

# **ANÁLISE DAS FISSURAS NO REVESTIMENTO EM BETÃO ARMADO PRÉFABRICADO DE TÚNEIS DE PEQUENO DIÂMETRO**

## **ANALYSIS OF CRACKING IN REINFORCED CONCRETE MODULES OF PRE-CAST SMALL DIAMETER TUNNELS**

Dinis da Gama, Carlos, *Centro de Geotecnia do IST, Lisboa, Portugal, dgama@ist.utl.pt*  
Longo, Simone, *Centro de Geotecnia do IST, Lisboa, Portugal, simone.longo@ist.utl.pt*  
Xianbin, Yu, *Kunming University of Science and Technology, Yunnan, China*

### **RESUMO**

O trabalho descreve a investigação das causas que motivaram o aparecimento de fissuras em certos módulos de betão armado préfabricado que constituem estruturas de suporte de túneis (ou passagens hidráulicas) localizadas no trecho Odeleite-Alcoutim do IC-27.

Depois de analisada a documentação préexistente, foram efectuados ensaios de caracterização do betão com o martelo Schmidt e desenvolveram-se análises de estabilidade por métodos formais e numéricos que permitiram esclarecer as patologias observadas.

As conclusões apontam para causas relacionadas com deficiências no processo construtivo, nomeadamente em zonas de maior espessura de aterro.

### **ABSTRACT**

The paper describes the investigation of the causes that led to the cracking of several modules of pre-cast reinforced concrete acting as support structures of tunnels (or hydraulic drainageways) located in the Odeleite-Alcoutim segment the IC-27 highway.

Upon analysing the pre-existing documentation, concrete characterization tests were performed with the Schmidt hammer and stability analyses were developed by means of formal and numerical models which allowed the characterization of the observed pathologies.

Conclusions suggested that causes were related with construction process difficulties, namely those related with zones with greater earthfill thickness.

## **1. INTRODUÇÃO**

O presente caso incide sobre a investigação das causas que motivaram o aparecimento de fissuras nos módulos de revestimento de betão armado que constituem o suporte dos aterros de algumas passagens hidráulicas construídas no segmento Odeleite-Alcoutim das obras de execução do Itinerário Complementar 27, no Algarve.

As duas passagens hidráulicas estudadas têm geometrias diferentes: a primeira, denominada PH2-1, é mais curta (67.5 m de comprimento) e foi construída com módulos de Tipo A, cujas características principais estão indicadas a seguir.

A segunda passagem, PH 9-3, é mais comprida, (108m) e foi constituída por módulos de Tipo B, caracterizados por maiores espessuras de revestimento.

A Figura 1 apresenta a geometria da secção transversal do aterro da estrada, assim como dos módulos préfabricados do revestimento das passagens hidráulicas.

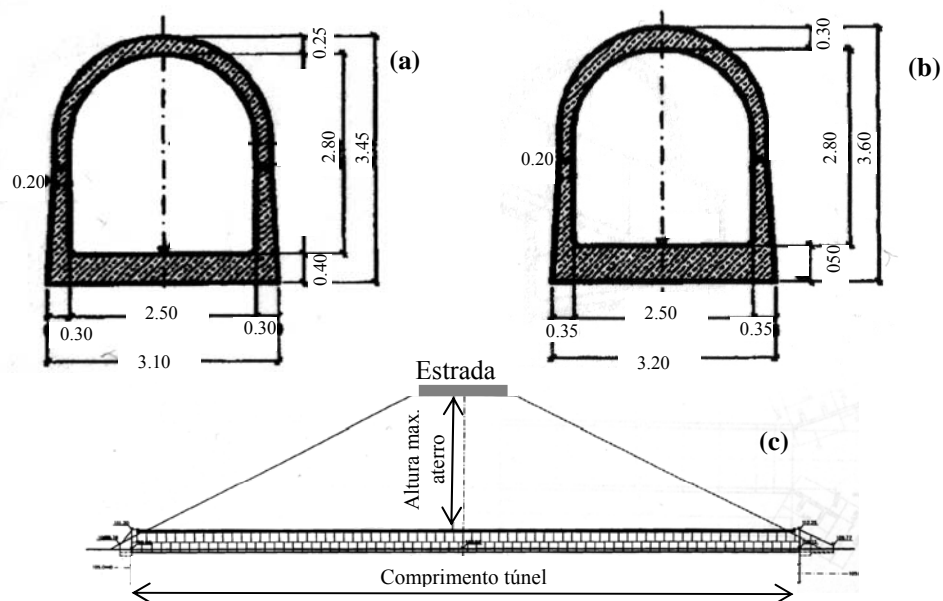


Figura 1 – Esquema geral da obra em referência. (a) Secção dos módulos de tipo A; (b) Secção dos módulos de tipo B; (c) Secção longitudinal do eixo do túnel, que mostra a geometria do aterro e as passagens.

