

9.4 Sísmica

No dimensionamento das estruturas da estação, serão consideradas as situações de projeto sísmicas, correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita a ação dos sismos.

10 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

10.1 CONCEÇÃO GERAL

A Estação Infante Santo será uma estação completamente subterrânea, com o corpo da estação implantado sob o logradouro municipal, cuja área está delimitada por terreno não edificado e desimpedido de qualquer construção, rua ou interferências significativas.

A estação possui 3 acessos principais, dois dos quais (acesso 1 e 2), encontram-se implantados junto a Av. Infante Santo, no passeio público. Para a ligação destes acessos ao corpo principal da estação encontra-se prevista uma galeria subterrânea. Junto ao corpo da estação está previsto o acesso 3 com elevador e escada de emergência. A implantação dos acessos respeita o documento ML 123443 do anexo Z do caderno de encargos técnico.

Para permitir a construção das galerias principais da estação, pelo método de escavação NATM, estão previstos 2 poços com 30 m de diâmetro.

Desta forma, a volumetria da estação é constituída por 2 partes: o corpo principal de construção mineira, com uma extensão aproximada de 108 m, que alberga as plataformas do cais, e os poços centrais, onde estarão implantados os acessos internos à estação, as zonas de circulação, bem como as instalações técnicas e de apoio à exploração.

Adicionalmente, encontra-se prevista uma galeria subterrânea que permite o acesso da estação a partir da Av. Infante Santo.

Ao nível da superfície, está previsto o rearranjo paisagístico do logradouro, reestabelecendo-se os caminhos de circulação pedonal e os acessos no interior do quarteirão, tanto à Calçada das Necessidades como à Travessa do Possolo, interrompidos durante a fase construtiva. Serão também repostos os lugares de estacionamento suprimidos durante a fase construtiva, garantindo-se assim o requisito do Caderno de Encargos quanto ao número mínimo de lugares de estacionamento.

Os elementos estruturais da estrutura definitiva da estação serão dotados de dimensões mínimas e recobrimentos mínimos de forma a garantir o tempo de resistência ao fogo mínimo de 120 minutos, especificado no Caderno de Encargos.

A Figura 4 representa a planta de implantação da estação Infante Santo.



Figura 4 – Planta de Implantação da Estação Infante Santo

10.2 ESTRUTURA DEFINITIVA EXTERIOR

A estrutura definitiva exterior (revestimento definitivo) das galerias em túnel da estação (Túnel do Cais, Poço Principal e Túnel de Acesso) será construída após a execução da estrutura de suporte primário, com exceção do pilar central entre os poços e as vigas de travamento que serão executados com o avanço da escavação e contenção primária do poço.

No documento ref^a “LVSSA MSA PE STR EST IS ME 084000 0” é descrita a estrutura de suporte primário da Estação Infante Santo bem como o respetivo faseamento construtivo.

As secções transversais dos revestimentos definitivos da estação foram em geral otimizados relativamente às geometrias apresentadas no Programa Preliminar, respeitando-se o contorno interior das secções. A otimização das secções visou a melhoria do comportamento estrutural, resultando em geral numa redução do volume de betão e/ou das quantidades de armadura.

O revestimento definitivo do Túnel do Cais é constituído por uma secção corrente com abóbada circular de 0.50 m de espessura, soleira curva de espessura variável com 0.60 m de espessura ao eixo e curva de ligação hasteais – soleira de espessura variável.

Na Figura 5 apresenta-se o corte longitudinal da estação e na Figura 6 apresenta-se a secção transversal corrente do Túnel do Cais.

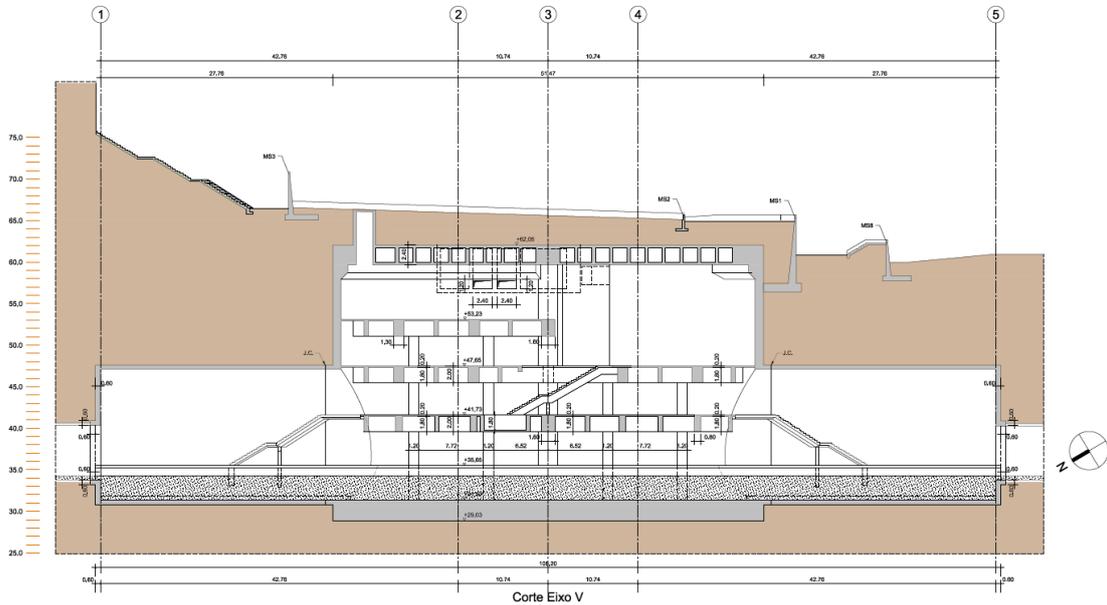


Figura 5 - Corte longitudinal do Túnel do Cais

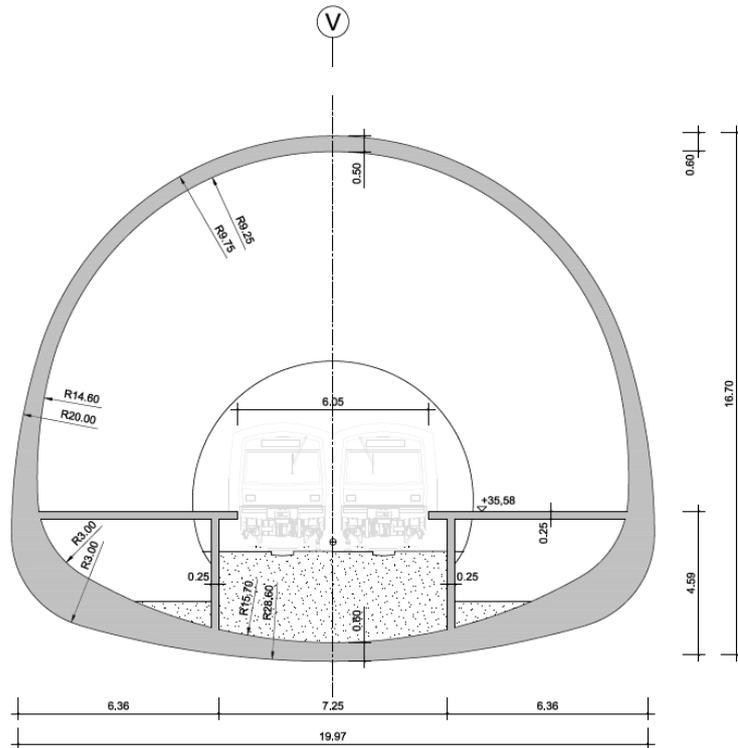


Figura 6 - Secção transversal corrente do Túnel do Cais

O revestimento definitivo dos Poços Principais tem 1.0m de espessura. Na Figura 7 apresenta-se uma secção transversal corrente do Poço Principal, mostrando também a solução adotada para as estruturas internas e para a cobertura.

A cobertura a estação será solicitada por cargas permanentes muito significativas resultantes do peso do aterro previsto para o arranjo paisagístico, com alturas que variam entre 0.80 m até mais de 10 m. A laje de cobertura vence o vão delimitado pelo poço principal da estação que chega a atingir o máximo de 29 m. Propõe-se para a solução estrutural da cobertura, uma laje de betão armado, com 2.40 m de espessura incorporando, no seu interior, vazamentos com 1.70m x 2.25m x 1.70 m, conforme se pode visualizar na figura abaixo.

