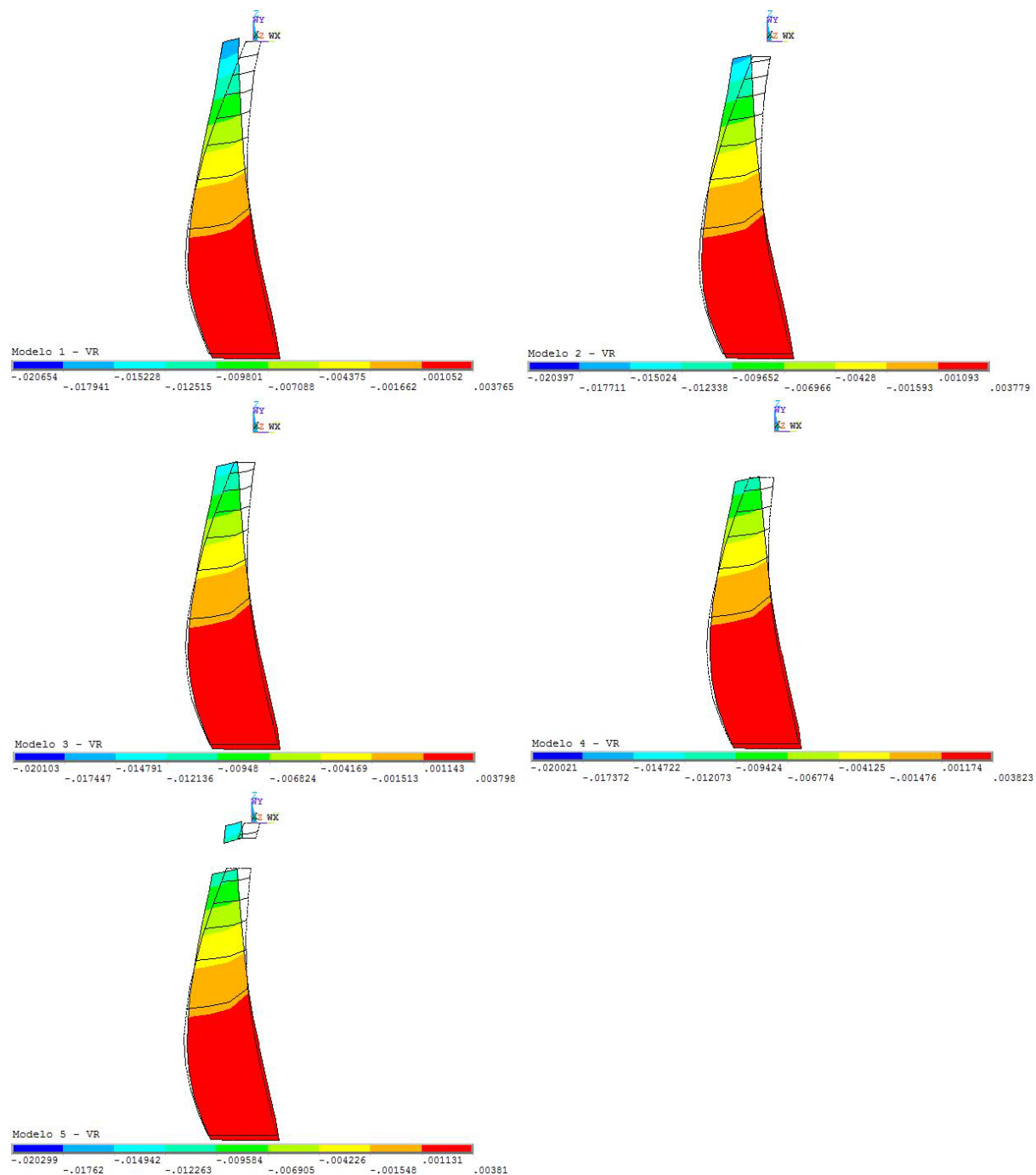


Fig. A3.1 – Deslocamentos da consola de fecho na direcção montante jusante (m).

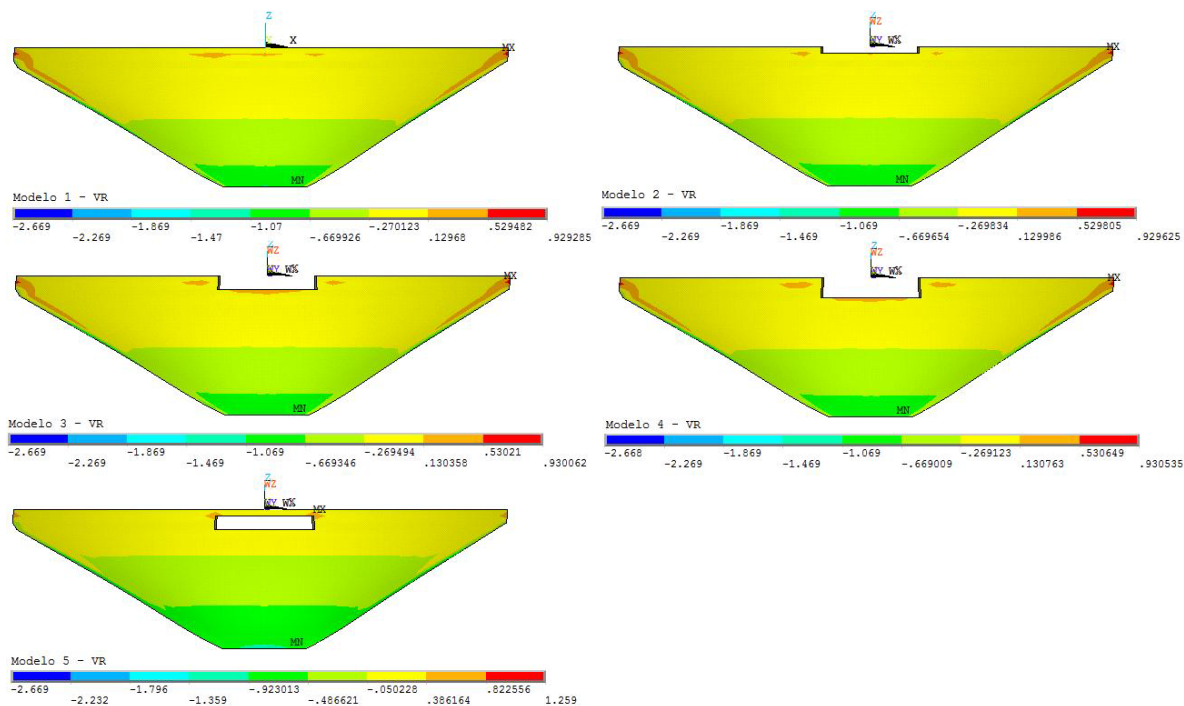


Fig. A3.2 – Tensões principais máximas no paramento de montante (MPa).

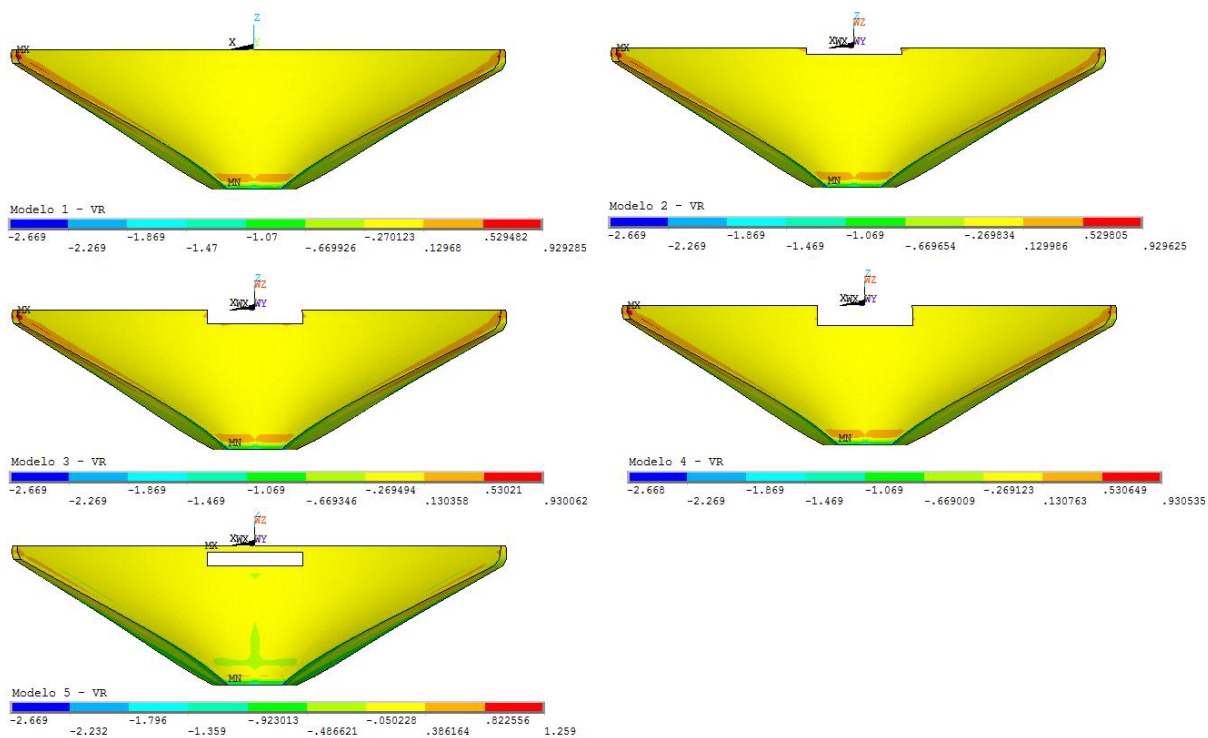


Fig. A3.3 – Tensões principais máximas no paramento de jusante (MPa).

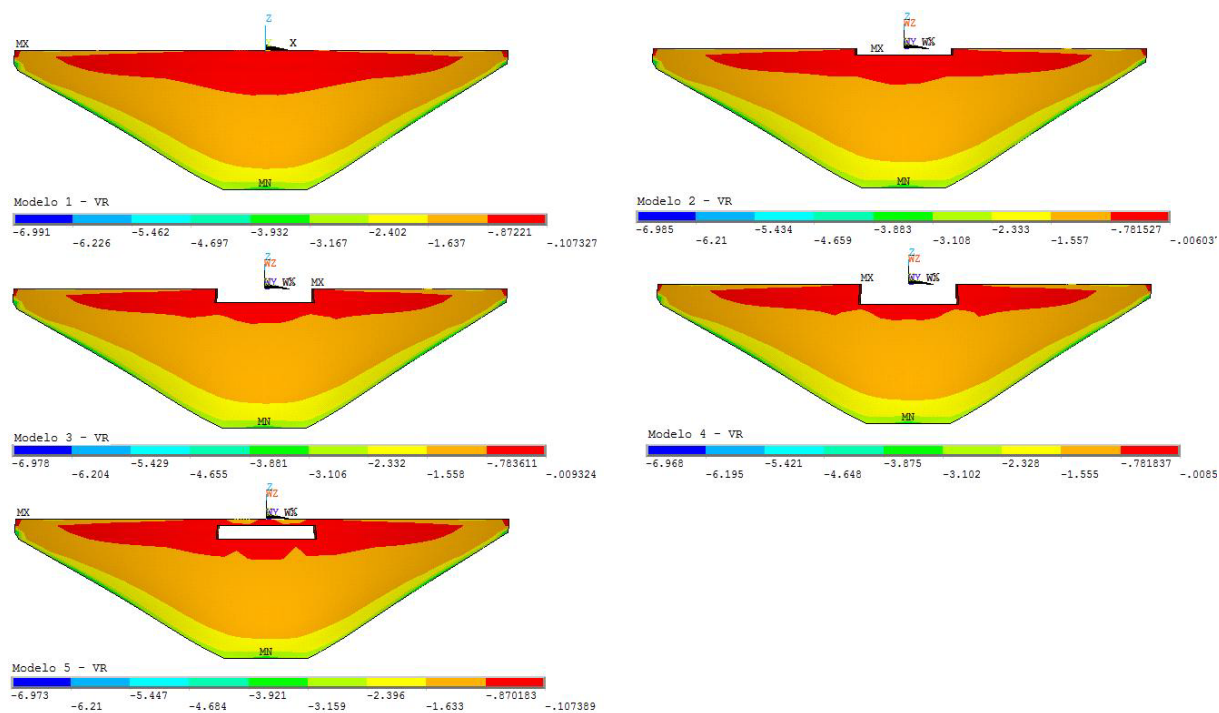


Fig. A3.4 – Tensões principais mínimas no paramento de montante (MPa).