Os módulos prefabricados (Figura 2a) são montados em obra através da justaposição de duas peças de betão armado distintas; as inferiores em forma de U, com base plana, e as superiores de forma semi-circular. Ambas as peças são dotadas de um sistema de encaixe, com juntas verticais e horizontais. O funcionamento do conjunto está assegurado pelas referidas juntas e pela existência, nas peças superiores, de pernos metálicos salientes, nas juntas horizontais, que encaixam em cavidades das peças inferiores (Figura 2b). O encaixe entre um conjunto de duas peças e o conjunto a seguir é realizado de forma a obter um túnel do comprimento previsto. A geometria das extremidades das peças permitem o encaixe só se a sequência de montagem for correcta, como indicam os pormenores da Figura 2c e d.

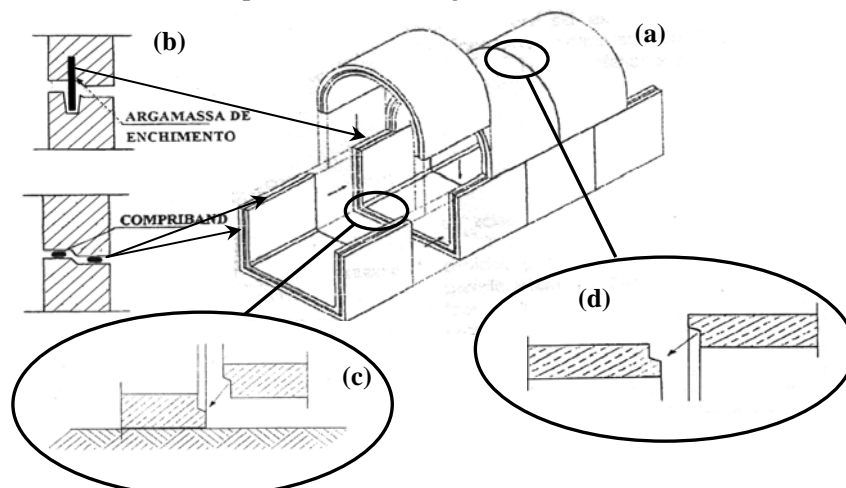


Figura 2 – Módulos utilizados para efectuar as passagens hidráulicas.

Foi recomendado que a compactação do aterro fosse realizada com cuidados especiais nas primeiras camadas superiores ao arco e que fossem evitadas cargas pontuais que pudessem pôr

em risco a estabilidade do túnel. Caminhos preferenciais de máquinas sobre o aterro durante a sua realização deveriam ser evitados pela mesma razão.

O peso volúmico do terreno do aterro foi considerado de  $20\text{kN/m}^3$  e as passagens de tipo PH 2-1 foram cobertas, na obra analisada, por um aterro de altura variável (Figura 1c) que atinge 16 metros de espessura na parte central do traçado do túnel; enquanto que na PH 9-3 foram cobertas com um aterro que alcança a espessura máxima de 21 metros.

Observa-se que as alturas máximas dos aterros nos dois casos ultrapassam o valor de 15m, o qual resulta de considerar a tensão admissível do aterro sobre os módulos (300 kPa, segundo a especificação do fabricante) dividida pelo peso volúmico do aterro ( $20\text{ kN/m}^3$ ).

Depois da montagem das peças prefabricadas foi realizado um aterro de cobertura, sobre o qual foi construída a estrada.

## **2. CARACTERIZAÇÃO DE CAMPO**

Para medir as propriedades físico-mecânicas do revestimento das passagens hidráulicas em causa, foram realizadas ensaios expeditos *in situ* com o martelo de impacto Schmidt.

Desse estudo concluiu-se que a resistência à compressão do betão armado que constitui os módulos prefabricados das PH's está compreendida entre 63 e 90 MPa para a Passagem PH2.1 e 60 a 90 MPa para a passagem PH9-3.

Convertendo estes valores para determinar a resistência à tracção do betão (compreendida entre 8 e 12% da resistência à compressão, segundo Hansons, 1968 e Lange, 1994), ter-se-á para esta propriedade um valor compreendido entre 6 e 9 MPa.

