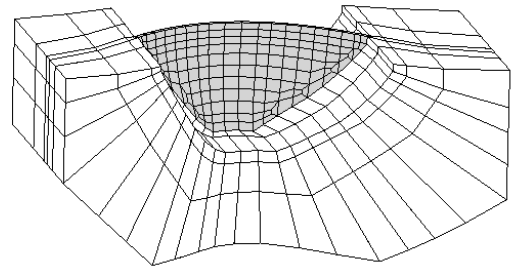




ISEL

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Departamento de Engenharia Civil**



## **Utilização de modelos de elementos finitos tridimensionais no cálculo estrutural de barragens de betão**

**PEDRO FILIPE QUEIROZ SARMENTO**  
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior de  
Engenharia de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o ISEL e o LNEC

*(Documento Definitivo)*

Orientadores:

Doutor Sérgio Bruno Martins de Oliveira  
Doutor Jorge Manuel Neto Pereira Gomes

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado  
Vogais: Doutor António Luís Henriques Tavares de Castro  
Doutor Sérgio Bruno Martins de Oliveira  
Doutor Jorge Manuel Neto Pereira Gomes

**Dezembro de 2010**



# UTILIZAÇÃO DE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS TRIDIMENSIONAIS NO CÁLCULO ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE BETÃO

## Resumo

Este trabalho procura evidenciar a importância da escolha do tipo de elementos finitos e correspondente discretização a utilizar na análise do comportamento estrutural de barragens abóbada.

Descreve-se a metodologia de cálculo utilizada na análise da resposta de barragens em regime elástico linear sob a acção do peso próprio e da pressão hidrostática com base em modelos numéricos de elementos finitos 3D. Apresentam-se sumariamente os fundamentos do método dos elementos finitos referindo-se, em particular, os elementos finitos utilizados: elemento isoparamétrico tipo cubo com 20 pontos nodais e elemento subparamétrico tipo cubo com 8 pontos nodais. Apresentam-se os programas de análise de barragens utilizados no LNEC nas fases de pré-processamento (geração de malhas de EF3D), processamento e pós-processamento, bem como o programa comercial de cálculo automático SAP2000.

Analisa-se por fim o comportamento de duas barragens abóbada cuja resposta para a acção do peso e da pressão hidrostática apresenta algumas diferenças que se analisam em pormenor, nomeadamente em termos de tensões e deslocamentos utilizando vários modelos numéricos 3D (DTIN12 [LNEC] e SAP2000) com diferentes discretizações em que se utilizam os dois tipos de EF atrás referidos.



# USE OF THREE-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT MODELS IN THE STRUCTURAL ANALYSIS OF CONCRETE DAMS

## **Abstract**

This work emphasizes the importance of choosing the type of finite elements and the corresponding discretizations to be used in analysis of the structural behavior of arch dams.

It is described the methodology used in the analysis of the response of dams at linear elastic regime under the action of dead weight and hydrostatic pressure, based in numerical models of 3D finite elements. There are presented briefly the fundamentals of the finite element method referring, in particular, the finite elements used: cubic isoparametric with 20 nodal points and cubic subparametric with eight nodal points. There are presented the dams analysis programs used at LNEC at pre-processing (3D FE mesh generation), processing and post-processing as well as the commercial program SAP2000.

Finally, it is analyzed the behavior of two arch dams whose response to the action of dead weight and hydrostatic pressure presents some differences that are analyzed in detail, particularly in terms of stresses and displacements using several 3D numerical models (DTIN12 [LNEC] and SAP2000) with different discretizations in which are used both types of FE above referred.



## **Palavras – Chave / Keywords**

Barragens de betão / Concrete dams;

Programas de cálculo automático de estruturas / Computer programs for structural analysis;

Controlo de segurança / Safety control;

Elementos isoparamétricos e subparamétricos / Isoparametric and subparametric elements;

Modelos numéricos de elementos finitos / Numerical finite element models;

Tensões / Stresses;

Deslocamentos / Displacements;



## **Agradecimentos**

Gostaria de agradecer ao Engenheiro Sérgio Oliveira todo o apoio, dedicação, disponibilidade e ensinamentos transmitidos que muito contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Gostaria igualmente de agradecer ao Engenheiro Jorge Gomes a disponibilidade, os auxílios e sugestões importantes que contribuíram para a realização deste trabalho.

Agradeço ao LNEC a possibilidade que me concedeu de realizar este trabalho no Departamento de Barragens de Betão (Núcleo de Modelação Matemática e Física).

Por fim, agradeço aos meus pais, e a toda a minha família e amigos, bem como à Susana Courela por todo o apoio, força e incentivo.



# Índice

## Capítulo 1

### Introdução

|  |          |
|--|----------|
| <b>1.1 Barragens como infra-estruturas de interesse vital.....</b> | <b>1</b> |
| <b>1.2 Objectivos da Dissertação .....</b>                         | <b>3</b> |
| <b>1.3 Estruturação do trabalho.....</b>                           | <b>4</b> |

## Capítulo 2

### Barragens de betão

|  |           |
|--|-----------|
| <b>2.1 Considerações iniciais .....</b>                                  | <b>7</b>  |
| <b>2.2 Classificação de barragens.....</b>                               | <b>7</b>  |
| 2.2.1 Barragens de Betão.....  | 8         |
| <b>2.3 Observação e controlo de segurança de barragens de betão.....</b> | <b>12</b> |
| 2.3.1 Segurança estrutural, ambiental, hidráulica e operacional.....     | 12        |
| <b>2.4 Considerações finais .....</b>                                    | <b>17</b> |

## Capítulo 3

### Modelos utilizados no controlo de segurança estrutural de barragens de betão

|   |           |
|---|-----------|
| <b>3.1 Considerações iniciais .....</b>   | <b>19</b> |
| <b>3.2 Modelação Numérica do Comportamento de Estruturas utilizando o Método dos Elementos Finitos .....</b>        | <b>24</b> |
| 3.2.1 Considerações iniciais .....  | 24        |
| <b>3.3 Método dos Elementos Finitos .....</b>   | <b>26</b> |
| 3.3.1 Considerações gerais .....  | 26        |
| 3.3.2 Fundamentos do M.E.F. Deformação de um cabo elástico.....   | 26        |
| 3.3.3 Aproximação Fundamental do M.E.F.....   | 29        |
| <b>3.4 Elementos finitos planos com oito pontos nodais e elementos tridimensionais tipo cubo de vinte nós .....</b> | <b>31</b> |
| <b>3.5 Considerações finais .....</b>   | <b>34</b> |

## Capítulo 4

### Análise estrutural de barragens utilizando modelos de EF3D

|   |           |
|---|-----------|
| <b>4.1 Considerações iniciais .....</b>   | <b>35</b> |
| <b>4.2 Fases na Análise Estrutural em Diferentes Modelos Tridimensionais ..</b> | <b>36</b> |
| 4.2.1 Pré Processamento.....  | 36        |
| 4.2.2 Processamento.....  | 37        |
| 4.2.3 Pós Processamento .....   | 38        |
| <b>4.3 Considerações finais .....</b>   | <b>40</b> |

## Capítulo 5

### Exemplos de Aplicação

|   |           |
|---|-----------|
| <b>5.1 Considerações iniciais .....</b>   | <b>43</b> |
| <b>5.2 Resultados dos modelos numéricos da barragem A .....</b>   | <b>46</b> |
| 5.2.1 Modelação numérica .....  | 46        |
| <b>5.3 Comportamento da barragem B .....</b>  | <b>50</b> |
| 5.3.1 Acção do peso próprio .....   | 50        |
| 5.3.2 Acção da pressão hidrostática .....   | 53        |
| <b>5.4 Barragem B. Comportamento para a combinação PP+PH: resultados<br/>obtidos com diferentes modelos .....</b> | <b>57</b> |
| 5.4.1 Modelo de elementos finitos subparamétricos (SAP2000), com malha<br>larga .....                             | 57        |
| 5.4.2 Modelo de elementos finitos isoparamétricos (DTIN12), com malha<br>larga .....                              | 60        |
| 5.4.3 Modelo de elementos finitos subparamétricos (SAP2000), com malha<br>apertada .....                          | 64        |
| 5.4.4 Modelo de elementos finitos isoparamétricos (DTIN12), com malha<br>apertada .....                           | 66        |
| <b>5.5 Considerações finais .....</b>   | <b>71</b> |
| <b>6.1 Síntese do trabalho .....</b>  | <b>75</b> |
| <b>6.2 Desenvolvimentos Futuros .....</b>   | <b>76</b> |

# Índice de Figuras

## Capítulo 1

|   |   |
|---|---|
| Figura 1.1: Barragem do Alqueva.....  | 1 |
| Figura 1.2: Utilização de diferentes discretizações em EF na análise do comportamento de barragens..... | 3 |

## Capítulo 2

|   |    |
|---|----|
| Figura 2.1: Alguns tipos de barragens portuguesas em betão: a) barragem do Alto Cávado (gravidade); b) barragem do Torrão (gravidade aligeirada); c) barragem do Caia (contrafortes); d) barragem de Castelo de Bode (arco-gravidade); e) barragem do Alto Lindoso (abóbada de dupla curvatura); f) barragem da Aguiçeira (abóbadas múltiplas)..... | 9  |
| Figura 2.2: Corte tridimensional esquemático de uma barragem de gravidade [Site 6]. ....  | 10 |
| Figura 2.3: Sistema hidráulico de aplicação do peso próprio e pressão hidrostática para o cenário de decréscimo da resistência do betão [Gomes, J., 2006].....  | 14 |
| Figura 2.4: Barragem do Cabril. Inspeção visual assistida [Berberan et al., 2007] (utilização de ficheiros de imagem 3D, construídos com base em técnicas de laser scan e fotogrametria digital) e utilização de modelos de elementos finitos para apoio ao controlo da fissuração.....   | 16 |

## Capítulo 3

|  |    |
|--|----|
| Figura 3.1: Modelos utilizados na análise do comportamento de barragens de betão [Oliveira, 2000]. ....  | 21 |
| Figura 3.2: Utilização de modelos físicos em estudos de verificação da segurança para cenários de rotura. a) Barragem do Alto Lindoso (decrécimo da resistência); b) barragem do Alqueva (movimento horizontal na falha da fundação) (LNEC - NMMF).....  | 23 |
| Figura 3.3: Incógnitas e equações fundamentais da Mecânica dos Sólidos (adaptado de [Oliveira e Mendes, 2009]). ....   | 25 |
| Figura 3.4: a) Barragem de gravidade (barragem da Cova do Viriato). b) Modelo plano. c) Modelo tridimensional. ....  | 26 |
| Figura 3.5: Deformação de um cabo elástico apoiado nas extremidades [Espada M., 2009].....   | 27 |
| Figura 3.6: Discretização do cabo em quatro elementos finitos e representação de uma solução aproximada dada pela combinação linear de funções simples definidas por troços lineares (funções de interpolação, $N_i(x)$ ) [Espada M., 2009]. ....  | 28 |
| Figura 3.7: Conceito de funções de interpolação utilizando um elemento finito de barra com dois pontos nodais e um grau de liberdade de translação por nó [Oliveira S., 2003].....   | 30 |
| Figura 3.8: Conceito de funções de interpolação utilizando um elemento finito de placa com quatro pontos nodais e dois graus de liberdade de translação por nó [Oliveira S., 2003]. ....   | 30 |
| Figura 3.9: a) Elemento finito plano isoparamétrico de 8 pontos nodais com 2 G.L. de translação por nó e respectiva matriz com as funções de interpolação. b) Elemento finito tridimensional isoparamétrico tipo cubo de 20 pontos nodais com 3 G.L. de translação por nó e respectiva matriz com as funções de interpolação. .... | 31 |
| Figura 3.10: Elemento finito plano isoparamétrico de 8 pontos nodais. Representação dos eixos locais. Convenções adoptadas para a numeração dos pontos nodais. Funções de interpolação [Espada M., 2009].....  | 32 |
| Figura 3.11: Elemento finito tridimensional isoparamétrico tipo cubo com 20 pontos nodais. Representação dos eixos locais e das coordenadas locais dos nós. Convenções adoptadas para a numeração de pontos nodais e faces. Funções de interpolação. ....  | 33 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 3.12: Representação das funções de interpolação segundo cada grau de liberdade para os pontos nodais 1, 2 e 20 do elemento finito tridimensional tipo cubo de 20 nós [Espada M., 2009]..... | 33 |
|--|----|

## Capítulo 4

|  |    |
|--|----|
| Figura 4.1: a) Alçado e planta, na base dos quais é efectuado o input “malha1.dad”; b) Malha gerada após aplicação do programa GMT.exe.....  | 37 |
| Figura 4.2: Obtenção das tensões nos pontos de Gauss a partir das tensões nos pontos nodais (utilização das funções de interpolação lineares utilizadas em EF tipo cubo com pontos nodais nos vértices)..... | 39 |
| Figura 4.3: Representação gráfica de tensões principais. Modelo de elementos finitos bidimensional.....  | 40 |
| Figura 4.4: Fluxograma das etapas a seguir no cálculo de barragens de betão utilizando modelos de EF: programa DTIN12.exe e programa SAP2000.....  | 41 |

## Capítulo 5

|  |    |
|--|----|
| Figura 5.1: Discretização do modelo tridimensional da barragem B (123 m de altura máxima acima da fundação).....   | 44 |
| Figura 5.2: Modelos utilizados no cálculo estrutural da barragem B (100 m de altura máxima acima da fundação).....   | 45 |
| Figura 5.3: Deformada calculada (PP+PH) para o modelo da barragem A (DTIN12).....  | 47 |
| Figura 5.4: Tensões principais calculadas para a barragem A (PP+PH) nos paramentos de montante e jusante (DTIN12).....   | 48 |
| Figura 5.5: Tensões principais (nos pontos de Gauss) calculadas para a barragem A (PP+PH), no arco do coroamento e na consola central (DTIN12).....  | 49 |
| Figura 5.6 - Deformada da barragem B para a acção do peso próprio (DTIN12).....  | 51 |
| Figura 5.7: Tensões principais calculadas para a barragem B para a acção do peso próprio (DTIN12).....   | 52 |
| Figura 5.8: Tensões principais (nos pontos de Gauss) calculadas para a barragem B no arco do coroamento e na consola central para a acção do peso próprio (DTIN12).....  | 53 |
| Figura 5.9: Deformada da barragem B para a acção da pressão hidrostática (DTIN12).....   | 54 |
| Figura 5.10: Tensões principais calculadas para a barragem B nos paramentos de montante e jusante para a acção da pressão hidrostática, considerando a água à cota do coroamento (DTIN12).....                         | 55 |
| Figura 5.11: Tensões principais (pontos de Gauss) calculadas para a barragem B no arco do coroamento e na consola central para a acção da pressão hidrostática, considerando a água à cota do coroamento (DTIN12)..... | 56 |
| Figura 5.12: Deformada calculada (PP+PH) com o programa SAP2000. Modelo de elementos finitos subparamétricos (malha larga).....  | 58 |
| Figura 5.13: Tensões principais (PP+PH) calculadas com o modelo de elementos finitos subparamétricos em malha larga, nos paramentos de montante e jusante (SAP2000).....   | 59 |
| Figura 5.14: Tensões principais (pontos de Gauss) calculadas para o modelo de elementos finitos subparamétricos em malha larga (PP+PH) no arco do coroamento e na consola central do (SAP2000).....                    | 60 |
| Figura 5.15: Deformada calculada (PP+PH) com o programa DTIN12. Modelo de elementos finitos isoparamétricos (malha larga).....   | 61 |
| Figura 5.16: Tensões principais (PP+PH) calculadas com o modelo de elementos finitos isoparamétricos em malha larga, nos paramentos de montante e jusante (DTIN12).....  | 62 |
| Figura 5.17: Tensões principais (nos pontos de Gauss) calculadas para o modelo de elementos finitos isoparamétricos (PP+PH) no arco do coroamento e consola central, (DTIN12).....                                     | 63 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 5.18: Deformada calculada (PP+PH) com o programa SAP2000. Modelo de elementos finitos subparamétricos (malha apertada). .....  | 64 |
| Figura 5.19: Tensões principais (PP+PH) calculadas para o modelo de elementos finitos subparamétricos em malha apertada, nos paramentos de montante e jusante (SAP2000).....                            | 65 |
| Figura 5.20: Tensões principais (nos pontos de Gauss) para o modelo de elementos finitos subparamétricos em malha apertada (PP+PH) no arco do coroamento e na consola central (SAP2000).....            | 66 |
| Figura 5.21: Deformada calculada (PP+PH) com o programa DTIN12. Modelo de elementos finitos isoparamétricos (malha apertada). .....   | 67 |
| Figura 5.22: Tensões principais (PP+PH) calculadas para o modelo de elementos finitos isoparamétricos em malha apertada, nos paramentos de montante e jusante (DTIN12). .....                           | 68 |
| Figura 5.23: Tensões principais (nos pontos de Gauss) calculadas para o modelo de elementos finitos isoparamétricos em malha apertada (PP+PH), no arco do coroamento e na consola central (DTIN12)..... | 69 |
| Figura 5.24: Deformadas (PP+PH) de cada um dos modelos calculados. ....   | 70 |
| Figura 5.25: Comparação da forma da deformada do arco de coroamento das duas barragens analisadas. ....   | 72 |
| Figura 5.26: Comparação de tensões e deslocamentos obtidos nos modelos desenvolvidos. .   | 73 |



# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Barragens como infra-estruturas de interesse vital

Nos dias de hoje onde a sustentabilidade assume uma importância fundamental no estabelecimento das políticas de desenvolvimento do território, as grandes obras hidráulicas têm vindo a assumir um papel de maior relevo. As barragens permitem o abastecimento de água às populações, a irrigação, a produção de energia hidroeléctrica, o controlo de cheias, e facilitam as actividades recreativas e a navegabilidade dos rios (Figura 1.1).



**Figura 1.1:** Barragem do Alqueva.

Neste quadro, Portugal encontra-se prestes a dar mais um passo no seu crescimento tendo em conta que está previsto para a próxima década a construção de diversas grandes barragens.

As barragens potenciam o crescimento económico sustentável, contribuindo para evitar a desertificação do interior e para a geração de energia “limpa”. Contudo há que ter em conta o enquadramento social e político e as necessidades regulamentares em termos de segurança associadas a este tipo de construção.

Garantir a segurança global de uma barragem, passa por garantir a segurança em cada uma das especialidades associadas (Estrutural, hidráulica, operacional e ambiental) garantindo ou minimizando os riscos dos bens e das vidas humanas. Os acidentes ou incidentes passíveis de ocorrer neste tipo de estruturas podem causar efeitos nefastos no vale de jusante quer devido à libertação de grandes massas de água, quer devido aos eventos que provocam essa libertação.

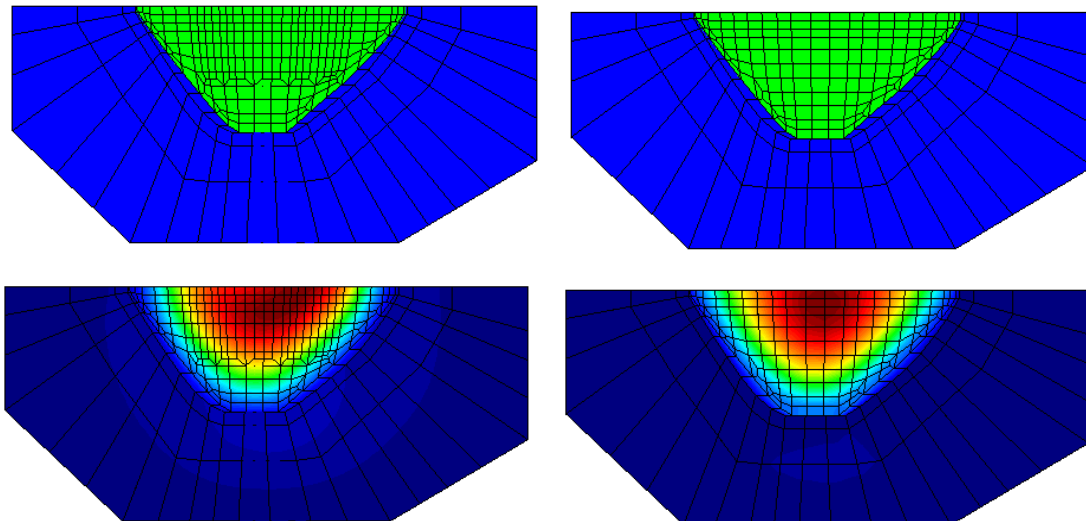
No controlo de segurança estrutural e, na análise deste tipo de estruturas, é fundamental desenvolver modelos numéricos que permitam simular o seu comportamento sob diversos tipos de acções. Estes modelos permitem apoiar as actividades de controlo de segurança das obras ao longo da sua vida útil, desde a fase de projecto até ao final do período de exploração.

A realização e desenvolvimento de modelos numéricos para apoio ao projecto, estudo e cálculo estrutural, exige a utilização de programas relativamente sofisticados, que maioritariamente se baseiam no método dos elementos finitos (MEF), permitindo efectuar análises considerando materiais de comportamento linear e até não linear. Neste enquadramento, perspectivando a utilização de programas nas diversas fases de processamento na análise estrutural, desenvolveram-se modelos para simular o comportamento de duas barragens sob a acção do peso próprio e da pressão hidrostática e como tal, foi primordial aprofundar conhecimentos sobre os diferentes tipos de modelos de elementos finitos utilizados e as diferentes metodologias de cálculo usualmente adoptadas. O ganho de experiência e de “know-how” na área da modelação numérica, só é possível orientando o estudo das formulações e dos métodos numéricos, com vista à sua utilização computacional, interpretando e analisando os resultados gerados. Desta forma, pode-se tirar um maior partido das potencialidades dos programas, utilizando-os de forma eficiente.

## 1.2 Objectivos da Dissertação

Esta dissertação tem como objectivo principal o aprofundamento dos conhecimentos relativos à análise do comportamento estrutural de barragens de betão, sob acções correntes (nomeadamente sob o peso próprio e pressão hidrostática), utilizando modelos de elementos finitos.

Outro objectivo deste trabalho, foi elaborar modelos de EF tridimensionais de duas barragens abóbada, utilizando distintas discretizações e distintos programas de cálculo baseados no MEF (Figura 1.2). Utilizaram-se assim dois programas onde foram utilizados elementos finitos cúbicos subparamétricos de 8 nós (SAP2000) e elementos finitos cúbicos isoparamétricos de 20 nós (DTIN12), pelo que foi necessário efectuar uma abordagem sobre os fundamentos do MEF e as implicações associadas a aqueles tipos de elementos.



**Figura 1.2:** Utilização de diferentes discretizações em EF na análise do comportamento de barragens.

Foi ainda objectivo deste trabalho a utilização em fase de pré e pós processamento, dos programas de geração de malhas de EF3D e de análise de resultados desenvolvidos no LNEC para análise estrutural de barragens abóbada.

Para além destes objectivos principais pretende-se:

- Referir os principais métodos de observação e controlo de segurança de barragens de betão, referindo a importância das inspecções visuais e o estudo de cenários de colapso estrutural;
- Efectuar uma abordagem genérica sobre os tipos, características e importância das barragens de betão;
- Apresentar os fundamentos do MEF com vista à modelação numérica do comportamento de estruturas;
- Optimização de alguns programas utilizados no LNEC por forma a facilitar a utilização integrada com o programa de cálculo SAP2000 [Computers & Structures, 2007];

### **1.3 Estruturação do trabalho**

Em seguida apresenta-se a estruturação adoptada para este trabalho com um resumo dos tópicos abordados em cada um dos capítulos.

#### **Capítulo 2 – Barragens de betão**

Enumeram-se e descrevem-se os principais tipos e características de barragens de betão.

São também abordadas as actividades essenciais para efectuar a observação e controlo de segurança das barragens de betão referindo, em particular, as inspecções visuais e os cenários de colapso mais utilizados para o estudo da segurança estrutural.

#### **Capítulo 3 – Modelos utilizados no controlo de segurança estrutural de barragens de betão**

Apresentam-se os fundamentos do Método dos Elementos Finitos com vista à modelação numérica do comportamento de estruturas. É utilizado um exemplo de um cabo elástico para exemplificar as técnicas adoptadas na implementação computacional deste método.

São referidos os casos de equilíbrios tridimensionais e bidimensionais na utilização do MEF, bem como os diversos tipos de elementos finitos que se poderão utilizar.

#### **Capítulo 4 – Análise estrutural de barragens utilizando modelos de EF3D**

Neste capítulo são abordadas as três principais fases na análise de modelos tridimensionais aquando da utilização do MEF, utilizando diferentes modelos por intermédio de diferentes programas de cálculo. São descritos os procedimentos a utilizar no pré-processamento de uma estrutura, bem como no processamento (cálculo) e pós processamento, através de análises quantitativas e qualitativas.

#### **Capítulo 5 – Exemplos de aplicação**

Neste capítulo procede-se a uma análise do comportamento de um modelo de referência de uma barragem A (com o programa DTIN12 [Oliveira, S. 2000]), com o objectivo de avaliar a resposta em deslocamento e o campo de tensões. Posteriormente procede-se à análise do comportamento de uma barragem B, tendo sido elaborados quatro modelos numéricos 3D de elementos finitos (com o DTIN12 e com o SAP2000). Os resultados destes modelos foram comparados entre si através das respostas em termos de deslocamentos e em termos de tensões principais nos paramentos de montante e jusante, ao nível do coroamento e em corte pela consola central.

#### **Capítulo 6 – Conclusões e perspectivas futuras**

Apresentam-se as principais conclusões do trabalho e perspectivam-se os desenvolvimentos futuros.



# Capítulo 2

## Barragens de Betão

### 2.1 Considerações iniciais

O controlo da segurança de barragens baseia-se na observação e na análise do seu comportamento com base na utilização de modelos numéricos de elementos finitos e modelos estatísticos de separação de efeitos. Até aos dias de hoje os acidentes em barragens têm-se registado em pequeno número, embora se tenham verificado casos de incidentes que envolveram o aparecimento de fissuras e deslocamentos permanentes, percolação excessiva através da fundação, etc.

Neste capítulo são abordados os diversos tipos de barragens, com especial relevo para as barragens de betão e são salientados os aspectos mais importantes envolvidos nas actividades de controlo da segurança destas obras, desde a observação à modelação (matemática e física).

### 2.2 Classificação de barragens

As barragens podem ser classificadas quanto à sua dimensão, finalidade, capacidade de armazenamento, materiais constituintes e forma estrutural. Segundo o ICOLD [Site 1] (International Commission on Large Dams), as barragens podem ser classificadas em pequenas barragens, grandes barragens e barragens principais, de acordo com a sua altura e volume de água armazenado. Designa-se por grande barragem, aquela que possui uma altura superior a 15m, medida desde a cota mais baixa da fundação até ao coroamento. As que possuem uma altura entre os 5 e os 15m, são igualmente designadas de grandes barragens, desde que o seu reservatório permita armazenar um volume de água superior a 3 milhões de metros cúbicos.

As barragens principais são aquelas que têm uma altura superior a 150m e as restantes, designam-se por pequenas barragens. Segundo o actual regulamento de segurança de barragens [RSB, 2007], estas obras também podem ser agrupadas em função dos danos

potenciais a elas associados tendo em conta as vidas humanas, bens e ambiente que podem ser afectados em caso de acidente. O RSB define as classes I, II e III por ordem decrescente da gravidade dos danos, ou seja as barragens de classe I são as que envolvem maiores danos potenciais.

Outra classificação utilizada para as barragens tem a ver com o tipo de materiais utilizados na sua construção, podendo estas ser em betão, alvenaria ou em materiais soltos, como por exemplo enrocamento e terra.