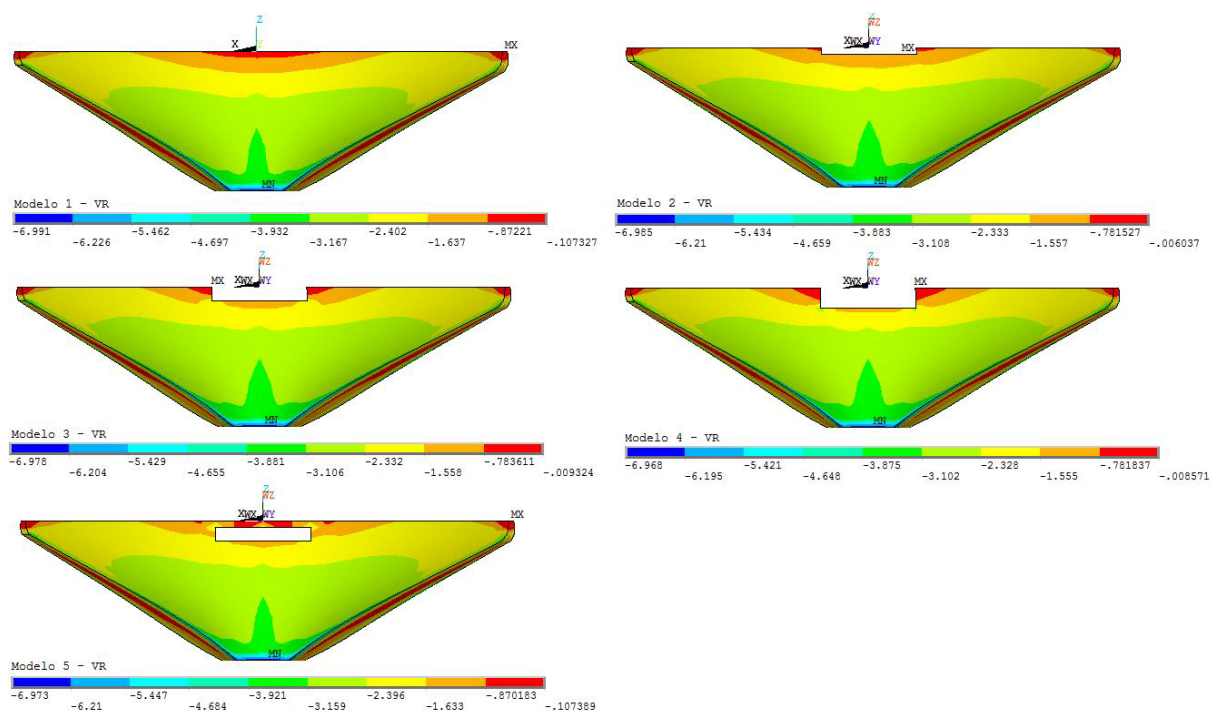


Fig. A3.5 – Tensões principais mínimas no paramento de jusante (MPa).

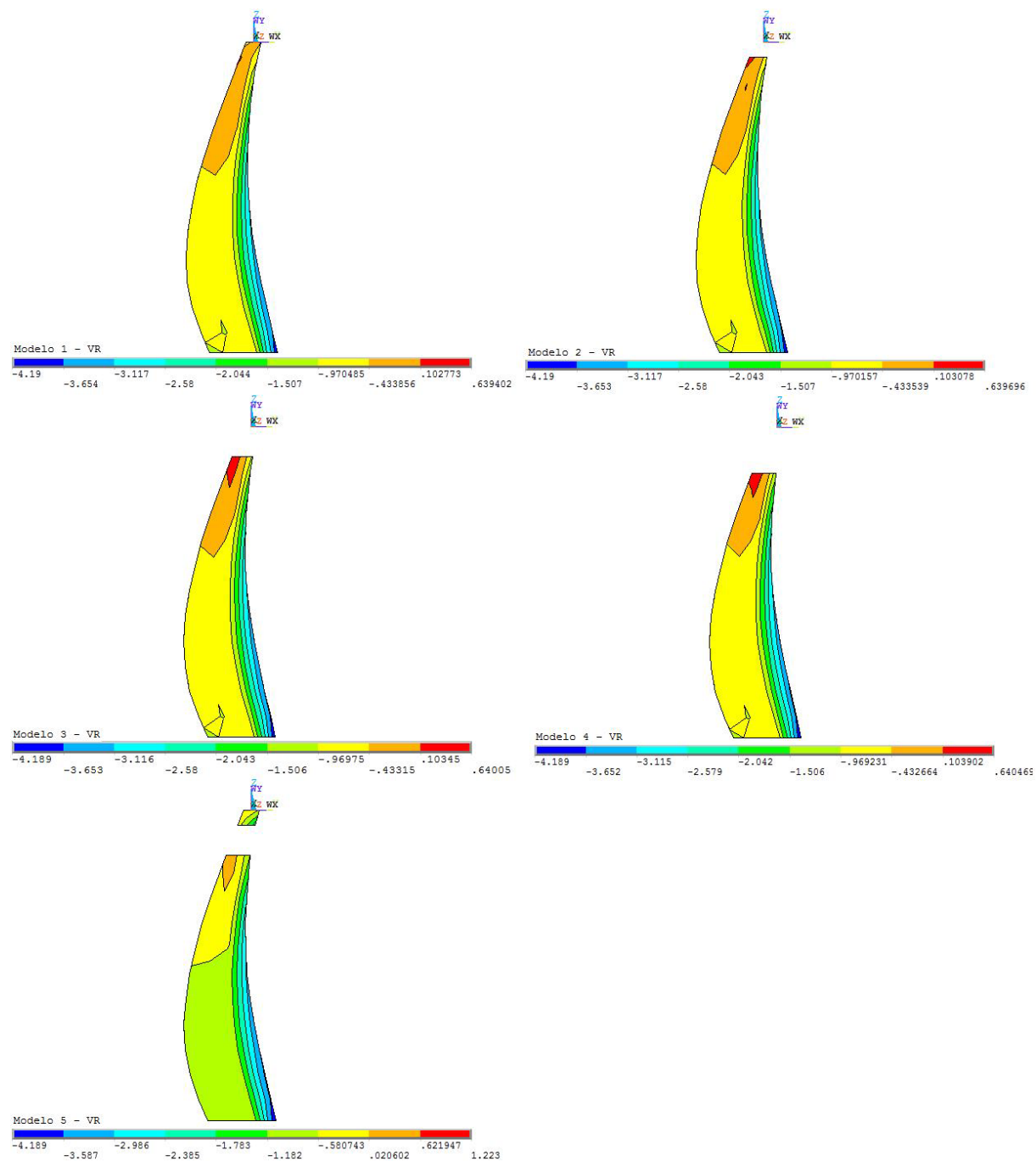


Fig. A3.6 – Tensões na direcção dos arcos ao longo da consola de fecho (MPa).

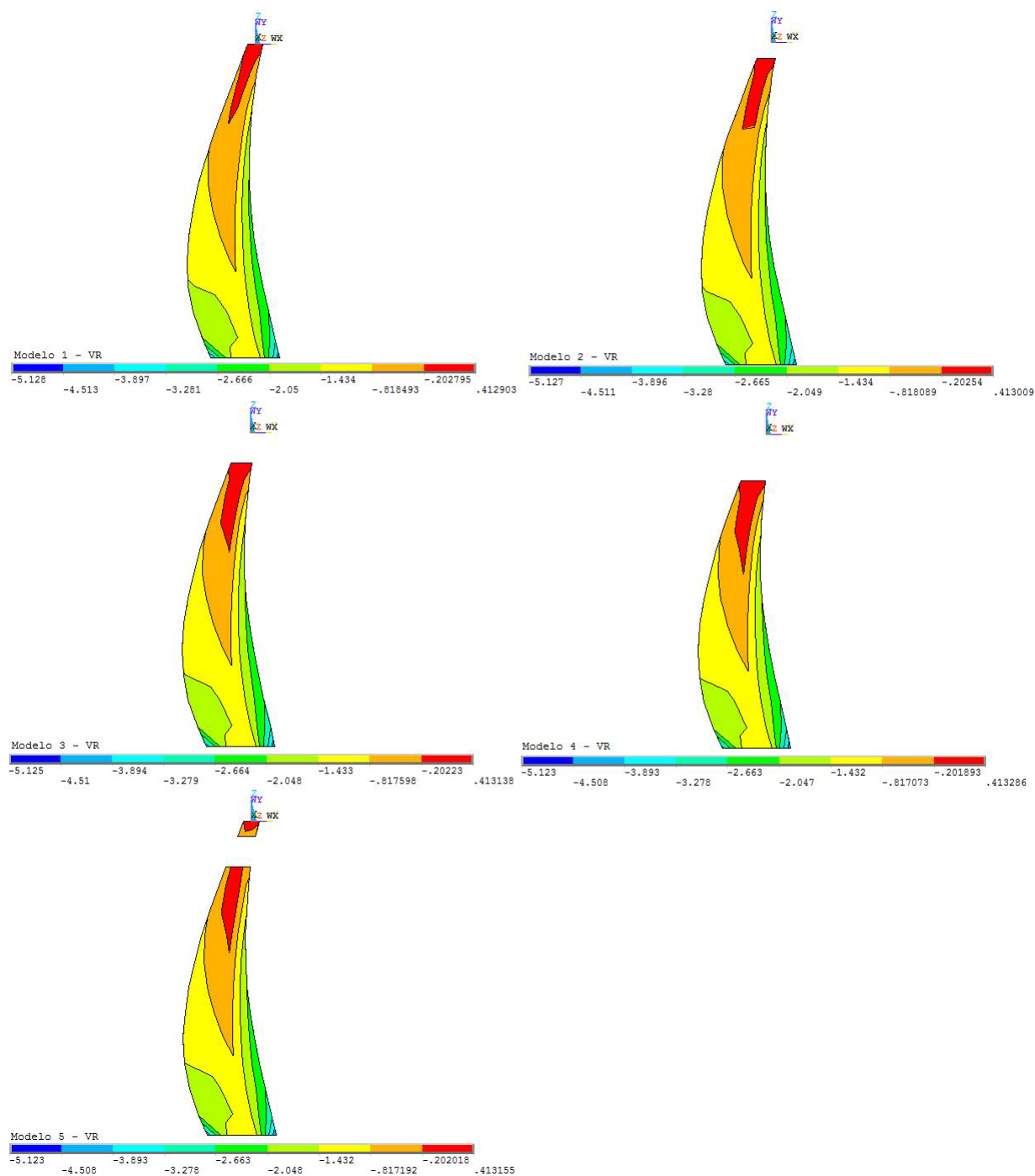


Fig. A3.7 – Tensões na direcção das consolas ao longo da consola de fecho (MPa).