Já a resistência à compressão do betão que está a ser aplicado como reforço estrutural nas duas PH's está compreendido entre 24 e 39 MPa.

Uma vez criada a base de dados, os mesmos foram analisados através de modelos matemáticos e probabilísticos destinados a determinar as circunstâncias que teriam presidido às anomalias, incluindo o motivo pelo qual outras passagens hidráulicas não apresentaram quaisquer problemas estruturais.

Na modelação das estruturas afectadas, foram aplicados métodos clássicos baseados na Resistência de Materiais (em especial com base nas conhecidas equações de Kirsch) e resultados de análises de estabilidade e simulações com dois programas computacionais de elementos finitos. Mais em pormenor, foram utilizados os programas PHASE 2 (que permite um cálculo bidimensional) e PLAXIS 3-D, que calcula o estado de tensão e de deformação em modelos tridimensionais.

## **3. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS CLÁSSICOS DE RESISTÊNCIA DE MATERIAIS**

As conhecidas equações de Kirsch, apresentadas pela primeira vez em 1898, fornecem os valores das tensões normais e de corte que se verificam na vizinhança de uma cavidade de raio  $a$ , num ponto qualquer definido pelas suas coordenadas polares ( $r$ ,  $\theta$  referidas ao centro do círculo que representa a cavidade) – ver Figura 3.

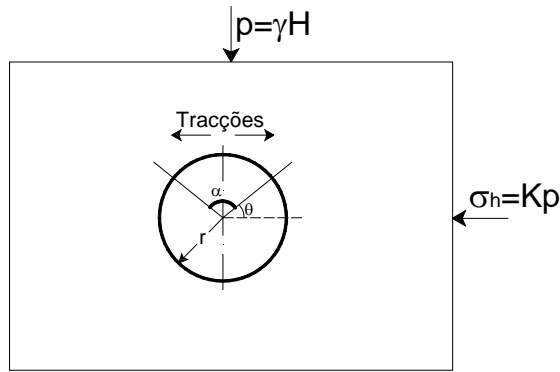


Figura 3 – Estado de tensão em torno de uma cavidade circular aberta num campo de tensões biaxial (equações de Kirsch)

Para o caso particular da parede da cavidade, em que  $r = a$ , supondo que as pressões exteriores aplicadas são, na direcção vertical uma tensão compressiva  $p$  e na horizontal  $Kp$ , aquele estado de tensão é dado por (Brady & Brown, 1985):

- Componente radial:  $\sigma_r = 0$  (1)

- Componente circunferencial:  $\sigma_\theta = p[(1 + K) + 2(1 - K) \cos 2\theta]$  (2)

- Componente de corte:  $\tau_{r\theta} = 0$  (3)

É evidente que a componente radial é sempre nula para  $r=a$ , porque não se transmitem tensões normais pelo vazio.

Interessa assim verificar as condições que conduzem à ocorrência de tensões de tracção  $\sigma_\theta$  no tecto da cavidade, ou seja, de valor negativo, conforme a convenção de sinais adoptada em Geotecnia. Tais condições só dependem dos valores de  $K$  e de  $\theta$ , sendo fácil de concluir que, para tal, é exigido um factor  $K < 1/3$ , isto é, uma componente horizontal pequena comparada com a pressão vertical.

Por outro lado, o intervalo de valores do ângulo ao centro  $\theta$  que conduzem à existência de tracções na periferia da cavidade, (intervalo esse designado por  $\alpha$  na Figura 3) situa-se nas proximidades de  $\theta=90^\circ$ , aumentando  $\alpha$  à medida que diminui  $K$ . A Figura 4 traduz essa variação.

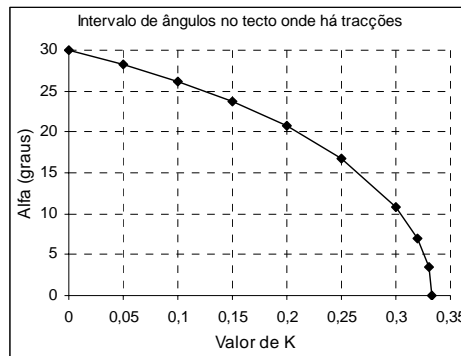


Figura 4 – Variação entre os valores de  $K$  e os de  $\alpha$ , para situações em que ocorrem tracções no tecto da cavidade circular

Face aos resultados da análise efectuada, pode concluir-se que as fracturações observadas no tecto dos módulos de betão incluídos nas PH 2.1 e 9.3 podem ser atribuídas à ocorrência de tensões de tracção devidas a sistemas de carregamento (peso do material de aterro) com maior componente vertical do que horizontal, associado ainda a posições muito próximas do meio da abóbada superior desses módulos. Esta explicação será confirmada por intermédio de outros métodos de análise estrutural, nomeadamente o método dos elementos finitos, a duas e a três dimensões.