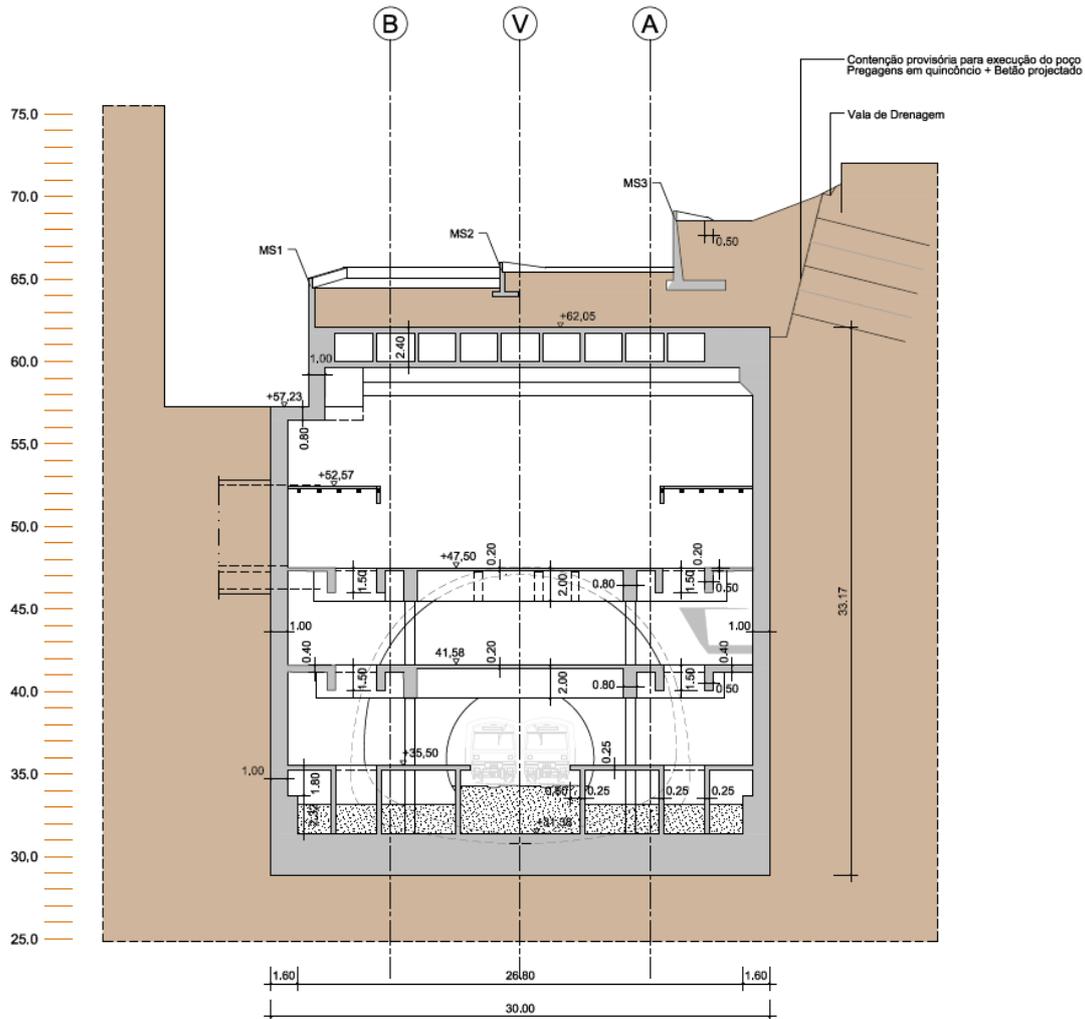


Figura 7 – Estrutura do poço principal, estrutura interna e laje de cobertura

O revestimento definitivo dos Túneis de Acesso, na zona em galeria NATM, é constituído por uma secção corrente com abóbada circular de 0.30 m de espessura, soleira curva de espessura constante com 0.30 m de espessura e curva de ligação hasteais – soleira também com 0.30 m de espessura. Na Figura 8 apresenta-se a secção transversal corrente dos Túneis de Acesso.

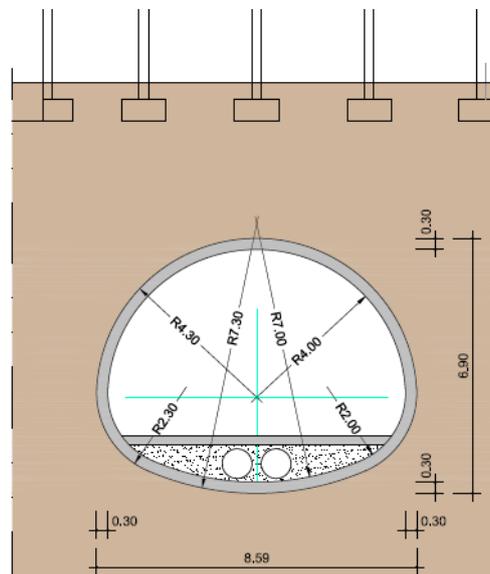


Figura 8 - Secção transversal corrente dos Túneis de Acesso

10.3 ESTRUTURA DEFINITIVA INTERIOR

A estrutura definitiva interior da estação é constituída pelos seguintes elementos:

- O piso do Cais à cota +35.58;
- O piso do Mezanino à cota +41.66;
- O piso do Átrio à cota +47.58;
- O piso do SET à cota +53.16;
- Núcleos de escadas e de elevadores entre o cais e o acesso ao exterior à cota +56.93.

Os pisos apresentam uma solução semelhante, compostos por uma laje de betão armado vigada, apoiada nas paredes do revestimento exterior e em pilares interiores com formato cápsula de 0,6 m de largura por 1,20 m de comprimento.

As lajes vigadas apresentam espessuras de 0,20 ou 0,30m apoiadas em vigas de 1,60 m x 2,00 m, 1,30 m x 2,00 m e 0,50 m x 2,00m.

As vigas principais, mais largas desenvolvem-se segundo a menor dimensão da estação, apoiam nas paredes do revestimento exterior e nos pilares, pelo que vecem vãos máximos na ordem dos 13m.

10.4 SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

De forma a cumprir as exigências de estanqueidade definidas no Caderno de Encargos, prevê-se a aplicação de um sistema de impermeabilização de características diferentes para os elementos abaixo ou acima da cota expectável do NF.

Assim, para elementos abaixo da cota do NF, nomeadamente as galerias da estação (NATM), laje de fundo e paredes do poço, será aplicado um sistema com recurso a barreira geossintética constituída por uma geomembrana impermeabilizante (policloreto de vinil) com 2 mm de espessura protegida com geotêxtil (polipropileno), de acordo com a especificação RT026 do ML e com as peças desenhadas do projeto.

Para os elementos acima da cota da galeria, nomeadamente paredes do poço, laje de cobertura e todos os restantes elementos existentes, é proposto um sistema à base de telas bentoníticas, armadas com armadura de poliéster do tipo Voltex DS ou similar, protegidas a polietileno e geotêxtil, e com cordões hidroexpansivos.

De acordo com o previsto no Caderno de Encargos, para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005).

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis (lâminas de estanqueidade do tipo *waterstop*) à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo das galerias nos alinhamentos superior (abóbada) e inferior (soleira).

A compartimentação transversal será realizada aproximadamente a cada 8 metros, limitando-se assim a área máxima de cada compartimento a 250 m².

A eventual necessidade de colocação de uma proteção mecânica, e suas características, deverá ser avaliada em conjunto com o aplicador e fornecedor do sistema de impermeabilização, em função do risco de danificação da tela de impermeabilização, tendo em conta o tipo de circulação e dos trabalhos a realizar em obra.

Na soleira das galerias, deverá ser aplicada uma betonilha de proteção do sistema de impermeabilização com 50 mm de espessura para permitir a circulação mantendo a integridade do sistema de impermeabilização.

O sistema de impermeabilização será confirmado em função das condições encontradas em obra e em conjunto com o fornecedor e aplicador da solução.

Na Figura 9 apresentam-se os pormenores do sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das galerias da estação, respetivamente para hasteais e abóbada (à esquerda) e soleira (à direita).

Na Figura 10 apresentam-se os pormenores dos sistemas de impermeabilização das estruturas realizadas a céu aberto (poço, laje de fundo e laje de cobertura da estação).