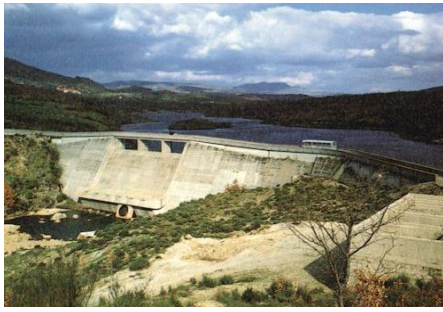
### ***2.2.1 Barragens de Betão***

As barragens de betão são estruturas projectadas com o objectivo primordial de contenção de grandes massas de água. Dado que na sua construção é exigida a utilização de grandes volumes de betão, estas obras são concebidas, por questões de economia, para serem construídas recorrendo a betões com baixas dosagens de cimento e com agregados de dimensão relativamente elevada, ou seja, betões de baixo custo caracterizados por valores de resistência relativamente baixos e com significativa deformabilidade. Nestes betões são muitas vezes utilizadas composições com adição de cinzas por forma a reduzir o calor de hidratação. As barragens são projectadas recorrendo a definições geométricas que permitam a minimização das tensões de tracção atendendo a que a resistência do betão à tracção é muito reduzida (dez vezes inferior à sua resistência à compressão).

Quanto à geometria e funcionamento estrutural, as barragens de betão podem subdividir-se em:

- Barragens de gravidade maciças;
- Barragens de gravidade com vazamento;
- Barragens de contrafortes;
- Barragens de arco-gravidade;
- Barragens em abóbada, com simples ou dupla curvatura;
- Barragens de abóbada múltiplas.

Na Figura 2.1 apresentam-se exemplos de barragens portuguesas em betão com as formas anteriormente enumeradas.



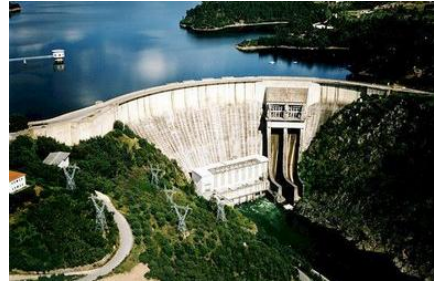
a)



b)



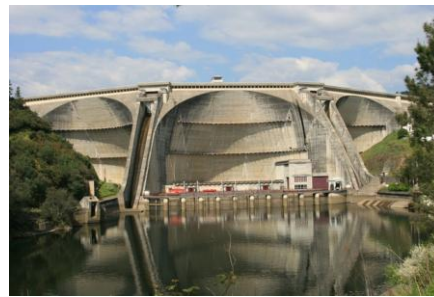
c)



d)



e)



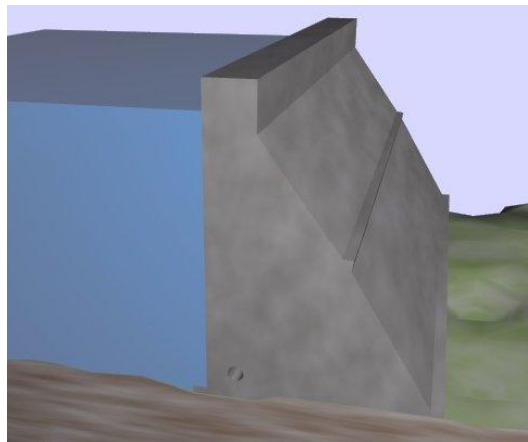
f)

**Figura 2.1:** Alguns tipos de barragens portuguesas em betão: a) barragem do Alto Cávado (gravidade); b) barragem do Torrão (gravidade aligeirada); c) barragem do Caia (contrafortes); d) barragem de Castelo de Bode (arco-gravidade); e) barragem do Alto Lindoso (abóbada de dupla curvatura); f) barragem da Aguieira (abóbadas múltiplas).

#### 2.2.1.1 Barragens de Gravidade

As barragens de gravidade são estruturas em betão, com uma secção transversal tipicamente próxima da forma triangular (Figura 2.2), sendo projectadas para suportar o seu peso, os impulsos da água no paramento de montante, subpressões, variações térmicas, acções sísmicas, etc. Neste tipo de obras, um dos principais cenários estudados em fase de projecto é o cenário de deslizamento pela superfície de inserção, sendo também analisados os cenários de derrubamento e de roturas pontuais no betão, assim como cenários envolvendo deslizamento de blocos ao nível da fundação.

Este tipo de barragens pode apresentar em planta uma forma rectilínea, curva ou uma forma quebrada. A escolha da forma em planta é condicionada pelas características da fundação, processo construtivo previsto, condições topográficas (forma dos vales), etc. O betão convencional ou betão compactado com cilindro é o constituinte usual destas barragens, contudo podem ser construídas com outro tipo de materiais, como por exemplo, alvenaria de granito ou xisto, ligada por argamassas. As barragens de gravidade em betão convencional são estruturas formadas por blocos monolíticos separados por juntas de contracção transversais, com desenvolvimento em toda a secção desde a fundação até ao coroamento.



**Figura 2.2:** Corte tridimensional esquemático de uma barragem de gravidade [Site 6].

As barragens do tipo arco-gravidade em betão são obras com perfil de gravidade mas que apresentam curvatura em planta. Esta curvatura permite melhorar a transmissão das tensões à fundação, devido ao denominado efeito de arco.

As barragens de gravidade são aconselháveis para zonas com vales relativamente largos e em que a rocha de fundação apresenta uma reduzida capacidade resistente (maciços rochosos alterados).

#### 2.2.1.2 Barragens de Contrafortes

Nas barragens de contrafortes, como o nome indica, o impulso hidrostático sob o paramento de montante é transmitido à fundação por intermédio de contrafortes o que permite obter estruturas estáveis com menos volume de betão do que nas barragens de gravidade.

A constituição deste tipo de barragens passa pela existência de lajes com alinhamento recto ou em arco (abóbadas múltiplas) apoiadas em contrafortes, ou apenas por contrafortes.

São obras mais económicas do ponto de vista da quantidade de betão necessário para a sua construção, devido aos aligeiramentos não existentes nas barragens de gravidade, contudo exigem grandes áreas de cofragem e um maior reforço de armadura na zona dos contrafortes.

As barragens de contrafortes são adequadas para zonas de topografia suave com vales amplos constituídos por rocha muito resistente (devido a uma menor superfície de contacto barragem/maciço de fundação).

Nestas barragens os principais cenários a analisar são idênticos aos já referidos para as barragens de gravidade, destacando-se novamente o cenário de deslizamento.

### 2.2.1.3 Barragens Abóbada

As barragens abóbada são estruturas de betão em massa com curvatura em planta e em altura, com a convexidade voltada para montante, por forma a que para as acções principais (peso próprio, pressão hidrostática e variações térmicas) não ocorram tensões de tracção significativas: desta forma tira-se partido do facto da resistência do betão à compressão ser substancialmente superior à sua resistência à tracção. Devido ao efeito de arco, o peso próprio e o impulso hidrostático são transmitidos para as encostas através de um campo de tensões caracterizado por tensões de compressão aproximadamente perpendiculares às encostas.

Existem barragens de curvatura simples (apenas em planta) e de dupla curvatura (em planta e em altura); nestas obras a espessura é, em geral, reduzida podendo contudo classificar-se como esbeltas, pouco espessas ou espessas.

Estas barragens podem atingir alturas bastante elevadas, sendo aconselhada a sua escolha para regiões com vales acentuados em maciços rochosos de boa qualidade (maciço de fundação com elevada resistência).

Poderão ser construídas barragens com mais do que uma abóbada, sendo nesse caso designadas por barragens de abóbadas múltiplas. A transmissão dos esforços nesse tipo de barragens é semelhante às barragens de apenas uma abóbada, porém, como existe mais do que um arco, os esforços são transmitidos à fundação geralmente por contrafortes maciços que ligam as abóbadas (daí que estas obras sejam também classificadas como barragens de contrafortes).

Para este tipo de barragens, os principais cenários estudados em fase de projecto são o cenário de deslizamento de blocos na fundação para acções estáticas e dinâmicas e o cenário de decréscimo da resistência do betão.

## **2.3 Observação e controlo de segurança de barragens de betão**

### ***2.3.1 Segurança estrutural, ambiental, hidráulica e operacional***

Segundo o Regulamento de Segurança de Barragens [RSB, 2007], a segurança global de uma barragem consiste na capacidade em satisfazer as exigências de comportamento relativas a aspectos estruturais, ambientais, hidráulicos e operacionais de modo a evitar a ocorrência de acidentes ou incidentes.

Em termos estruturais, é necessário assegurar no decorrer da vida útil da obra, a segurança do corpo da barragem e da sua fundação face às diversas acções a que estão sujeitas, como é o caso do peso próprio, pressão hidrostática, variações térmicas, acelerações sísmicas, escoamentos hidráulicos na fundação, etc.

A segurança ambiental consiste na capacidade da barragem em satisfazer os requisitos de comportamento quanto à limitação de incidências que interfiram negativamente no ambiente, nomeadamente, na qualidade das águas, assoreamento da albufeira, evolução do leito a jusante e alteração dos níveis freáticos, bem como nos aspectos ecológicos, climáticos, paisagísticos, histórico-culturais e arqueológicos.

A segurança hidráulico-operacional é verificada com base na análise da capacidade de resposta dos órgãos de segurança e de exploração. Quanto ao comportamento hidráulico da fundação há que verificar a capacidade dos sistemas implementados para impermeabilização e drenagem da fundação; um funcionamento deficiente das cortinas de drenagem e de impermeabilização pode afectar a segurança estrutural da obra.

Por fim a segurança operacional consiste em garantir as exigências de funcionalidade dos equipamentos dos órgãos de segurança e exploração.

### ***Controlo de segurança***

O controlo de segurança de barragens envolve um conjunto de medidas a tomar desde a fase de projecto, construção, primeiro enchimento da albufeira e fase de exploração, tendo em vista os aspectos estruturais, hidráulico-operacionais e ambientais, com a finalidade de garantir as suas condições de segurança, permitindo um conhecimento fiável e contínuo do estado da infra-estrutura, a detecção atempada de eventuais anomalias e uma intervenção eficaz sempre que se justifique [RSB, 2007].

Numa primeira fase, que engloba essencialmente a execução do projecto, a fase construtiva e o primeiro enchimento da albufeira, devem ser elaborados modelos que servem

para projectar a obra e também para definir as várias componentes do sistema de observação a ser instalado, designadamente:

- as grandezas que melhor descrevem o comportamento do conjunto barragem-fundação-albufeira, como por exemplo, a medição de temperaturas, nível da albufeira, deslocamentos, extensões, tensões, movimentos de juntas, acelerações sísmicas, etc;
- os instrumentos para medição das referidas grandezas, como é o caso dos termómetros, fios de prumo, extensómetros, tensómetros, piezómetros, bases de alongâmetro, sismómetros, etc;
- o número e a distribuição dos instrumentos de medição;
- a periodicidade das observações.

Neste sentido, deve ser definido e implementado um Plano de Observação que visa o controlo de segurança estrutural da barragem durante toda a vida da obra.

No âmbito da observação e análise do comportamento estrutural destas infra-estruturas, devem ser tomadas as seguintes medidas desde o início do enchimento da albufeira, exploração e até à fase de abandono:

- realização de campanhas de inspecção visual da barragem, maciço envolvente e albufeira de forma a detectar possíveis patologias;
- exploração dos sistemas de observação instalados;
- desenvolvimento de modelos de interpretação e previsão do comportamento estrutural, que permitam aferir o carácter satisfatório do comportamento da obras, durante esta fase.

### ***Utilização de Modelos no Controlo da Segurança Estrutural***

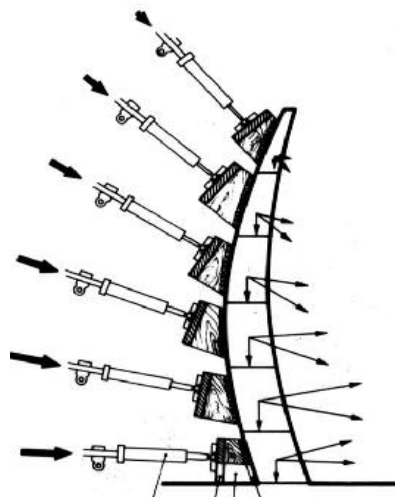
Conforme mencionado anteriormente, existe a necessidade de elaborar modelos que simulem o comportamento das barragens, em particular em termos estruturais. Estes modelos poderão ser de diversas naturezas conforme se irá detalhar adiante, contudo para que fique garantida a segurança estrutural de uma barragem é necessário garantir a estabilidade global da barragem (segurança ao deslizamento e derrubamento) e do maciço rochoso e ainda garantir que as tensões a que os materiais estarão sujeitos, não excedam as tensões máximas admissíveis.

Com base nos modelos numéricos é possível calcular o campo de tensões no corpo das obras para diversas combinações de acções. Com base no cálculo das tensões principais nos

vários pontos da obra é possível determinar o coeficiente de segurança para roturas pontuais no betão.

A verificação da segurança para cenários de colapso pode ser efectuada com base em modelos numéricos [Oliveira S., 2000] e com base em modelos físicos [Rocha e Serafim, 1958; Gomes, J., 2006]. Um dos cenários mais estudados é o denominado cenário de deterioração da resistência do betão: o estudo deste cenário permite determinar para cada obra um coeficiente de segurança que indica quanto pode decrescer a resistência do betão de uma barragem (por envelhecimento) sem que ocorra o colapso. Nos modelos físicos, como não é possível fazer decrescer a resistência do material do modelo opta-se por aumentar proporcionalmente as cargas (peso próprio e pressão hidrostática) através do aumento da pressão de óleo no sistema de macacos hidráulicos aplicados no paramento de montante (Figura 2.3); este aumento proporcional das cargas é aproximadamente equivalente ao decréscimo da resistência: o coeficiente de segurança é determinado fazendo aumentar as cargas até que ocorra o colapso no modelo físico. Os resultados obtidos em modelo físico são geralmente comparados com resultados obtidos numericamente com base em modelos não lineares baseados em leis constitutivas de dano [Oliveira S., 2000].

No caso das barragens são ainda estudados outros cenários de colapso com base em modelos físicos e em modelos numéricos, nomeadamente cenários associados a movimentos de fundação (escorregamentos em diaclases; movimentos em falhas tectónicas) e até cenários associados a acções sísmicas em que se pretende determinar a amplitude/características das acções sísmicas que possam provocar o colapso.

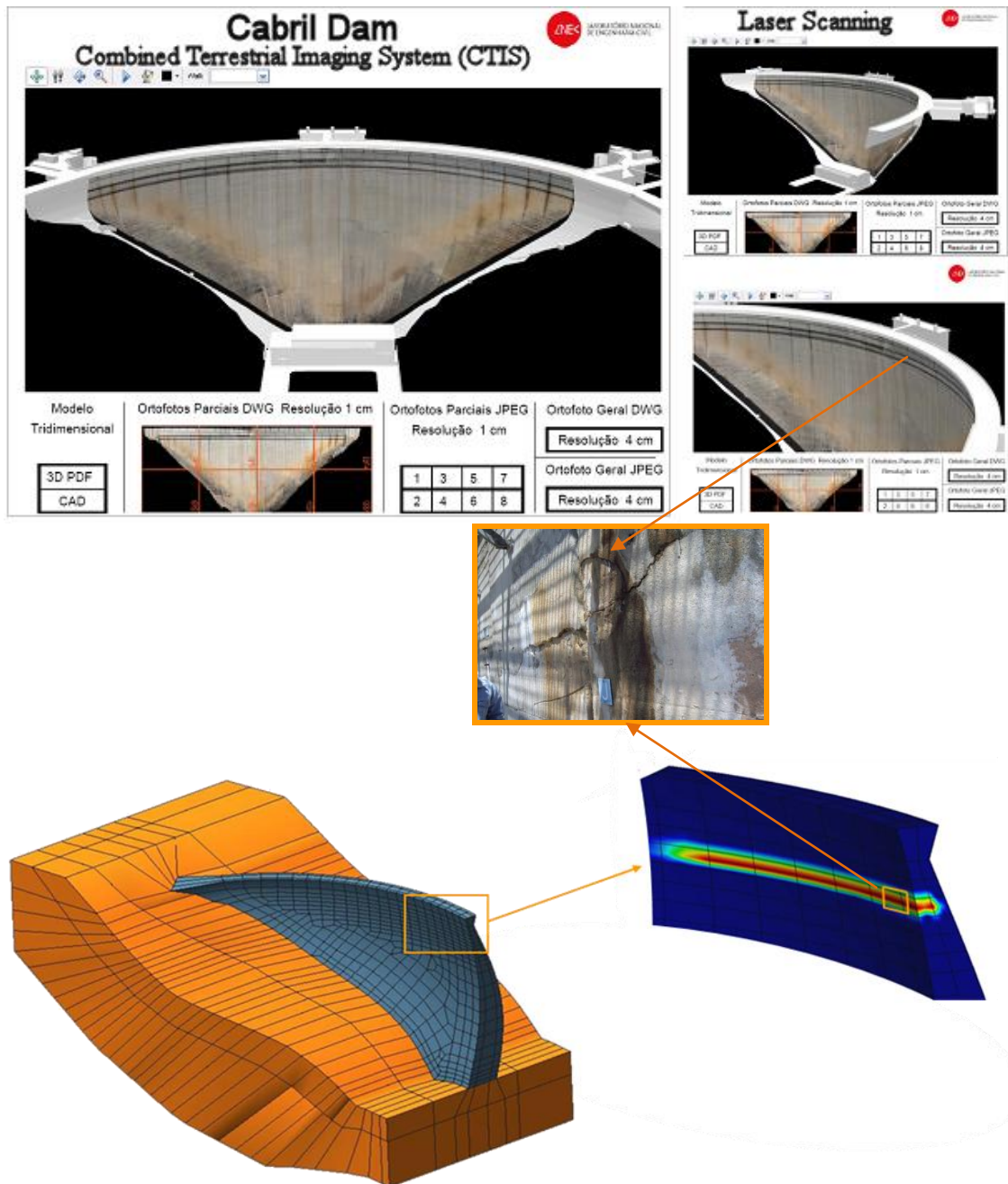


**Figura 2.3:** Sistema hidráulico de aplicação do peso próprio e pressão hidrostática para o cenário de decréscimo da resistência do betão [Gomes, J., 2006].

### ***Inspecções Visuais***

As inspecções visuais têm como finalidade a detecção de sinais de deterioração ou sintomas de envelhecimento nas barragens de betão (Figura 2.4).

As principais patologias que são usualmente detectadas no decurso destas inspecções nas barragens de betão, relacionam-se essencialmente com a ocorrência de movimentos diferenciais entre blocos, com a existência de fissuração significativa, com percolação no corpo da obra ou na fundação e reacções álcali-agregado. Actualmente é possível detectar a existência de fenómenos expansivos associados a reacções alcali-agregado através da análise de resultados obtidos em extensómetros que são colocados no interior do betão ainda durante a fase construtiva e que fornecem leituras durante toda a vida das obras. As inspecções visuais são assim utilizadas para confirmar a maior ou menor gravidade do processo expansivo. Nalguns casos as reacções expansivas podem mesmo levar à necessidade de desactivação das obras, como é o caso em Portugal da barragem do Alto-Ceira [LNEC, 2004].



**Figura 2.4:** Barragem do Cabril. Inspeção visual assistida [Berberan et al., 2007] (utilização de ficheiros de imagem 3D, construídos com base em técnicas de laser scan e fotogrametria digital) e utilização de modelos de elementos finitos para apoio ao controlo da fissuração.

Em termos das inspeções visuais nos órgãos de segurança que constituem a barragem, é importante verificar a operacionalidade das comportas e o estado de conservação do betão superficial, o qual por vezes pode deteriorar devido à existência de escoamentos de alta velocidade e turbulência, envelhecimento das estruturas hidráulicas (cavitação, abrasão, ressaltos hidráulicos, etc), exposição aos agentes atmosféricos, entre outros factores.

Importa referir que a informação adquirida com as inspecções visuais, tem de ser complementada com os dados experimentais provenientes dos sistemas de instrumentação instalados, para que seja possível quantificar as referidas incidências.

Para cada obra, é necessário definir a periodicidade das inspecções visuais a efectuar, o tipo de inspecções a realizar e os principais aspectos a inspecionar na obra e no sistema de observação.

O preenchimento da ficha de inspecção pelos técnicos responsáveis pela actividade deve contemplar todos os aspectos relevantes, podendo incluir registos fotográficos e desenhos esquemáticos.

## **2.4 Considerações finais**

Neste capítulo descreveram-se as principais actividades de controlo de segurança de barragens, a desenvolver durante a vida útil destas obras, desde a fase de projecto até à fase final da exploração.

Estas actividades envolvem a instalação de adequados sistemas de observação, a realização de minuciosas inspecções visuais de modo a detectar atempadamente possíveis deficiências ou insuficiências, e o desenvolvimento de modelos de interpretação e previsão do comportamento das obras em exploração, de forma a prevenir situações de acidente ou incidente.

Actualmente, com as crescentes preocupações em termos de segurança das estruturas, tem aumentado o interesse em desenvolver sistemas que visam a observação e a análise do comportamento destas estruturas. Com estes sistemas é possível obter mais informação sobre o estado global das barragens, o que permite complementar as informações resultantes das outras actividades de monitorização e controlo de segurança.



# Capítulo 3

## Modelos utilizados no controlo de segurança estrutural de barragens de betão

### 3.1 Considerações iniciais

Numa obra de grandes dimensões e peculiaridades como uma barragem, devem-se respeitar as presentes exigências de segurança regulamentares e como tal, considera-se fundamental a utilização integrada de técnicas de observação comportamental e o desenvolvimento de modelos de referência para interpretação e previsão do comportamento deste tipo de estruturas.

No presente capítulo são explanados os tipos de modelos utilizados para verificação das crescentes preocupações de segurança e de apoio ao projecto. Modelos esses que exigem especial atenção na interpretação do comportamento de protótipos e materiais utilizados, sendo então necessária a utilização de vários modelos (de interpretação quantitativa, física e numérica) por forma a garantir a fiabilidade dos mesmos. Nesse contexto, foi fundamental a experiencia do LNEC no domínio e desenvolvimento destes modelos.

Os modelos de interpretação quantitativa permitem analisar resultados observados, separando os efeitos de cada solicitação a partir de hipóteses semi-empíricas e técnicas estatísticas, exigindo assim amostras representativas dos resultados.

Os modelos físicos servem de apoio à modelação numérica, contudo são principalmente utilizados no estudo do comportamento estrutural para cenários de rotura.

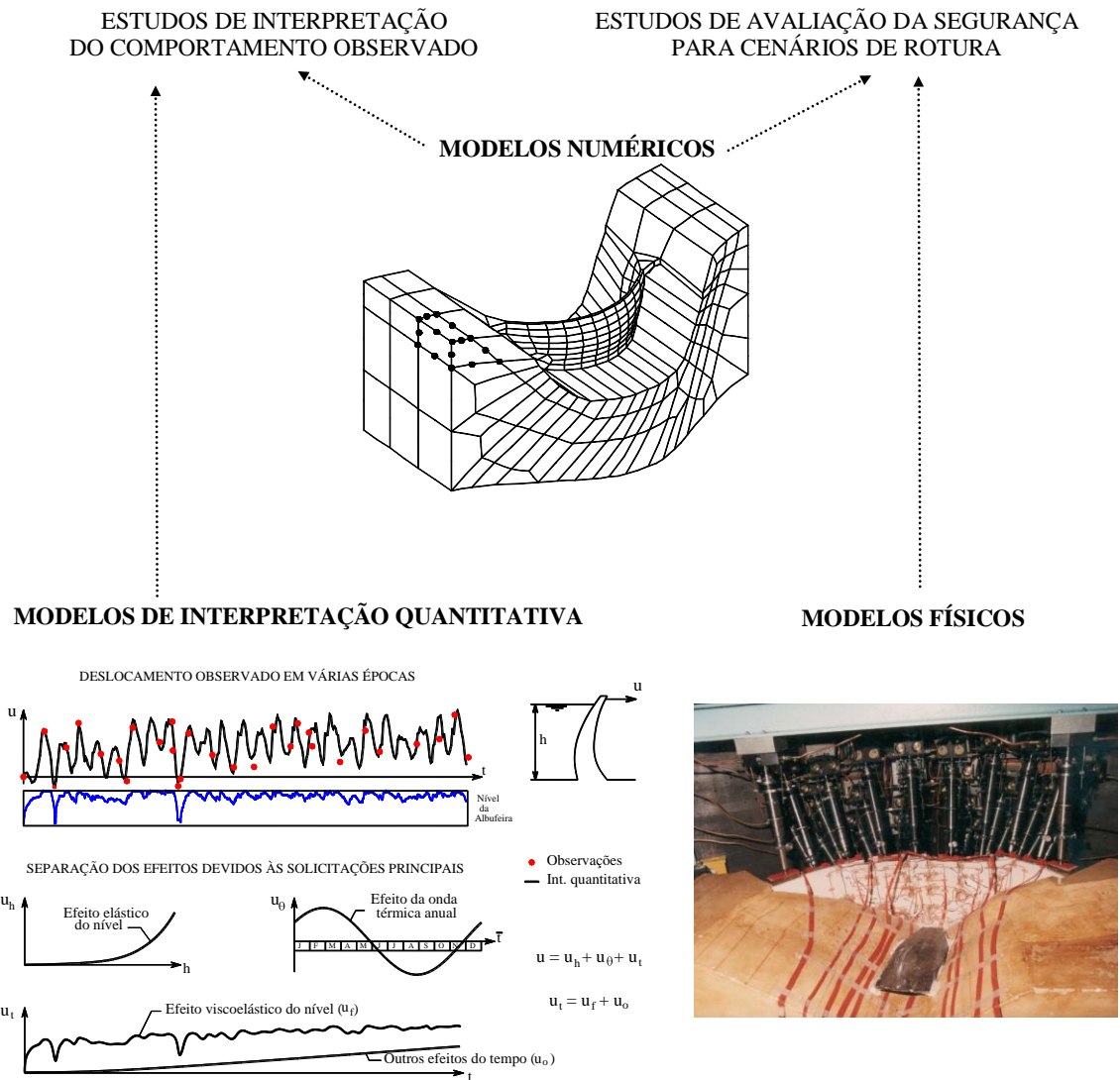
Actualmente os modelos numéricos ainda se encontram em desenvolvimento e caracterizam-se por conseguirem simular uma grande variedade de comportamentos dos materiais e por serem de baixo custo e grande fiabilidade. Serão referidos os principais modelos numéricos utilizados para o cálculo estrutural de barragens, dando especial ênfase aos baseados no Método dos Elementos Finitos.

### ***Modelos de Interpretação e Previsão do Comportamento Estrutural***

Numa primeira fase define-se um modelo preliminar com o objectivo de projectar a infra-estrutura. Na fase de exploração, desenvolvem-se modelos de interpretação e previsão do comportamento estrutural que permitem efectuar o acompanhamento e uma previsão do futuro comportamento da obra, sendo uma ferramenta fundamental no controlo de segurança das barragens e respectivas estruturas auxiliares. Geralmente, são modelos mais complexos que os modelos utilizados para projectar a obra, uma vez que é necessário ter em conta os eventuais processos de deterioração (alterações ao nível das propriedades dos materiais), como as expansões e a fissuração significativa e também as anomalias estruturais decorrentes da actuação de sismos ou outro tipo de acções dinâmicas importantes.

Estes modelos, podem ser modelos de interpretação quantitativa (utilizados apenas na fase de exploração normal), modelos físicos e modelos numéricos (método dos elementos finitos e/ou método dos elementos discretos). Estes modelos permitem interpretar e prever o comportamento das obras ao longo do tempo e compará-lo com os resultados observados a fim de aferir a normalidade do comportamento observado (Figura 3.1). Se o comportamento observado for compatível com o comportamento previsto nos modelos, então pode-se considerar que não existem anomalias e que a obra poderá continuar em exploração sem quaisquer restrições.

Caso existam aspectos do comportamento observado que, para as acções conhecidas, não podem ser explicados, então torna-se necessário realizar estudos numéricos mais aprofundados que permitam averiguar as causas do comportamento imprevisto, essencialmente associados a problemas de deterioração. É com estes modelos de interpretação e previsão do comportamento estrutural que é possível avaliar as condições de funcionalidade e de segurança destas obras perante as anomalias identificadas.