#### 4. APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS POR ELEMENTOS FINITOS

As patologias observadas no terreno, assim como a circunstância de outras Passagens Hidráulicas não terem sofrido quaisquer fracturações, implica na admissão de um conjunto de hipóteses de interpretação baseadas em prováveis deficiências no processo construtivo que podem ter ocasionado a referida fracturação. Tais deficiências são as seguintes (Figura 5):

- Execução inadequada do aterro circundante dos módulos pré-instalados, conduzindo a baixas tensões horizontais aplicadas (Figura 5a);
- Aplicação de cargas verticais não simétricas sobre o tecto dos módulos (Figura 5b);
- Deficiências na execução dos aterros laterais, de um lado desconfinados e do outro activos, especialmente quando a geologia é diferente (rochas à direita e solos de aterro à esquerda) (Figura 5c);
- Existência de situações de carregamento pontual sobre as abóbadas em consequência da natureza heterogénea do aterro, com muitos blocos rochosos (Figura 5e);

Por intermédio de métodos numéricos de análise estrutural foram analisadas estas quatro situações.

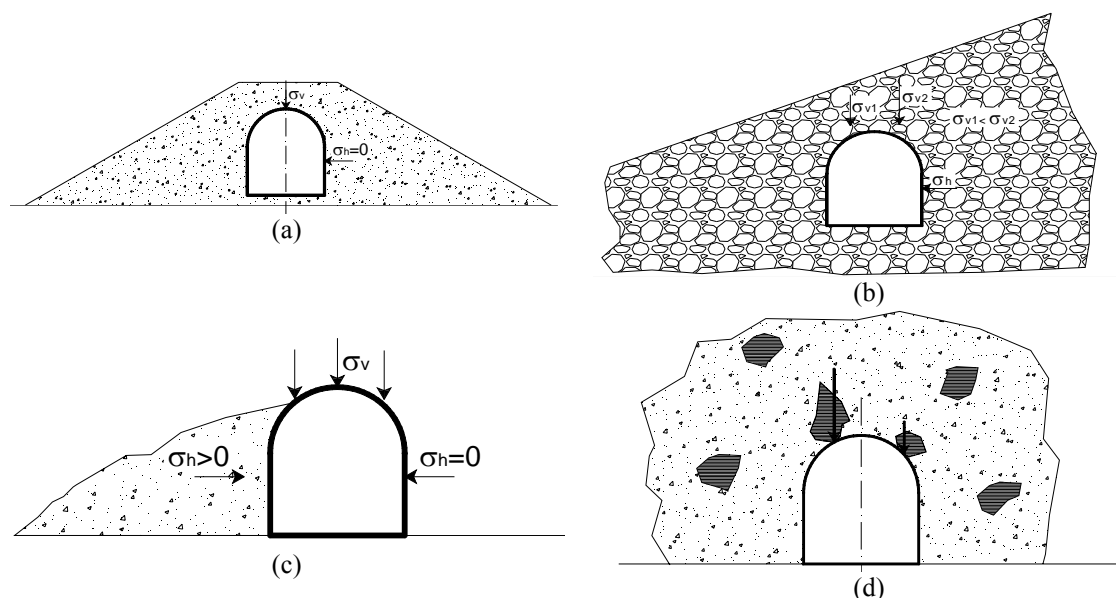


Figura 5 – Representações esquemáticas das prováveis deficiências no método construtivo das passagens hidráulicas PH2.1 e 9.3 em estudo.

Apresentam-se de seguida os resultados obtidos através dos métodos numéricos aplicados.

#### 4.1. Simulações efectuadas com o programa PHASE 2

Foram consideradas diferentes geometrias do aterro de cobertura, para simular as condições indicadas anteriormente, quer para a passagem hidráulica PH 2-1, quer para a passagem PH 9-3. Mostra-se a seguir uma selecção dos resultados obtidos, considerando os mais representativos, os quais reproduzem:

1. O estado de tensão nos módulos de betão armado da passagem PH 2-1, considerando a superfície do aterro de cobertura horizontal, de 16 metros de espessura;
2. O estado de tensão nos módulos da passagem PH 2-1 com superfície de cobertura inclinada;
3. O estado de tensão nos módulos da passagem PH 9-3 com superfície de cobertura horizontal e uma discontinuidade à base da abóbada, simulando uma não perfeita conexão entre as duas peças dos módulos prefabricados.