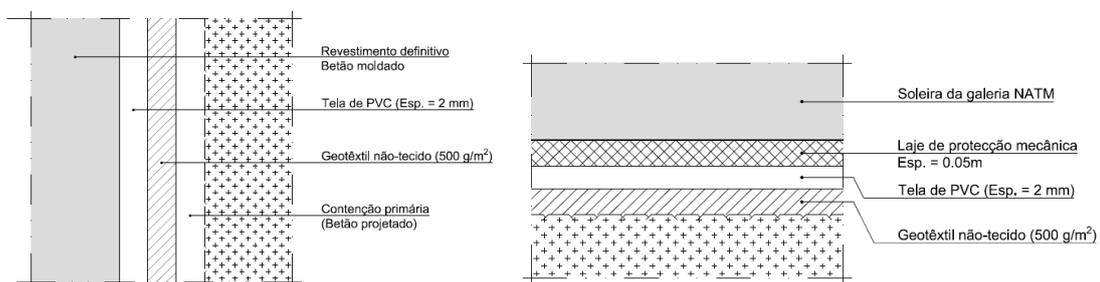


Figura 9 – Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das galerias da estação

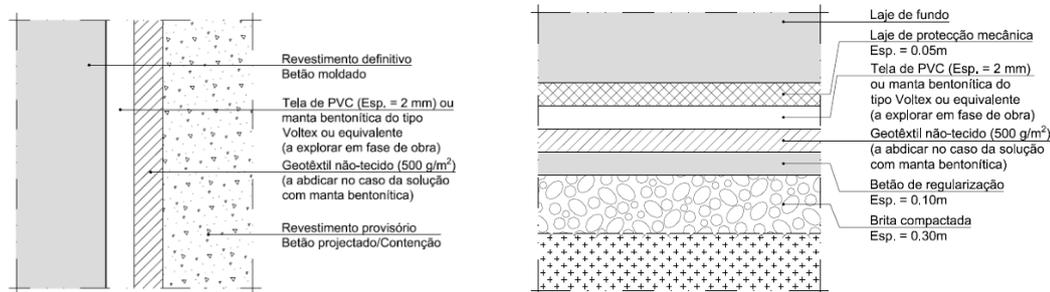


Figura 10 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto

11 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

11.1 Metodologia de Cálculo

Para a análise estrutural foram realizados modelos de elementos finitos planos e tridimensionais com vista a determinação de esforços e deslocamentos para o dimensionamento das estruturas.

O dimensionamento estrutural das secções da galeria da estação e da galeria de acesso foi realizado a partir de esforços determinados por modelos planos de elementos de barra, enquanto que para o dimensionamento das paredes do revestimento definitivo do poço bem como para as estruturas interiores foram elaborados modelos tridimensionais.

Os modelos adotados seguem o método das reações hiperestáticas, sendo que a interação solo-estrutura foi considerada através de molas com comportamento elástico perfeitamente plástico, permitindo compressões sem limite assinalável, mas não permitindo trações, tendo-se recorrido a análises fisicamente não-lineares para a obtenção dos esforços devidos aos carregamentos regulamentares.

As estruturas foram modeladas segundo a sua linha média com elementos de barra, nos modelos planos, com recurso a um programa interno, e elementos do tipo shell, no modelo tridimensional, com recurso ao programa de cálculo SAP2000 e Robot Structural Analysis Professional 2024. O módulo de reação (k) dos apoios elásticos foi estimado a partir do módulo de deformabilidade (E) e do coeficiente de Poisson (ν) dos complexos geomecânicos interessados.

Com base nos esforços obtidos, realizaram-se as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes foram, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

Para a análise sísmica, tratando-se de uma estrutura enterrada, os efeitos e solicitações desta ação nos elementos estruturais da estação foram determinados pela aplicação de um campo de deslocamentos sísmicos. A metodologia para determinação e aplicação deste campo de deslocamentos encontra-se no capítulo 11.2.3 do presente documento.

Os modelos de cálculo adotados para a análise estrutural da estação são ilustrados nas figuras seguintes.

Na Figura 11 - apresenta-se o modelo de elementos finitos plano adotado para as galerias;

Na Figura 12 - apresenta-se o modelo de elementos finitos 3D adotado para a análise estrutural do poço principal

Nas Figura 13 a 15 apresentam-se os modelos de elementos finitos 3D adotado para as estruturas internas (lajes, pilares e vigas) da estação.

Nestes modelos todos os elementos foram modelados ao eixo, com elementos barra para vigas e pilares e elementos *shell* para paredes e lajes. A laje de fundo foi simulada assente em meio elástico, com molas funcionando somente à compressão, e rigidez correspondente às características da camada geotécnica ao nível da fundação.

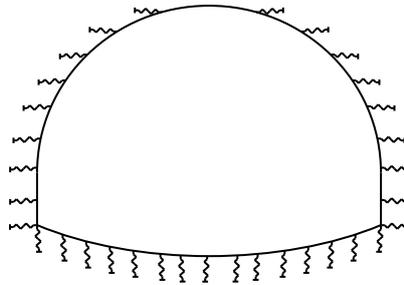


Figura 11 - Modelo de elementos finitos plano para as galerias

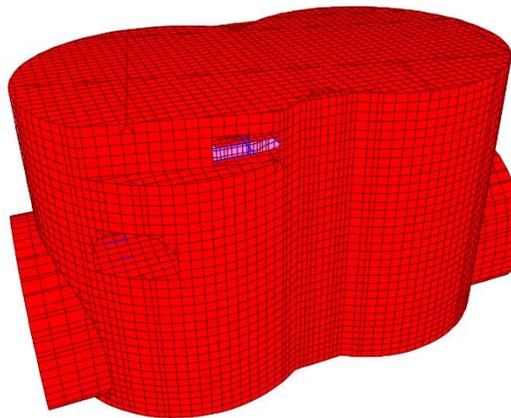


Figura 12 - Modelo de elementos finitos 3D para o poço principal

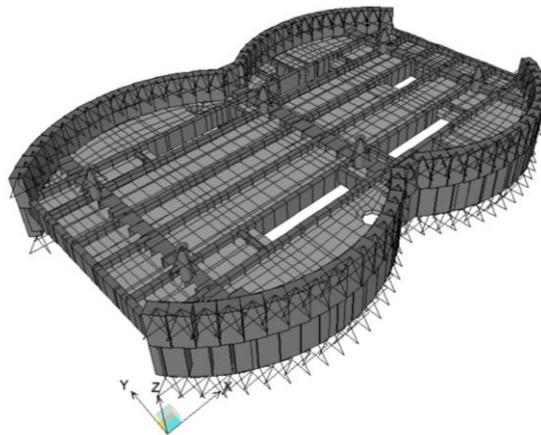


Figura 13 - Modelo da Laje do Piso do Mezanino

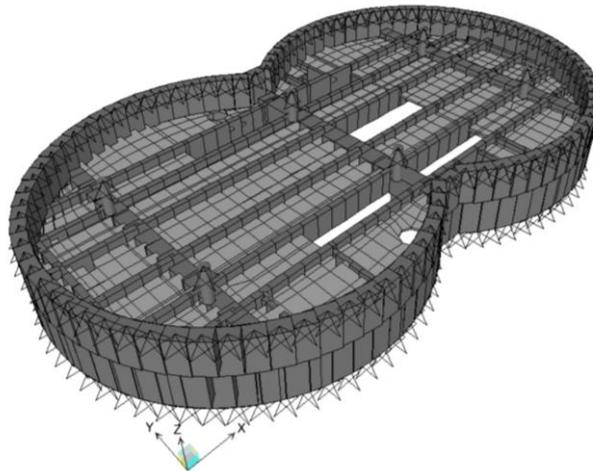


Figura 14 – Modelo da Laje do Piso do Átrio

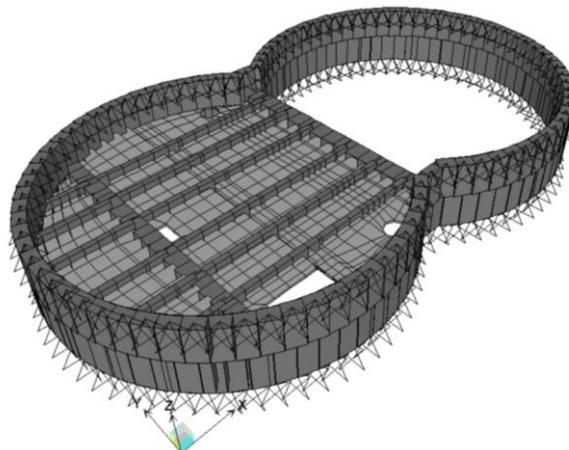


Figura 15 – Modelo da Laje do Piso da sala de Ventilação / SET

No documento ref^o “LVSSA MSA PE STR EST IS NC 083002 0” é apresentada a Nota de Cálculo da do recalçamento das fundações do edifício localizado sobre o túnel de acesso à Estação Infante Santo.

No documento ref^o “LVSSA MSA PE STR EST IS NC 084003 0” é apresentada a Nota de Cálculo da estrutura definitiva exterior da Estação Infante Santo.