A4. HIPÓTESE 4 – INV

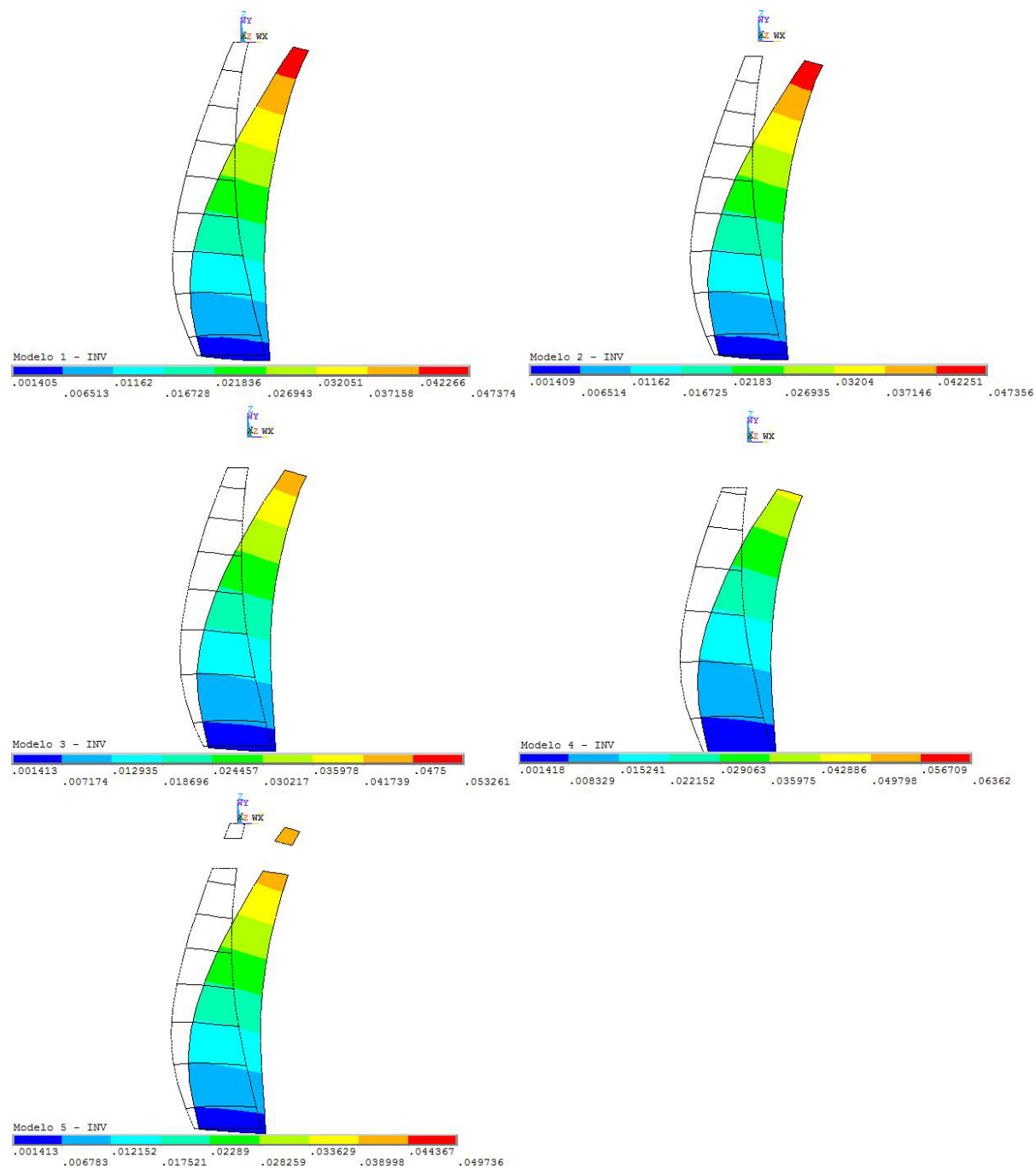


Fig. A4.1 – Deslocamentos da consola de fecho na direcção montante jusante (m).

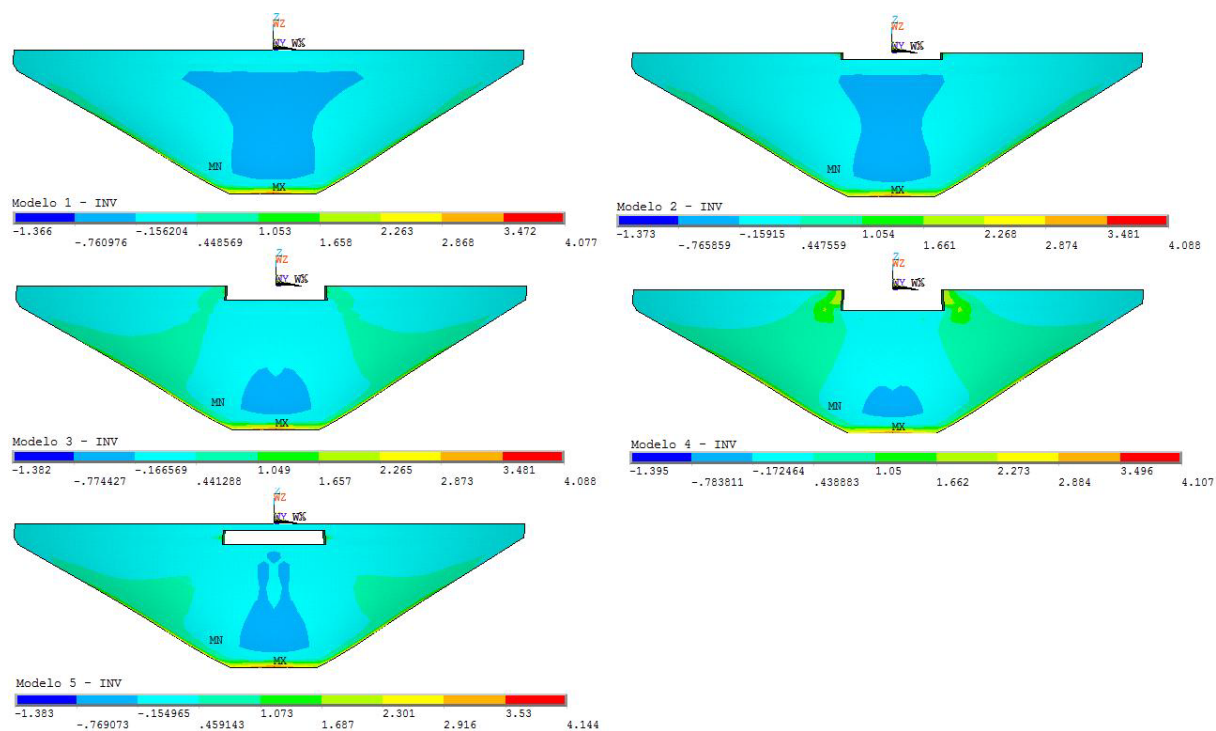


Fig. A4.2 – Tensões principais máximas no paramento de montante (MPa).

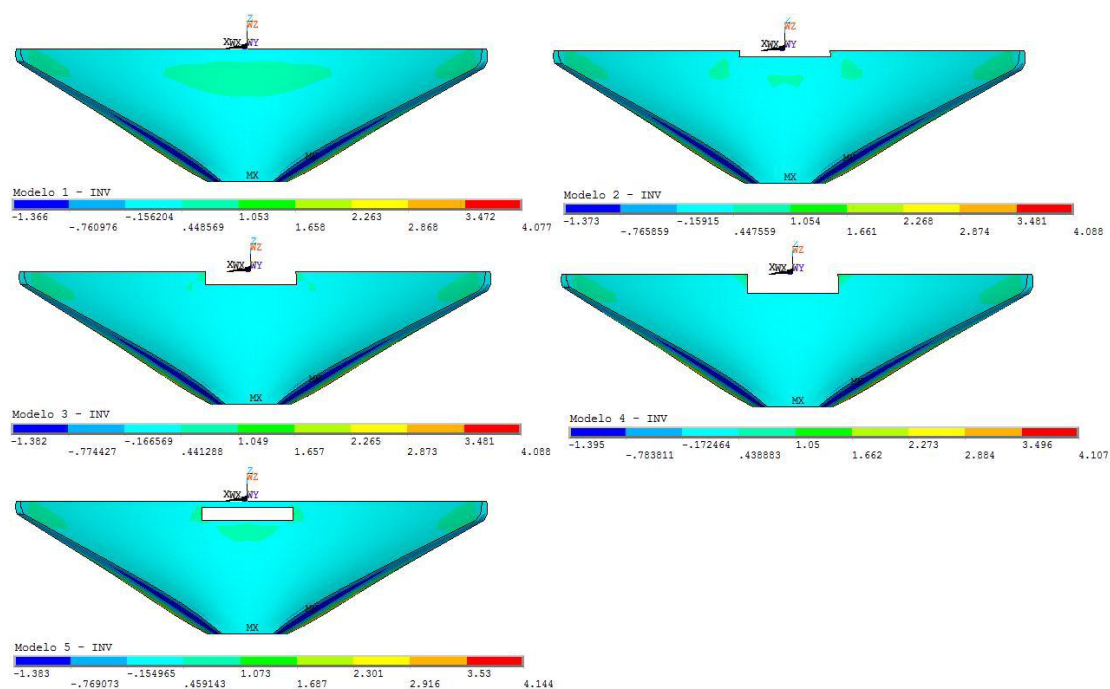


Fig. A4.3 – Tensões principais máximas no paramento de jusante (MPa).