**Figura 3.1:** Modelos utilizados na análise do comportamento de barragens de betão [Oliveira, 2000].

**Modelos de Interpretação Quantitativa (Fase de exploração)**

As grandezas observadas no âmbito do controlo de segurança de barragens de betão nas diversas fases da sua exploração (deslocamentos, extensões, tensões, movimento de juntas, frequências naturais, etc.), devem ser analisadas tendo em conta as acções que mais significativamente as influenciam. Porém, a resposta observada resulta do efeito conjunto de várias acções, tornando-se complexo interpretar o comportamento da obra com base nos resultados observados. Deste modo, foram desenvolvidos os modelos de interpretação quantitativa que permitem separar os efeitos com base no estabelecimento de relações funcionais semi-empíricas entre as grandezas observadas e as solicitações que os originam, e

na respectiva análise por técnicas estatísticas de ajuste aos valores observados [Rocha et al., 1958; Castro, A.T., 1998; Oliveira S., 2000].

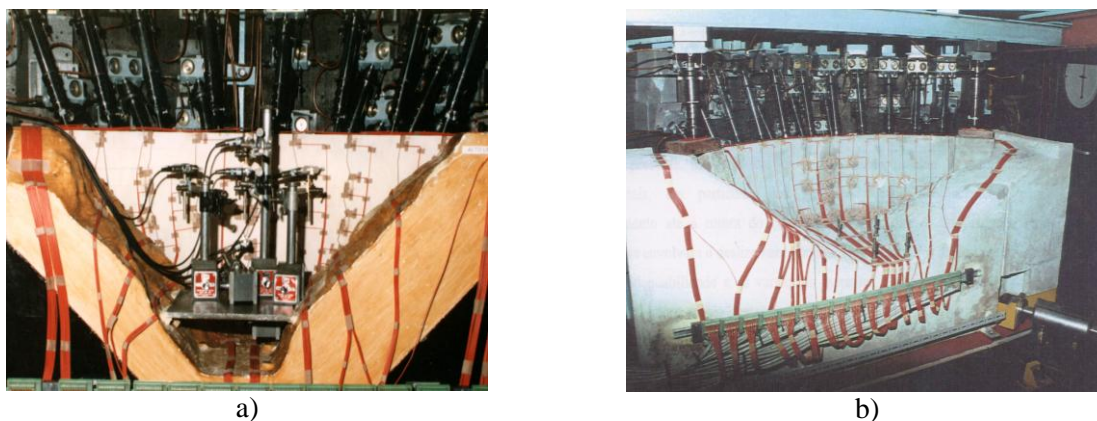
É de salientar que, os modelos de interpretação quantitativa constituem uma importante ferramenta que, permite avaliar se num dado período de observação o comportamento da obra é ou não anómalo. Um modelo de interpretação qualitativa permite detectar alterações de comportamento relativamente ao anteriormente observado na própria obra em análise. Todavia, sendo estes modelos de natureza não determinística, não é conveniente utilizar somente os resultados provenientes destes modelos para prever o comportamento de uma dada obra. Assim, deve proceder-se a uma utilização integrada de resultados obtidos com os modelos de interpretação quantitativa e resultados fornecidos pelos modelos numéricos.

### **Modelos Físicos**

A modelação física surgiu nas décadas de 40 e 50 para apoio de projectos de grandes barragens de betão portuguesas devido à limitada capacidade dos métodos de cálculo disponíveis na altura. É de referir a larga experiência do LNEC nesta área, principalmente no desenvolvimento de técnicas para determinar a forma ideal de barragens abóbada.

Os modelos físicos (ou modelos reduzidos) são actualmente utilizados em estudos hidráulicos, com vista à definição de formas de descarregadores e, na análise estrutural, em estudos de cenários de rotura para determinação de coeficientes de segurança globais (Figura 3.2). Estes modelos baseiam-se na Teoria da Semelhança, segundo a qual é possível conhecer o comportamento de protótipos se for conhecido o comportamento de modelos físicos semelhantes aos protótipos. Um protótipo e o respectivo modelo físico dizem-se sistemas fisicamente semelhantes relativamente a um dado conjunto de grandezas, se existir uma relação constante entre valores homólogos dessas grandezas nos dois sistemas.

É de salientar que a modelação física para análise de cenários de rotura actualmente ainda tem muito interesse, principalmente porque permite verificar a fiabilidade dos modelos numéricos na análise de cenários de rotura.



**Figura 3.2:** Utilização de modelos físicos em estudos de verificação da segurança para cenários de rotura. a) Barragem do Alto Lindoso (decréscimo da resistência); b) barragem do Alqueva (movimento horizontal na falha da fundação) (LNEC - NMMF).

### Modelos Numéricos

Na verificação da segurança das primeiras grandes barragens de betão durante a fase de projecto, utilizavam-se os modelos simples (modelos físicos e modelos do tipo “trial-load”), onde eram admitidas várias hipóteses simplificativas face à pouca experiência na modelação matemática destas estruturas e, utilizavam-se também os modelos físicos, os quais inicialmente eram mais versáteis e menos dispendiosos que os modelos numéricos.

Na sequência de trabalhos pioneiros da década de 50, inseridos no âmbito do programa de exploração espacial dos Estados Unidos da América, assistiu-se na década de 60 a um desenvolvimento dos métodos numéricos para análise estrutural, em simultâneo com o aparecimento dos primeiros computadores. Desenvolveram-se vários métodos numéricos, nomeadamente: i) o método dos elementos de fronteira; ii) o método dos elementos das diferenças finitas; iii) o método dos elementos discretos e; iv) o método dos elementos finitos. De entre os métodos numéricos referidos, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (M.E.F.) [Zienkiewicz, 1967; Pedro, 1977] que, para além de ter revolucionado a análise estrutural é também o método mais utilizado.

Actualmente o MEF é um método bastante versátil e fiável, sendo considerado uma ferramenta indispensável que, após validação e calibração com base nos resultados da observação das obras e com base nos resultados obtidos em ensaios de materiais e/ou de

modelos físicos, permite estudar cenários correntes ou de rotura e efectuar extrapolações para o protótipo com custos adicionais mínimos.

É fundamental a utilização deste método para avaliar o comportamento estático e dinâmico da maioria das estruturas.

## **3.2 Modelação Numérica do Comportamento de Estruturas utilizando o Método dos Elementos Finitos**

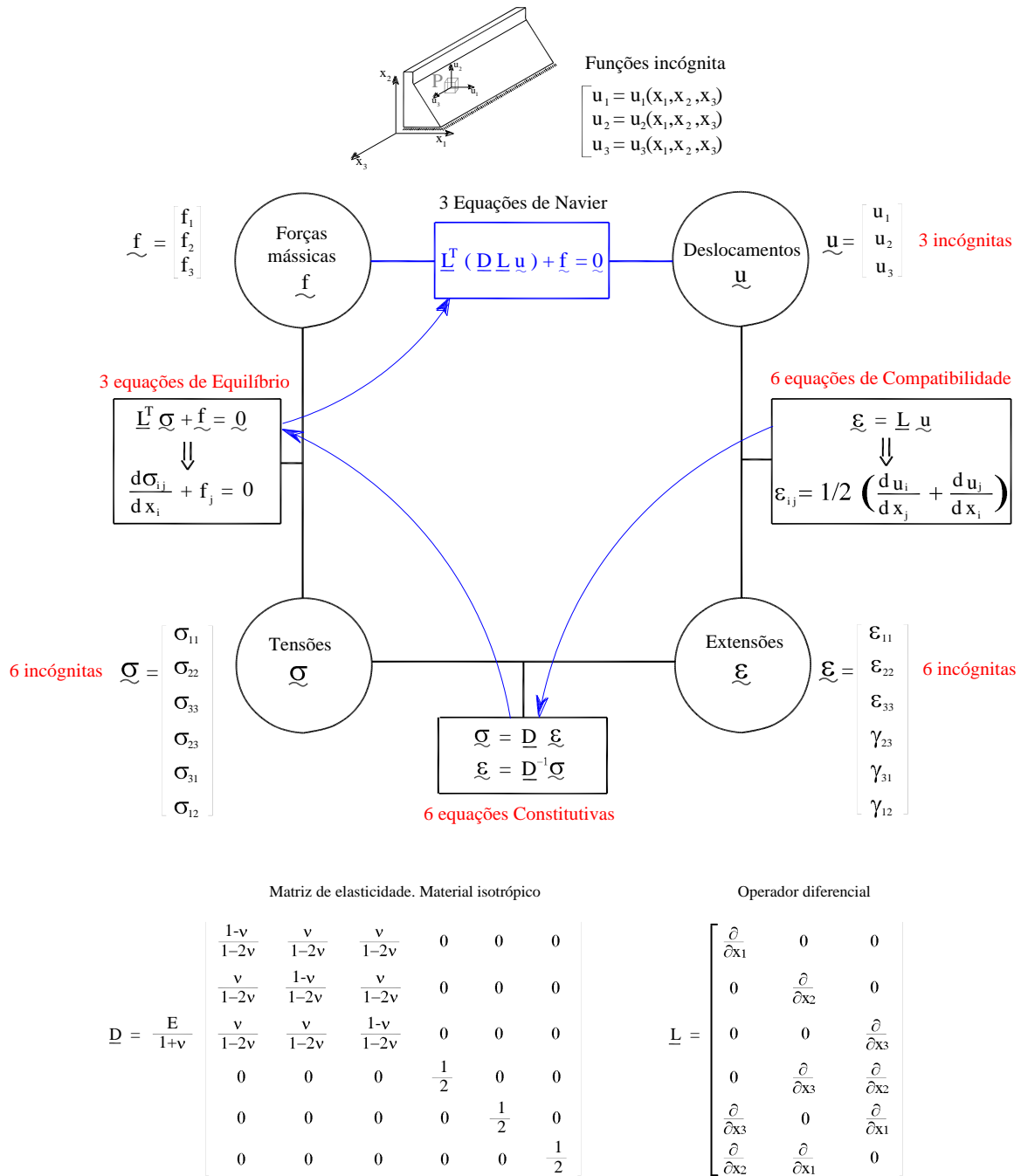
### ***3.2.1 Considerações iniciais***

Na análise de estruturas o objectivo é determinar os campos de deslocamentos, deformações e tensões que se instalam devido à actuação de forças exteriores. Para tal, estabelecem-se as equações fundamentais da mecânica que, na hipótese de comportamento elástico dos materiais, correspondem a um sistema de equações diferenciais lineares, cuja solução numérica é, em geral, obtida utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). A resolução numérica das equações diferenciais que descrevem matematicamente o comportamento das obras é uma técnica que, como se refere mais à frente, permite reduzir o problema da análise de estruturas contínuas à análise de um problema discreto com um número finito de graus de liberdade.

Na Figura 3.3 apresenta-se um esquema com as equações fundamentais da Mecânica para o caso geral de um problema de equilíbrio tridimensional. Conhecidas em cada ponto as forças mássicas actuantes  $\underline{f}$ , a geometria, as propriedades dos materiais e as condições de fronteira, o objectivo consiste em determinar os deslocamentos  $\underline{u}$  em todos os pontos da estrutura. Conhecidos os deslocamentos em cada ponto, é possível calcular as deformações com base na equação de compatibilidade e as tensões a partir da equação constitutiva.

Como se pode observar na figura, o problema pode ser expresso através das equações de Navier, a que corresponde a um sistema de três equações diferenciais em que as incógnitas são as três componentes de deslocamento.

### EQUILÍBRIO TRIDIMENSIONAL



**Figura 3.3:** Incógnitas e equações fundamentais da Mecânica dos Sólidos (adaptado de [Oliveira S., 2003]).

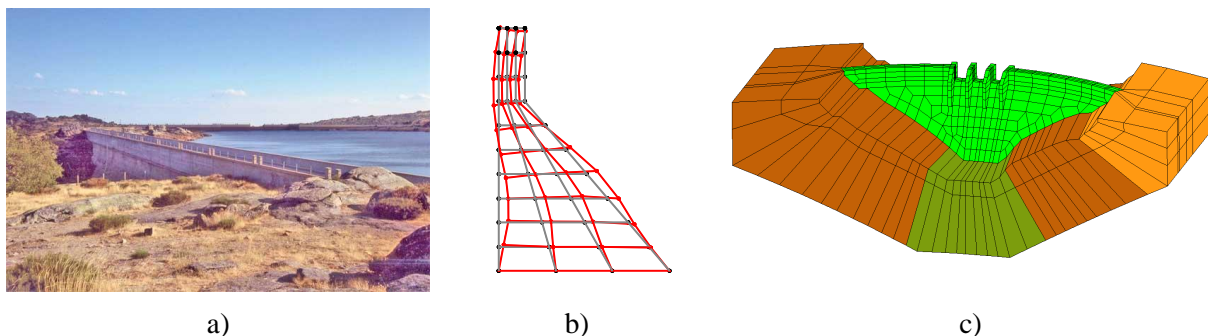
Neste capítulo apresentam-se os conceitos básicos do M.E.F. com vista à resolução da equação de Navier (formulação em deslocamentos do problema da análise de estruturas).

### 3.3 Método dos Elementos Finitos

#### 3.3.1 Considerações gerais

O Método dos Elementos Finitos é um método numérico para a resolução de equações diferenciais. Neste método, a estrutura a analisar é dividida num número discreto de elementos finitos, ligados entre si por pontos nodais, formando-se deste modo a denominada malha de elementos finitos.

Na análise de estruturas de engenharia civil surgem em geral problemas de equilíbrios tridimensionais, no entanto, em muitos casos é possível utilizar modelos planos. É o caso por exemplo das barragens de gravidade (Figura 3.4), que muitas vezes são analisadas com base em modelos planos adoptando-se a hipótese de equilíbrio de placa (estado plano de deformação ou de tensão). Na análise de barragens abóbada podem ser utilizados modelos de casca (casca delgada ou casca espessa).

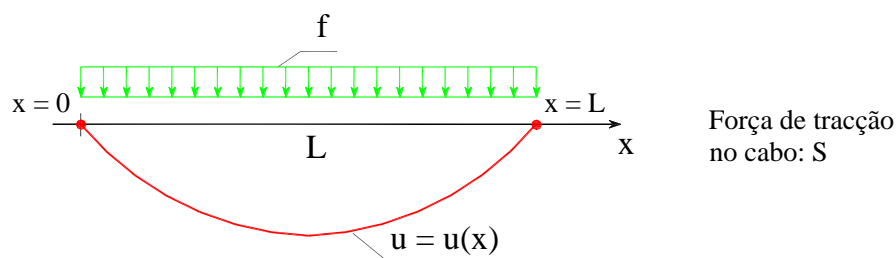


**Figura 3.4:** a) Barragem de gravidade (barragem da Cova do Viriato). b) Modelo plano. c) Modelo tridimensional.

#### 3.3.2 Fundamentos do M.E.F. Deformação de um cabo elástico

Para se iniciar o estudo do M.E.F. é conveniente começar com o problema da deformação de um cabo elástico (Figura 3.5) submetido a uma força de tracção  $S$  e à acção de uma carga uniformemente distribuída  $f$  (como por exemplo, o peso próprio) é adequadamente descrito por uma das mais simples equações diferenciais da Teoria da Elasticidade (na hipótese de pequena flecha). Fisicamente verifica-se que a função  $u = u(x)$  que descreve o deslocamento vertical de cada ponto  $x$  do cabo, tem uma curvatura constante que é proporcional ao valor da carga  $f$  e inversamente proporcional à força de tracção  $S$  (o sinal da carga é sempre contrário ao da curvatura), conforme a Figura 3.5.

$$\frac{d^2u}{dx^2} = -\frac{f}{S} \quad (3.1)$$



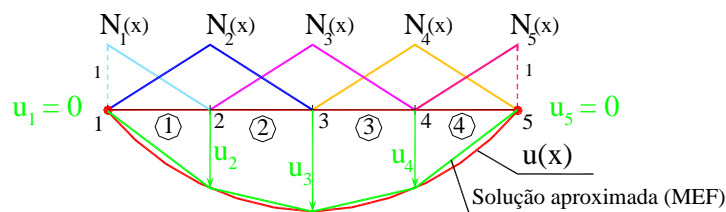
**Figura 3.5:** Deformação de um cabo elástico apoiado nas extremidades [Espada M., 2009].

Este problema da deformação de um cabo elástico apoiado nas duas extremidades corresponde matematicamente ao seguinte problema de valores de fronteira:

$$\begin{cases} S \frac{d^2u}{dx^2} + f = 0 & , \quad 0 \leq x \leq L \\ u(0) = u(L) = 0 \end{cases} \quad (3.2)$$

Trata-se de um problema unidimensional muito simples (a sua solução pode ser determinada analiticamente por primitivação directa) de grande interesse para ilustrar a aplicação Método dos Elementos Finitos à resolução de equações diferenciais, como se mostra em seguida.

A resolução numérica de uma equação diferencial como a anterior, definida num dado domínio (neste caso trata-se de um domínio unidimensional:  $[0,L]$ ), exige que se comece por considerar uma dada discretização do domínio em vários sub-domínios ou elementos finitos, ligados entre si pelos denominados pontos nodais (Figura 3.6).



$$u(x) = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 + N_5 u_5$$

$$u(x) = \begin{bmatrix} N_1(x) & N_2(x) & N_3(x) & N_4(x) & N_5(x) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \end{bmatrix} \quad u(x) = \underline{N} \underline{u}$$

**Figura 3.6:** Discretização do cabo em quatro elementos finitos e representação de uma solução aproximada dada pela combinação linear de funções simples definidas por troços lineares (funções de interpolação,  $N_i(x)$ ) [Espada M., 2009].

O objectivo principal é, portanto, determinar o valor dos deslocamentos  $u = u(x)$  nos pontos nodais. Desta forma o problema da resolução numérica de uma equação diferencial é reduzido, como veremos, à determinação da solução de um sistema de equações algébricas em que as incógnitas correspondem aos valores dos deslocamentos nos pontos nodais. A dimensão deste sistema dependerá, portanto, do número de pontos nodais considerados na discretização do domínio.

A ideia fundamental do MEF consiste em admitir que a solução  $u(x)$  pode ser aproximada através da combinação linear de funções simples  $N_i = N_i(x)$ , definidas, neste caso, por troços lineares (funções de interpolação): por cada ponto nodal  $i$  define-se uma função  $N_i(x)$  que assume valor unitário nesse ponto nodal e valores nulos nos restantes pontos nodais (Figura 3.6).

Para o caso da discretização em quatro elementos finitos apresentada na Figura 3.6, a resolução numérica pelo M.E.F. consistirá em determinar os valores dos deslocamentos nodais  $u_1, u_2, u_3, u_4$  e  $u_5$  (neste caso, tendo em conta as condições de fronteira dadas, sabe-se que deverá ser  $u_1 = 0$  e  $u_5 = 0$ ). Para tal há que obter um sistema com cinco equações algébricas que envolvam, como incógnitas, os pretendidos deslocamentos nodais.

Assim, há que transformar a equação diferencial em análise (forma forte) numa forma integral equivalente (forma fraca) o que se pode conseguir matematicamente aplicando o Lema Fundamental do Cálculo Variacional à equação diferencial que se pretende resolver (Esta forma integral também pode ser obtida fisicamente recorrendo ao P.T.V.). Na prática, a resolução numérica pelo MEF da equação diferencial que descreve a deformação do cabo

elástico, consiste em determinar os valores  $u_1, u_2 \dots u_5$  por forma a que se verifiquem as seguintes cinco equações:

$$\int_0^L \frac{d}{dx} (u_1 N_1 + u_2 N_2 + u_3 N_3 + u_4 N_4 + u_5 N_5) S \frac{dN_i}{dx} dx = \int_0^L f N_i(x) dx, \quad \forall N_i, i=1,2,\dots,5 \quad (3.3)$$

em que  $N_1, N_2, N_3, N_4, N_5$  correspondem às cinco funções de interpolação.

As cinco equações anteriores formam um sistema de equações algébricas em que as incógnitas correspondem aos deslocamentos nodais,  $u_1, u_2, u_3, u_4$  e  $u_5$ . Matricialmente o referido sistema assume a forma seguinte (adoptando a notação  $N' = dN/dx$ ):

$$\int_0^L \begin{bmatrix} N_1' \\ N_2' \\ N_3' \\ N_4' \\ N_5' \end{bmatrix} S [N_1' \ N_2' \ N_3' \ N_4' \ N_5'] dx \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \end{bmatrix} = \int_0^L f \begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \\ N_5 \end{bmatrix} dx \quad (3.4)$$

o que, utilizando a conhecida notação de Zienkiewicz ( $\underline{B} = [N_1' \ N_2' \ N_3' \ N_4' \ N_5']$ ) [Zienkiewicz, 1967] pode assumir a conhecida forma seguinte, mais compacta:

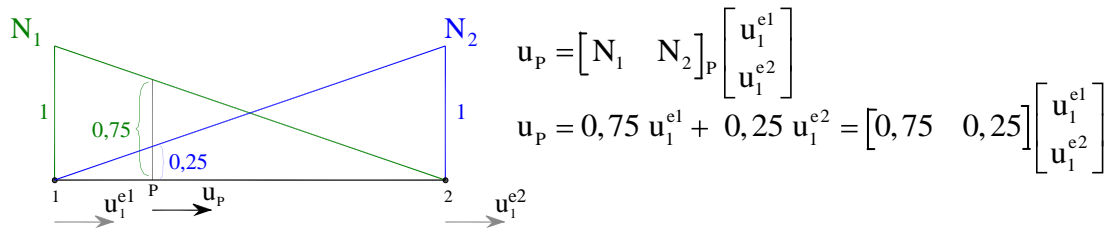
$$\underbrace{\int_0^L \underline{B}^T S \underline{B} dx}_{\substack{\text{Matriz de rigidez} \\ \text{da estrutura} \\ (5 \times 5)}} \cdot \underbrace{\underline{u}}_{\substack{\text{Vector dos} \\ \text{deslocamentos} \\ \text{nodais} \\ (5 \times 1)}} = \underbrace{\int_0^L f \underline{N}^T dx}_{\substack{\text{Vector das forças} \\ \text{nodais} \\ (5 \times 1)}} \quad (3.4)$$

$$\underline{K} \underline{u} = \underline{F} \quad (3.5)$$

### 3.3.3 Aproximação Fundamental do M.E.F.

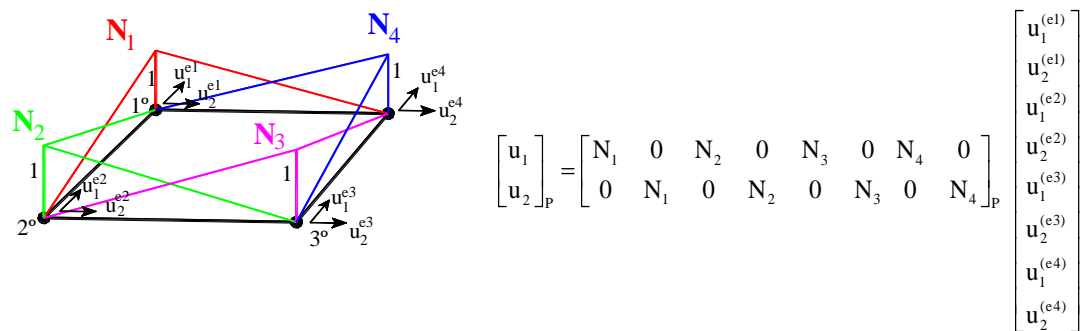
A aproximação fundamental do M.E.F. consiste em admitir que o deslocamento de um ponto P do interior de um elemento finito pode ser obtido de forma aproximada a partir dos deslocamentos dos pontos nodais  $\underline{u}^e$ , recorrendo a um método de interpolação.

Este conceito pode ser facilmente ilustrado para o caso de um elemento finito linear como se mostra na Figura 3.7.



**Figura 3.7:** Conceito de funções de interpolação utilizando um elemento finito de barra com dois pontos nodais e um grau de liberdade de translação por nó [Oliveira S., 2003].

Na figura seguinte ilustra-se este conceito para o caso de um elemento finito plano de 4 pontos nodais, com dois graus de liberdade por nó.



**Figura 3.8:** Conceito de funções de interpolação utilizando um elemento finito de placa com quatro pontos nodais e dois graus de liberdade de translação por nó [Oliveira S., 2003].

Assim, no caso geral as componentes de deslocamento  $\mathbf{u}_P$  num ponto P do interior de um elemento finito obtêm-se, por interpolação, com base na seguinte relação (aproximação fundamental do M.E.F.):

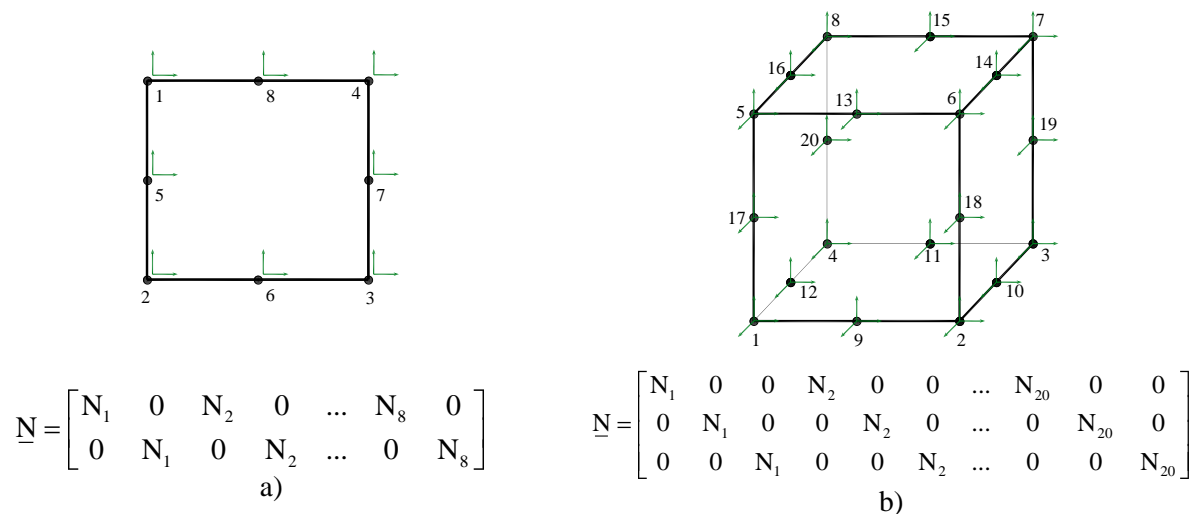
$$\mathbf{u}_P = \mathbf{N}_P \cdot \mathbf{u}^e \quad (4.7)$$

onde,  $\mathbf{N}_P$  é a matriz que contém os valores das funções de interpolação (ou funções de forma) no ponto P e  $\mathbf{u}^e$  é o vector que contém os deslocamentos nos nós. As funções de interpolação, associadas a cada grau de liberdade (G.L.) de cada ponto nodal i de um elemento finito, assumem o valor unitário nesse ponto nodal i (e segundo o grau de liberdade considerado), e assumem o valor nulo nos restantes pontos nodais e valores intermédios nos pontos do interior do elemento finito.