Assim, a título de exemplificação, apresentam-se na Figuras 6 o modelo de simulação e as representações gráficas da distribuição das tensões para os referidos casos, considerando a superfície do aterro horizontal, apenas para a PH2-1 (cobertura 16m).

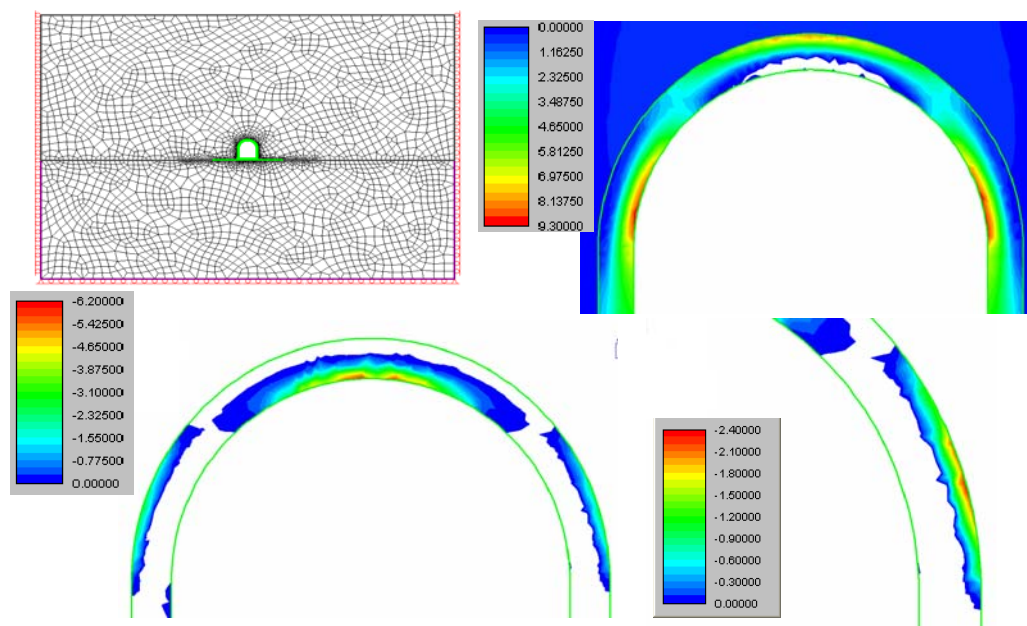


Figura 6 – (a) Modelo de simulação com o programa PHASE 2; (b) Curvas de isovalores da tensão principal máxima  $\sigma_1$  na abóbada, revelando compressão máxima nos dois lados (intradorso) de 9.3MPa e no topo (extradorso) de 8.2MPa (c) Curvas de isovalores da tensão principal mínima  $\sigma_3$  na abóbada. O valor máximo de tracção no topo da abóbada (intradorso) é de 6.2 MPa; (d)  $\sigma_3$  no hasteal. O valor máximo de tracção no sector lateral do extradorso do arco é 2.4 MPa.

Dos resultados obtidos, indicados na legenda da Figura, o mais representativo é o das tensões máximas de tracção no intradorso da abobada, no topo, que atingem 6.2 MPa, valor inferior ao intervalo de resistência à tracção calculado como indicado anteriormente, o que significa no intervalo de valores de possível rotura.

## 4.2. Aplicação do Programa PLAXIS 3-D TUNNEL

A análise tridimensional foi realizada com o programa de elementos finitos PLAXIS 3D TUNNEL, especialmente desenvolvido para o cálculo da estabilidade e do estado de tensões e deformações nos projectos de túneis.

Este software caracteriza-se não só pelo facto de ser um programa aos elementos finitos de tipo tridimensional, mas também porque permite simular as fases de construção/escavação de qualquer obra em análise. É possível realizar um modelo no qual são representadas as fases de construção e, seguidamente, pode-se calcular o estado de tensão e de deformação para cada uma delas. Desta forma o modelo realizado resulta ainda mais representativo da realidade, por representar as condições geométricas, as características geomecânicas e as fases de realização mais próximas da realidade.