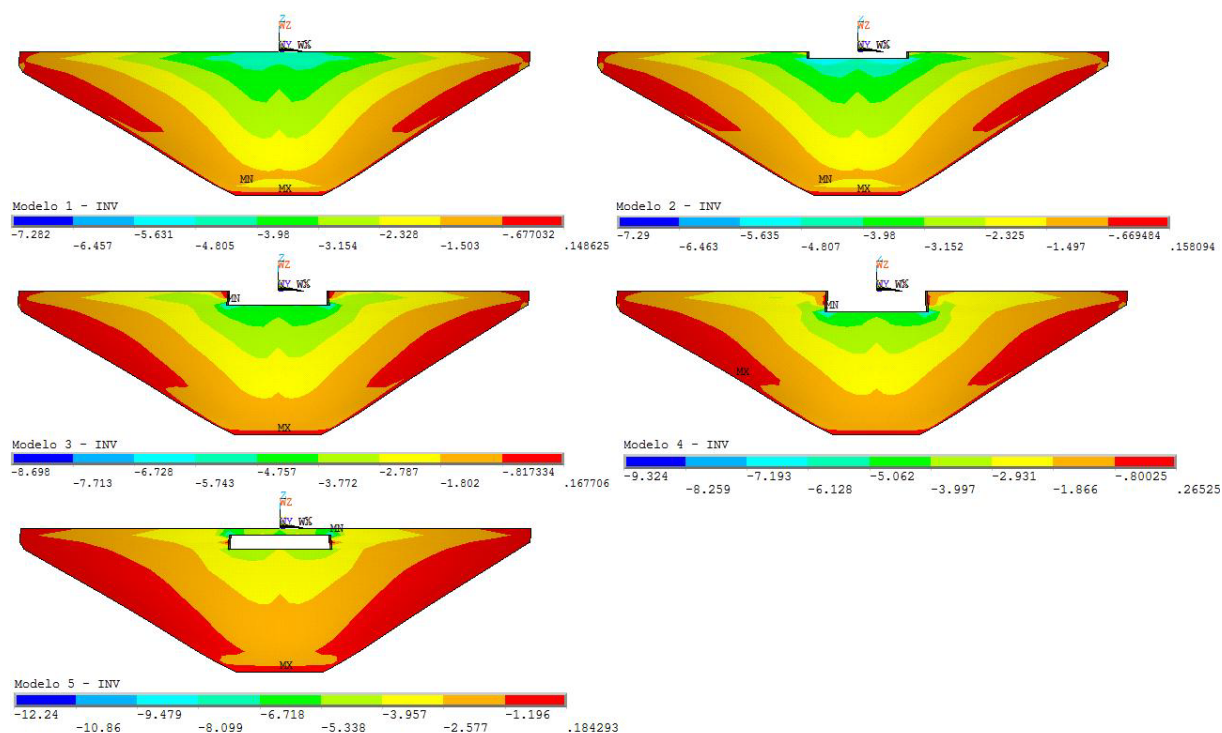


Fig. A4.4 – Tensões principais mínimas no paramento de montante (MPa).

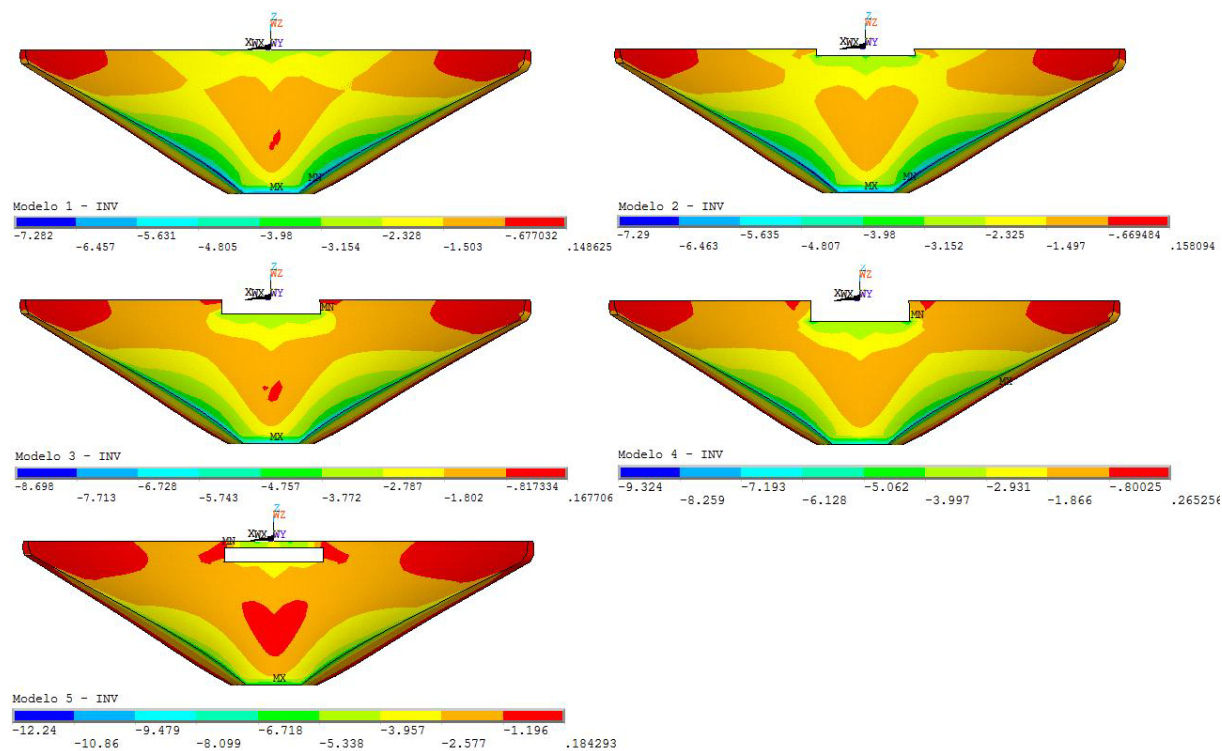


Fig. A4.5 – Tensões principais mínimas no paramento de jusante (MPa).

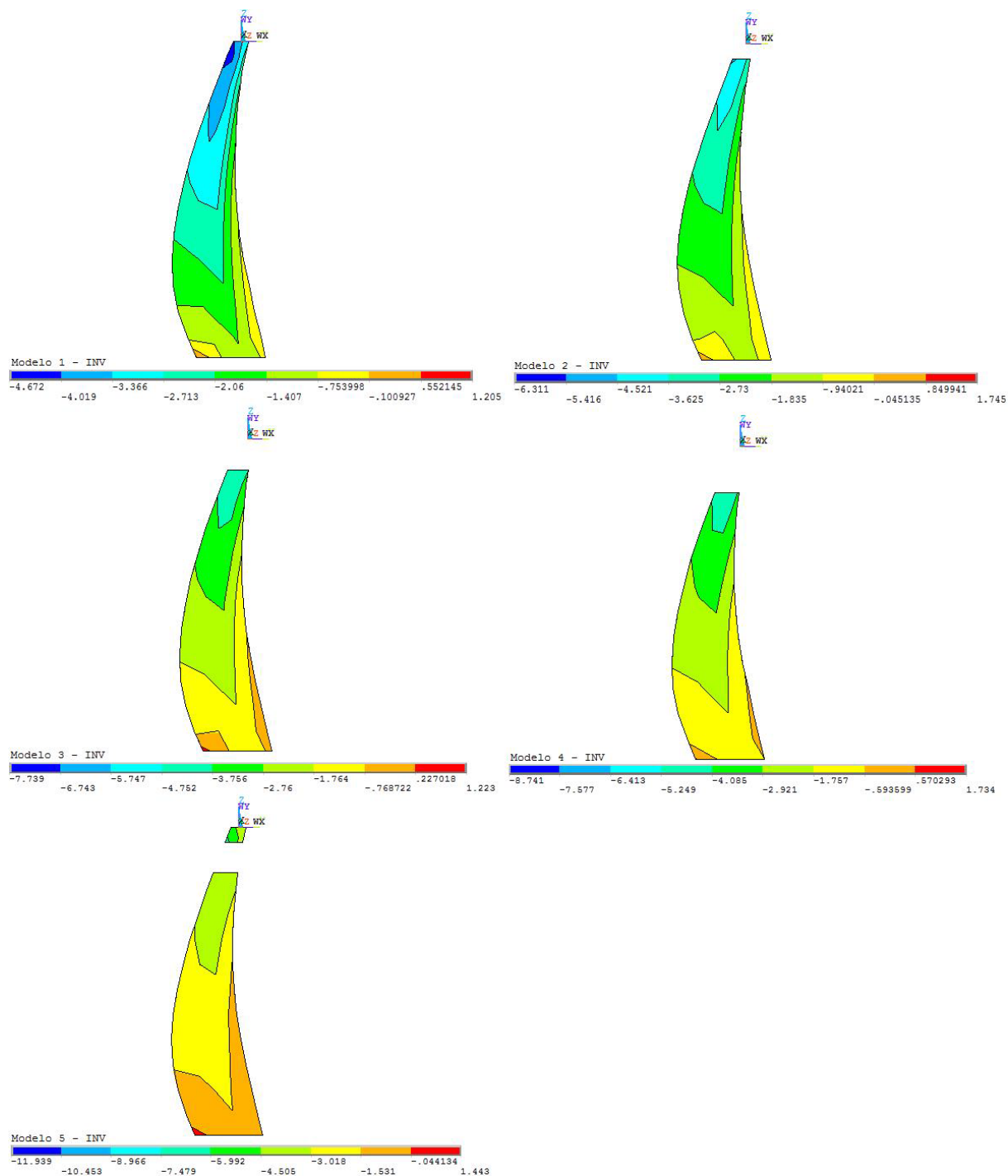


Fig. A4.6 – Tensões na direcção dos arcos ao longo da consola de fecho (MPa).

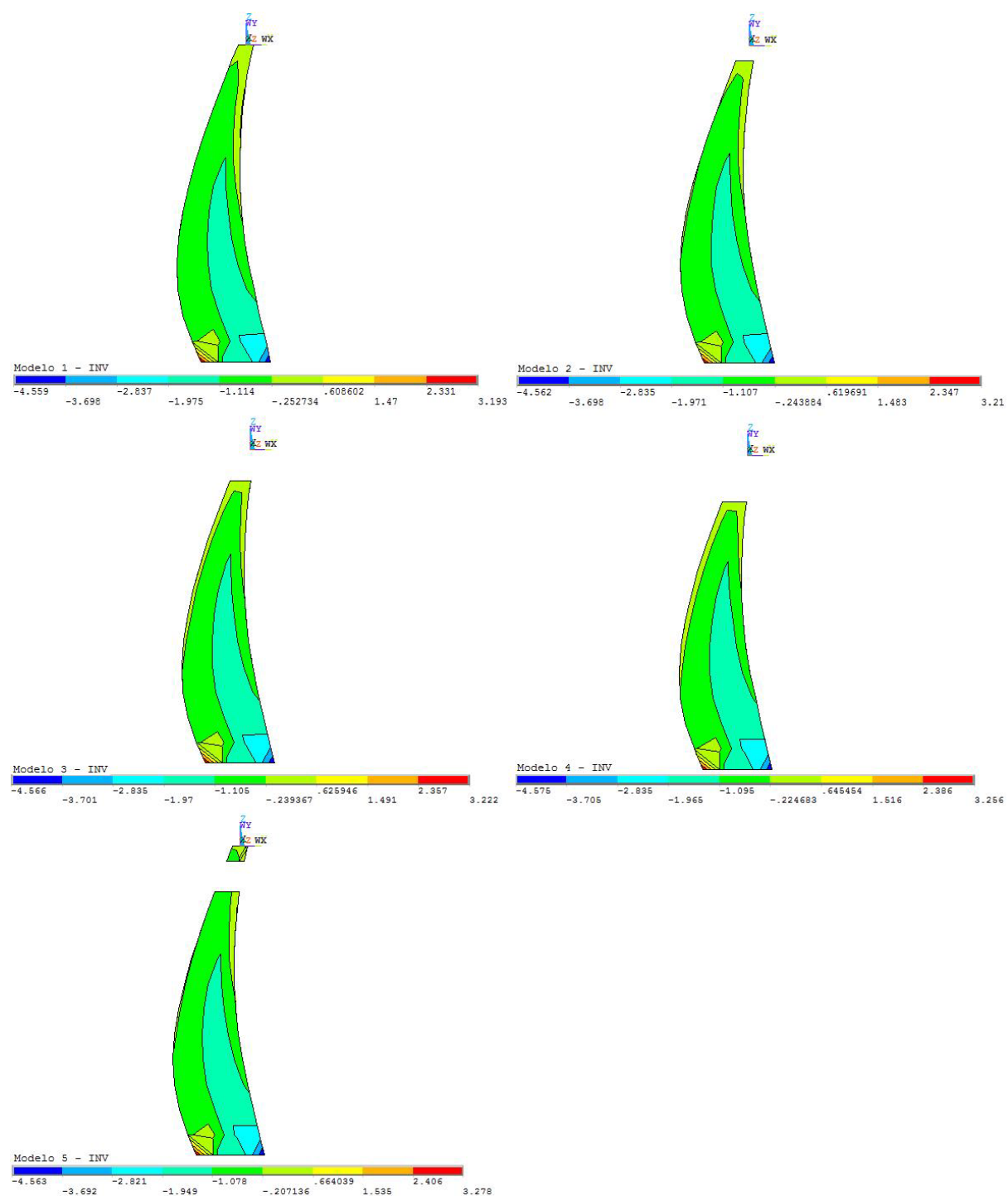


Fig. A4.7 – Tensões na direcção das consolas ao longo da consola de fecho (MPa).