Importa referir que se as funções de interpolação de deslocamentos forem de grau superior às funções de interpolação de geometria, então o elemento diz se Subparamétrico. Se as funções de interpolação de deslocamentos e geometria forem de igual grau, então o elemento diz se Isoparamétrico

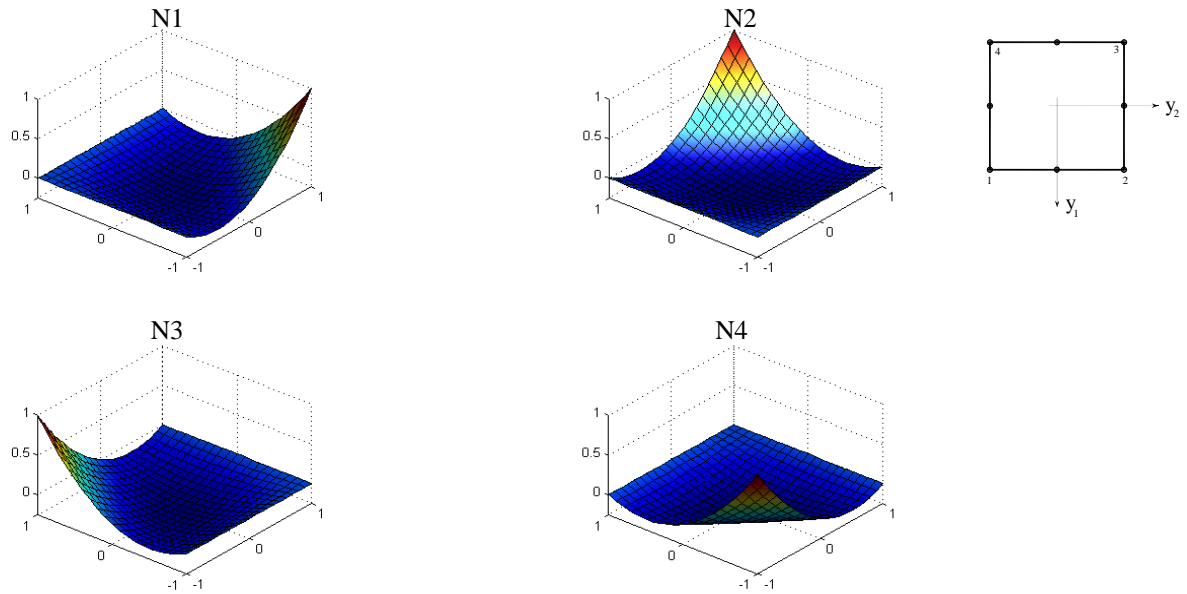
### 3.4 Elementos finitos planos com oito pontos nodais e elementos tridimensionais tipo cubo de vinte nós

Em muitos casos é conveniente utilizar elementos finitos do 2º grau, nomeadamente elementos finitos planos isoparamétricos de 8 nós ou, na análise de estruturas maciças, elementos tridimensionais isoparamétricos [Zienkiewicz, O.C., 1967; Oliveira, S., 1991], tipo cubo, de 20 nós (Figura 3.9 a) e b)).

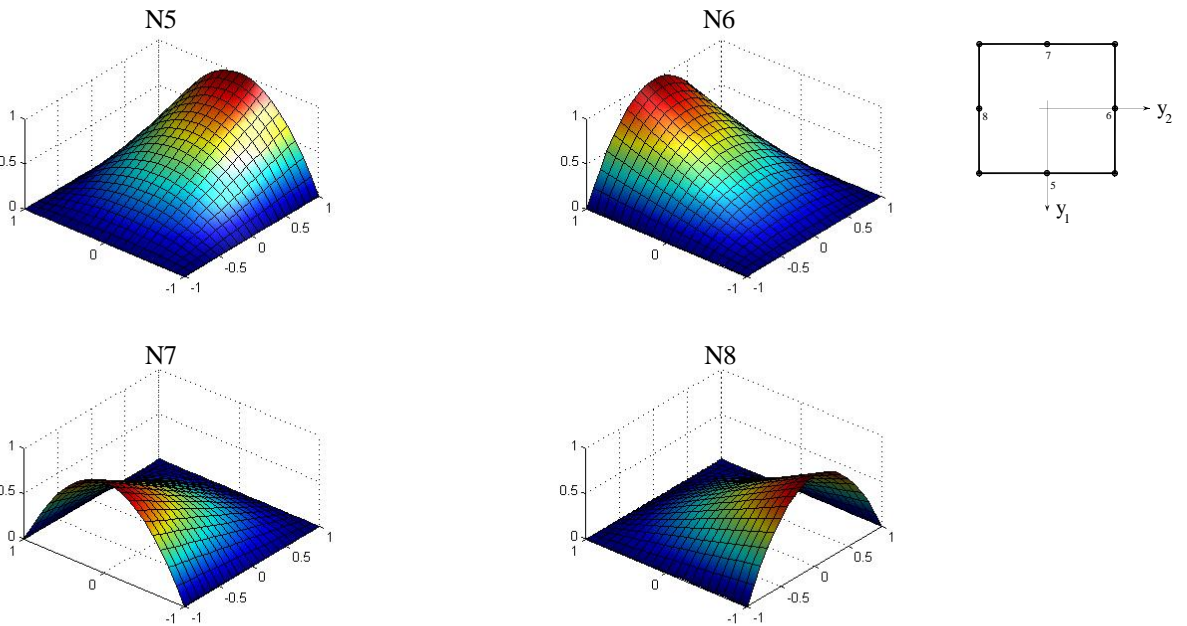


**Figura 3.9:** a) Elemento finito plano isoparamétrico de 8 pontos nodais com 2 G.L. de translação por nó e respectiva matriz com as funções de interpolação. b) Elemento finito tridimensional isoparamétrico tipo cubo de 20 pontos nodais com 3 G.L. de translação por nó e respectiva matriz com as funções de interpolação.

Nas figuras seguintes apresentam-se os elementos finitos planos de 8 nós e os elementos tridimensionais de 20 nós, com as respectivas funções de interpolação, bem como a convenção referente à numeração dos pontos nodais.



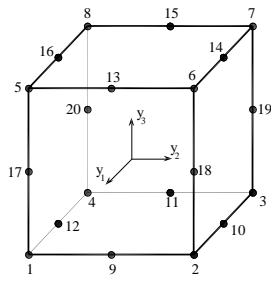
$$N_i = \frac{1}{4}(1 + y_1^{(i)}y_1)(1 + y_2^{(i)}y_2)(y_1^{(i)}y_1 + y_2^{(i)}y_2 - 1)$$



$$N_i = \frac{1}{2}(1 - y_1^2)(1 + y_2^{(i)}y_2) \quad (y_1^{(i)} = 0);$$

$$N_i = \frac{1}{2}(1 + y_1^{(i)}y_1)(1 - y_2^2) \quad (y_2^{(i)} = 0).$$

**Figura 3.10:** Elemento finito plano isoparamétrico de 8 pontos nodais. Representação dos eixos locais. Convenções adoptadas para a numeração dos pontos nodais. Funções de interpolação [Espada M., 2009].



$$N_i = \frac{1}{8}(1+y_1^{(i)}y_1)(1+y_2^{(i)}y_2)(1+y_3^{(i)}y_3)(y_1^{(i)}y_1+y_2^{(i)}y_2+y_3^{(i)}y_3-2) \quad (i=1,2,\dots,8);$$

$$N_i = \frac{1}{4}(1-y_1^2)(1+y_2^{(i)}y_2)(1+y_3^{(i)}y_3) \quad (i=10,12,14,16);$$

$$N_i = \frac{1}{4}(1-y_2^2)(1+y_3^{(i)}y_3)(1+y_1^{(i)}y_1) \quad (i=9,11,13,15);$$

$$N_i = \frac{1}{4}(1-y_3^2)(1+y_1^{(i)}y_1)(1+y_2^{(i)}y_2) \quad (i=17,18,19,20).$$

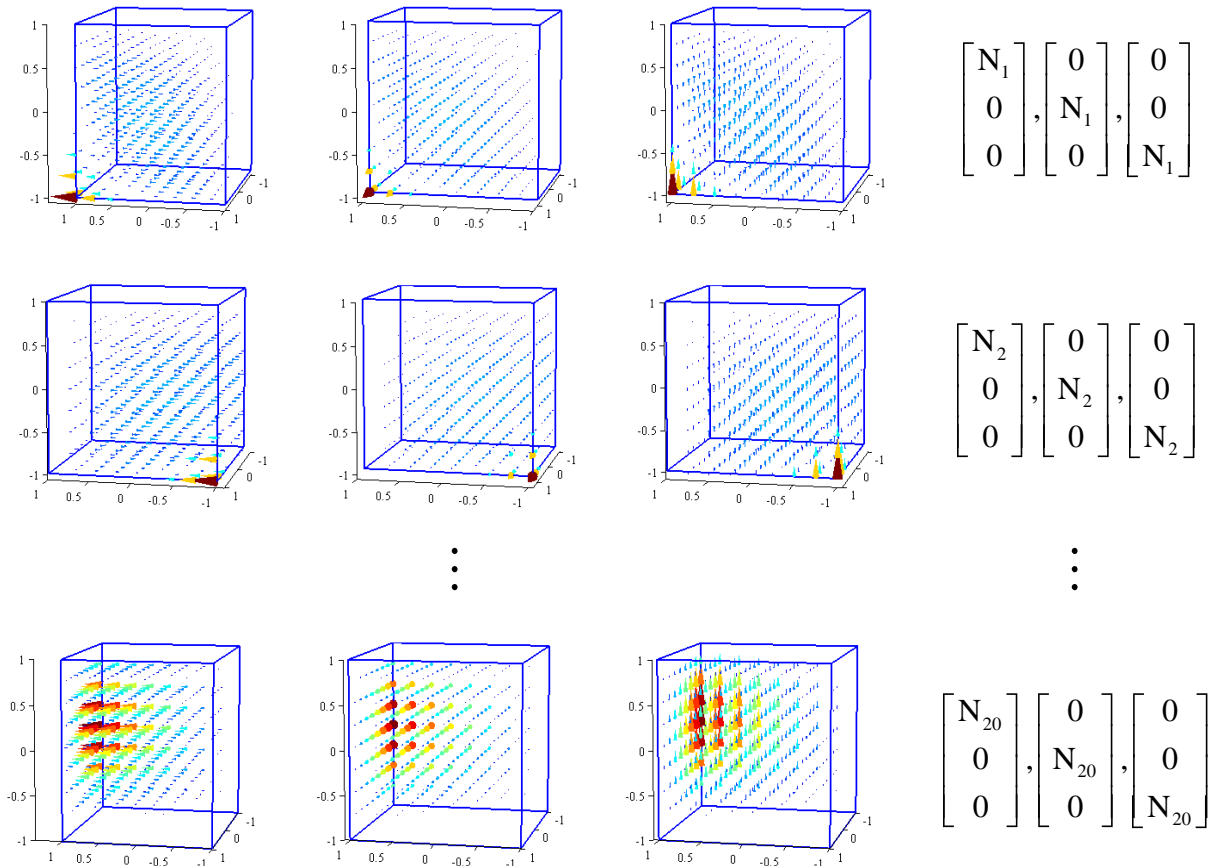
Coordenadas locais dos nós

| Nó | y <sub>1</sub> | y <sub>2</sub> | y <sub>3</sub> | Nó | y <sub>1</sub> | y <sub>2</sub> | y <sub>3</sub> |
|----|----------------|----------------|----------------|----|----------------|----------------|----------------|
| 1  | 1              | -1             | -1             | 11 | -1             | 0              | -1             |
| 2  | 1              | 1              | -1             | 12 | 0              | -1             | -1             |
| 3  | -1             | 1              | -1             | 13 | 1              | 0              | 1              |
| 4  | -1             | -1             | -1             | 14 | 0              | 1              | 1              |
| 5  | 1              | -1             | 1              | 15 | -1             | 0              | 1              |
| 6  | 1              | 1              | 1              | 16 | 0              | -1             | 1              |
| 7  | -1             | 1              | 1              | 17 | 1              | -1             | 0              |
| 8  | -1             | -1             | 1              | 18 | 1              | 1              | 0              |
| 9  | 1              | 0              | -1             | 19 | -1             | 1              | 0              |
| 10 | 0              | 1              | -1             | 20 | -1             | -1             | 0              |

Faces

| Face | y <sub>i</sub>      | Pontos nodais |   |   |   |    |    |    |    |  |
|------|---------------------|---------------|---|---|---|----|----|----|----|--|
| 1    | y <sub>1</sub> = 1  | 1             | 2 | 6 | 5 | 9  | 18 | 13 | 17 |  |
| 2    | y <sub>2</sub> = 1  | 2             | 3 | 7 | 6 | 10 | 19 | 14 | 18 |  |
| 3    | y <sub>3</sub> = 1  | 6             | 7 | 8 | 5 | 14 | 15 | 16 | 13 |  |
| 4    | y <sub>1</sub> = -1 | 3             | 4 | 8 | 7 | 11 | 20 | 15 | 19 |  |
| 5    | y <sub>2</sub> = -1 | 4             | 1 | 5 | 8 | 12 | 17 | 16 | 20 |  |
| 6    | y <sub>3</sub> = -1 | 4             | 3 | 7 | 1 | 11 | 10 | 9  | 17 |  |

**Figura 3.11:** Elemento finito tridimensional isoparamétrico tipo cubo com 20 pontos nodais. Representação dos eixos locais e das coordenadas locais dos nós. Convenções adoptadas para a numeração de pontos nodais e faces. Funções de interpolação.



**Figura 3.12:** Representação das funções de interpolação segundo cada grau de liberdade para os pontos nodais 1, 2 e 20 do elemento finito tridimensional tipo cubo de 20 nós [Espada M., 2009].

### **3.5 Considerações finais**

Neste capítulo referiram-se os fundamentos do Método dos Elementos Finitos, com vista à sua utilização na análise do comportamento de estruturas planas ou tridimensionais, tendo-se apresentado, em particular, os elementos finitos de placa com 8 nós e elementos finitos tridimensionais de 20 nós.

# Capítulo 4

## Análise estrutural de barragens utilizando modelos de EF3D

### 4.1 Considerações iniciais

No estudo de barragens abóbada para cenários correntes, são utilizados geralmente modelos numéricos de EF em que se admite a hipótese do comportamento elástico linear dos materiais. Neste trabalho apresentam-se resultados referentes à análise do comportamento de barragens para a acção do peso próprio e pressão hidrostática, nos quais se admite a referida hipótese e em que se considera também a hipótese de continuidade, ou seja, não se consideram as diaclases na fundação nem as juntas de contracção no corpo das barragens o que é admissível para a situação de albufeira cheia.

Para a elaboração e análise de modelos numéricos, há que efectuar três passos fundamentais no decorrer do processo:

- Pré Processamento
- Processamento
- Pós Processamento

O primeiro consiste em, utilizando programas adequados, gerar uma malha a partir da qual será realizado o modelo. Terá de ser bem definida a geometria, sendo logo á partida definidos os tipos de elementos, materiais utilizados e a matriz de incidências dos elementos.

O segundo passo consiste no cálculo propriamente dito, onde são definidas as acções e é executado o programa de cálculo propriamente dito. Podemos afirmar que para este passo foi de extrema importância o desenvolvimento no domínio da automação que se tem verificado nas últimas décadas. Por último o Pós Processamento, que não será mais do que o resultado do cálculo da estrutura, através do qual se poderão visualizar, quantificar e analisar os “outputs” gerados.

## 4.2 Fases na Análise Estrutural em Diferentes Modelos Tridimensionais

### 4.2.1 Pré Processamento

Como já foi referido no ponto 4.1, esta etapa tem como principal objectivo a geração da malha da estrutura a ser analisada. Conforme o próprio nome indica, antecede o processo propriamente dito, que no presente trabalho não é mais do que o cálculo da estrutura.

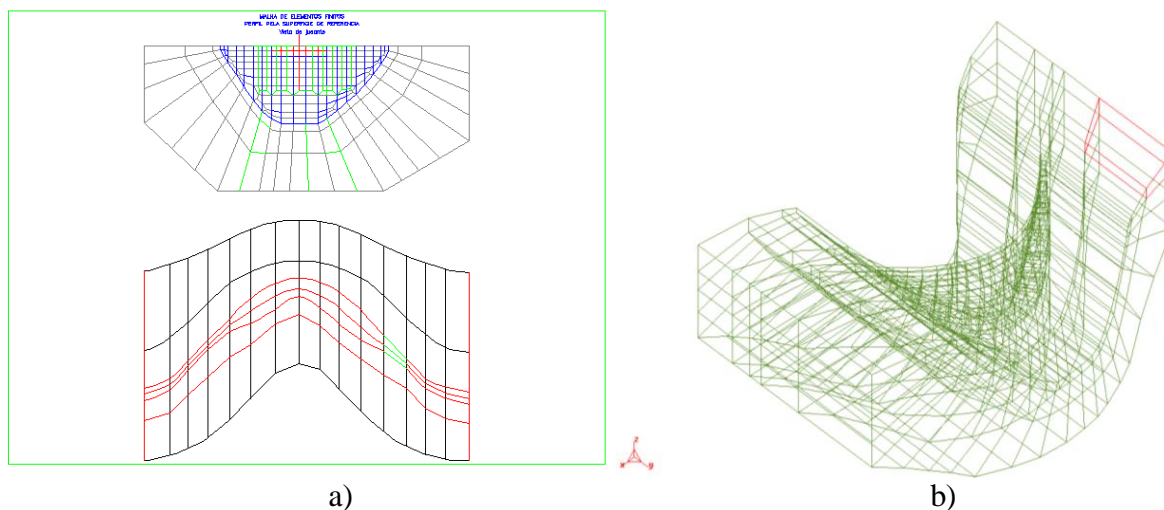
Como tal, têm de ser nesta etapa definidos:

- Numeração sequencial dos nós pertencentes da malha
- As coordenadas globais de cada nó da malha
- Matriz de incidências dos elementos
- Tipo de materiais associados aos elementos
- Inserção das equações de definição geométrica da barragem

Para a inserção destes dados iniciais a que poderemos chamar de ‘inputs’, no presente trabalho, foi utilizado um programa do LNEC denominado GMT, o qual gera as coordenadas dos respectivos pontos nodais, bem como permite gerar os elementos e nós constituintes dos mesmos. Este é aplicável a modelos de elementos cúbicos com 8 nós ou com 20 nós.

Primeiramente os ‘inputs’ foram inseridos num ficheiro do tipo ‘malha1.dad’ e após a execução do programa, foi gerado um ficheiro do tipo ‘TDIN.msh’ de possível visualização numa plataforma gráfica (GID – Graphics Interface Design [Site 7]).

Para a elaboração do ficheiro ‘malha1.dad’ é necessário definir a malha em alçado, e inserir as coordenadas X, Z (Alçado) dos vários pontos. As coordenadas Y da malha 3D são introduzidas com base nas equações de definição da geometria (curvatura da obra em planta e em altura), as quais são inseridas previamente no programa sob a forma de uma subrotina. O número de elementos em espessura e o número de elementos a considerar na fundação são também definidos no ficheiro ‘malha1.dad’(Figura 4.1).



**Figura 4.1:** a) Alçado e planta, na base dos quais é efectuado o input “malha 1.dad”; b) Malha gerada após aplicação do programa GMT.exe.

#### 4.2.2 *Processamento*

Esta fase corresponde ao cálculo da estrutura e como tal terão de ser definidas as acções e propriedades dos materiais. São usualmente utilizados programas que se baseiam no MEF. No presente trabalho como referido, foram utilizados dois programas:

- DTIN12, programa desenvolvido no LNEC (Departamento de Barragens de Betão, Núcleo de Modelação Matemática e Física [Oliveira, S., 2000]);
- SAP2000, programa comercial [Computers & Structures Inc., 2007].

Em ambos os programas, para aplicação da acção do peso próprio, foi definida a direcção da acção e o valor do peso volúmico dos materiais (betão  $24 \text{ kN/m}^3$ ; no maciço de fundação não foi considerada a acção do peso próprio). Também foi necessário definir as características de deformabilidade, tendo se admitido para o betão e para a fundação a hipótese de material isotrópico com módulo de elasticidade  $E=20 \text{ GPa}$  e coeficiente de Poisson 0,2 (considerou-se por simplificação que a fundação tinha características elásticas idênticas às do betão). Foram também definidas as condições de apoio (encastramento na face inferior e nas faces laterais do bloco de fundação considerado).

Foram somente efectuadas análises estáticas sob a acção do peso próprio e da pressão hidrostática considerando a água à cota do coroamento (admitiu-se que a pressão hidrostática actuava como uma força de superfície nas faces de montante).

Para o cálculo com o programa DTIN12 (LNEC), é utilizado o ficheiro de dados “TDIN.dad”, gerado com o programa de geração de malhas GMT. No ficheiro “TDIN.dad” define-se a geometria através das coordenadas dos nós e das incidências dos elementos assim como as propriedades elásticas dos materiais e as características das acções.

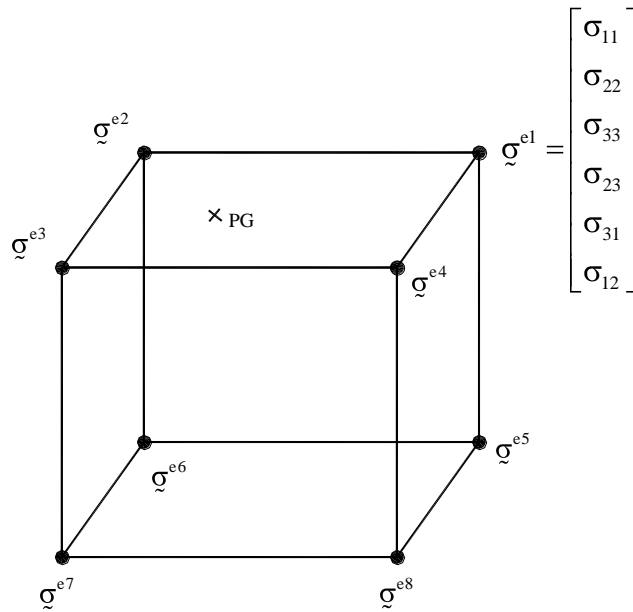
O programa GMT também permite gerar um ficheiro de dados para o SAP2000 com as coordenadas dos nós e incidências dos elementos. Este ficheiro de dados (ASCII) é lido pelo Excel e após as devidas alterações (nomeadamente após a introdução das características das acções), é importado pelo SAP2000.

### **4.2.3 Pós Processamento**

Na fase de pós processamento analisam-se os resultados obtidos recorrendo a programas que permitam visualizar graficamente os campos de tensões e de deslocamentos calculados. A verificação da segurança para as diversas acções consideradas e suas combinações é efectuada nesta fase de pós processamento.

Com o programa DTIN12 são gerados ficheiros binários com os resultados do cálculo, pelo que após a execução do mesmo foi obtido um ficheiro DTEN.bin com os resultados das tensões nos pontos de Gauss de cada elemento (componentes de tensão nos eixos gerais), bem como um ficheiro DESL.bin com os deslocamentos nos pontos nodais. Estes ficheiros binários são posteriormente utilizados pelo programa DTD37, o qual permite representar graficamente os deslocamentos e as tensões principais nos paramentos e em cortes.

Quanto ao programa SAP2000, os resultados são apresentados em 2 ficheiros de “output” (ASCII) exportáveis com tensões e deslocamentos nos pontos nodais. Estes ficheiros de saída do SAP2000 foram transformados em ficheiros binários com o formato dos já referidos ficheiros DTEN.bin e DESL.bin recorrendo a um programa desenvolvido para o efeito denominado “Conv\_res\_SAP-GID”. Com este programa de conversão, as tensões que são apresentadas pelo SAP2000 nos pontos nodais de cada elemento são transformadas para tensões nos pontos de Gauss através das funções de interpolação lineares de elementos finitos tipo cubo com 8 nós (Figura 4.2).



$$\begin{aligned}
 \sigma_{11}^{PG} &= N_1 \sigma_{11}^{e1} + N_2 \sigma_{11}^{e2} + \dots + N_8 \sigma_{11}^{e8} \\
 \sigma_{22}^{PG} &= N_1 \sigma_{22}^{e1} + N_2 \sigma_{22}^{e2} + \dots + N_8 \sigma_{22}^{e8} \\
 \vdots & \qquad \qquad \qquad \vdots \qquad \qquad \qquad \vdots \\
 \sigma_{12}^{PG} &= N_1 \sigma_{12}^{e1} + N_2 \sigma_{12}^{e2} + \dots + N_8 \sigma_{12}^{e8}
 \end{aligned}$$

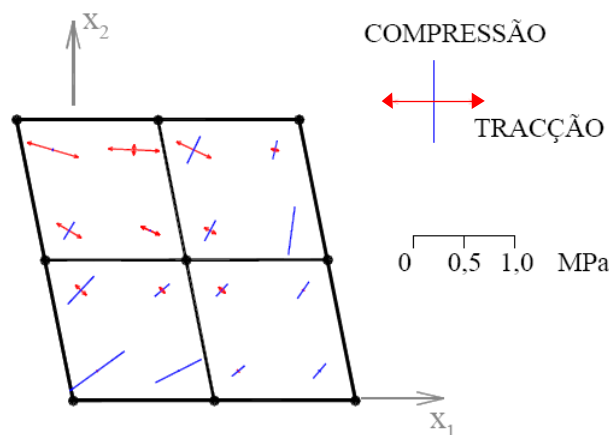
$N_i$  - Valor da função de interpolação associada ao nó  $i$ , no ponto de Gauss PG

**Figura 4.2:** Obtenção das tensões nos pontos de Gauss a partir das tensões nos pontos nodais (utilização das funções de interpolação lineares utilizadas em EF tipo cubo com pontos nodais nos vértices).

Para a análise dos resultados, foi utilizado o programa GID para visualizar o campo de deslocamentos (TDIN.post.res ou SAP.post.res) e o programa DTD37 (LNEC) para visualizar o campo de tensões (DTEN.bin), nomeadamente para visualizar as tensões principais nos paramentos e em cortes. É de notar que nos paramentos de uma barragem abóbada não há tensões tangenciais (no paramento de jusante não há cargas aplicadas e no de montante existe a pressão hidrostática que é sempre normal ao paramento), ou seja, em cada ponto do paramento o plano tangente ao paramento é um plano principal de tensão.

As tensões principais são representadas graficamente, com a convenção que se apresenta na Figura 4.3. Segundo esta representação gráfica, as tensões de tracção (vermelho) são representadas por uma cor distinta das de compressão (azul) e têm uma seta no sentido segundo a qual as fibras são traccionadas bem como na direcção principal e a dimensão associada a uma escala. A representação das tensões de compressão é análoga.

Esta representação apenas se torna possível em planos, e como tal, no presente trabalho foi necessário efectuar a visualização em cortes ou nos paramentos; optou-se por analisar o campo de tensões principais no coroamento, consola central e paramentos de montante e jusante.



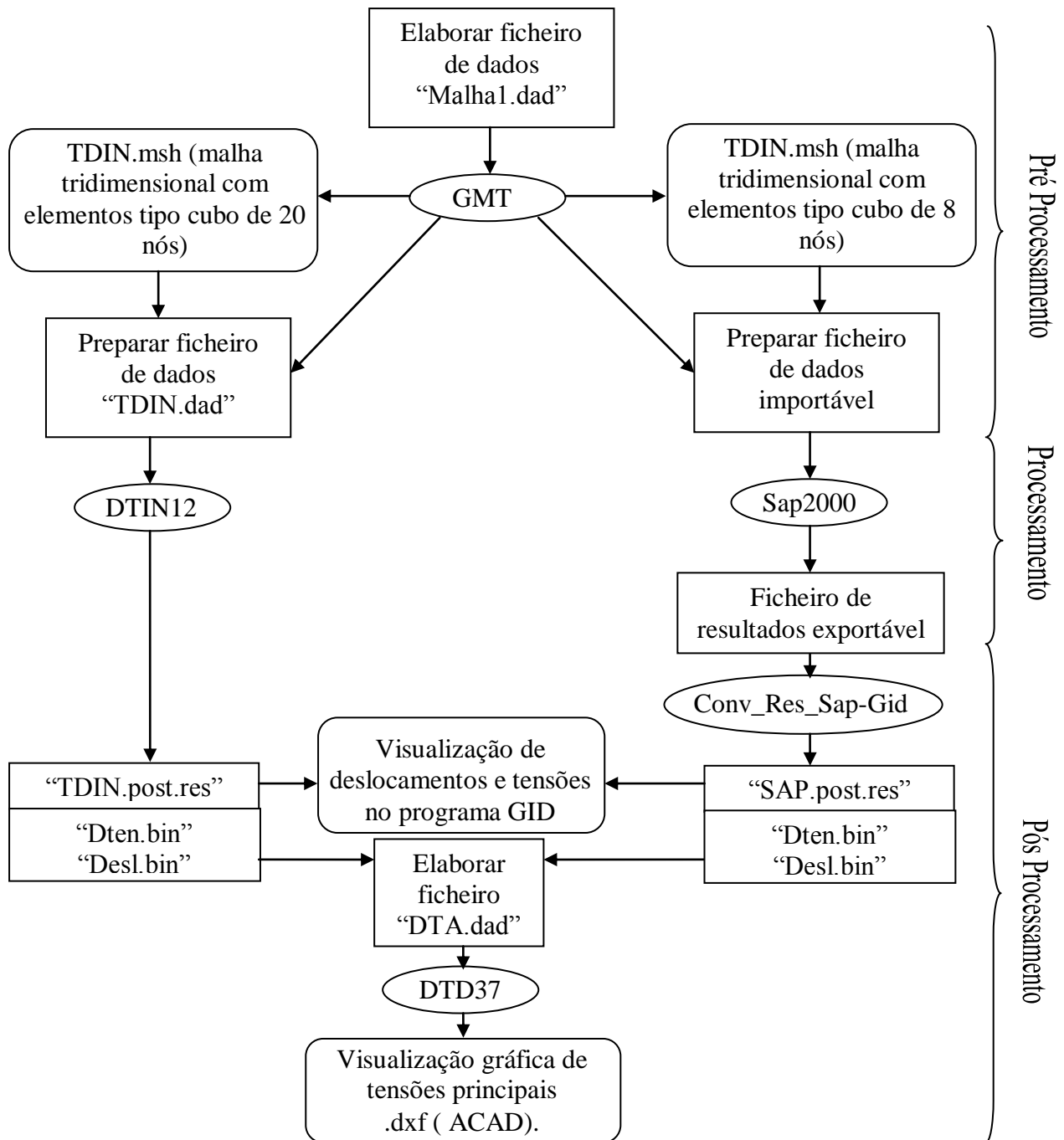
**Figura 4.3:** Representação gráfica de tensões principais. Modelo de elementos finitos bidimensional.