Na figura seguinte são indicadas as convenções do sistema de coordenadas XYZ e das tensões utilizadas pelo PLAXIS 3D TUNNEL para as figuras subsequentes. É de ressaltar que os valores positivos de tensão representam tracções e os negativos representam compressões.

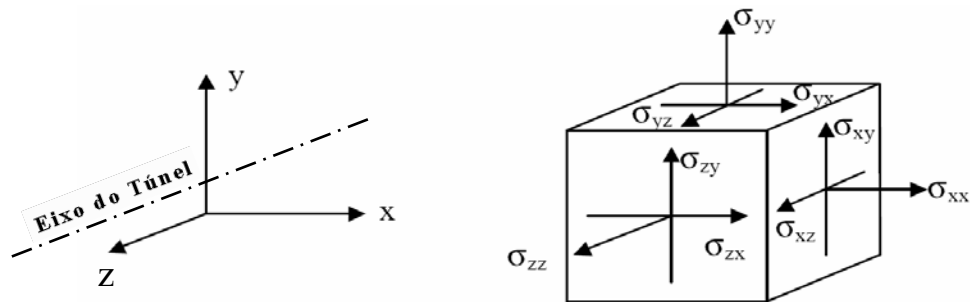


Figura 7 – Sistema de coordenadas, direcção e sinais das tensões utilizadas nas simulações

A título de exemplo, apresenta-se de seguida a aplicação deste programa computacional para a PH2-1.

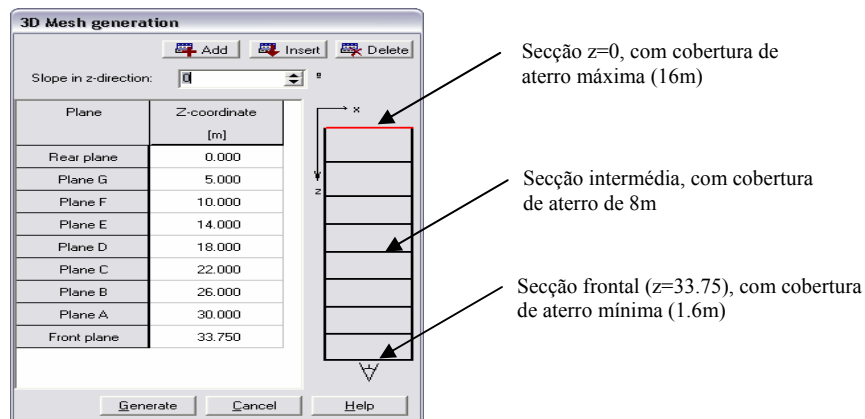


Figura 8 – Coordenadas z (ao longo do eixo do túnel) das secções bidimensionais que foram introduzidas no programa para originar o modelo tridimensional.

A representação do aterro no modelo é constituída por 7 camadas: a primeira com 4,4 metros de altura (compreende 2.80 metros de altura do túnel) e as outras com cerca de 3 metros de altura cada uma. Nesta simulação as camadas que representam o aterro não tiveram menor espessura para não tornar o cálculo demasiado demorado. O modelo do túnel resultou constituído por um elevado número de elementos, em cada um dos quais o programa calculou em diferentes pontos

o estado de tensão e de deformação (em cada uma das fases construtivas). Nomeadamente, o modelo da PH 2-1 é constituído por 7070 elementos e 20022 pontos nodais em que foram calculadas as deformações, além de 42420 pontos nos quais foram calculadas as tensões.

A Figura 9 mostra a malha (ainda não deformada, tratando-se da situação inicial) e a geometria do modelo. É possível distinguir os diferentes tipos de material: o solo de base, mais compacto, o aterro, de cor azul, com características geomecânicas menos resistentes) e o betão armado do túnel. As características dos materiais são indicadas a seguir.

Cobertura mínima: 1.6m;

Cobertura máxima: 16m;

$K_0=0.426$

Módulo de Young: Terreno de base = 100MPa; Aterro = 20MPa; Betão armado = 20GPa.

Coefficiente de Poisson: Terreno de base = 0.35, Aterro = 0.35; Betão armado = 0.25.