No documento ref^o “LVSSA MSA PE STR EST IS NC 083004 0” é apresentada a Nota de Cálculo da estrutura definitiva interior da Estação Infante Santo.

11.2 Ações

11.2.1 Ações permanentes

11.2.1.1 Peso próprio (PP)

Para a consideração do peso próprio da estrutura (PPE) foram adotados os seguintes pesos específicos, tendo em conta a geometria dos elementos:

- Betão armado..... $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Aço Estrutural..... $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

11.2.1.2 Restantes cargas permanentes (RCP)

Enchimento em betão simples $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Enchimentos ou betonilha de pisos com betão leve $\gamma_c = 15 \text{ kN/m}^3$

Revestimentos (inclui enchimentos, betonilhas e acabamentos):

- Espaços de circulação e permanência do público (zona 1)..... $RCP_{\text{zona1}} = 2,8 \text{ kN/m}^2$
- Espaços de apoio à exploração (zona 2)..... $RCP_{\text{zona2}} = 2,8 \text{ kN/m}^2$
- Instalações técnicas $RCP_{\text{zona3}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Cobertura $RCP_{\text{cob}} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Tetos falsos e/ou pequenas instalações técnicas sob lajes $0,2 \text{ kN/m}^2$

Paredes divisórias não estruturais

- Panos de alvenaria simples, esp = 19 cm $RCP_{\text{par}} = 2,1 \text{ kN/m}^2$

Equipamentos fixos

- Escadas rolantes (carga de faca em 1,5 m)..... $RCP_{\text{escrol}} = 75 \text{ kN/m}$
- Elevadores..... RCP_{ele} (a definir de acordo com fornecedor)

11.2.1.3 Fluência e Retração (Ret)

Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes. As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, NP EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação: Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20°C.

Para quantificação dos esforços decorrentes desta deformação imposta considera-se o módulo de elasticidade do betão igual a metade do seu valor real e o coeficiente de dilatação térmica linear com valor: $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

11.2.1.4 Impulso de Terras (I_t)

Foram considerados os impulsos de terreno, calculados tendo em conta as características geomecânicas do maciços interessado.

Os impulsos são determinados tendo em conta a variação das cotas da modelação final da superfície, que apresenta cerca de 10 m de diferença.

A variação em profundidade é linear e foi considerado um coeficiente de impulso em repouso K_0 de 0.3.

11.2.1.5 Impulso Hidrostático (I_w)

Para a determinação dos impulsos hidrostático considera-se um peso específico da água de $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

Considera-se a existência de água e consequentemente a ação do impulso hidrostático ao nível da cota da crista dos tuneis do cais.

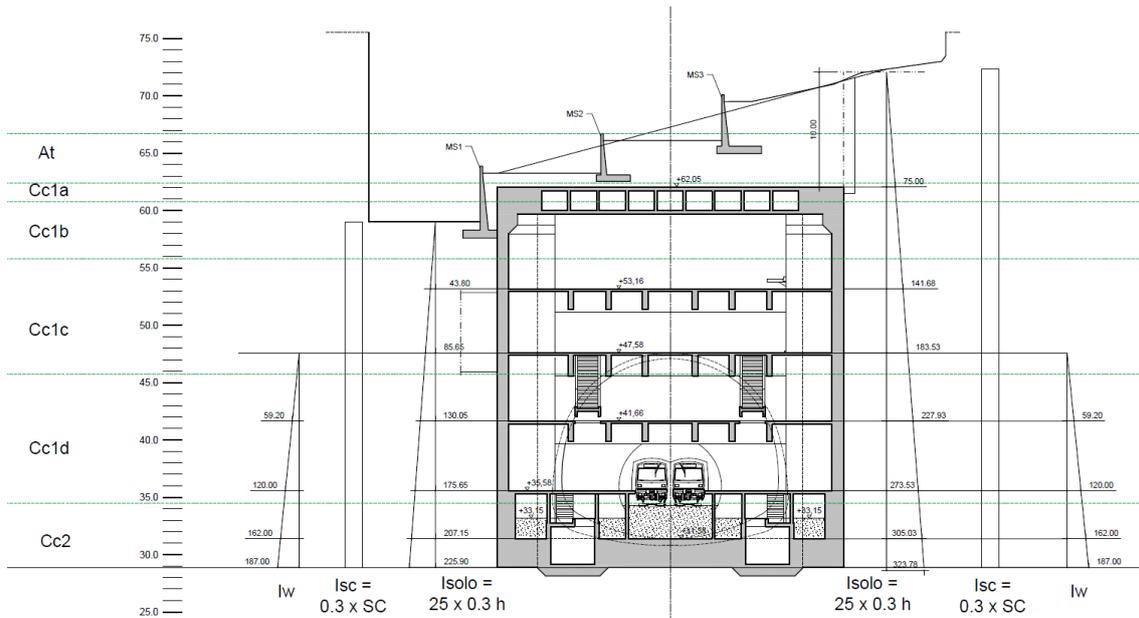


Figura 16 – impulsos de terra e hidrostático no corpo da estação

11.2.2 Ações Variáveis

11.2.2.1 Sobrecargas de utilização (SC)

Sobrecarga geral (SC_GER)

- Pisos zonas 1 e 2, categoria C35 kN/m²
- Escadas e elevadores5 kN/m²

Sobrecarga pisos técnicos, zona 3, (SC_TECN), inclui peso equipamento e maciço

- Zonas técnicas comuns, sala de ventilação, SET e Porão de cabos10 kN/m²
- Zonas com transformadores20 kN/m²

Sobrecarga de ocupação à superfície (SC_ML) = 50 kN/m², com redução de 10 kN/m² por cada metro de profundidade.

Sobrecarga de terrapleno, (SC_Terr) 10 kN/m²

para a determinação dos impulsos de terras em muros e em laje de cobertura nas seções que apresentam pouca altura de terras.

Sobrecarga Ferroviária (SC_CT): cargas transmitidas pelo material circulante, conforme definido no anexo ANX_C4 – cargas MC ML.

O material circulante na linha do Metropolitano é formado por unidades triplas compostas por 2 motoras (M) e um reboque (R) com a formação MRM. Os veículos poderão ser constituídos por 2 unidades triplas, com a formação MRM-MRM.

Na Figura 17 apresenta-se o carregamento vertical correspondente a uma unidade tripla MRM, correspondente a um material circulante ML 90, definido ANX_C4 – cargas MC ML

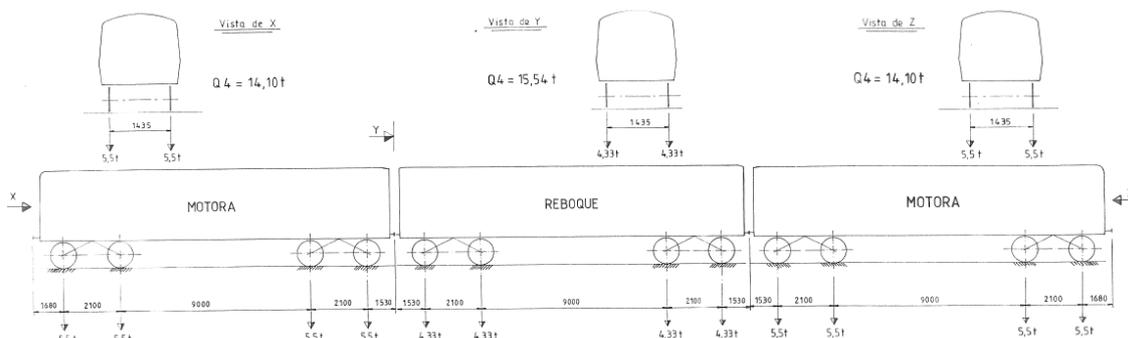


Figura 17 – Cargas transmitidas por uma formação MRM (extrato do ANX_C4, ML 90)

Na análise estrutural considera-se a degradação das cargas do material circulante em profundidade ao longo do enchimento previsto sobre o revestimento definitivo.

11.2.2.2 Variação Uniforme da Temperatura (DTu)

As variações uniformes da temperatura a considerar, de acordo com o disposto na NP EN 1991-1-5, serão de extensão e contração, em relação à temperatura média anual do local. Considerando o zonamento térmico de verão e inverno definido no Anexo Nacional, as obras encontram-se na Zona B, em que: $T_{\min} = 0\text{ °C}$ e $T_{\max} = 40\text{ °C}$. Tratando-se de uma estrutura enterrada tem-se que $T_1 = 25\text{ °C}$, $T_2 = 18\text{ °C}$, $T_7 = 15\text{ °C}$ e $T_9 = 8\text{ °C}$.