ANEXO B

RESULTADOS GRÁFICOS OBTIDOS NA ANÁLISE DINÂMICA

B1. REPRESENTAÇÕES DOS 5 PRIMEIROS MODOS DE VIBRAÇÃO

B1.1. – HIPÓTESE 1 – ALBUFEIRA VAZIA

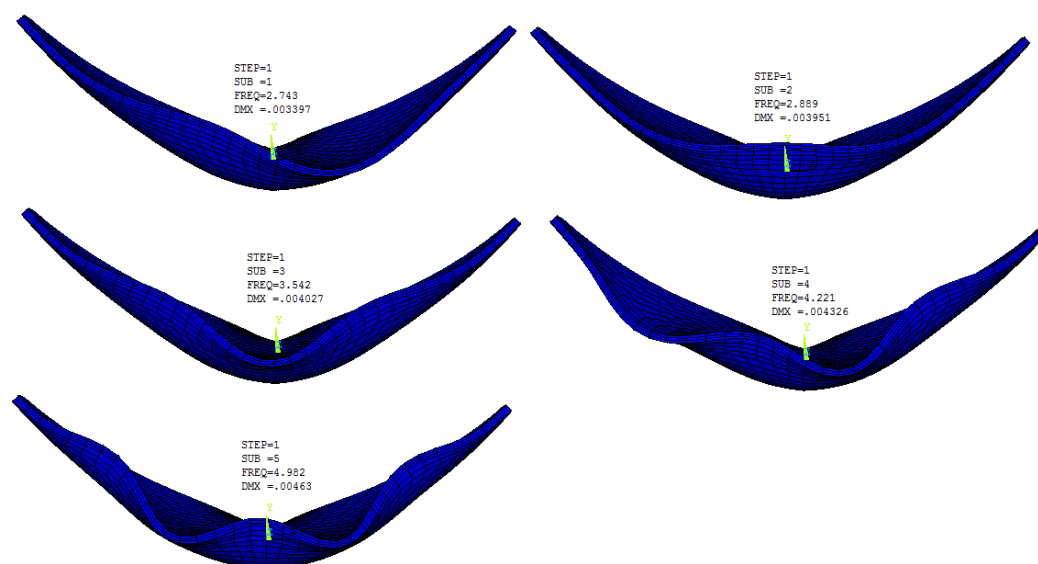


Fig. B1.1. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 1.

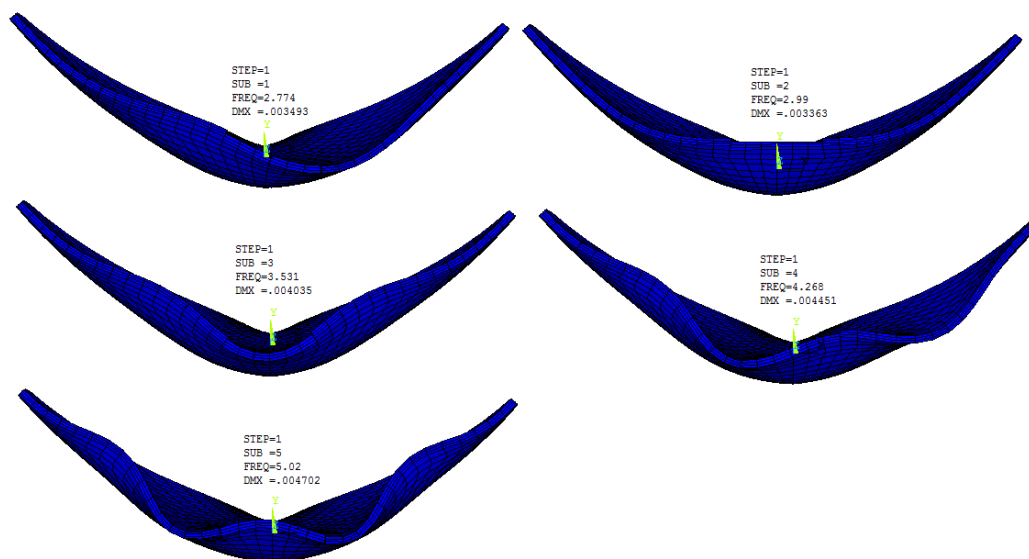


Fig. B1.2. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 2.

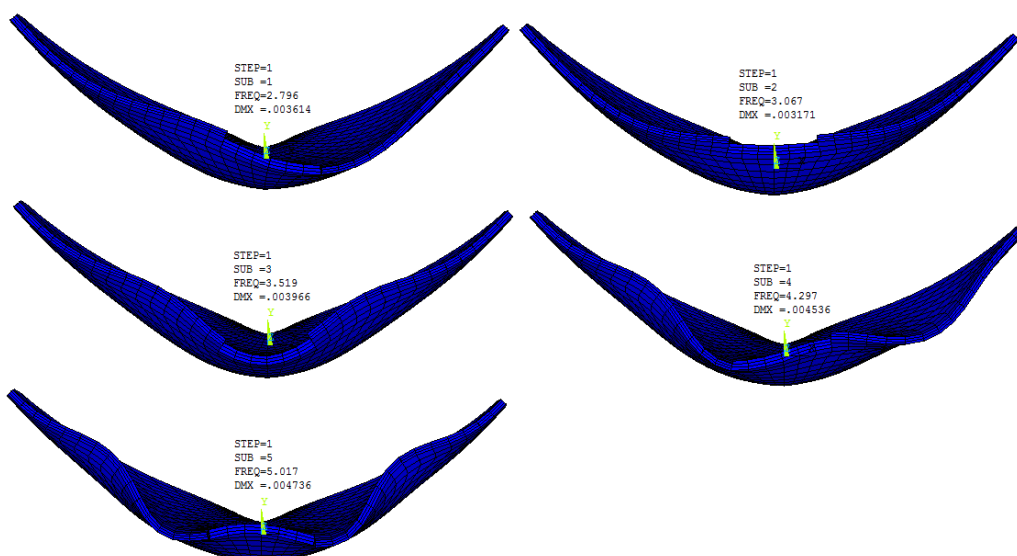


Fig. B1.3. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 3.

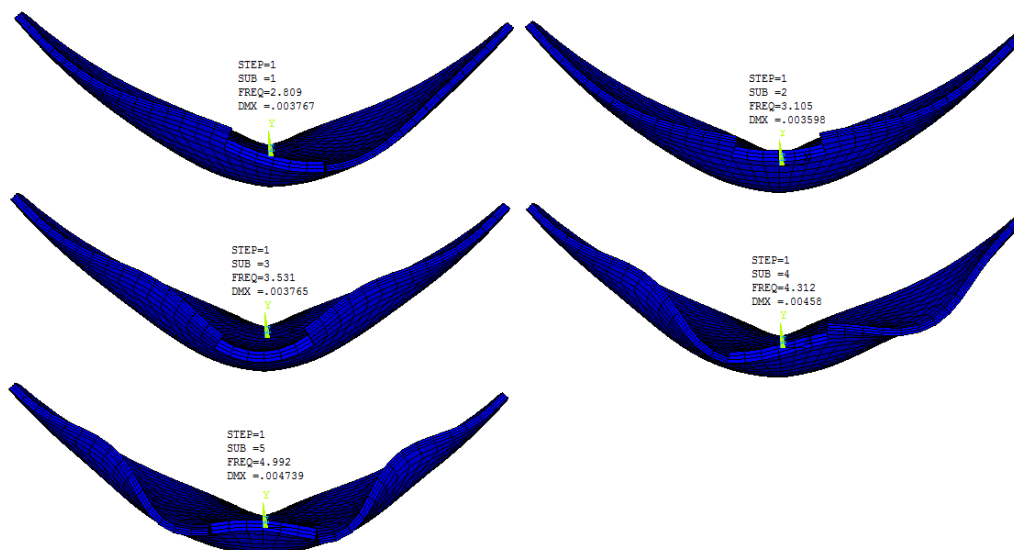


Fig. B1.4. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 4.

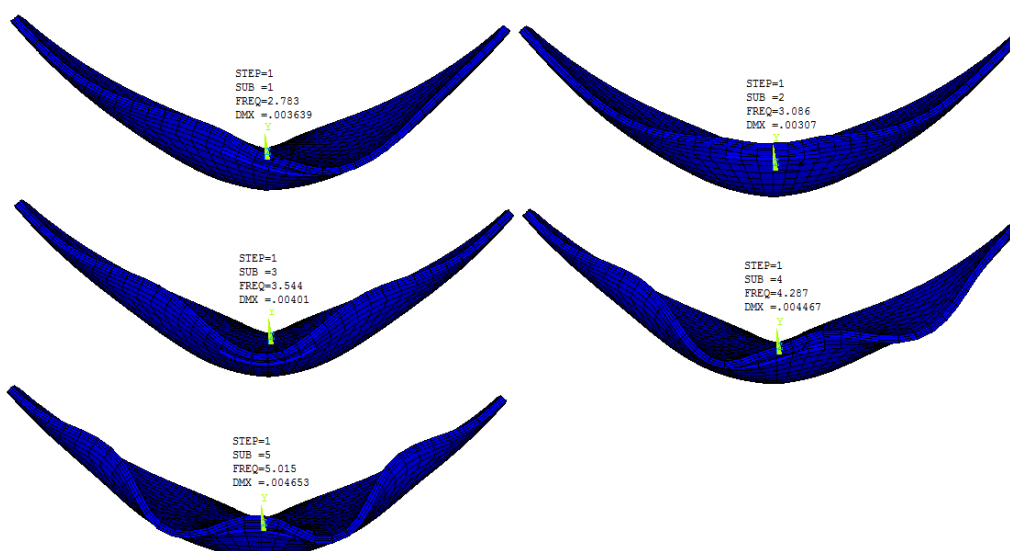


Fig. B1.5. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 5.