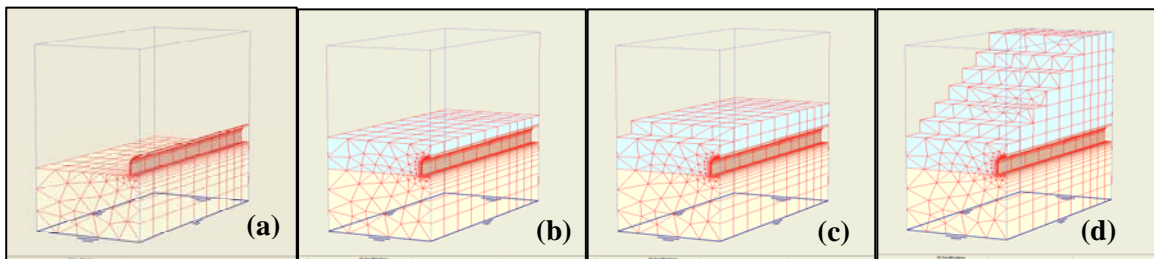


Figura 9 – (a) Representação tridimensional da primeira fase (só túnel montado); (b) Segunda Fase: Primeira camada de aterro; (c) Terceira fase: segunda camada de aterro; (d) Oitava fase: última camada de aterro. Não se apresentam imagens das fases intermédias.

Seguidamente mostram-se os resultados seleccionados dos resultados obtidos.

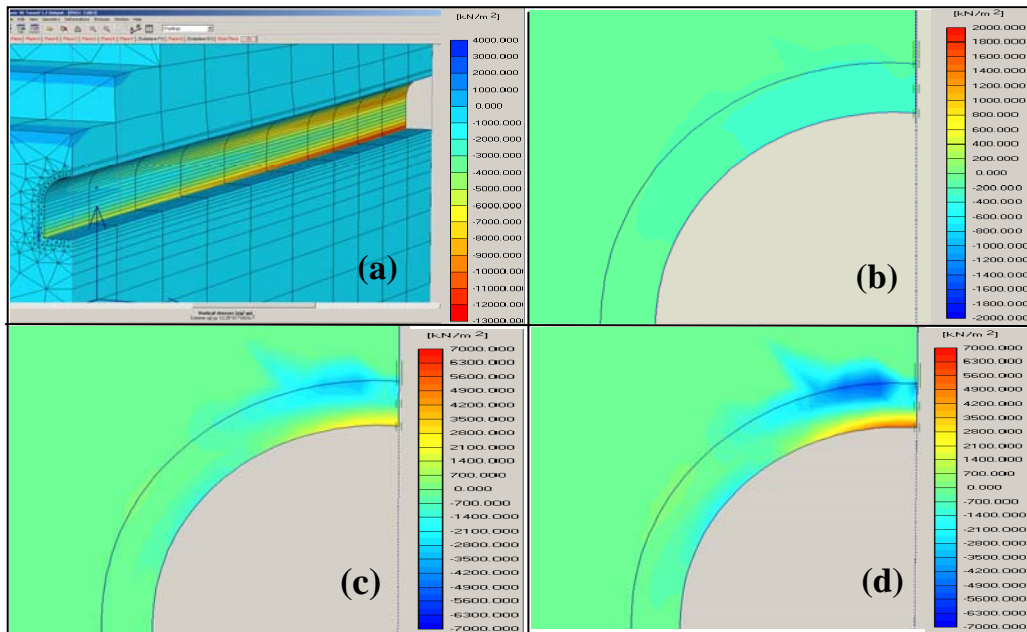


Figura 10 – (a) Componente vertical das tensões  $\sigma_{yy}$  no túnel; (b) Pormenor do primeiro plano de secção ( $z=33,75m$ ), em que o valor máximo de  $\sigma_{xx}$  no intradorso do tecto do túnel, é próximo de zero; (c) Pormenor da secção vertical intermédia ( $z=18m$ ) em que o mesmo  $\sigma_{xx}$  é de -2.8 MPa; (d) Pormenor da secção vertical limite ( $z=0m$ ) perpendicular ao eixo do túnel. em que  $\sigma_{xx}$  atinge -6.1 MPa.

### 4.3. Aplicação do Método de Monte Carlo

A análise probabilística do problema permite explicar os dados de observação retirados das anomalias verificadas, tomando em consideração as variabilidades detectadas, quer nas propriedades resistentes do betão armado (resistência à tracção  $\sigma_T$ ), quer nas tensões de tracção geradas nas abóbadas dos módulos de revestimento ( $\sigma_A$ ), após a compactação do aterro sobre as mesmas.