### 4.3 Considerações finais

Podemos afirmar que, actualmente estão ainda em fase de desenvolvimento este tipo de programas e automatismos no processamento de estruturas pelo MEF, sejam eles para geração de malhas, cálculo de estruturas ou visualização de resultados. Como tal foi enriquecedor o contacto com os mesmos no presente trabalho.

É dispendioso mas fundamental efectuar uma correcta utilização deste tipo de programas, bem como deve haver um entrosamento entre os mesmos por forma a que em cada fase sejam inseridos “inputs” que gerem “outputs” que serão os “inputs” da fase seguinte. Este tipo de programas deverão “falar a mesma língua”, deverá acima de tudo o utilizador saber concretamente como, quando e onde são gerados os resultados ou inseridos os “inputs” de maneira a não haver erros durante processamento.

No presente trabalho foi utilizada uma sequência de programas desenvolvidos no LNEC para o cálculo de barragens de betão que se resume no seguinte fluxograma (Figura 4.4).



**Figura 4.4:** Fluxograma das etapas a seguir no cálculo de barragens de betão utilizando modelos de EF: programa DTIN12.exe e programa SAP2000.



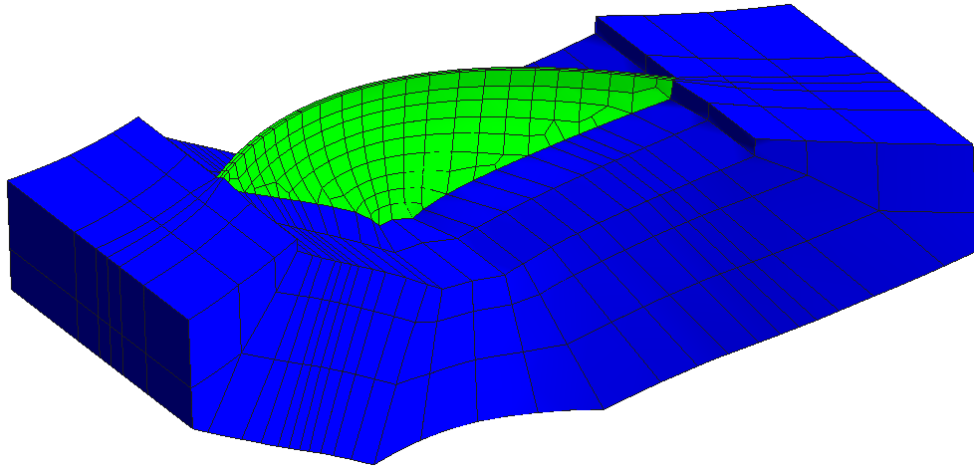
# Capítulo 5

## Exemplos de aplicação

### 5.1 Considerações iniciais

No presente capítulo são estudadas duas barragens abóbada, designadas barragem A e B, utilizando o MEF. Utilizam-se elementos finitos tridimensionais de dois tipos: elementos tipo cubo isoparamétricos de 20 pontos nodais e elementos tipo cubo subparamétricos de 8 pontos nodais. Comparam-se resultados obtidos com discretizações correspondentes à utilização de malhas largas e de malhas apertadas.

Com os resultados que se apresentam inicialmente, correspondentes à barragem A, pretende-se mostrar a resposta de grandes barragens abóbada à acção do peso próprio e da pressão hidrostática. As formas escolhidas para a barragem A correspondem às que são tipicamente adoptadas neste tipo de obras. Esta barragem A foi analisada com base num modelo de elementos finitos tridimensionais tipo cubo isoparamétricos do 2º grau com 20 pontos nodais (nos vértices e a meio das arestas) como se mostra na Figura 5.1.

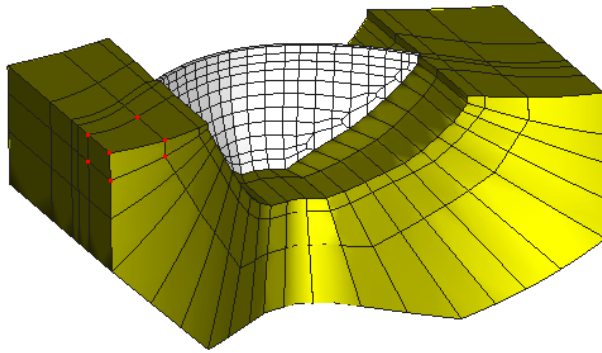


**Figura 5.1:** Discretização do modelo tridimensional da barragem B (123 m de altura máxima acima da fundação).

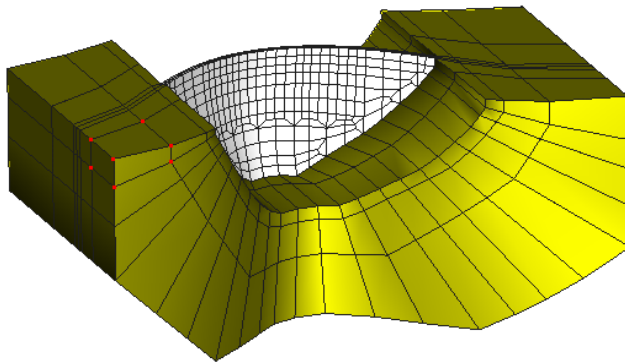
No caso da barragem B, adoptou-se uma definição geométrica para a qual se obtém uma resposta para as principais acções ligeiramente diferente do que é habitual. Nomeadamente deslocamento radial máximo para a acção da pressão hidrostática não ocorre exactamente a meio do coroamento: para esta definição de formas a deformada do coroamento (em termos de deslocamentos radiais) apresenta uma inflexão na zona central que não é usual.

Com vista a estudar em pormenor esta particularidade, foram elaborados para a barragem B quatro modelos de EF (Figura 5.2): dois modelos em que se utilizaram elementos finitos tridimensionais cúbicos subparamétricos de 8 nós (SAP2000) – malha larga e malha apertada; e outros dois modelos de elementos finitos tridimensionais cúbicos isoparamétricos de 20 nós (DTIN12) – malha larga e malha apertada.

SAP2000 (Elementos finitos cúbicos subparamétricos de 8 nós)

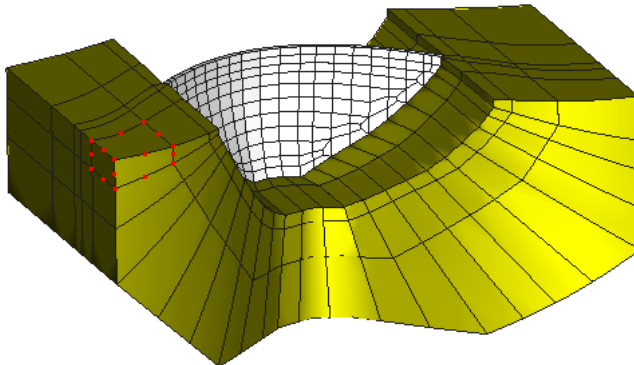


**Malha larga**  
(um elemento em espessura)  
870 Pontos nodais  
490 Elementos

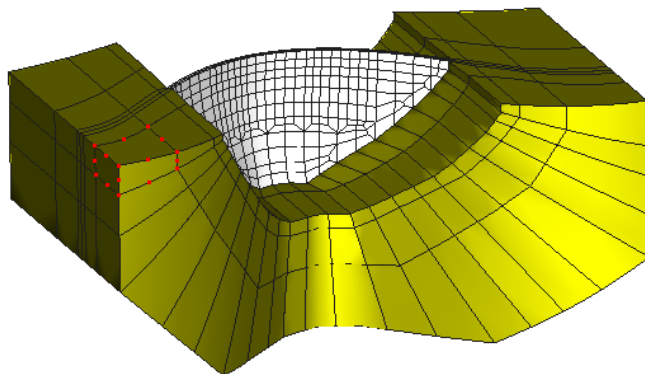


**Malha apertada**  
(dois elementos em espessura)  
1376 Pontos nodais  
876 Elementos

DTIN12 (Elementos finitos cúbicos isoparamétricos de 20 nós)



**Malha larga**  
(um elemento em espessura)  
3069 Pontos nodais  
490 Elementos



**Malha apertada**  
(dois elementos em espessura)  
4967 Pontos nodais  
876 Elementos

**Figura 5.2:** Modelos utilizados no cálculo estrutural da barragem B (100 m de altura máxima acima da fundação).

## **5.2 Resultados dos modelos numéricos da barragem A**

### **5.2.1 Modelação numérica**

Esta barragem tem uma altura máxima acima da fundação de 123 metros, uma distância entre encontros de aproximadamente 430 metros e espessura máxima e mínima de respectivamente 26 e 5 metros. Trata-se de uma barragem aproximadamente simétrica e que é ligeiramente mais alta do que a barragem B, mas com um desenvolvimento ao nível do coroamento muito maior.

Admitiu-se para o betão e para a fundação, a hipótese de comportamento elástico linear e isotrópico tendo-se adoptado um módulo de elasticidade de 20 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2 para o betão e para a fundação; e um peso específico de 24 kN/m<sup>3</sup> para o betão e 10 kN/m<sup>3</sup> para a água.

Considerou-se a combinação do peso próprio (PP) + pressão hidrostática (PH - água à cota do coroamento).

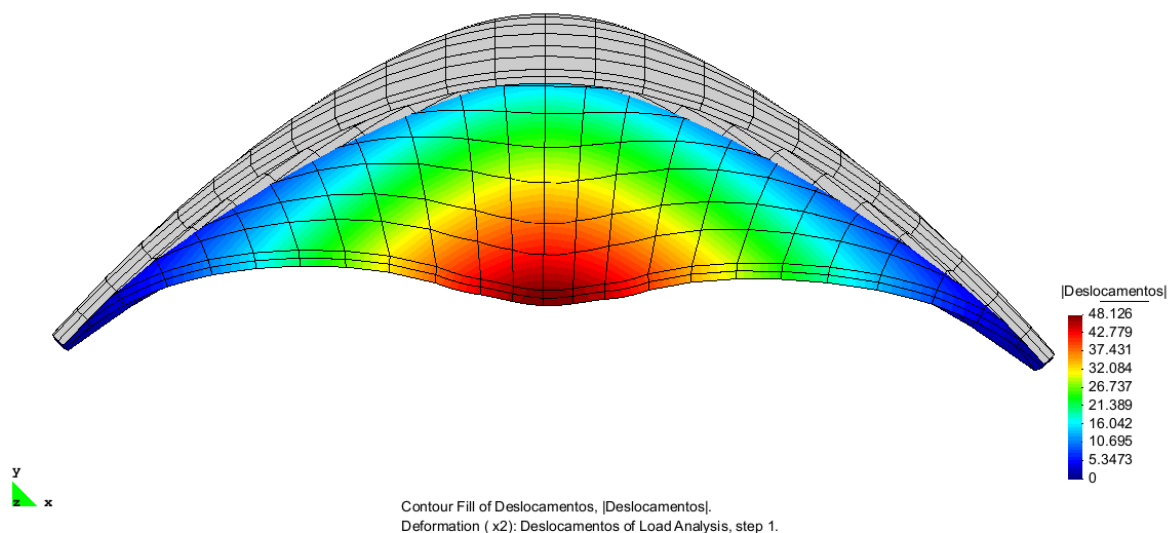
A malha elaborada na fase de pré processamento com o programa GMT, culminou num modelo de 4215 pontos nodais e 740 elementos, o qual foi posteriormente calculado com o programa DTIN12.

No pós processamento foi utilizado novamente o programa GID para análise da resposta em deslocamentos, bem como utilizado o programa DTD37 para a visualização das tensões principais nos paramentos da barragem.

### ***Resultados para a barragem A***

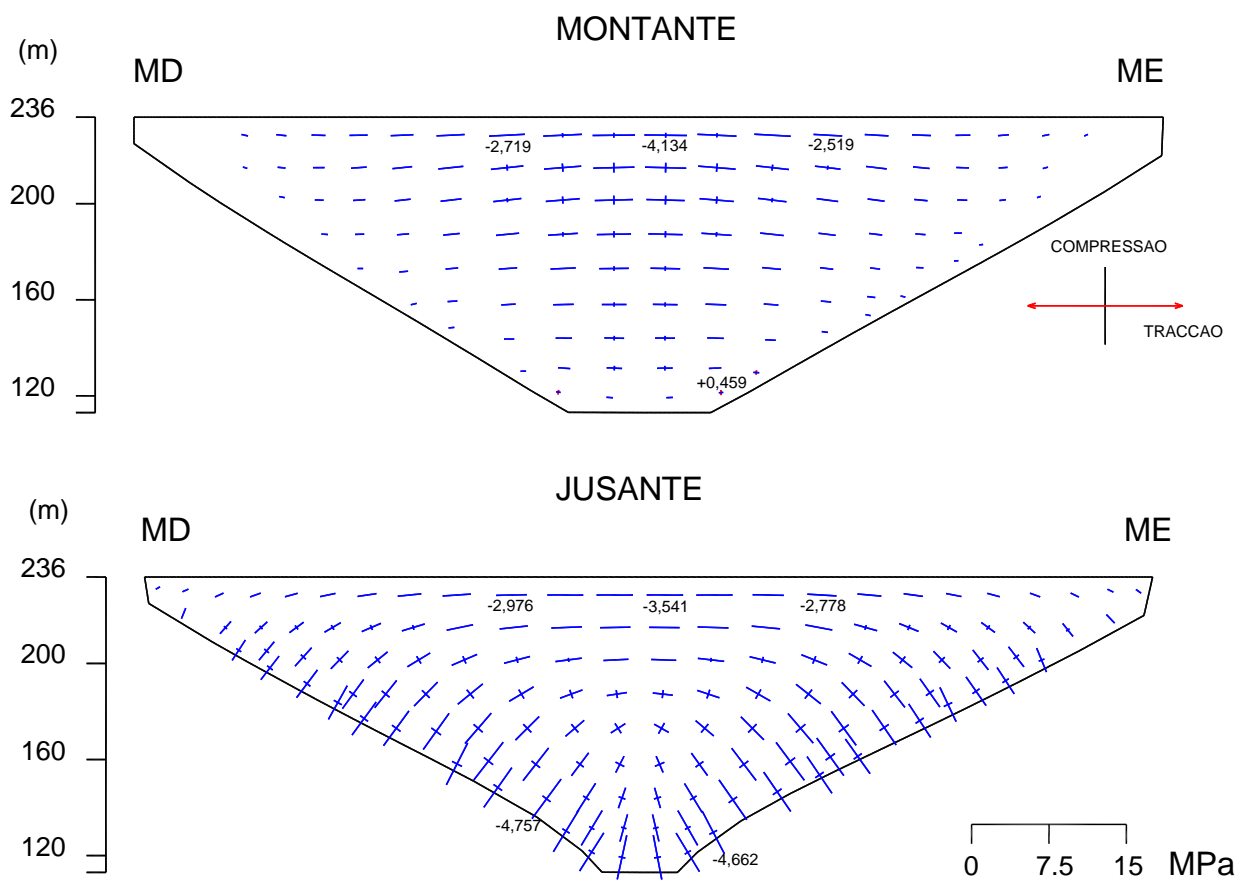
A deformada da barragem A para a combinação PP+PH apresenta um deslocamento máximo na zona central do coroamento de 48,1 mm.

Esta barragem A é quase simétrica, o que se confirma pela análise da deformada do coroamento (Figura 5.3) na qual se pode verificar que não há qualquer inflexão na zona central do coroamento (o deslocamento máximo ocorre exactamente a meio do arco do coroamento).

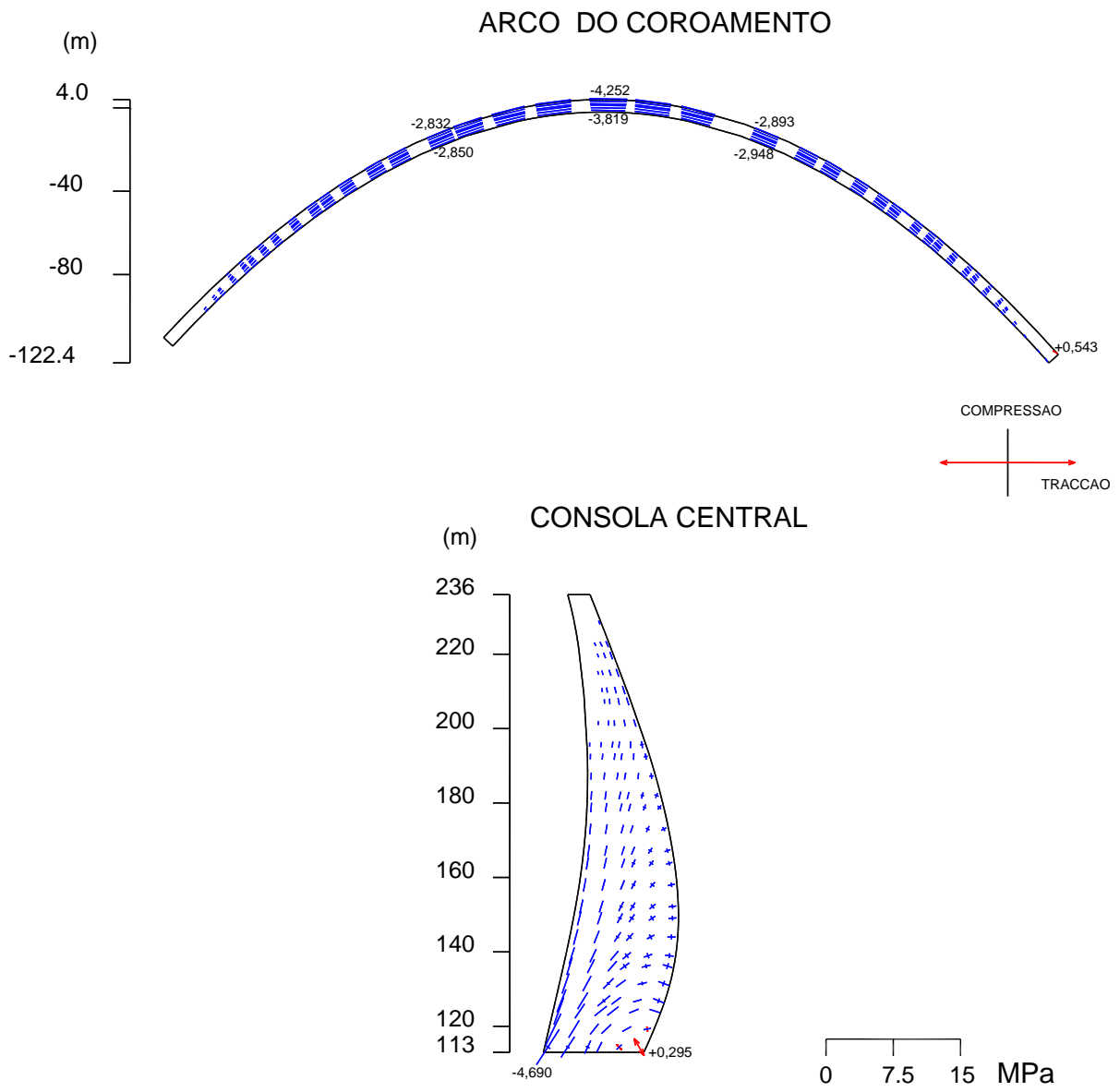


**Figura 5.3:** Deformada calculada (PP+PH) para o modelo da barragem A (DTIN12).

Quanto ao campo de tensões, pode-se observar que existem pequenas tracções no paramento de montante junto da superfície de inserção (Figura 5.4 e Figura 5.5). Foi também interessante observar que a jusante, nos “rins” (zonas próximas da superfície de inserção a meio das encostas), verificam-se as tensões máximas de compressão. É usual suceder este fenómeno em barragens abóbada, devido ao denominado efeito de arco.



**Figura 5.4:** Tensões principais calculadas para a barragem A (PP+PH) nos paramentos de montante e jusante (DTIN12).



**Figura 5.5:** Tensões principais (nos pontos de Gauss) calculadas para a barragem A (PP+PH), no arco do coroamento e na consola central (DTIN12).

### **5.3 Comportamento da barragem B**

A barragem B é uma abóbada de dupla curvatura em betão, com uma altura máxima acima da fundação de cerca de 108m; o desenvolvimento entre encontros de 275m e a espessura máxima e mínima respectivamente de 22 e 5 metros.

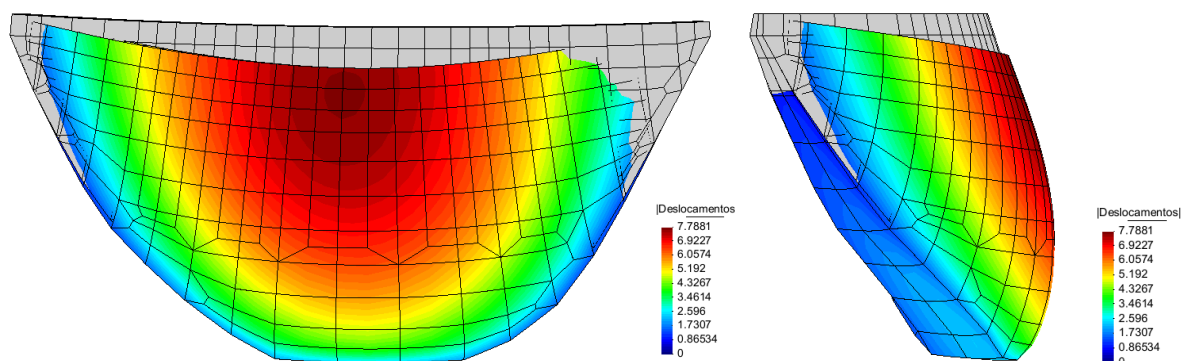
Utilizando os programas de cálculo de estruturas DTIN12 e SAP2000, foi possível analisar a resposta da barragem em estudo quando sujeita apenas à acção do peso próprio, à acção da pressão hidrostática, e à acção conjunta do peso e da pressão.

Para o betão constituinte do corpo da barragem B, admite-se que em fase elástica poderão ser adoptadas as usuais hipóteses simplificativas de continuidade, homogeneidade e isotropia. Para o módulo de elasticidade do betão foi adoptado o valor de 20 GPa, usualmente adoptado como referência na análise da deformabilidade de barragens, e um coeficiente de Poisson de 0,2.

Nos modelos foram desprezadas as naturais descontinuidades do maciço de fundação, o qual é muito simplificada e representado como homogéneo, contínuo e com um comportamento elástico linear e isotrópico, caracterizado por parâmetros de deformabilidade idênticos ao betão.

#### ***5.3.1 Acção do peso próprio***

Quanto ao peso próprio, admitiu-se apenas a sua actuação no corpo da barragem; na fundação considerou-se, para efeitos de cálculo, peso específico nulo o que corresponde a admitir que o efeito do peso na fundação não é contabilizado pois apenas interessa o efeito do peso devido à construção da barragem. Na Figura 5.6 apresenta-se a deformada de um modelo de referência da barragem, para a acção do peso próprio (admite-se simplificada e que o peso é aplicado instantaneamente na obra já construída desprezando-se assim o efeito da construção por blocos separados por juntas de construção) sendo notório que na zona central do coroamento surgem os maiores deslocamentos com componente vertical para baixo e componente radial para montante.