B1.2. – HIPÓTESE 2 – ALBUFEIRA CHEIA

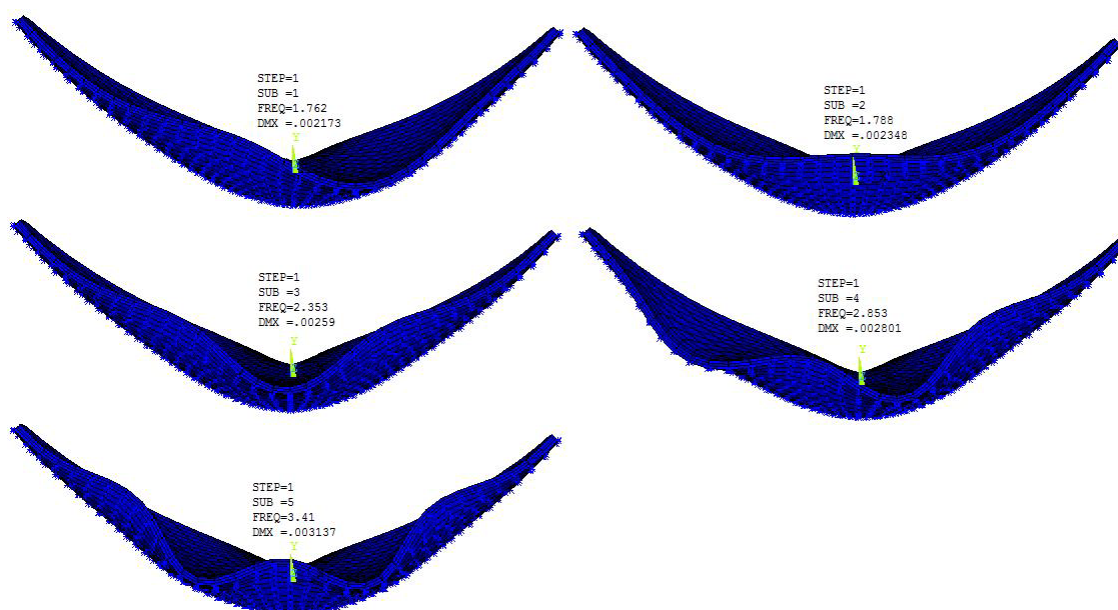


Fig. B1.6. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 1.

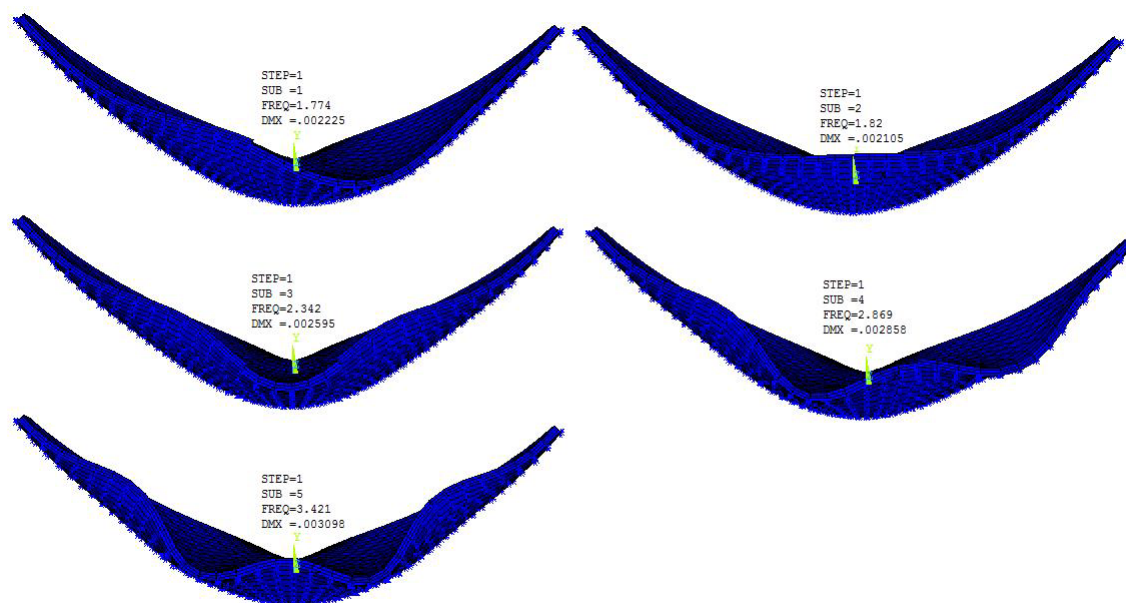


Fig. B1.7. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 2.

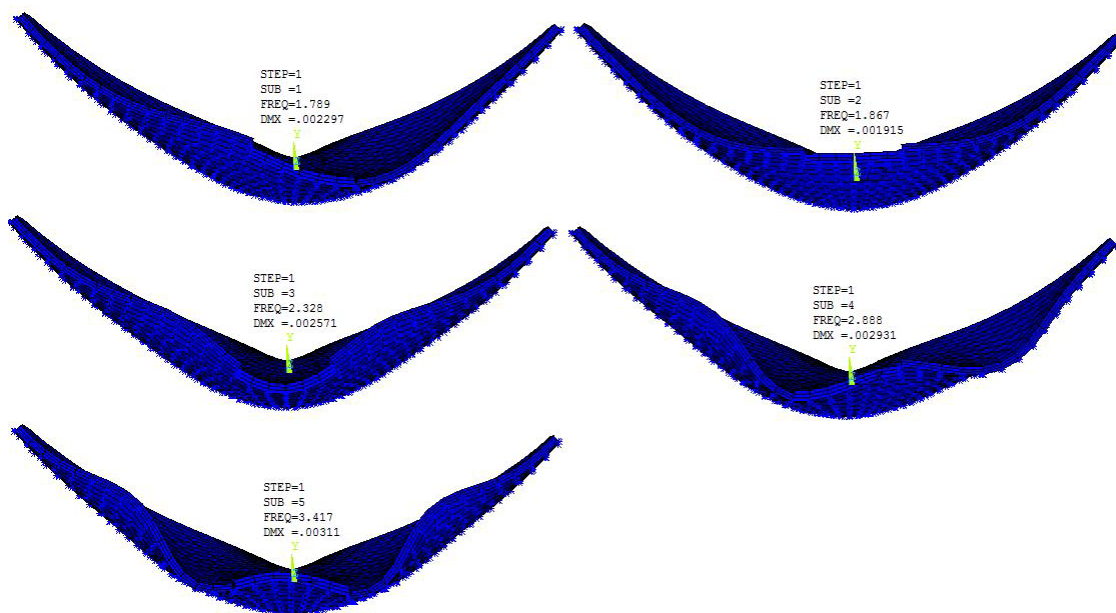


Fig. B1.8. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 3.

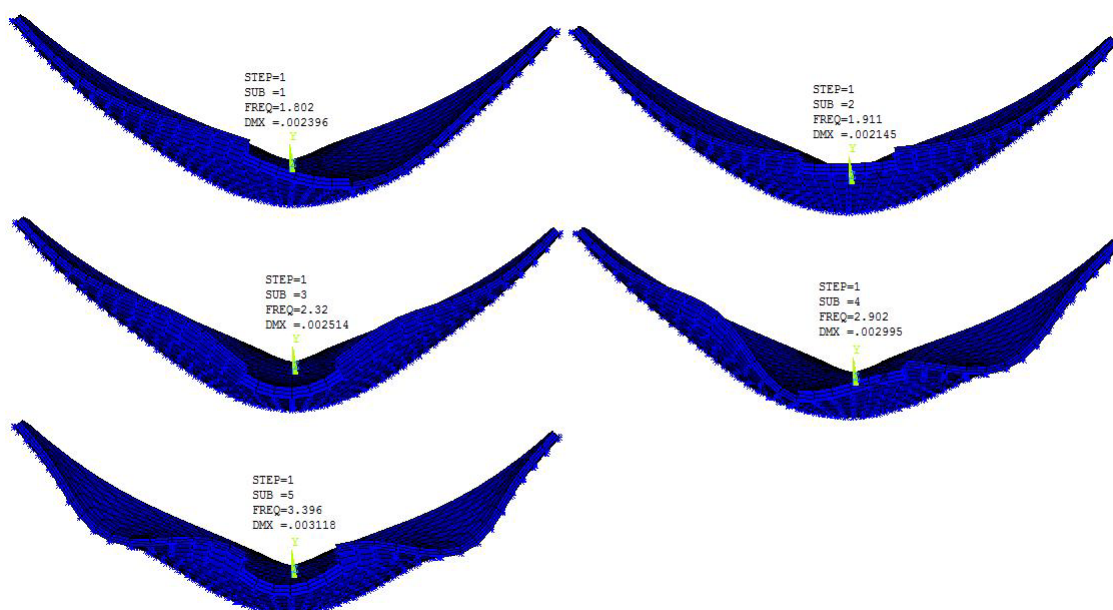


Fig. B1.9. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 4

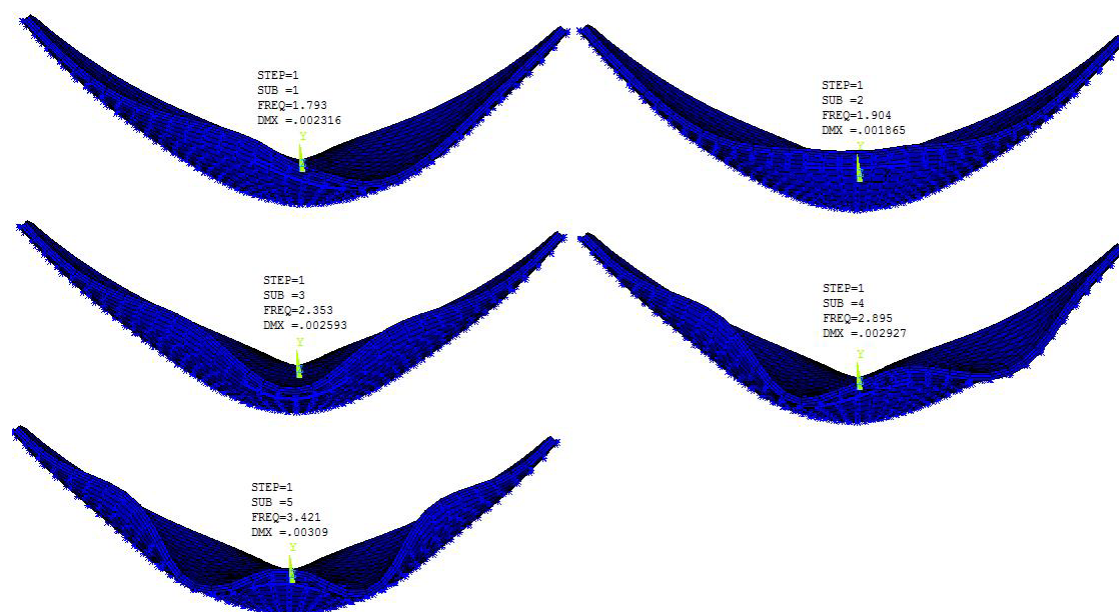


Fig. B1.10. – Primeiros 5 modos de vibração associados ao Modelo 5.