De acordo com o Anexo Nacional, se não existirem informações da temperatura inicial T_0 de um elemento estrutural, pode ser considerado o valor de 15 °C .

Assim, o valor característico da amplitude de contração máxima da componente da variação uniforme, $\Delta T_{U,con}$ e o valor característico da amplitude máxima da componente da variação uniforme, $\Delta T_{U,exp}$, são considerados como:

$$\Delta T_{U,con} = \frac{T_2 + T_9}{2} - T_0 = -2\text{ °C} \quad \text{e} \quad \Delta T_{U,exp} = \frac{T_1 + T_7}{2} - T_0 = 5\text{ °C}$$

Toma-se metade do módulo de elasticidade tabelado para o betão, para o cálculo dos esforços, uma vez que se trata de uma ação lenta. Considera-se um coeficiente de dilatação térmica $\alpha = 10 \times 10^{-6}/\text{°C}$.

As estruturas enterradas não estão sujeitas às variações diárias de temperatura, pelo que não foi considerada a variação diferencial de temperatura.

11.2.3 Ação Sísmica

A ação sísmica é definida de acordo com a NP EN 1998-1 para a zona de Lisboa (zona sísmica 1.3 e 2.3).

O valor da aceleração sísmica, a_g , é determinado pela expressão apresentada no ponto 3.2.1 (3) do EC8: $a_g = \gamma_I \times a_{gr}$; em que γ_I é o coeficiente de importância que multiplica a aceleração sísmica de referência para um solo tipo A (rocha), a_{gr} .

O coeficiente de importância, γ_I , foi calculado, tendo em consideração o período de vida útil da estrutura, de acordo com os pontos 2.1(3) e 2.1(4) do EC8, considerando uma probabilidade de excedência de 10% em 100 anos:

$\gamma_I = (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$, em que:

$T_L = 100$ anos e $T_{LR} = 50$ anos,

k é um expoente que, de acordo com o ponto NA 4.2.5 (5) P do anexo nacional do EC8, toma os seguintes valores: $k = 1,5$ para o sismo tipo 1, e; $k = 2,5$ para o sismo tipo 2.

Tabela 7 – Quantificação da ação sísmica

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Observação
$a_{gr} (m/s^2) =$	1,5	1,7	Quadro NA.I do EC8-1 (zona sísmica 1.3 e 2.3)
expoente $k =$	1,5	2,5	Ponto 2.1(4) e NA 4.2.5 (5) P do EC8
$\gamma_I =$	1,59	1,32	Ponto 3.2.1(3) do EC8
$a_g (m/s^2) =$	2,38	2,24	Aceleração à superfície para um terreno tipo A (rocha)

a) Zona mineira em NATM, galerias

Tratando-se de uma estrutura predominantemente enterrada os efeitos e solicitações da ação sísmica nos elementos estruturais são determinados pela aplicação de um campo de “deslocamentos sísmicos”.

O campo de deslocamentos a aplicar à estrutura será determinado através de um modelo de elementos finitos bidimensional que inclui a estrutura, de forma simplificada, e a estratificação do maciço de solo envolvente até um substrato rígido (rocha), simulado numa extensão tal que permite retirar os deslocamentos em campo livre e na fronteira com a estrutura. No caso, serão considerados 300 m para cada lado da estrutura.

É aplicado o espectro de resposta definido no Eurocódigo 8 para o sismo tipo 1 e 2 ao nível do substrato rochoso, obtendo-se os deslocamentos em campo livre e os deslocamentos impostos ao nível da estrutura.

Apresentam-se nas figuras seguintes, a título de exemplo, o modelo considerado e os deslocamentos obtidos no caso de uma estrutura similar de uma estação da linha amarela do metro de Lisboa. Verifica-se, neste caso, uma atenuação considerável dos valores do deslocamento em “campo livre” na proximidade da estrutura.

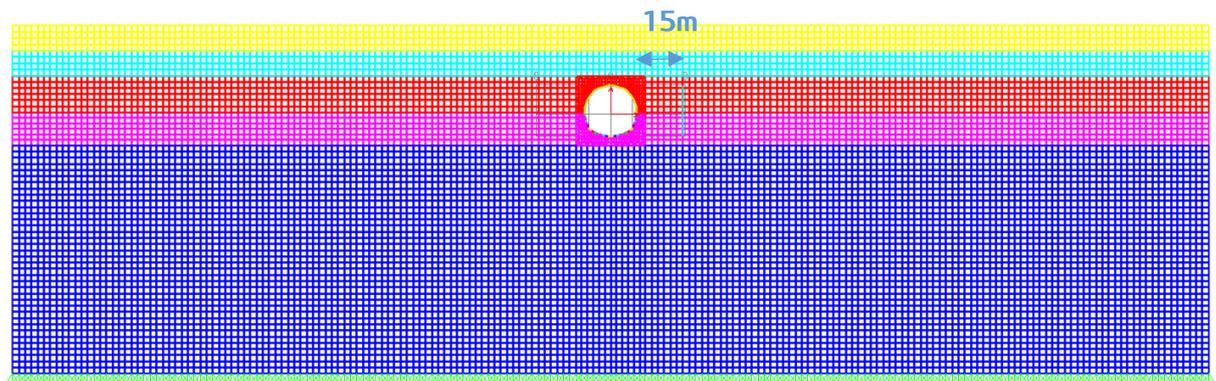


Figura 18 – Modelo ilustrativo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos (Lado Norte)

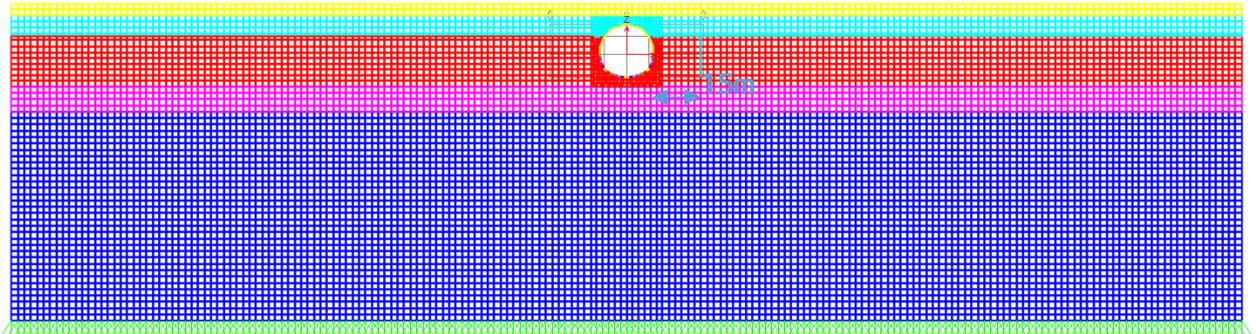


Figura 19 – Modelo ilustrativo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos (Lado Sul)

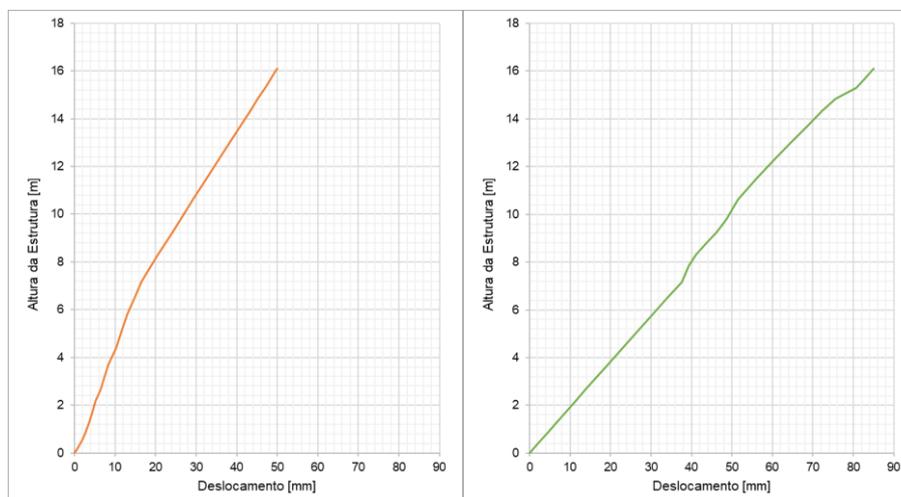


Figura 20 – Modelo ilustrativo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos Lado Norte (esquerda) e Lado Sul (direita)

O campo de “deslocamentos sísmicos” obtido do modelo 2D, é aplicado no modelo 3D que simula a estrutura e o solo envolvente, onde a interação solo-estrutura é simulada por barras de solo com geometria e características mecânicas compatíveis.