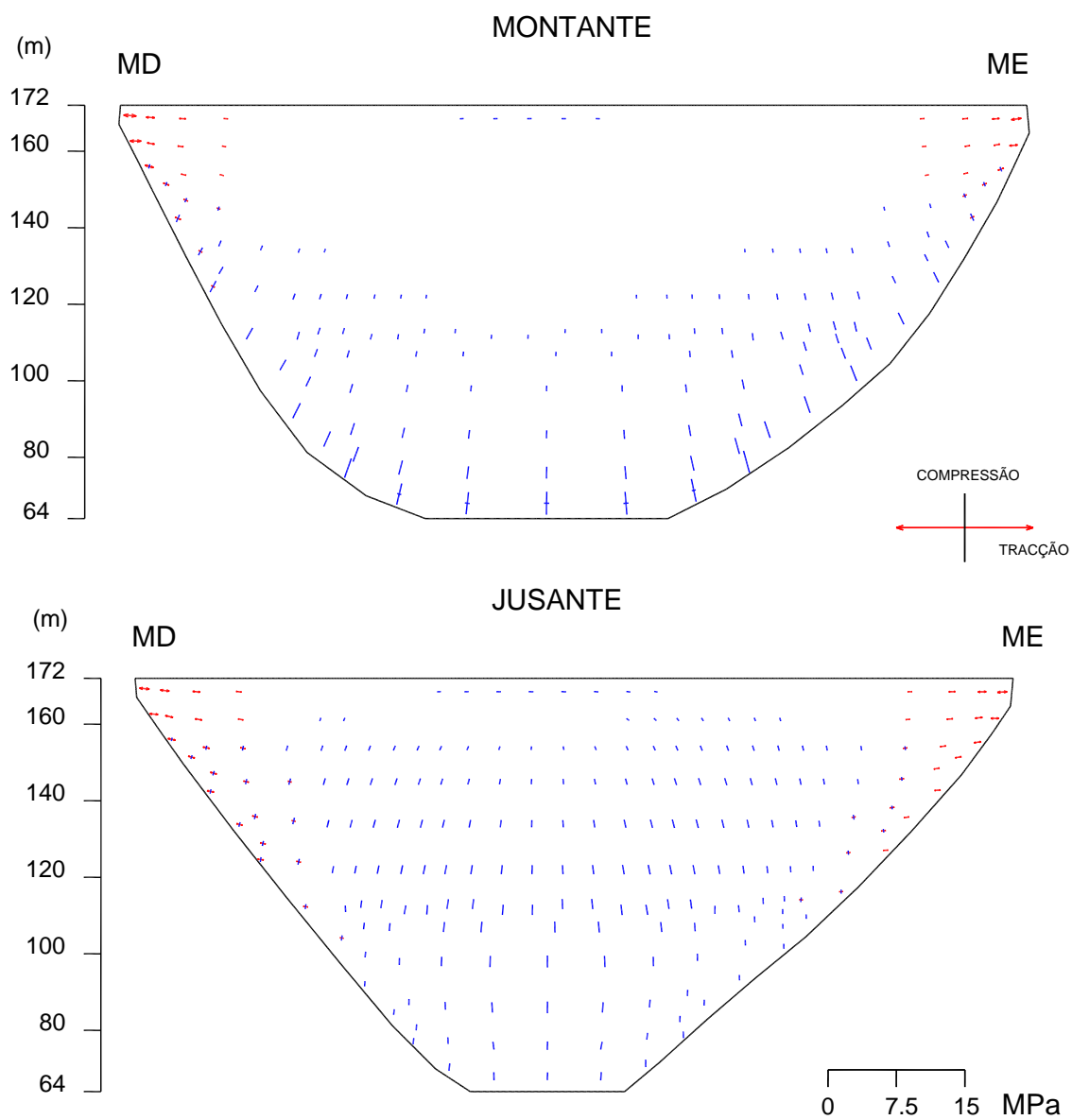


**Figura 5.6** - Deformada da barragem B para a acção do peso próprio (DTIN12).

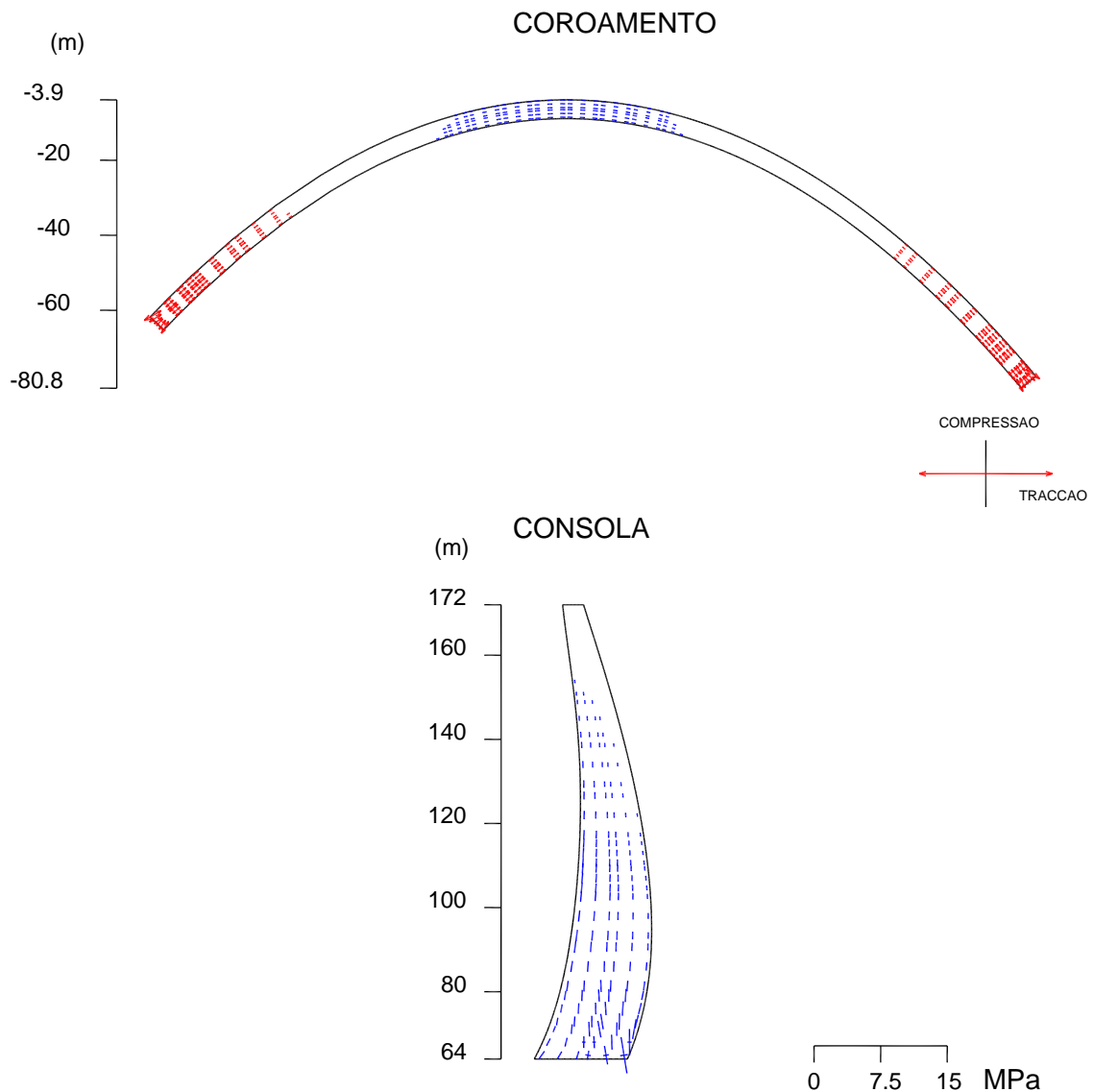
Na Figura 5.7 apresentam-se as tensões principais nos paramentos devidas à acção do peso próprio e na Figura 5.8 apresentam-se as correspondentes tensões principais no arco do coroamento e num corte pela consola central. Nestas figuras é possível verificar a ocorrência de tensões de tracção aproximadamente horizontais junto aos encontros. Na prática estas tensões de tracção não se instalam devido à existência de juntas de contracção verticais.

É de referir que em geral existe pressão hidrostática contudo no decorrer da vida útil da obra, podem ocorrer situações em que a albufeira está com cotas de água muito reduzidas:

- Pode haver necessidade de esvaziar a albufeira para realização de obras de reabilitação;
- Em anos de seca o nível da água a montante pode ser bastante reduzido;
- Durante a fase de primeiro enchimento.



**Figura 5.7:** Tensões principais calculadas para a barragem B para a acção do peso próprio (DTIN12).

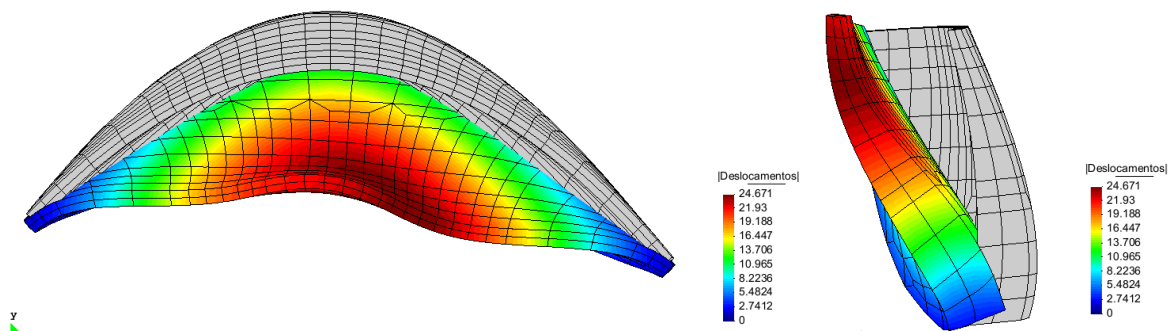


**Figura 5.8:** Tensões principais (nos pontos de Gauss) calculadas para a barragem B no arco do coroamento e na consola central para a acção do peso próprio (DTIN12).

### 5.3.2 Acção da pressão hidrostática

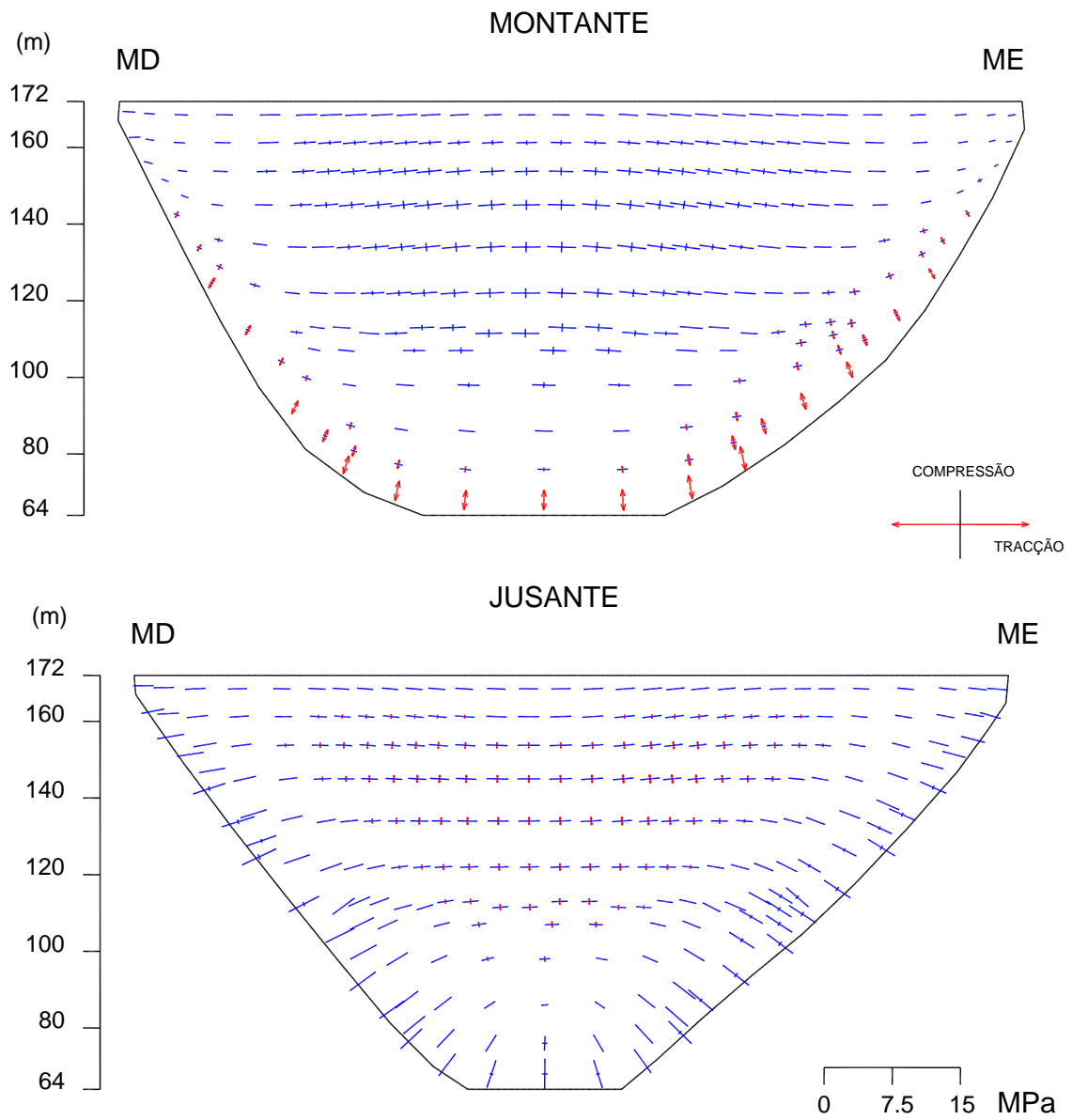
A altura de água a montante de uma barragem varia ao longo da vida útil da mesma e como tal terá de se ter em linha de conta esta variação no cálculo estrutural, contudo verifica-se que a situação de albufeira cheia é uma das mais desfavoráveis. Assim, neste caso da barragem B, apresentam-se os resultados da análise do comportamento considerando a actuação da pressão hidrostática. Considera-se que a pressão hidrostática actua no paramento de montante aumentando linearmente em profundidade ( $\gamma_h = 10 \text{ kN/m}^3$ ).

Na Figura 5.9 apresentam-se os deslocamentos de um modelo de referência da barragem A devidos à actuação da pressão hidrostática. Verifica-se que a componente radial é para jusante e que a componente vertical é para cima devido à curvatura da obra (em planta e na vertical). É notório que existe uma inflexão na deformada em planta na zona central do coroamento. Esta inflexão será objecto de análise nos pontos subsequentes.

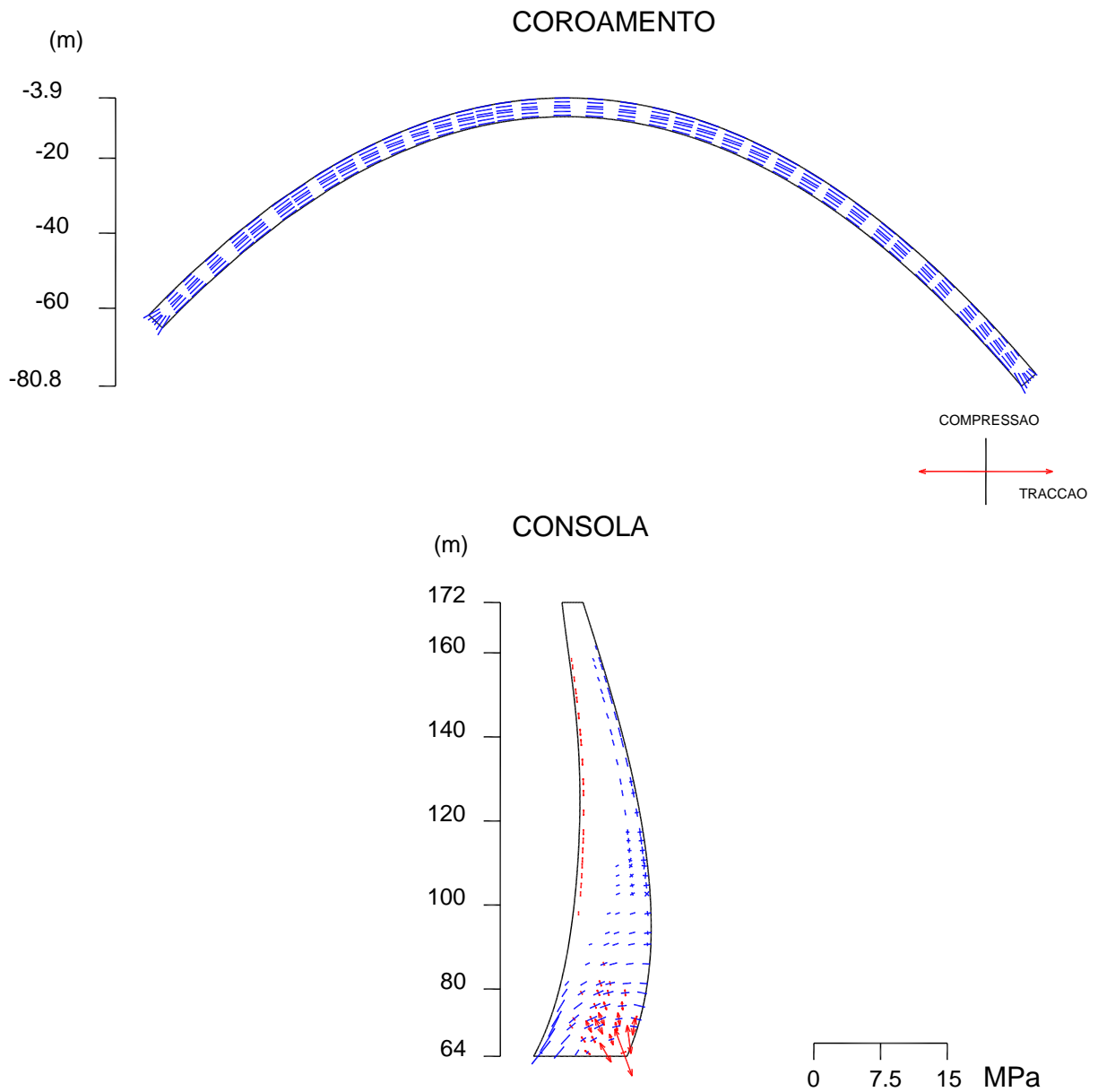


**Figura 5.9:** Deformada da barragem B para a acção da pressão hidrostática (DTIN12).

Nas Figura 5.10 apresentam-se as tensões principais nos paramentos devido à actuação da pressão hidrostática e na Figura 5.11 as correspondentes tensões principais no arco do coroamento e num corte pela consola central. Como se pode verificar, surgem tracções importantes na zona da inserção a montante, as quais deverão anular-se quando se considera a actuação simultânea do peso próprio e da pressão hidrostática. As tensões de tracção verticais que surgem na zona central do paramento de jusante também deverão ser anuladas quando se considera a actuação simultânea do peso próprio.



**Figura 5.10:** Tensões principais calculadas para a barragem B nos paramentos de montante e jusante para a acção da pressão hidrostática, considerando a água à cota do coroamento (DTIN12).



**Figura 5.11:** Tensões principais (pontos de Gauss) calculadas para a barragem B no arco do coroamento e na consola central para a ação da pressão hidrostática, considerando a água à cota do coroamento (DTIN12).

## **5.4 Barragem B. Comportamento para a combinação PP+PH: resultados obtidos com diferentes modelos**

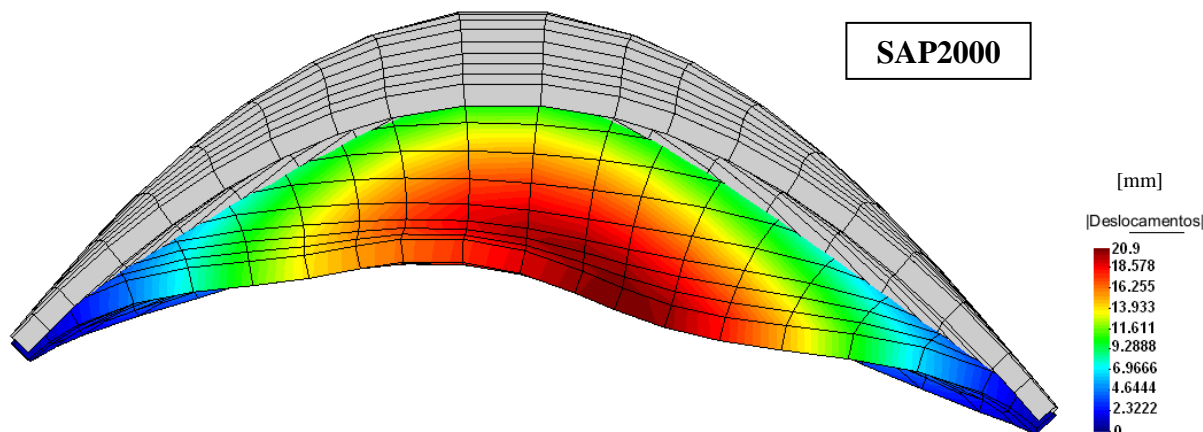
Neste ponto analisa-se o comportamento da barragem B para a actuação simultânea do peso próprio e da pressão hidrostática. Comparam-se os resultados obtidos com os quatro modelos numéricos referidos na Figura 5.2:

- Modelo de EF subparamétricos tipo cubo de 8 pontos nodais (SAP 2000) com malha larga;
- Modelo de EF isoparamétricos tipo cubo de 20 pontos nodais (DTIN12) com malha larga;
  
- Modelo de EF subparamétricos tipo cubo de 8 pontos nodais (SAP 2000) com malha apertada;
- Modelo de EF isoparamétricos tipo cubo de 20 pontos nodais (DTIN12) com malha apertada;

### ***5.4.1 Modelo de elementos finitos subparamétricos (SAP2000), com malha larga.***

Numa primeira fase será analisado o modelo calculado com o programa SAP2000 com elementos finitos cúbicos subparamétricos de 8 nós, com malha larga, por forma a serem identificadas as principais características comportamentais da estrutura.

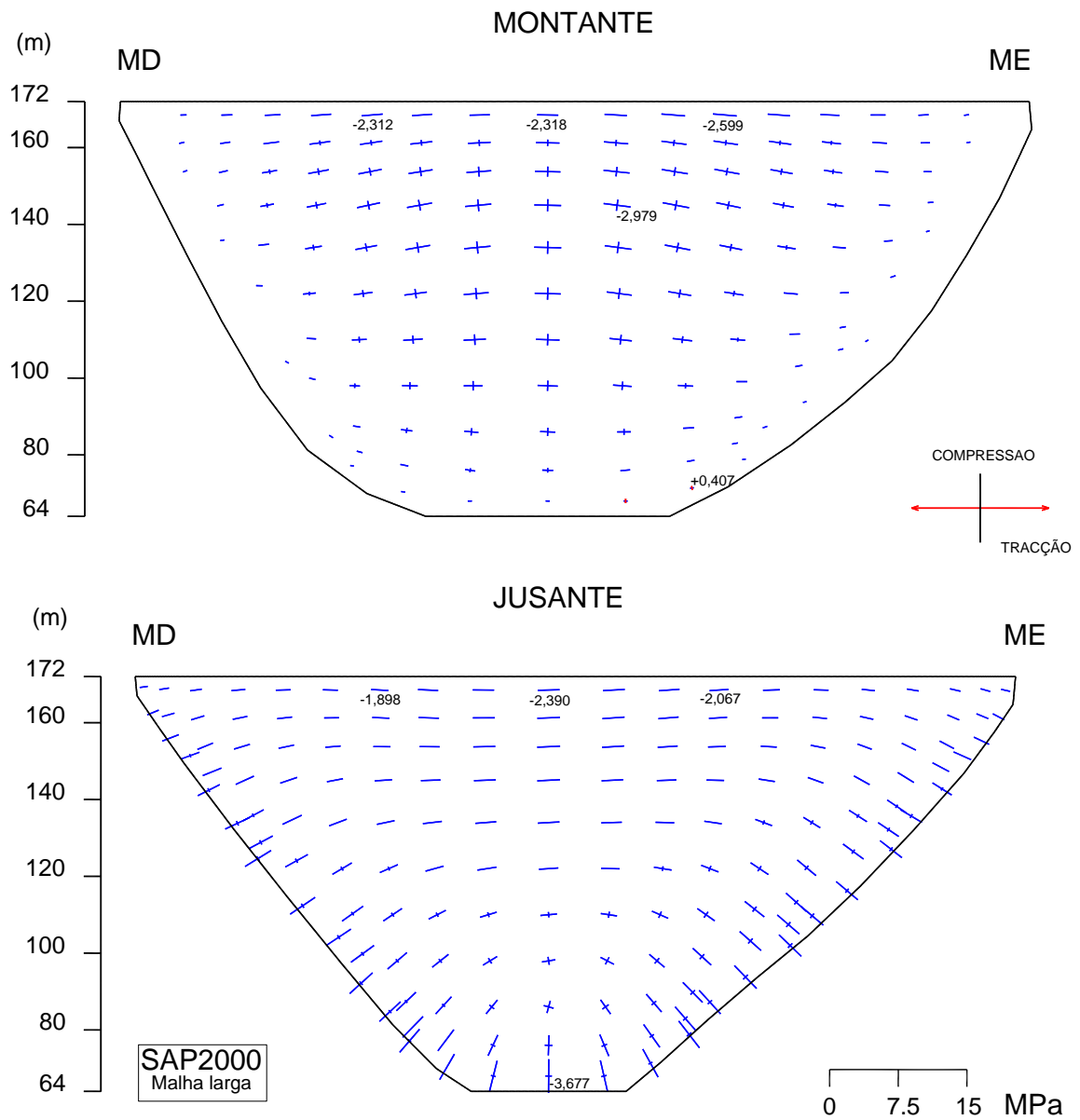
No que respeita aos deslocamentos, conforme se pode constatar na Figura 5.12, existe uma inflexão na deformada na zona central do coroamento; o deslocamento máximo de 20,9 mm não ocorre exactamente no centro do coroamento devido à referida inflexão na zona central.



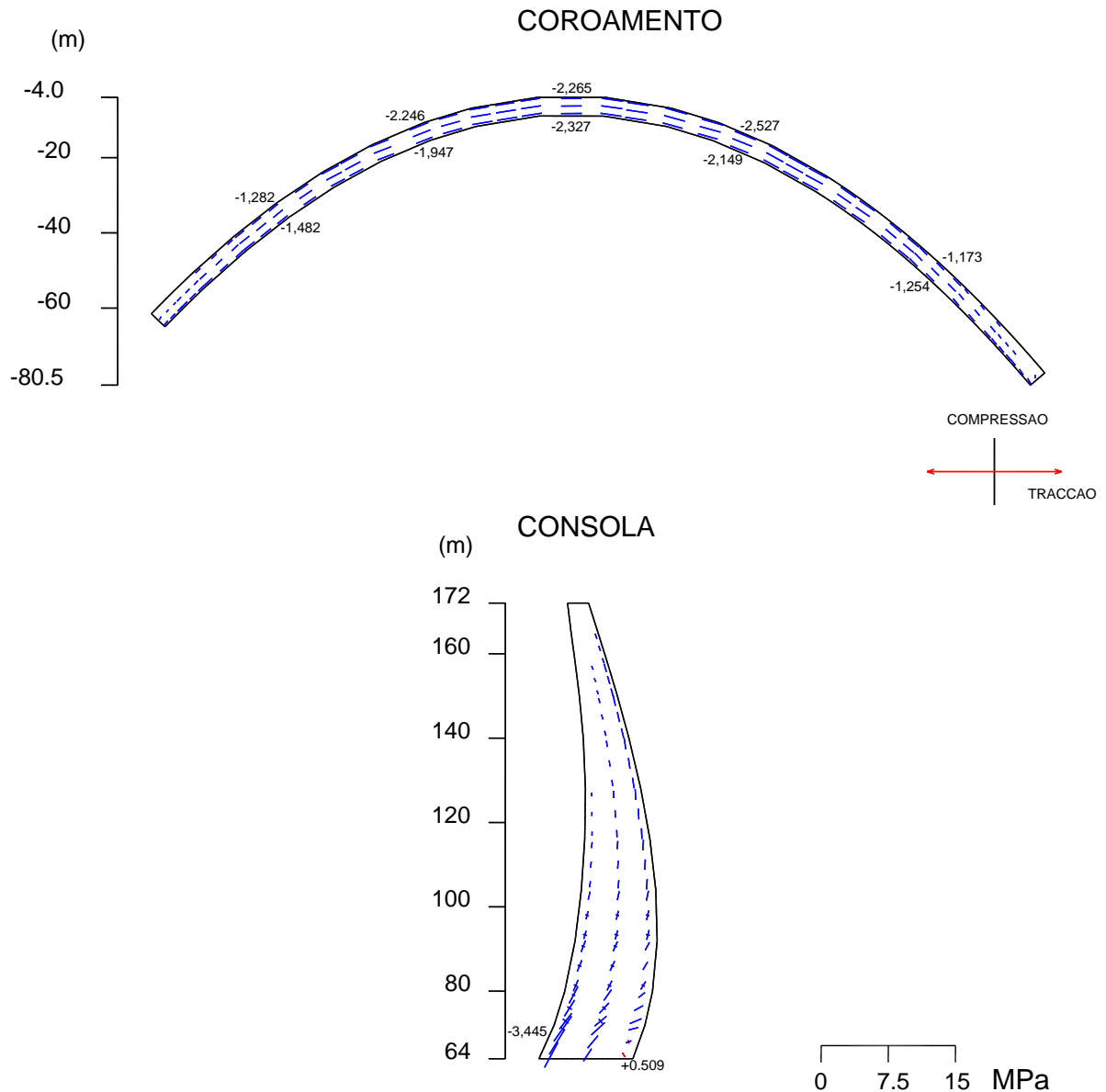
**Figura 5.12:** Deformada calculada (PP+PH) com o programa SAP2000. Modelo de elementos finitos subparamétricos (malha larga).

Quanto ao valor das tensões nos paramentos (Figura 5.13 e Figura 5.14) foi possível verificar que as tensões de compressão na zona central do arco do coroamento atingem os valores de -2,318 MPa a montante e -2,390 MPa a jusante. O valor da compressão a jusante é ligeiramente superior devido à inflexão da deformada do coroamento atrás referida. Este tipo de comportamento verifica-se em algumas barragens abóbada, contudo o mais usual é que não ocorra este tipo de inflexão ao nível da deformada na zona central do coroamento (como acontece no caso da barragem A que se apresentou anteriormente).

Com o objectivo de confirmar os resultados obtidos com este modelo de elementos finitos subparamétricos de 8 nós, apresenta-se no ponto seguinte um cálculo efectuado com uma discretização idêntica (com o mesmo número de elementos) mas em que se usam elementos finitos isoparamétricos de 20 pontos nodais.



**Figura 5.13:** Tensões principais (PP+PH) calculadas com o modelo de elementos finitos subparamétricos em malha larga, nos paramentos de montante e jusante (SAP2000).