B2. REPRESENTAÇÕES DA RESPOSTA DA ESTRUTURA À ACÇÃO SÍSMICA

B2.1. – HIPÓTESE 1 – ALBUFEIRA VAZIA

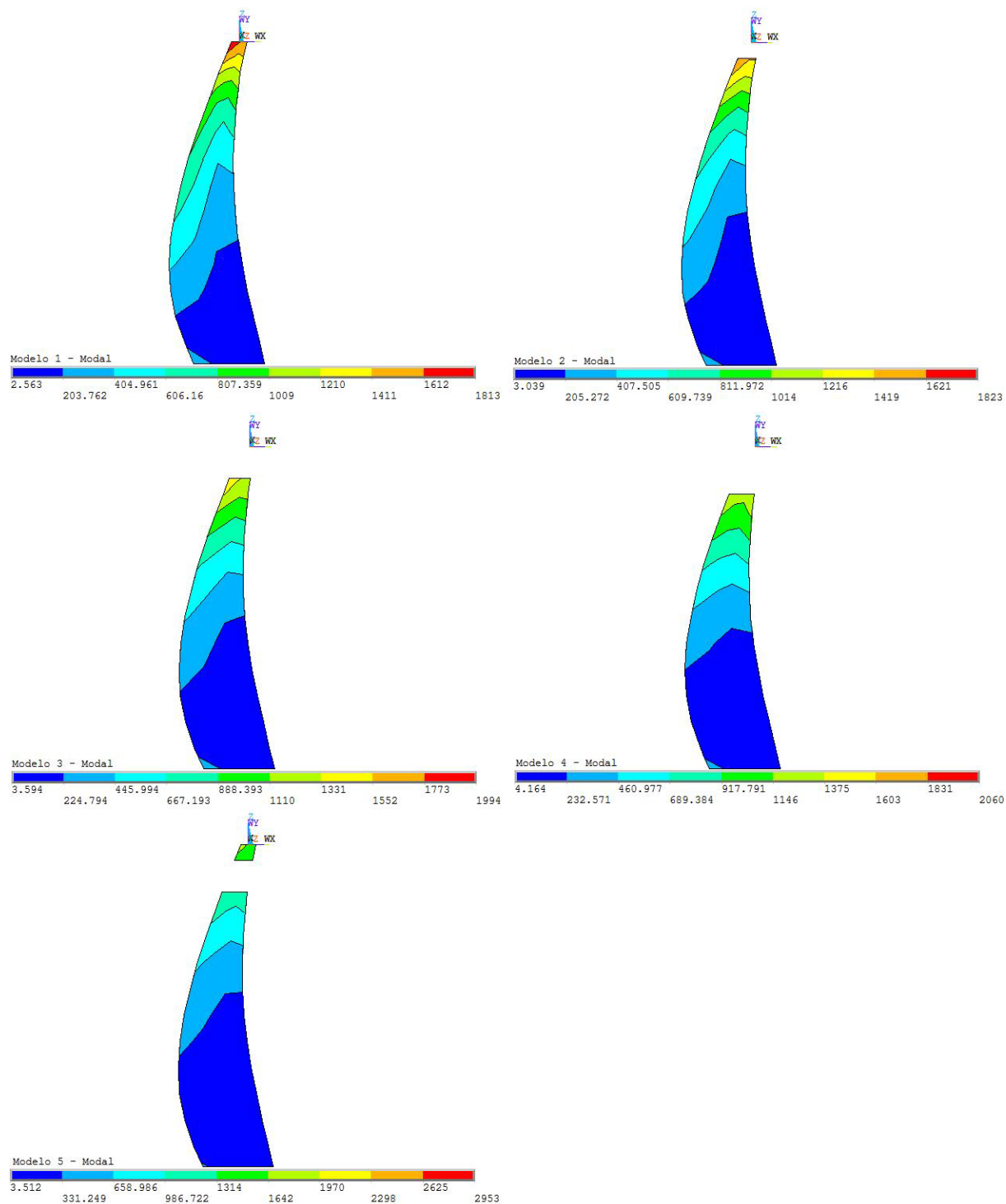


Fig. B2.1 – Tensões na direcção dos arcos ao longo da consola de fecho (kPa).

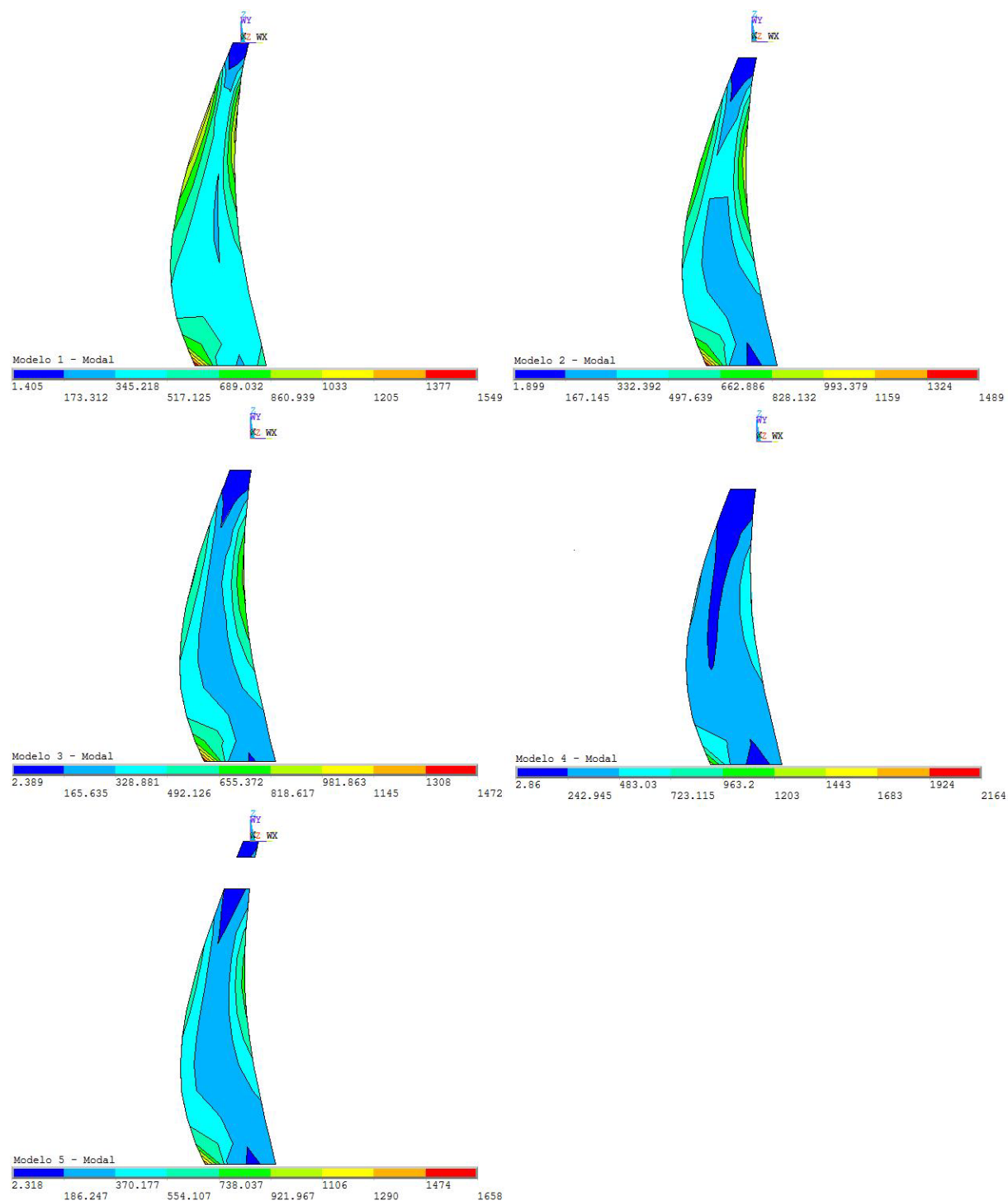


Fig. B2.2 – Tensões na direcção das consolas ao longo da consola de fecho (kPa).

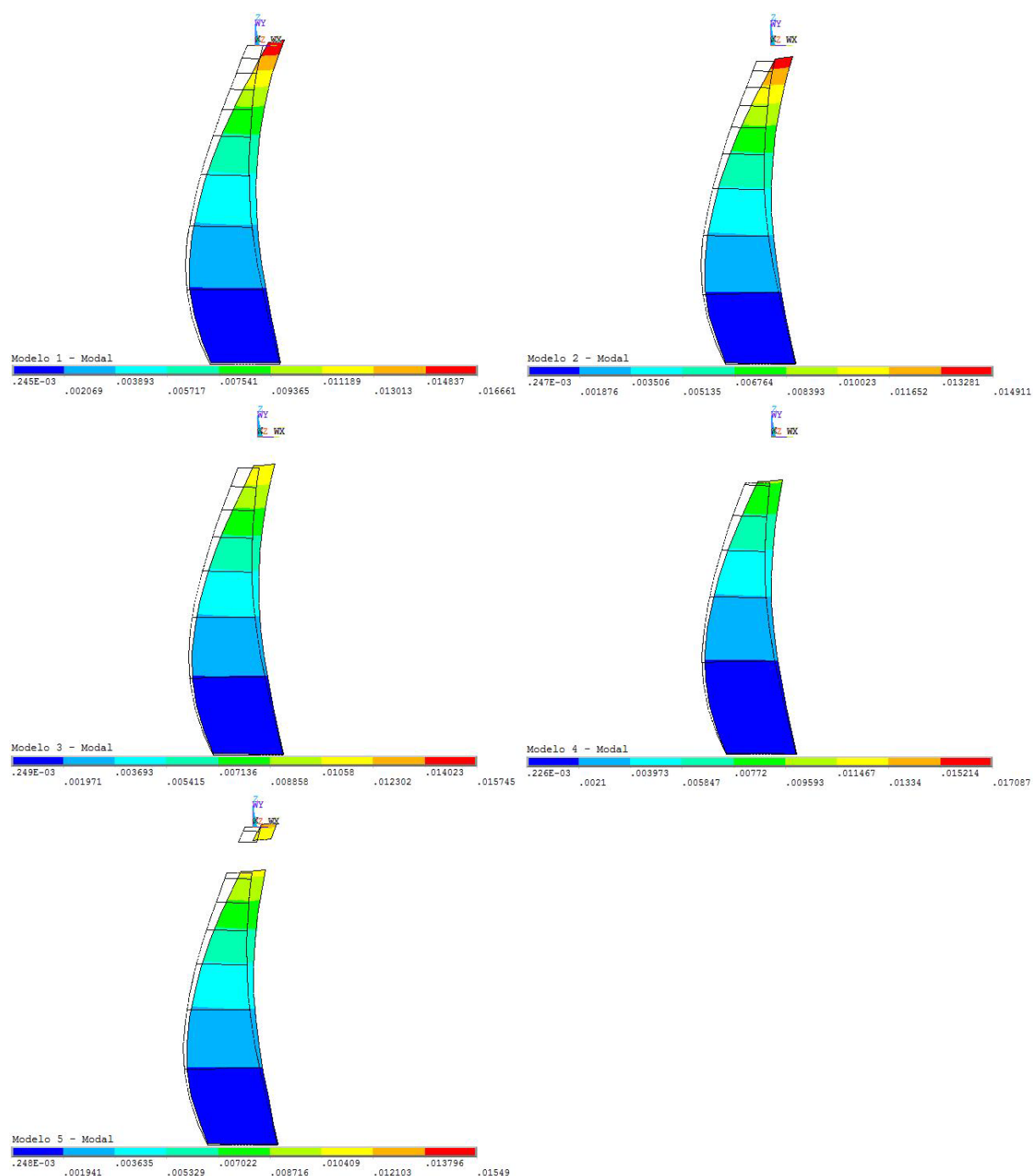


Fig. B2.3 – Deslocamentos na direcção montante-jusante ao longo da consola de fecho (m).