Para simular o solo, consideram-se barras com um comprimento correspondente à distância entre a estrutura e o perfil de referência, de onde são retirados os “deslocamentos sísmicos”. As barras terão área igual à área de influência dessa barra na parede da estrutura.

As características mecânicas das barras têm em conta uma calibração da rigidez de forma a obter na parte mais flexível da estrutura os deslocamentos obtidos no modelo 2D. Num primeiro passo, aplica-se a cada barra um módulo de deformabilidade de $E_{solo}/(1-\nu)$. Esta rigidez inicial irá ser posteriormente calibrada através da aplicação de um fator global igual ao módulo de deformabilidade de todas as camadas, de forma a obter no modelo 2D com barras equivalentes a mesma deformada obtida no modelo 2D com Shell.

No modelo de análise estrutural (software SAP2000), o comportamento não linear da estrutura para o campo de “deslocamentos sísmicos” aplicado é incorporado pela consideração do coeficiente de comportamento $q=1,5$, de acordo com o definido na EN 1998 para este tipo de estruturas.

No que se refere à combinação das componentes direcionais da ação sísmica, adota-se o preconizado no Eurocódigo 8, avaliando-se os esforços para a ação sísmica a atuar independentemente em cada direção e, posteriormente, combinando os esforços resultantes:

$$\text{Sismo}_x = 1.0 \times E_x \text{ "+" } 0.3 \times E_y$$

$$\text{Sismo}_y = 0.3 \times E_x \text{ "+" } 1.0 \times E_y$$

em que,

"+" – significa ser combinado com;

E_x, y – são os efeitos da ação sísmica a atuar isoladamente na direção x e y , respetivamente.

b) Poço da estação e acessos

O campo de deslocamentos a aplicar à estrutura é determinado através de um modelo de elementos finitos bidimensional que inclui a estrutura, de forma simplificada, e a estratificação do maciço de solo envolvente até um substrato rígido (rocha), simulado numa extensão tal que permite retirar os deslocamentos em campo livre e na fronteira com a estrutura. No caso, irão ser considerados 300 m para cada lado da estrutura e simuladas as duas direções ortogonais.

É aplicado o espectro resposta definido no Eurocódigo 8 para os sismos tipo 1 e 2 ao nível do substrato rochoso, obtendo-se os deslocamentos em campo livre e os deslocamentos impostos ao nível da estrutura.

Apresentam-se nas figuras seguintes, a título de exemplo, os modelos considerados e os deslocamentos obtidos no caso de uma estrutura similar de uma estação da linha amarela do metro de Lisboa. Verifica-se, neste caso, uma atenuação considerável dos valores do deslocamento em "campo livre" na proximidade da estrutura.

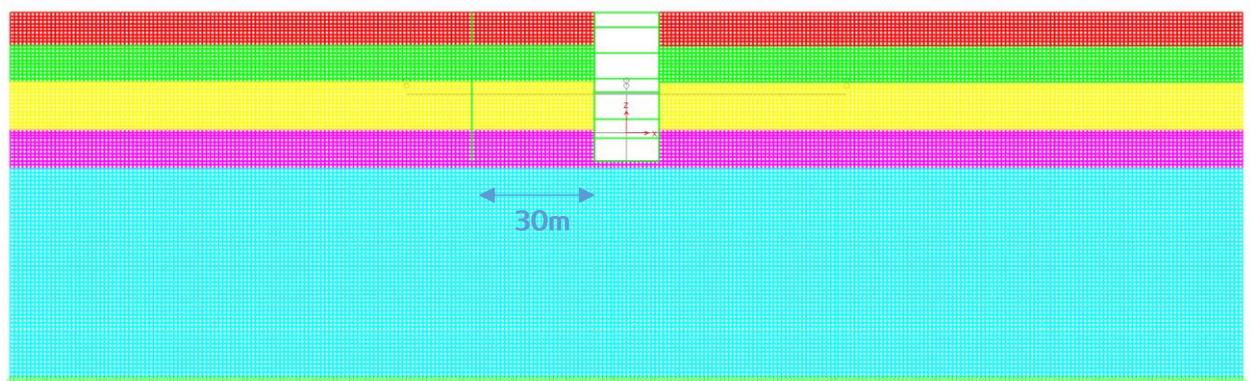


Figura 21 – Modelo ilustrativo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos na direção N-S

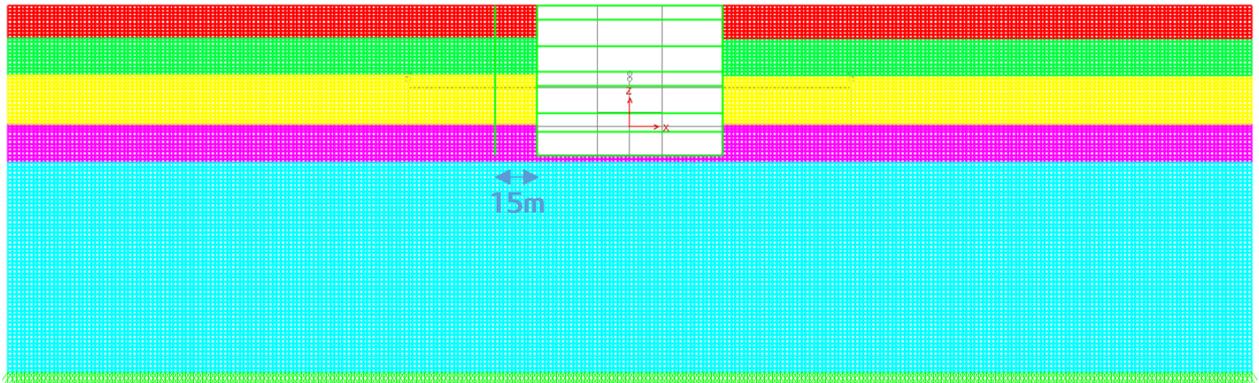


Figura 22 – Modelo ilustrativo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos na direção transversal

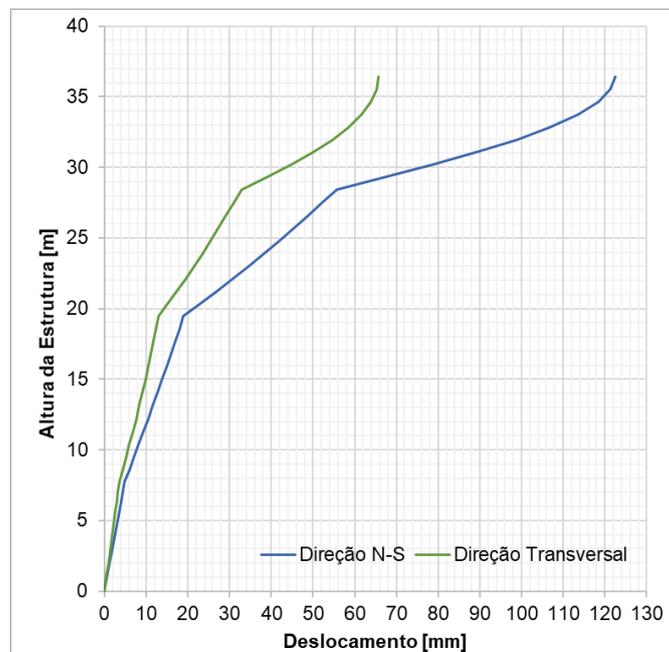


Figura 23 – Perfil ilustrativo de deslocamentos sísmicos relativos aplicados à estrutura do Poço

O campo de deslocamentos sísmicos obtidos do modelo 2D, em campo livre, será aplicado no modelo 3D considerando a interação solo-estrutura simulada por barras de solo com geometria e características mecânicas compatíveis.

Assim, consideram-se barras com um comprimento correspondente à distância entre o perfil de referência, com valores de deslocamento de “campo livre”, e a estrutura, e com área igual à área de influência dessa barra na parede da estrutura.

As características mecânicas das barras têm em conta uma calibração da rigidez de forma a obter na parte mais flexível da estrutura os deslocamentos obtidos no modelo 2D. Num primeiro passo aplica-se a cada barra um módulo de deformabilidade de $E_{\text{solo}}/(1-\nu)$. Esta rigidez inicial irá ser posteriormente calibrada através da aplicação de um fator global igual ao módulo de

deformabilidade de todas as camadas, de forma a obter no modelo 2D com barras equivalentes a mesma deformada que se obtida no modelo 2D com Shell.

11.2.4 Ações Acidentais

11.2.5 Incêndio

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

11.2.6 Movimentos das Fundações

Na verificação da segurança associada às componentes do movimento das fundações dos edifícios e infraestruturas adjacentes, em particular as respeitantes aos assentamentos totais e relativos (diferenciais) e ainda às rotações relativas das fundações, foram seguidas as disposições prescritas na NP EN 1997-1.