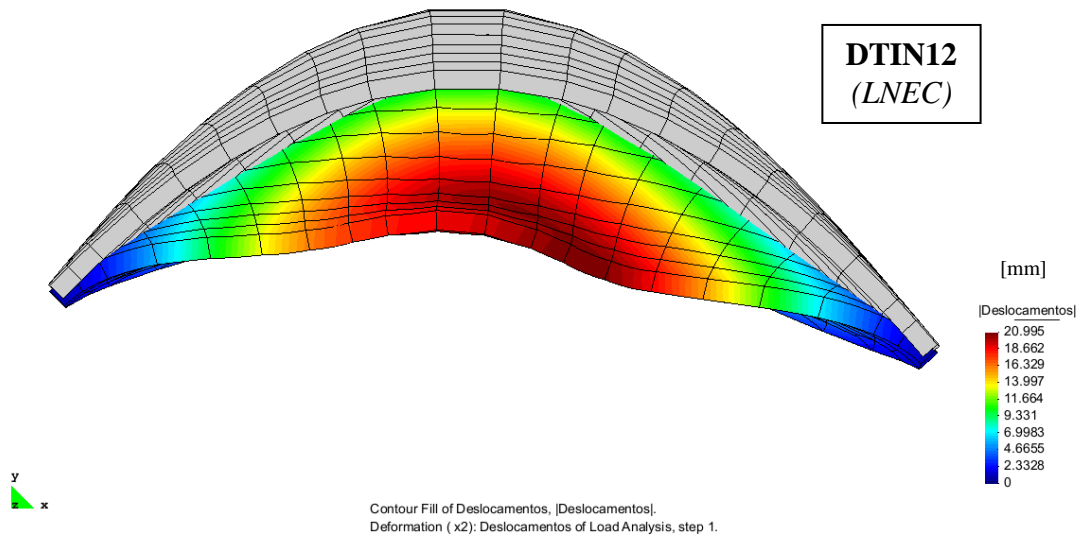
**Figura 5.14:** Tensões principais (pontos de Gauss) calculadas para o modelo de elementos finitos subparamétricos em malha larga (PP+PH) no arco do coroamento e na consola central do (SAP2000).

#### 5.4.2 Modelo de elementos finitos isoparamétricos (DTIN12), com malha larga.

Como referido, apresentam-se neste ponto os resultados referentes a um modelo com uma discretização igual à anterior mas agora utilizando elementos finitos isoparamétricos de 20 nós, tendo este cálculo sido efectuado com o programa DTIN12 (desenvolvido no LNEC).

A deformada agora calculada, como se pode observar na Figura 5.15, é semelhante à que foi obtida com o modelo de EF subparamétricos, contudo a referida inflexão da

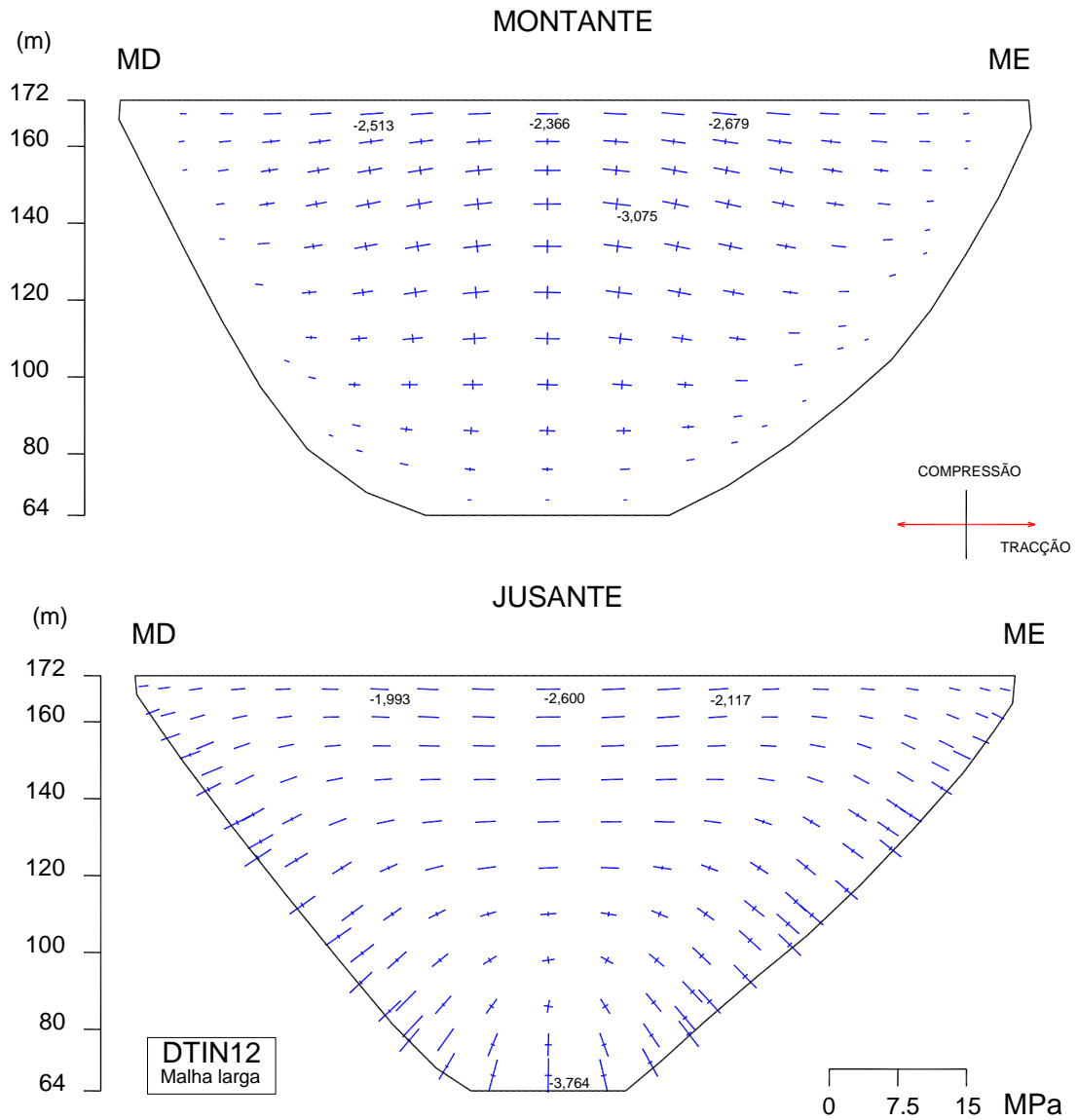
deformada na zona central do coroamento é agora um pouco mais acentuada. Isto deve-se ao facto do presente modelo de EF isoparamétricos ter um maior número de pontos nodais (20 pontos nodais).



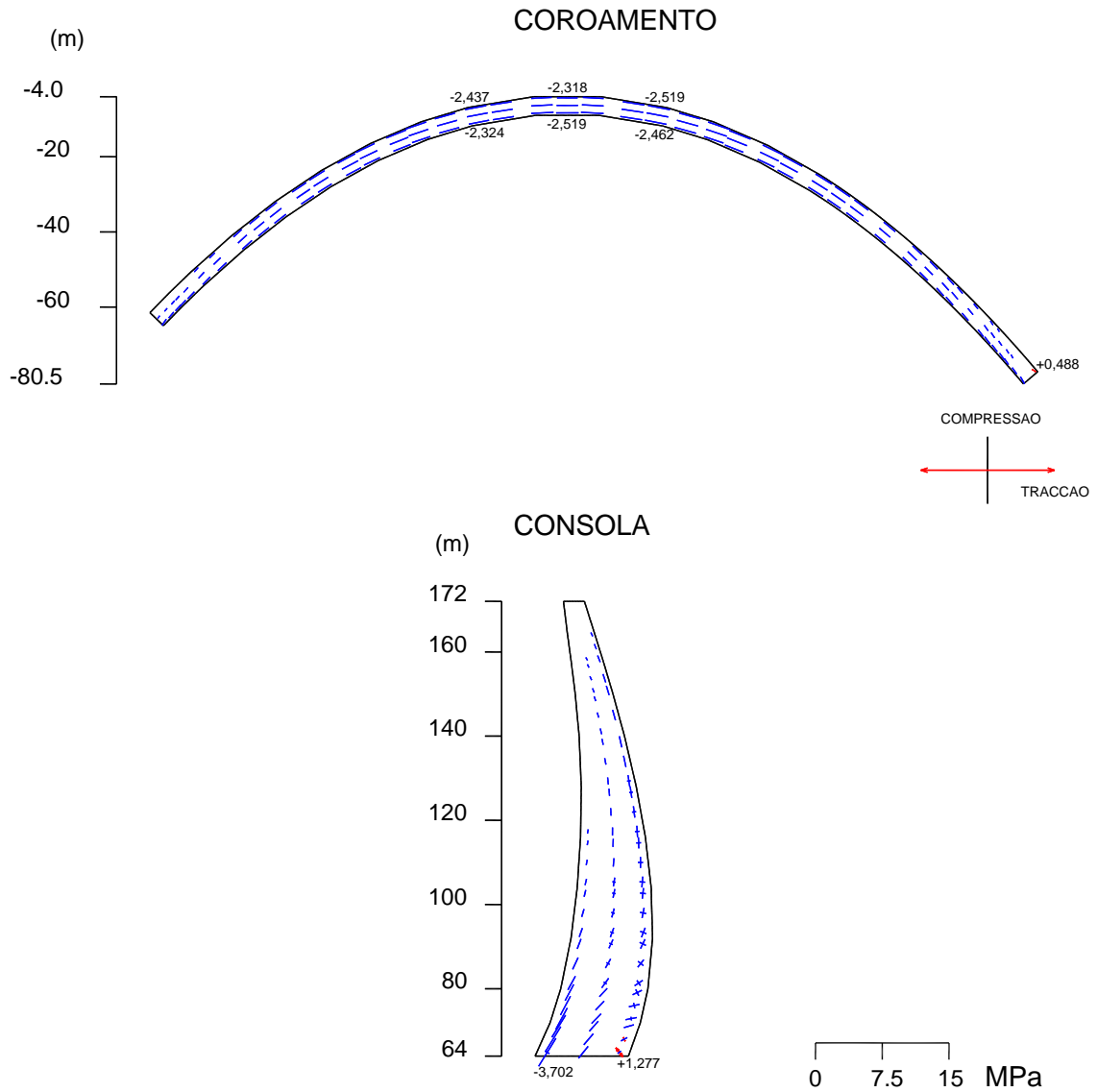
**Figura 5.15:** Deformada calculada (PP+PH) com o programa DTIN12. Modelo de elementos finitos isoparamétricos (malha larga).

Relativamente às tensões calculadas com este modelo (Figura 5.16 e Figura 5.17), verifica-se que as compressões na zona central do arco do coroamento atingem valores um pouco superiores acentuando-se a diferença entre montante e jusante: compressão de -2,366 MPa a montante e -2,600 MPa a jusante. Estes resultados mostram que, utilizando discretizações com o mesmo número de elementos finitos, a adopção de elementos isoparamétricos de 20 pontos nodais (em vez de elementos subparamétricos de 8 pontos nodais) permite captar melhor a diferença entre as compressões a montante e a jusante devido ao efeito da referida inflexão ao nível da deformada da zona central do coroamento.

Com o objectivo de verificar a adequabilidade dos presentes resultados obtidos com o SAP2000 e com o DTIN12 utilizando a denominada malha larga (com apenas 1 elemento em espessura, e com um total de 490 elementos finitos na barragem e fundação) apresentam-se nos dois pontos seguintes os resultados correspondentes à utilização de uma malha apertada (com dois elementos em espessura, e com um total de 876 elementos).



**Figura 5.16:** Tensões principais (PP+PH) calculadas com o modelo de elementos finitos isoparamétricos em malha larga, nos paramentos de montante e jusante (DTIN12).

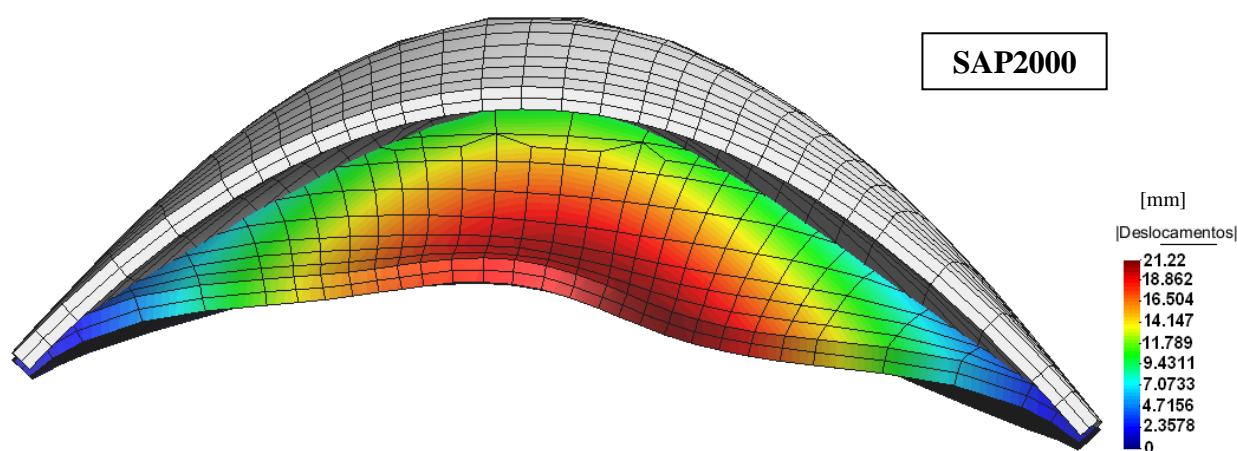


**Figura 5.17:** Tensões principais (nos pontos de Gauss) calculadas para o modelo de elementos finitos isoparamétricos (PP+PH) no arco do coroamento e consola central, (DTIN12).

### 5.4.3 Modelo de elementos finitos subparamétricos (SAP2000), com malha apertada.

Neste ponto apresentam-se os resultados obtidos com o SAP2000 (elementos subparamétricos de 8 pontos nodais) adoptando a referida discretização apertada (876 elementos).

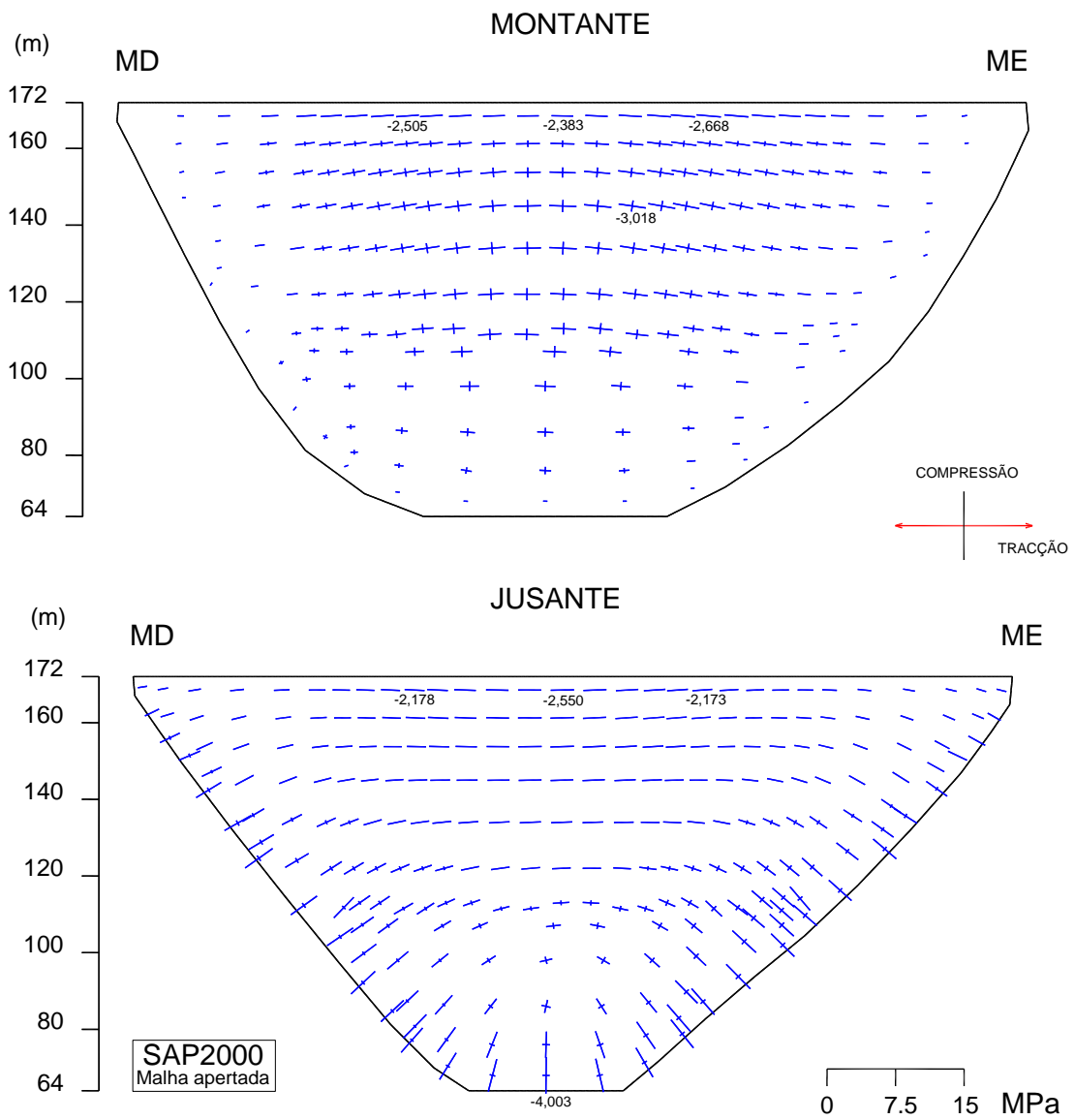
Quanto à deformada da barragem, pode-se novamente constatar um comportamento em que ocorre a referida inflexão que foi detectada na zona central com a malha larga, mas agora de forma mais evidente devido certamente ao maior número de elementos utilizados na discretização da zona central do coroamento.



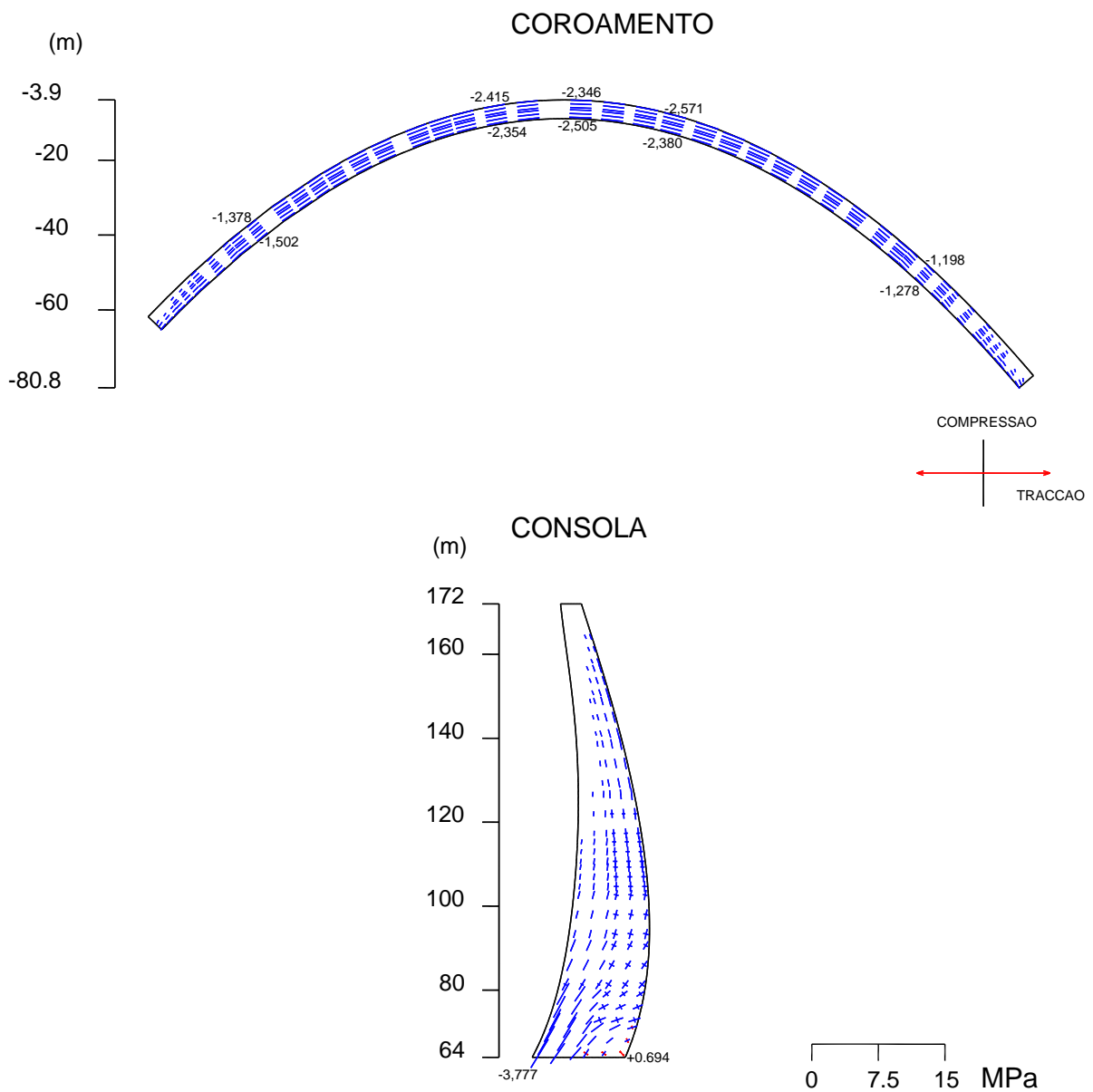
**Figura 5.18:** Deformada calculada (PP+PH) com o programa SAP2000. Modelo de elementos finitos subparamétricos (malha apertada).

Relativamente às tensões calculadas com esta malha apertada e EF subparamétricos (Figura 5.19 e Figura 5.20), verifica-se que as compressões na zona central do arco do coroamento atingem valores de -2,383 MPa a montante (obteve-se -2,366 MPa com malha larga e EF isoparamétricos de 20 nós) e -2,550 MPa a jusante (obteve-se -2,600 MPa com malha larga e EF isoparamétricos de 20 nós) o que significa que se detecta uma maior diferença entre as compressões a montante e a jusante quando se utiliza a malha larga com EF isoparamétricos de 20 pontos nodais. Estes resultados mostram que, utilizando discretizações mais apertadas os modelos de EF subparamétricos de 8 pontos nodais permitem obter resultados semelhantes aos que se obtêm com elementos isoparamétricos de 20 pontos nodais utilizando malhas mais largas.

No ponto seguinte apresentam-se, os resultados do modelo numérico que teoricamente melhor representa a resposta pretendida: malha apertada com elementos isoparamétricos de 20 pontos nodais.



**Figura 5.19:** Tensões principais (PP+PH) calculadas para o modelo de elementos finitos subparamétricos em malha apertada, nos paramentos de montante e jusante (SAP2000).



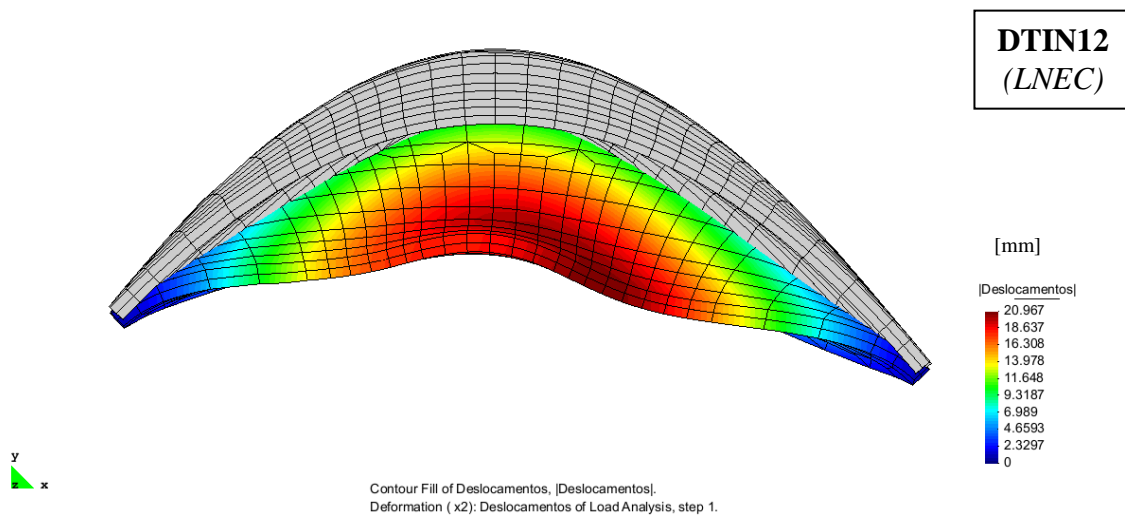
**Figura 5.20:** Tensões principais (nos pontos de Gauss) para o modelo de elementos finitos subparamétricos em malha apertada (PP+PH) no arco do coroamento e na consola central (SAP2000).

#### 5.4.4 Modelo de elementos finitos isoparamétricos (DTIN12), com malha apertada.

Como referido, apresentam-se neste ponto os resultados obtidos com o programa DTIN12, utilizando a discretização apertada com EF isoparamétricos de 20 pontos nodais.

Este modelo com 876 elementos e 4967 pontos nodais (na discretização larga consideraram-se 490 elementos e 3069 pontos nodais) poderá ser considerado o modelo de referência.

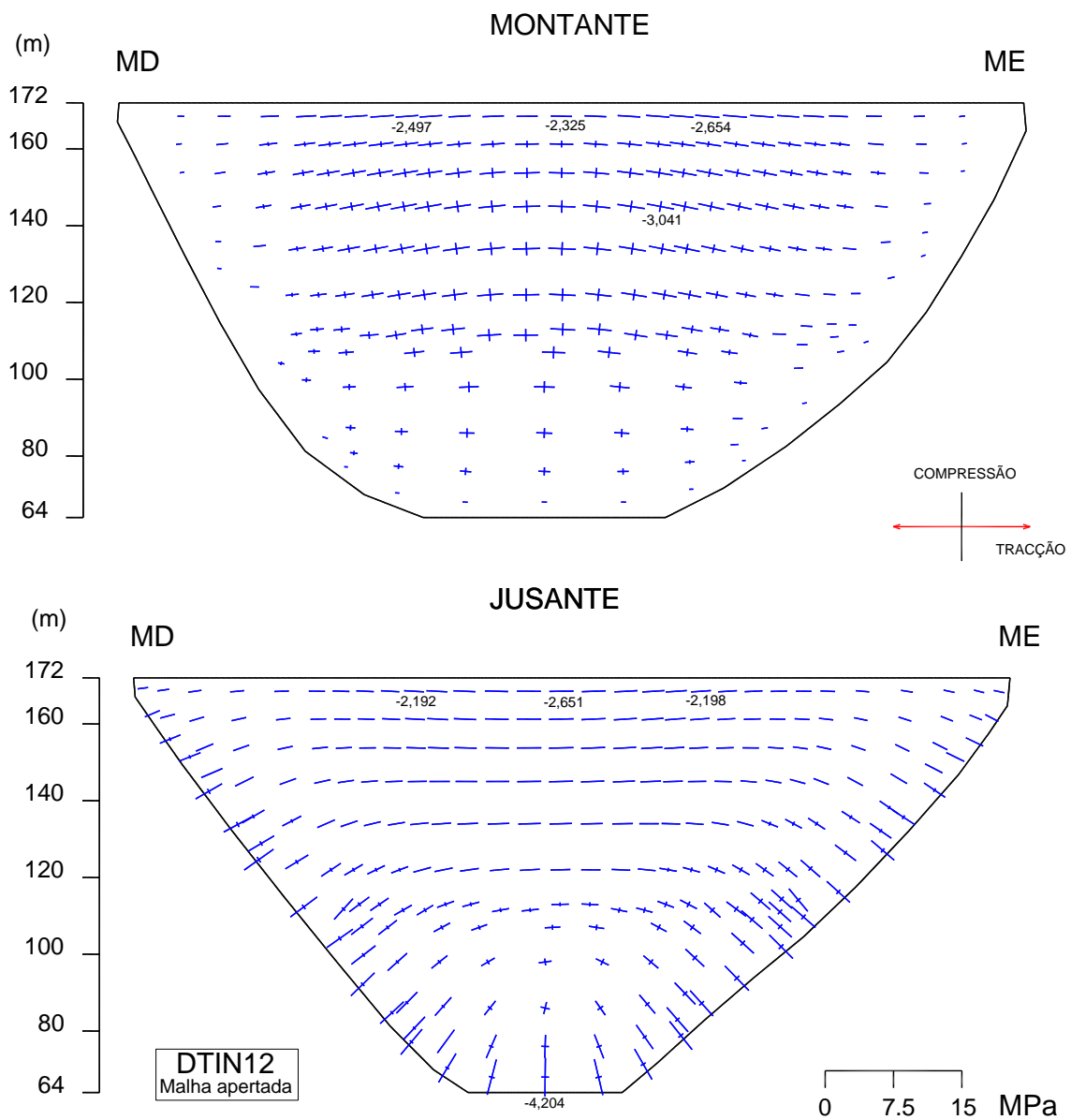
Após a realização do cálculo com este modelo, foi interessante verificar que mais uma vez ocorre a referida inflexão na zona central do coroamento, mas agora ainda um pouco mais acentuada.