B2.2. – HIPÓTESE 2 – ALBUFEIRA CHEIA

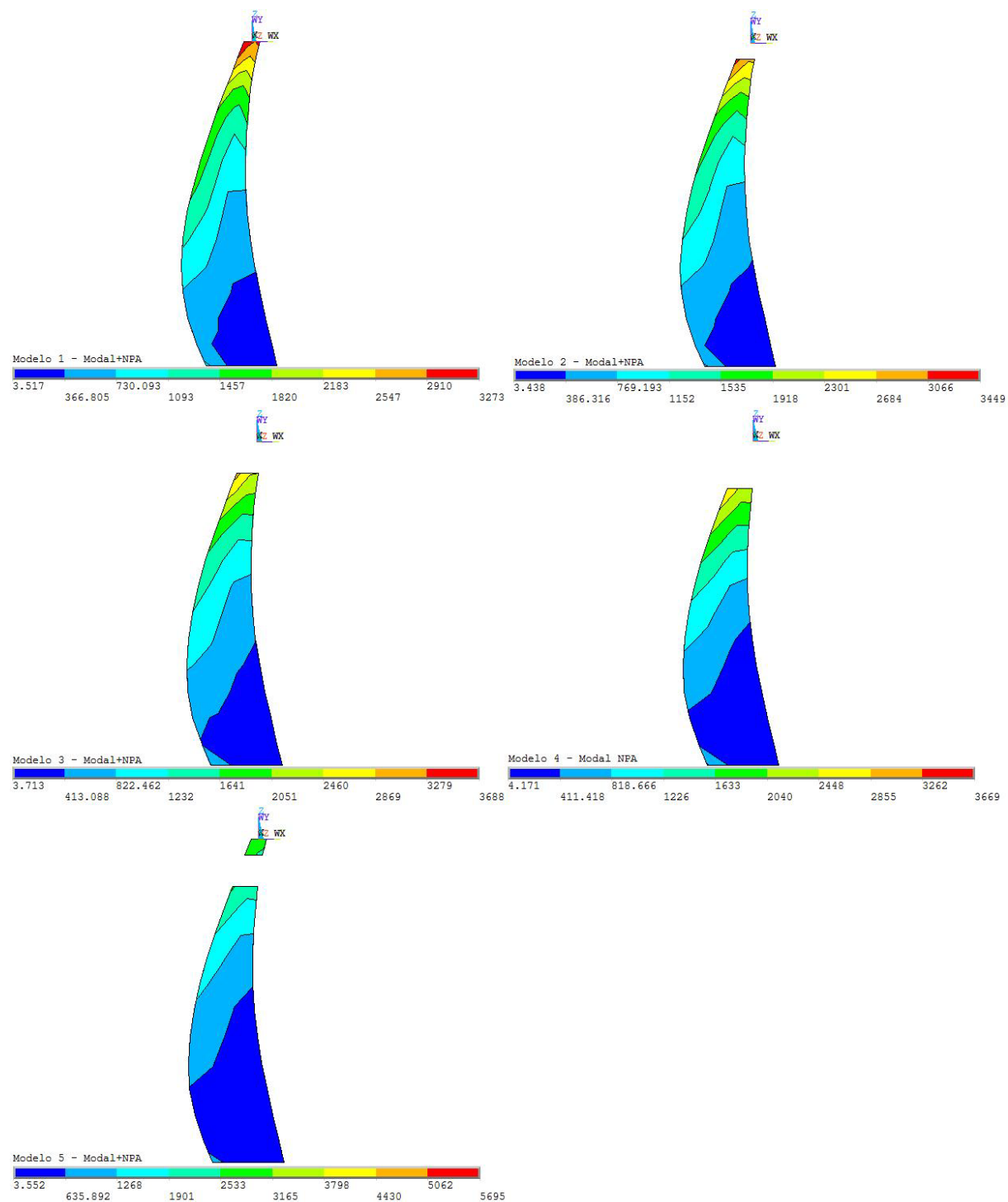


Fig. B2.4 – Tensões na direcção dos arcos ao longo da consola de fecho (kPa).

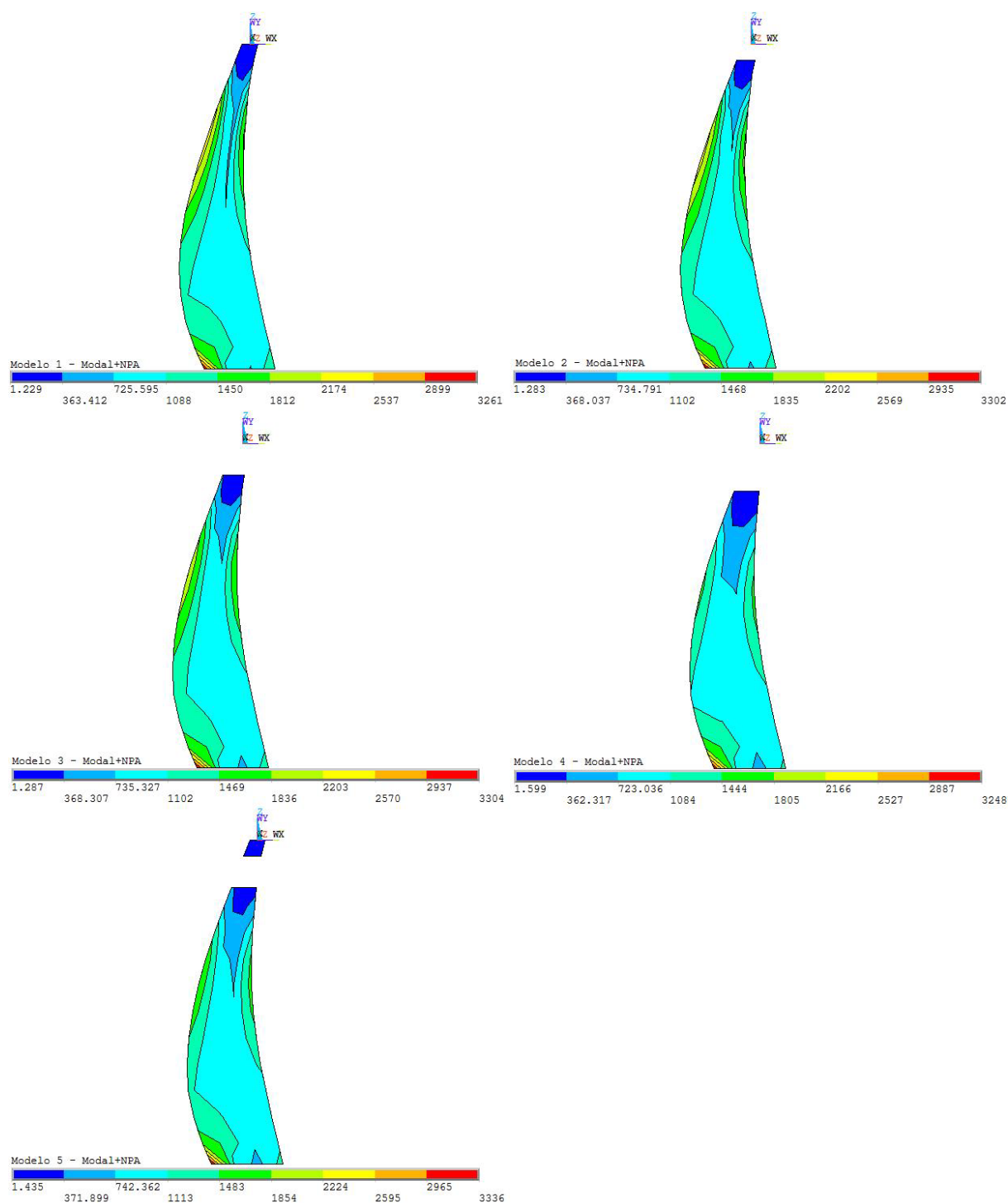


Fig. B2.5 – Tensões na direcção das consolas ao longo da consola de fecho (kPa).

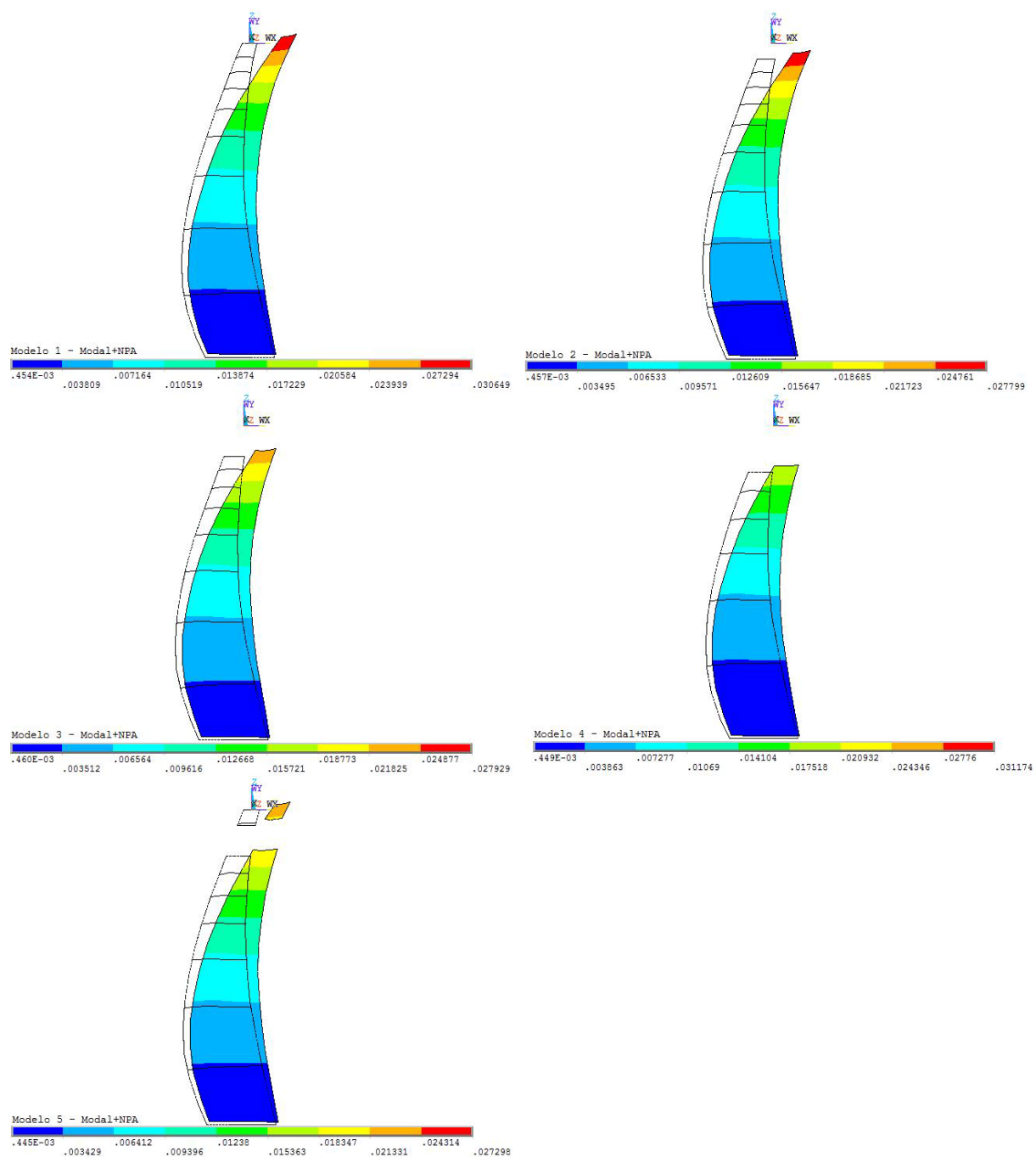


Fig. B2.6 – Deslocamentos na direcção montante-jusante ao longo da consola de fecho (m).