O estudo será desenvolvido em projeto específico, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao longo da linha, da fase de Projeto de Exceção.

11.2.7 Descarrilamento

De acordo com a Parte 7 do Eurocódigo 1 (EN 1991-1-7:2006), as estruturas expostas a cargas de descarrilamento podem ser classificadas como classe A – estruturas perto da ferrovia operacional que são permanentemente ocupadas ou temporariamente ocupadas por pessoas. Nesta categoria, e de acordo com a Tabela 4.4 da mesma norma, as forças de descarrilamentos são nulas para estruturas a mais de 5 metros do centro do carril mais próximo, de 4000kN na direção longitudinal e 1500 na direção transversal se localizadas entre 3 e 5m do centro do carril.

Distance "d" from structural elements to the centreline of the nearest track (m)	Force F_{dx}^a (kN)	Force F_{dy}^a (kN)
Structural elements: $d < 3$ m	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B
For continuous walls and wall type structures: 3 m $\leq d \leq 5$ m	4 000	1 500
$d > 5$ m	0	0

^a x = track direction; y = perpendicular to track direction.

Figura 24 – Ação descarrilamento. Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006

Estas forças são independentes entre si, aplicadas a uma altura de 1,8m, e podem ser reduzidas em 50% para velocidade de tráfego rodoviário menor que 50km/h.

11.3 Combinações de Ações

11.3.1 Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU)

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

Combinações fundamentais:

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência, as combinações a considerar são (combinações fundamentais):

Em geral

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_Q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

γ_{Gi} – Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de 1.35, quando desfavorável ou valor de 1.0, caso contrário;

γ_Q – Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que toma o valor de 1.50 as ações variáveis quando estas têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário;

ψ_0 – Valor reduzido da ação variável i .

Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_d – Esforço de cálculo;

$S_{Q,1}$ – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

S_{Fa} – Esforço resultante de uma ação de acidente, tomada com o seu valor característico;

O valor do coeficiente ($\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$) $S_{Q,1}$ é definido em função da situação de projeto acidental correspondente (choque, incêndio ou a sobrevivência após uma situação de acidente).

Combinações Sísmicas:

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica, cujos valores de cálculo dos esforços são designados por S_{Ed} , tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_d – Esforço de cálculo;

ψ_2 – Valor reduzido da ação variável j .

11.3.2 Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS)

Para a verificação da segurança aos estados limites de utilização as combinações a considerar são as seguintes:

Combinação Característica de ações:

$$S_{Carac} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{1j} S_{Qjk}$$

Combinação Freqüente:

$$S_{Freq} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Combinação Quase Permanente:

$$S_{QPerm} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

ψ_1 e ψ_2 – Valores reduzidos da ação variável j .

11.3.3 Coeficientes Parciais das Ações

Para determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações das combinações de cálculo para avaliação da segurança aos estados limites últimos, as ações são majoradas pelos coeficientes parciais das ações apresentados nos quadros seguintes e que estão de acordo com o anexo A1 da Norma NP EN1990.

Tabela 8 – Coeficientes parciais das ações para estados limites últimos STR

COEFICIENTES PARCIAIS DAS AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS STR (γ_F)			
AÇÕES		Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Sísmicas
Ações Permanentes (γ_C)	Desfavoráveis	1,35	1,00
	Favoráveis	1,00	1,00
Ação Variáveis (γ_Q)	Sobrecargas		
	Desfavoráveis	1,50	1,00
	Favoráveis	0	0
Ação Sísmica	Desfavoráveis	-	1,00
	Favoráveis	-	-

Para determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações das Combinações Característica, Frequente e Quase-permanente para avaliação da segurança aos Estados Limites de Utilização, as ações foram afetadas pelos coeficientes Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 apresentados no quadro seguinte e que estão de acordo com o anexo A1 da Norma EN 1990. No mesmo quadro são apresentados os coeficientes Ψ_E para determinação dos efeitos da inércia da estrutura no cálculo da ação sísmica, determinados segundo a Norma NP EN1998-1, item 4.2.4.

Tabela 9 – Coeficientes de combinação Ψ

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO Ψ					
AÇÕES		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_E
Ações Variáveis	Sobrecarga Zona 1 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 2 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 3 (E)	1,00	0,90	0,80	0,80

11.3.4 Coeficientes Parciais dos Materiais

Os materiais foram minorados através dos coeficientes apresentados no quadro seguinte e que está de acordo com a norma NP EN1992-1 e NP EN1993-1.

Tabela 10 – Coeficientes parciais dos materiais para estados limites últimos STR.

COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMO (γ_M)		
MATERIAL	Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Acidentais (Sísmicas/Impacto)
Betão (γ_C)	1,50	1,50
Aço em Amaduras Ordinárias (γ_s)	1,15	1,15
Elementos Estruturais Metálicos (γ_{M0})	1,00	1,00
Ligações Metálicas (γ_{M2})	1,25	1,25

11.4 Critérios de Verificação da Segurança

11.4.1 Verificação do Estado limite de levantamento global (UPL)

A verificação ao estado limite de levantamento global é efetuada segundo o estipulado na NP EN 1997-1. Garante-se a verificação da seguinte condição:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$$

Sendo:

$V_{dst;d}$ o valor de cálculo da combinação das ações verticais desestabilizantes permanentes e variáveis;

$C_{stb;d}$ o valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizantes;

R_d o valor de cálculo de qualquer capacidade resistente adicional ao levantamento global

Os coeficientes de segurança parciais a utilizar são os estipulados nos quadros A15 a A16 da NP EN 1997-1.

11.4.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

Os critérios de dimensionamento das estruturas de betão armado e metálicas são os fixados na regulamentação nacional aplicável, nomeadamente nas Normas NP EN1992, NP EN 1993 e NP EN 1998. O dimensionamento e verificação estrutural dos diversos elementos e secções será efetuado com base em programas próprios, tendo em conta a regulamentação estrutural já referida.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência são considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos às ações e aos materiais.

Para os elementos de betão armado serão realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão simples;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal.
- Estado limite último de resistência ao punçoamento.
- Estado limite último de resistência do solo de fundação

Para os elementos de estruturas metálicas serão realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência à encurvadura por flexão torção;
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) será realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que S_d é o valor de cálculo do esforço atuante e S_r é o valor de cálculo do esforço resistente.

11.4.3 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação da segurança aos estados limites de utilização das estruturas de betão armado será efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

- Limitação das tensões de compressão no betão:
 - $\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$ (combinação característica)
 - $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$ (combinação quase-permanente)

- $\sigma_s \leq 0.8 f_{yk}$ (combinação característica, cargas aplicadas) – armadura
- $\sigma_s \leq 1.0 f_{yk}$ (combinação característica, deformações impostas) – armadura
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
 - Abertura de fendas: limita-se a abertura de fendas a $w_k = 0,3$ mm para a combinação quase-permanente.
 - Garante-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração.
 - Garante-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
- Limitação de deformação em elementos horizontais (lajes e vigas), em geral:
 - $\delta_{max} \leq L/250$ – Flecha total, combinação quase-permanente
 - $\delta_{max} \leq L/500$ – Flecha ativa, combinação quase-permanente
(valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura).
- Controle de vibração
 - Pavimentos, controle da frequência própria vertical – $f_{vertical} \geq 5\text{Hz}$
 - Todos os pavimentos da estação devem cumprir os critérios de conforto definidos na publicação “HIVOSS – Vibrações em Pavimentos – recomendações Técnicas de projeto”.

11.4.4 Verificação da Resistência ao fogo

A verificação da segurança em elementos de betão armado é garantida mediante a especificação de recobrimentos iguais ou superiores aos valores tabelados para as diferentes classes de resistência ao fogo na NP-EN 1992-1-2.

Em estruturas metálicas a resistência ao fogo é garantida mediante a utilização de um esquema de pintura que garanta a classe de resistência ao fogo necessária.

Estabelece-se uma classe de resistência ao fogo R120 para a estação e galerias de acesso.

11.5 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

11.5.1 Junta de contração

Serão previstas juntas de contração em zonas de transição de comportamento estrutural da estrutura, de forma a evitar efeitos localizados que poderão ser nefastos para o comportamento das zonas da estrutura.

11.5.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização que cumpra o descrito no capítulo 10.4 acima garantirá a estanqueidade da obra.

As juntas de contração serão munidas de lâminas de estanqueidade tipo *Waterstop* em PVC.

12 REDE DE TERRAS

A rede de terras proposta tem com objetivo garantir que as tensões de passagem e de contato de um eventual defeito, não excedem os valores regulamentares.