Para desenvolver essa abordagem, postulou-se que o factor de segurança à fracturação do betão armado constituinte dos módulos aplicados será dado pela relação:

$$F_s = \frac{\sigma_T}{\sigma_A}$$

Dado que ambas as grandezas são variáveis aleatórias, o factor de segurança terá também uma distribuição de frequências que permite estimar a probabilidade de colapso pretendida.

Em termos de  $\sigma_T$ , face aos valores medidos pelo martelo Schmidt, compreendidos entre 6 e 9 MPa, adoptou-se uma distribuição normal com valor médio de 7.5 MPa. Quanto a  $\sigma_A$ , haverá uma relação para cada uma das passagens hidráulicas, dependente da sua geometria e do perfil de aterro que suportam. Tais relações foram obtidas a partir dos resultados das análises conseguidas pelo método dos elementos finitos, como acima foi referido, resultando:

Passagem PH2-1: Frequências abaixo de 71.9%:  $\sigma = 10.72 \times N_1$ ; Acima de 71.9%:  $\sigma = 7.7$  MPa

Passagem PH9-3: Frequências abaixo de 84.5%:  $\sigma = 9.94 \times N_2$ ; Acima de 84.5%:  $\sigma = 8.4$  MPa

onde  $N_1$  e  $N_2$  são números aleatórios de distribuição uniforme, compreendidos entre 0 e 1.

Aplicando-se o método de Monte Carlo, com 10.000 simulações, obtiveram-se os seguintes resultados:

$$\text{Probabilidades de fracturação} \begin{cases} \text{PH 2-1: 7.97\%} \\ \text{PH 9-3: 21.75\%} \end{cases}$$

Sabendo-se que a passagem PH21 possuía 45 módulos e a PH93, 72 módulos, os valores esperados do número de módulos afectados são, respectivamente, de 4 e 16, dados estes que se coadunam com as observações efectuadas em obra.

## 5. CONCLUSÕES

Nas simulações realizadas com os dois programas de elementos finitos PHASE 2 (bidimensional) e PLAXIS 3D TUNNEL (tridimensional) obtiveram-se resultados análogos nos valores das tensões actuantes nos pontos do lado interno do tecto do túnel, onde ocorrem tensões de tracção. Estas tracções possuem valores elevados, que ultrapassam por vezes a resistência do betão constituinte dos módulos, cuja determinação foi efectuada na própria obra, através de ensaios com o martelo Schmidt.

As simulações efectuadas com o programa PHASE 2 incluíram uma situação adicional em que existia uma descontinuidade entre as duas partes que formam o módulo de revestimento pré-fabricado. Tal situação (que provém de dados de observação colhidos na própria obra) conduz à geração de tracções com valor mais elevado do que as provenientes de ausência de

descontinuidade a esse nível, devido à possibilidade de ocorrerem deslocamentos diferenciais entre as citadas duas partes.

Em síntese, fica comprovado que os fenómenos que ocasionaram as fracturas observadas nas Passagens Hidráulicas PH 2-1 e 9-3 são consequência de um conjunto de erros e omissões cometidos durante o processo construtivo. Assumiu papel relevante a circunstância de essas PH's serem submetidas às maiores espessuras de aterro, respectivamente 16 e 21 m, contrariando as disposições do fabricante que limitava essa espessura admissível a 15 m (300 kPa / 20 kN/m<sup>3</sup>).

## **6 - REFERÊNCIAS**

- [1] Baecher, G.B. & Christian, J.T. (2003), “Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering”, John Wiley and Sons Ltd.
- [2] Brady, B.H.G. & Brown, E.T. (1985), “Rock Mechanics for Underground Mining”, George Allen & Unwin Publishers Ltd, London.
- [3] Brinkgreve, R.B.J. (2001), “Plaxis 3D Tunnel Manual”, A. A. Balkema Publishers, Netherlands.
- [4] CEGEO-Centro de Geotecnia do IST. (2005). “Parecer técnico sobre as condições de estabilidade das estruturas pré-fabricadas das Passagens Hidráulicas PH2-1 e PH9-3 na obra do IC27”, Lisboa.
- [5] Dinis da Gama, C. (1995). "Lessons learned from observations in some large caverns". Observational Method of Large Underground Caverns in Difficult Ground Conditions-International Workshop, 8º Congresso Internacional de Mecânica das Rochas, 30 de Setembro de 1995, Tóquio, Japão.
- [6] Navarro Torres, V. F. & Dinis da Gama, C. (2005). “Engenharia Ambiental Subterrânea e Aplicações”. Roberto C. Vilas-Bôas, Editor. CYTED, Rio de Janeiro.