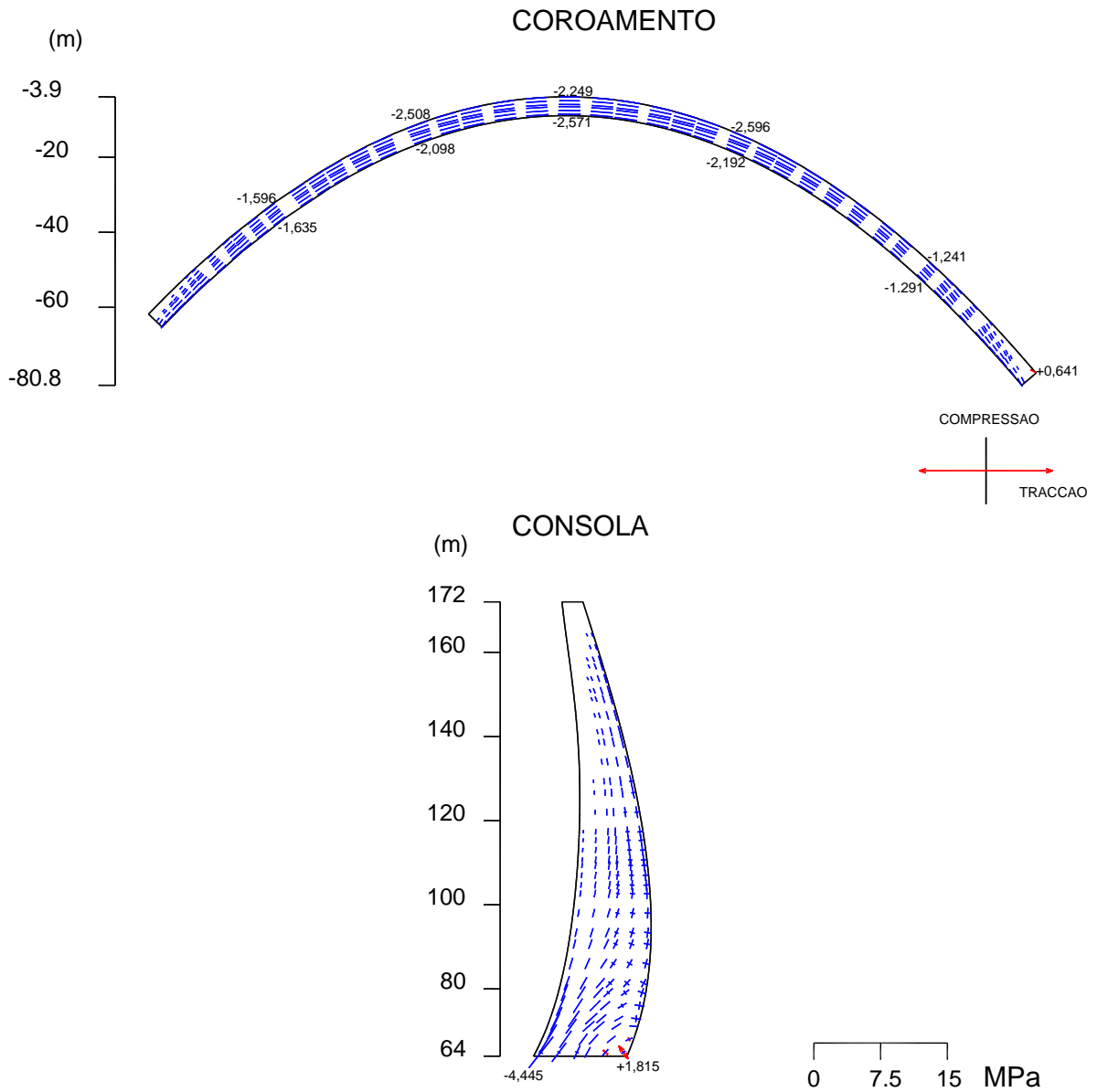
**Figura 5.21:** Deformada calculada (PP+PH) com o programa DTIN12. Modelo de elementos finitos isoparamétricos (malha apertada).

Relativamente às tensões calculadas com este modelo de referência (Figura 5.22 e Figura 5.23), verifica-se que ao nível das compressões na zona central do arco do coroamento acentua-se ainda mais a diferença entre montante e jusante: compressão de -2,325 MPa a montante e -2,651 MPa a jusante.

Com o modelo inicial do SAP2000 com malha larga as compressões a montante e a jusante nesta zona central do coroamento eram praticamente idênticas o que mostra o interesse de utilizar malhas mais apertadas e elementos isoparamétricos de 20 pontos nodais.

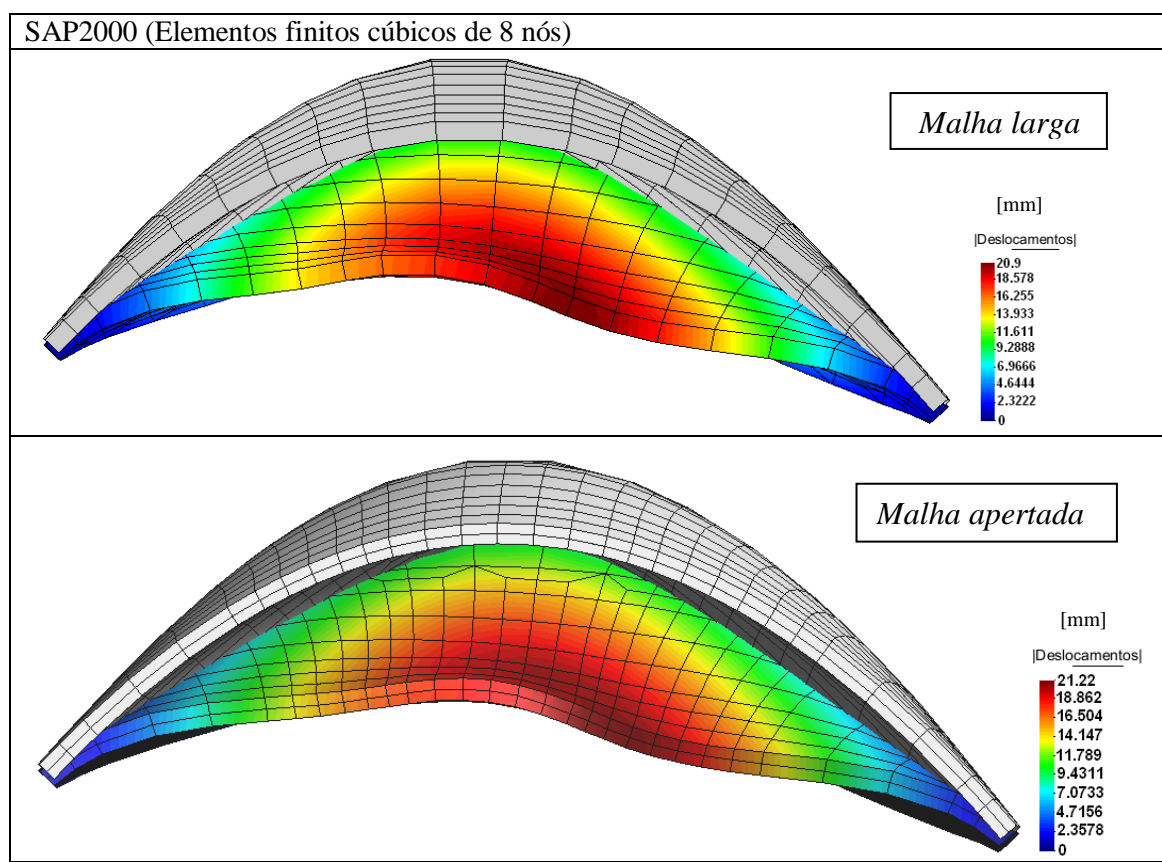
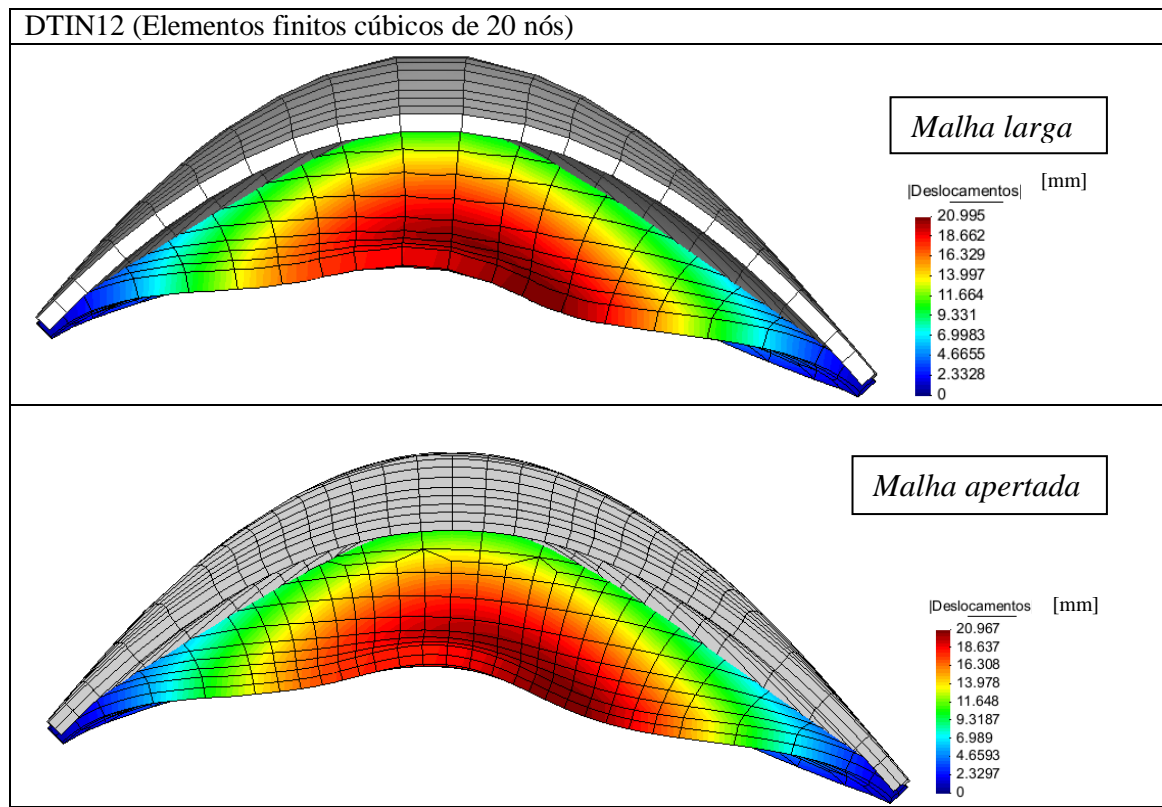


**Figura 5.22:** Tensões principais (PP+PH) calculadas para o modelo de elementos finitos isoparamétricos em malha apertada, nos paramentos de montante e jusante (DTIN12).



**Figura 5.23:** Tensões principais (nos pontos de Gauss) calculadas para o modelo de elementos finitos isoparamétricos em malha apertada (PP+PH), no arco do coroamento e na consola central (DTIN12).

Na Figura 5.24 apresentam-se em síntese os resultados em termos do campo de deslocamentos (PP+PH) obtidos com os quatro modelos referidos na Figura 5.2.



$$E_b = E_f = 20 \text{ GPa}; \nu_b = \nu_f = 0,2$$

Figura 5.24: Deformadas (PP+PH) de cada um dos modelos calculados.

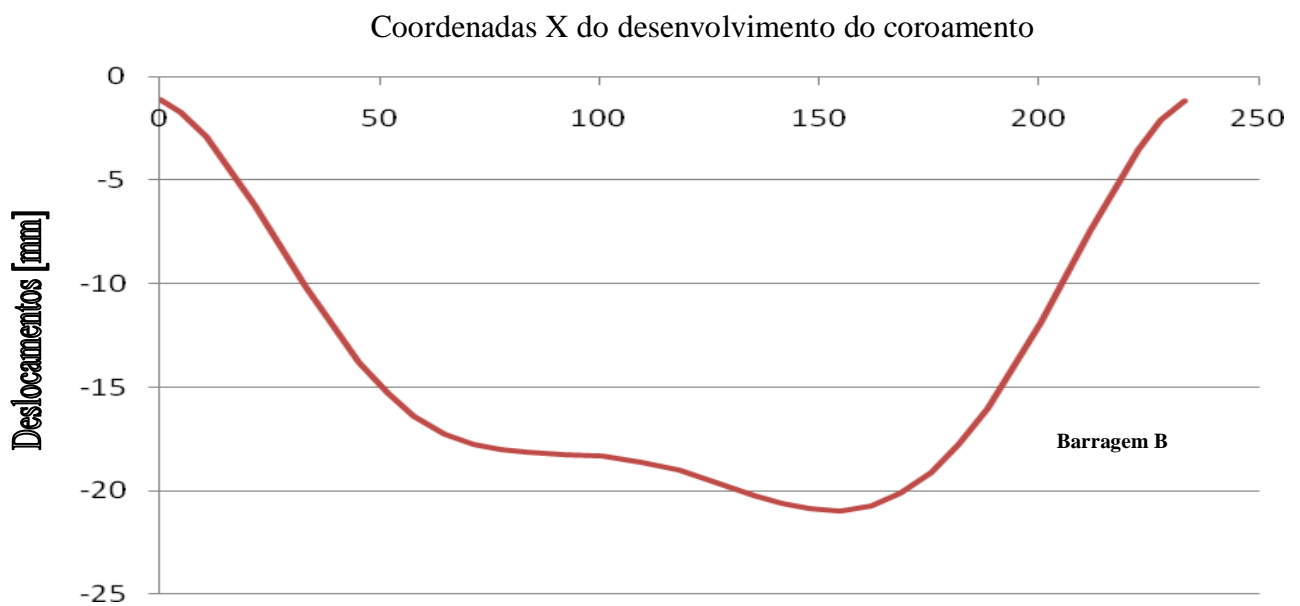
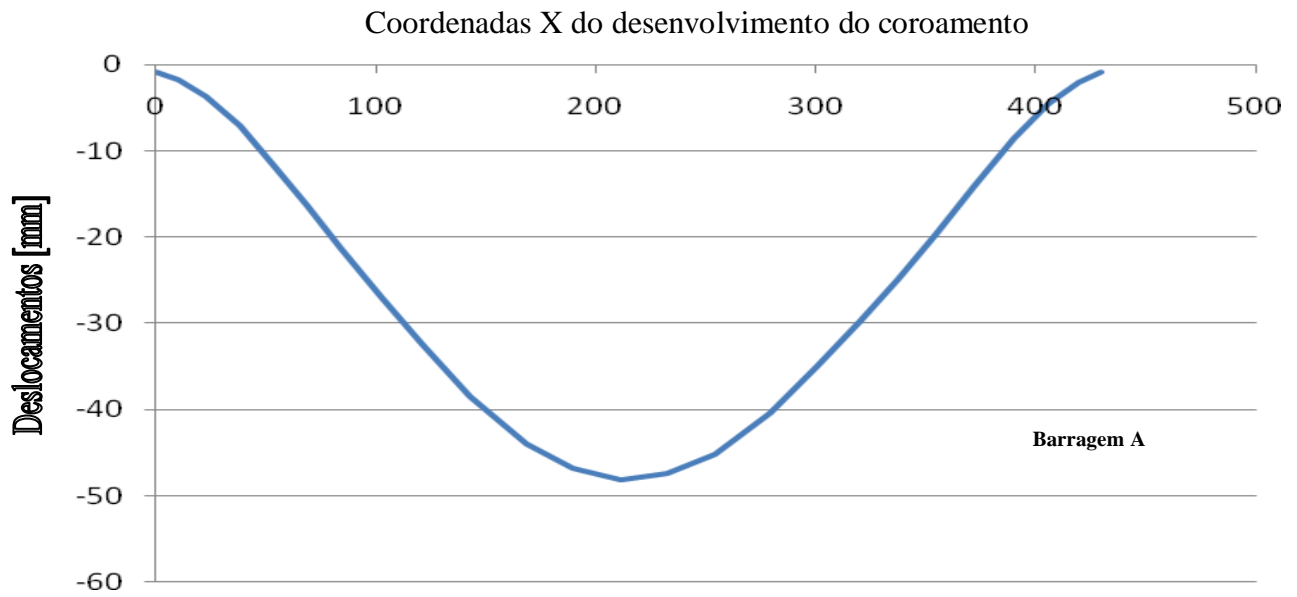
## 5.5 Considerações finais

Os resultados apresentados neste capítulo permitiram constatar que na análise do comportamento de barragens com base em modelos de elementos finitos tridimensionais, é importante escolher uma discretização adequada. Em particular concluiu-se que a adopção de modelos de elementos finitos subparamétricos de 8 pontos nodais exige a utilização de discretizações bastante mais apertadas do que quando se opta pela utilização de elementos isoparamétricos de 20 nós.

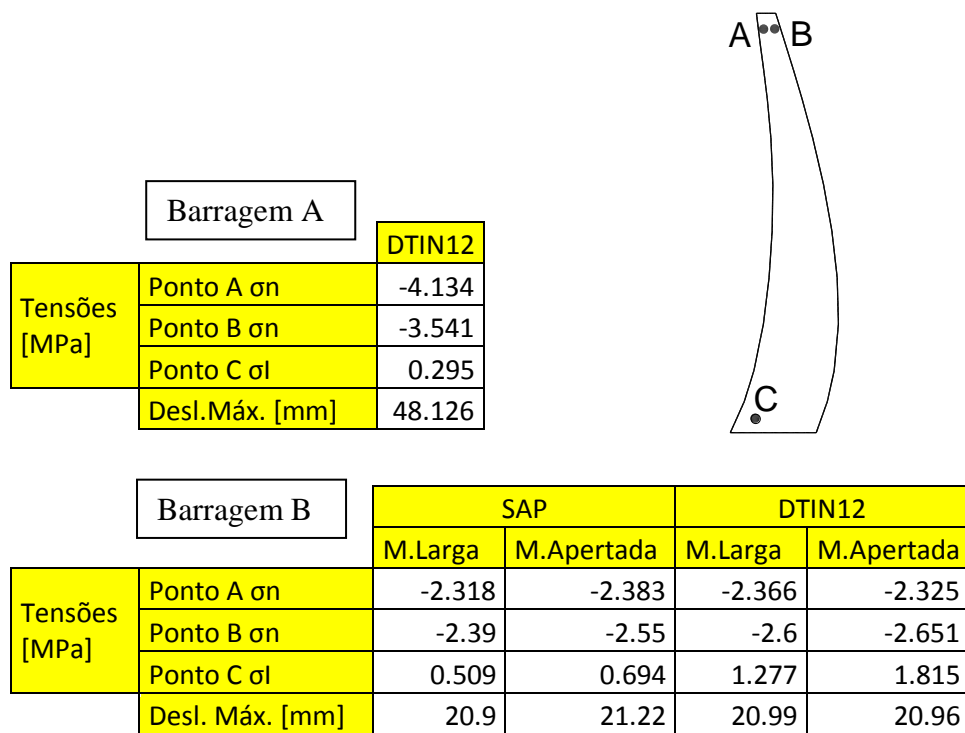
Os resultados, em termos de tensões e deslocamentos (PP+PH), dos cálculos elaborados para a barragem A evidenciam um comportamento corrente para este tipo de estruturas. Em que nos arcos surgem compressões horizontais maiores a montante do que a jusante e a deformação do arco e da consola não apresenta pontos de inflexão (Figura 5.26 e Figura 5.25).

Os resultados da barragem B, para a acção conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática, denotam um comportamento diferente do observado no modelo A. Devido à definição final de formas da barragem constatou-se que os arcos apresentam tensões de compressão maiores a jusante originando inflexão na deformada da estrutura (Figura 5.26 e Figura 5.25).

A análise efectuada para os quatro modelos da barragem B, permitiu constatar que em particular a diferença de tensões entre montante e jusante, bem como as tracções na base da consola central acentuam-se quanto mais refinada é a malha e variam com o tipo de elementos finitos utilizados.



**Figura 5.25:** Comparação da forma da deformada do arco de coroamento das duas barragens analisadas.



**Figura 5.26:** Comparação de tensões e deslocamentos obtidos nos modelos desenvolvidos.



# Capítulo 6

## Conclusões e Perspectivas Futuras

### 6.1 Síntese do trabalho

O controlo de segurança estrutural de barragens de betão, assume actualmente uma enorme importância face às crescentes exigências de segurança e economia. Neste sentido, é fundamental desenvolver modelos de cálculo adequados de forma a que se possa avaliar, monitorizar, interpretar e garantir as condições de segurança perante eventuais desvios de previsão do comportamento das obras em serviço.

Com o objectivo de analisar o comportamento de barragens de betão, apresentaram-se os conceitos fundamentais do método numérico mais utilizado hoje em dia para efectuar a análise estática e dinâmica de estruturas - o Método dos Elementos Finitos (M.E.F.), e posteriormente foram utilizados e desenvolvidos alguns programas nas diversas fases de processamento na análise de estruturas.

Foi desenvolvido/adaptado o programa de geração de malhas GMT (LNEC) e utilizados os programas de cálculo automático de estruturas DTIN (LNEC) (modelos de elementos cúbicos de 20 pontos nodais) e SAP2000 (modelos de elementos cúbicos de 8 pontos nodais). Foi também utilizado o programa GID para visualização e análise de estruturas pelo MEF, bem como utilizado um programa que permite a representação gráfica de tensões principais (nos paramentos e em cortes) denominado DTD37 (LNEC).

Foram analisadas duas barragens abóbada denominadas A e B.

A barragem A revelou um comportamento típico e usual neste tipo de estrutura, podendo-se verificar a importância deste tipo de análises na optimização e correcção da geometria e da forma de barragens.

Relativamente à análise do comportamento da barragem B, mostrou-se a importância da utilização dos resultados de vários modelos numéricos de elementos finitos com vista a determinar qual a discretização mais adequada. Concluiu-se que pode ser mais adequado utilizar modelos de elementos finitos isoparamétricos tridimensionais de 20 nós do que modelos de elementos finitos subparamétricos de 8 nós, dado que com elementos de 20 nós

podem ser utilizadas discretizações com menos elementos e ainda assim obter melhores resultados.

## **6.2 Desenvolvimentos Futuros**

A construção de barragens continua a ser uma forma de produção de energia mais “limpa” para o ambiente e no contexto da protecção ambiental e crescimento económico sustentável. Como tal, numa altura em que se prevê que sejam construídas em Portugal sensivelmente dez novas grandes barragens até ao ano de 2020, pode-se considerar oportuno o *timing* do tema da dissertação.

Ao nível do programa DTIN12, seria interessante futuramente adaptá-lo de modo a este poder efectuar o cálculo com outros tipos de elementos finitos (p.ex. EF tipo cubo com nós nas faces e nos vértices).

Seria igualmente interessante adaptar o programa DTD37, de maneira a este conseguir efectuar a leitura de tensões nos pontos nodais, removendo assim a necessidade de recorrer a conversores de resultados (como foi necessário desenvolver neste trabalho – Conv\_res\_SAP-GID), e por outro lado, adaptar o programa DTIN12 por forma a este gerar resultados de tensões nos pontos nodais, podendo assim ser comparáveis directamente com os resultados automaticamente gerados pelo SAP2000.

## Referências Bibliográficas

Berberan, A., Portela, E.A., Boavida, J. (2007) “*Assisted visual inspection of dams for structural safety control*”, The International Journal on Hydropower and Dams, Volume 14, issue 2.

Chen, W.; Saleeb, A. (1994) – “*Constitutive Equations for Engineering Materials*”, Vol. 1, Elsevier.

Castro, A.T. (1998) – “*Métodos de retroanálise na interpretação do comportamento de barragens de betão.*” Tese de doutoramento (elaborada no LNEC). IST, Lisboa.

Computers & Structures Inc., (2007) – “*SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures*”, Berkeley, Califórnia, USA.

Espada, M. (2009) – “*Desenvolvimento de modelos para análise dinâmica de estruturas. Aplicação a barragens de betão e estruturas auxiliares*”. ISEL, Lisboa.

Gomes, J.P. (2006) – “*Análise experimental de cenários de rotura em fundações de barragens de betão. Ensaios estáticos e dinâmicos.*” Tese de especialista do LNEC e tese de doutoramento da Universidade Federal do Rio de Janeiro, LNEC, Lisboa.

INAG (2001) – “*Curso de exploração e segurança de barragens*”. Instituto da Água, Lisboa.

LNEC (2004) – “*Avaliação da segurança estrutural da barragem do Alto Ceira*”. LNEC, Relatório interno, Lisboa.

MATLAB (2005) – “*The language of technical computing*”, Version 7.1.

Oden, J. T.; Reddy, J.N. (1976) – “*An Introduction to the Mathematical Theory of Finite Elements*”, Ed Wiley.

Oliveira, S. (1991) – “*Elementos finitos parabólicos para análise estática e dinâmica de equilíbrios tridimensionais*”. LNEC, Trabalho de síntese, Lisboa.

Oliveira, S. (2000) – “*Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano*”. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Oliveira, S. (2003) – “*Folhas de apoio à disciplina de Mecânica dos Materiais III*”, ISEL.

Oliveira, S. (2007) – “*Folhas de apoio à disciplina de Matemática Aplicada a Engenharia Civil*”, ISEL, [maecisel.googlepages.com](http://maecisel.googlepages.com).

Pedro, J.O. (1977) – “*Dimensionamento de barragens abóbada pelo método dos elementos finitos*”. LNEC, Tese para especialista (Memória nº479). Lisboa.

Rocha, M.; Serafim, L. (1958) – “*The problem of safety of arch dams. Rupture studies on models*”. VI Congresso das grandes barragens. Nova Yorque, 1958. (Water Power, 1959)

RSB (2007) – “*Regulamento de Segurança de Barragens*”, Decreto-Lei nº 344/2007, Lisboa.

Xerez, C. (1954) – “*O aproveitamento do Cabril*”. Separata da “Técnica”.

Zienkiewicz, O.C. (1967) – “*The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*”, Ed. McGraw-Hill, London.

### Sites consultados

Site 1: ICOLD – “*International Commission on Large Dams*”; <http://www.icold-cigb.net> [2010/05/01].

Site 2: Lifecooler - <http://www.lifecooler.com> [2010/09/01].

Site 3: Wikimedia - <http://commons.wikimedia.org> [01/09/2010].

Site 4: Wikimedia - <http://upload.wikimedia.org> [01/09/2010].

Site 5: Wikimedia - <http://upload.wikimedia.org> [2010/07/01].

Site 6: <http://2.bp.blogspot.com> [2010/08/01]

Site 7: GID - <http://gid.cimne.upc.es> [2010/08/01]