Todas as estruturas metálicas e massas da instalação serão ligadas a este sistema de terra.

As ligações entre os cabos da malha de terras e as varetas de aço cobreado, serão feitas por soldadura aluminotérmica.

A rede de terras será constituída pelos subsistemas que compõe a SET, existindo na estação poços de terra para os sistemas 30 kV, BT e 750 Vcc.

Nos desenhos de arquitetura encontram-se localizados os poços de terra.

Atendendo ao elevado nível freático da zona, os poços terra serão executados, na sua totalidade, com a instalação do elétrodo de terra, na fase de Toscos. Assim, teremos:

- A execução dos negativos e/ou das furações na laje, até atingir o terreno;
- Fornecimento e instalação dos elétrodos de cobre e enchimento com terra vegetal de boa qualidade;
- Medição da resistência de terra e sua aprovação pela Fiscalização/ Dono de Obra;
- Enchimento com o betão pobre;
- Fornecimento e instalação da tampa em chapa xadrez.

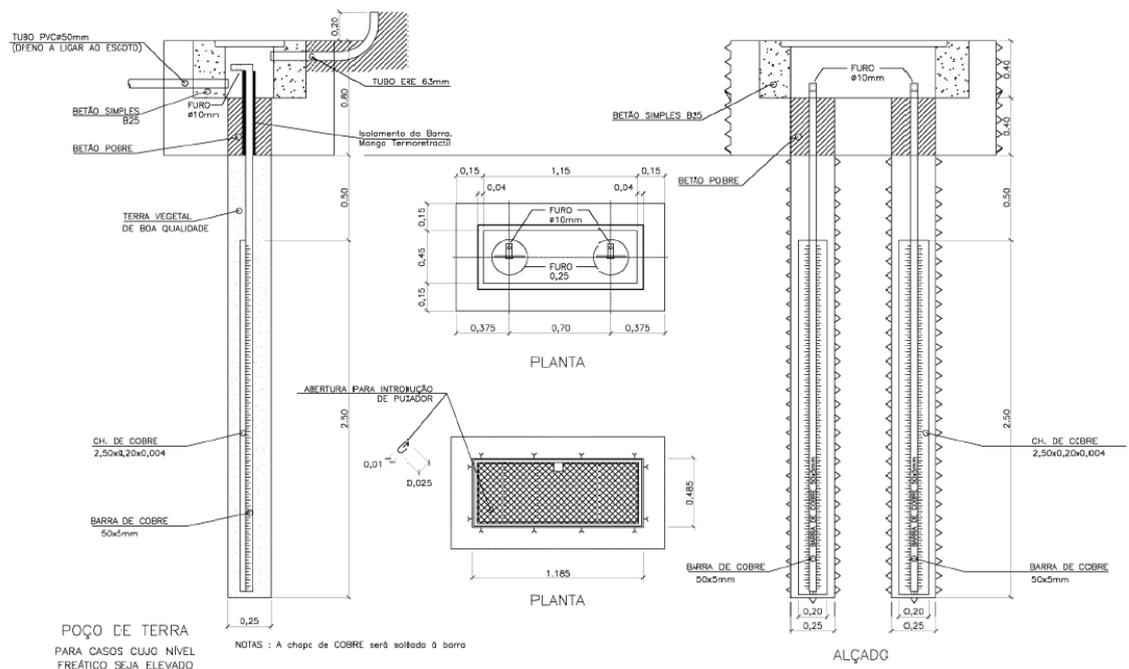


Figura 25 – Pormenores tipo dos poços de terra.

Os elétrodos de terra deverão assegurar uma resistência de terra sempre inferior a 1Ω , pelo que deverá ser considerado o fornecimento de terra vegetal de boa qualidade para o enchimento dos poços terra.

A terra vegetal deverá ser proveniente da camada superficial de terrenos de mata ou camada de terrenos agrícolas; estar isenta de pedras com dimensões superiores a 0.05 m e de materiais estranhos provenientes de incorporação de lixo; estar isenta de infestantes; apresentar uma composição uniforme, sem qualquer mistura de subsolo; ter uma textura franca; conter um teor de matéria orgânica não inferior a 4% e o PH situar-se entre os 6.5 e 7.5.



Metropolitano de Lisboa

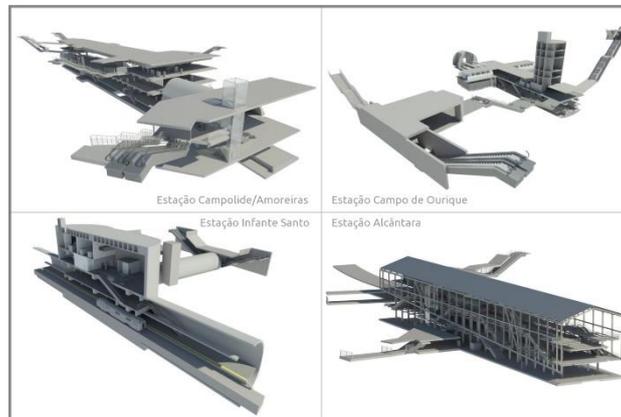


METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO V – ESTAÇÕES

VOLUME 3 – ESTAÇÃO INFANTE SANTO

NOTA DE CALCULO – ESTRUTURAS EXTERNAS

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR EST IS NC 084003 0
----------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Sofia Casanova Afonso Guerreiro Marta Borges		2024-10-10
Revisto / Verificado	Rui Rodrigues Gonçalo Mateus Sandra Ferreira Cristina Costa		2024-10-10
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-10
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-10

	Nome	Assinatura	Data
Gestor Projeto	Raúl Pistone		2024-10-10

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	4
2	REGULAMENTAÇÃO	4
3	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS/GEOTÉCNICAS E HIDROLÓGICAS	4
4	MATERIAIS.....	6
4.1	Estruturas Definitivas.....	6
5	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	7
6	DESCRIÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO.....	7
7	PROJETO ESTRUTURAL REVESTIMENTO DEFINITIVO.....	10
7.1	Metodologia de Cálculo.....	10
7.2	Ações.....	12
7.2.1	Ações Permanentes.....	12
7.2.2	Ações Variáveis	12
7.2.3	Ação Sísmica.....	12
7.2.4	Ações Acidentais.....	14
7.2.4.1	Ação Acidental de Incêndio	14
7.3	Combinações de Ações.....	14
7.3.1	Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU).....	14
7.3.1.1	Combinações fundamentais:.....	14
7.3.1.2	Combinações acidentais:.....	14
7.3.1.3	Combinações Sísmicas:	14
7.3.2	Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS).....	14
7.3.2.1	Combinação rara de ações:.....	15
7.3.2.2	Combinação frequente:	15
7.3.2.3	Combinação quase permanente:.....	15
7.4	Critérios de Verificação da Segurança	15

7.4.1	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU).....	15
7.4.2	Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS).....	16
7.4.3	Verificação da Segurança relativamente à rotura por Levantamento Global	16
7.5	Resultados.....	17
7.5.1	Laje de cobertura.....	17
7.5.2	Paredes.....	19
7.5.3	Laje de fundo.....	22
7.5.4	Acesso à Av. Infante Santo	24
7.5.4.1	Galeria de acesso a céu aberto.....	24
7.5.4.2	Túnel de acesso NATM.....	25
7.5.5	Túnel do Cais.....	26
7.6	Verificação das Secções Condicionantes	26
7.6.1	Laje de cobertura.....	27
7.6.2	Paredes.....	28
7.6.3	Laje de fundo.....	29
7.6.4	Acesso à Av. Infante Santo	30
7.6.4.1	Galeria de acesso a céu aberto.....	30
7.6.4.2	Túnel de acesso NATM.....	31
7.6.5	Túnel do Cais.....	33

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Nota de Cálculo** da obra da **Estação Infante Santo**, focando as **estruturas definitivas**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo V – Estações do Volume 3 – Estação Infante Santo**.

2 REGULAMENTAÇÃO

A regulamentação adotada é descrita na Memória Descritiva e Justificativa, ref^o LVSSA MSA PE STR EST IS ME 084001 0.

3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS/GEOTÉCNICAS E HIDROLÓGICAS

A Estação Infante Santo está prevista ser construída a uma profundidade média de cerca de 35 m, sendo o meio envolvente caracterizado por um maciço rochoso constituído predominantemente por Calcário CC1c na zona do poço acima dos túneis do cais e Calcário CC1d abaixo da cota da crista dos túneis. A laje de fundação do poço assenta em Calcário CC2b. Esquema do zonamento considerado na análise estrutural na figura seguinte:

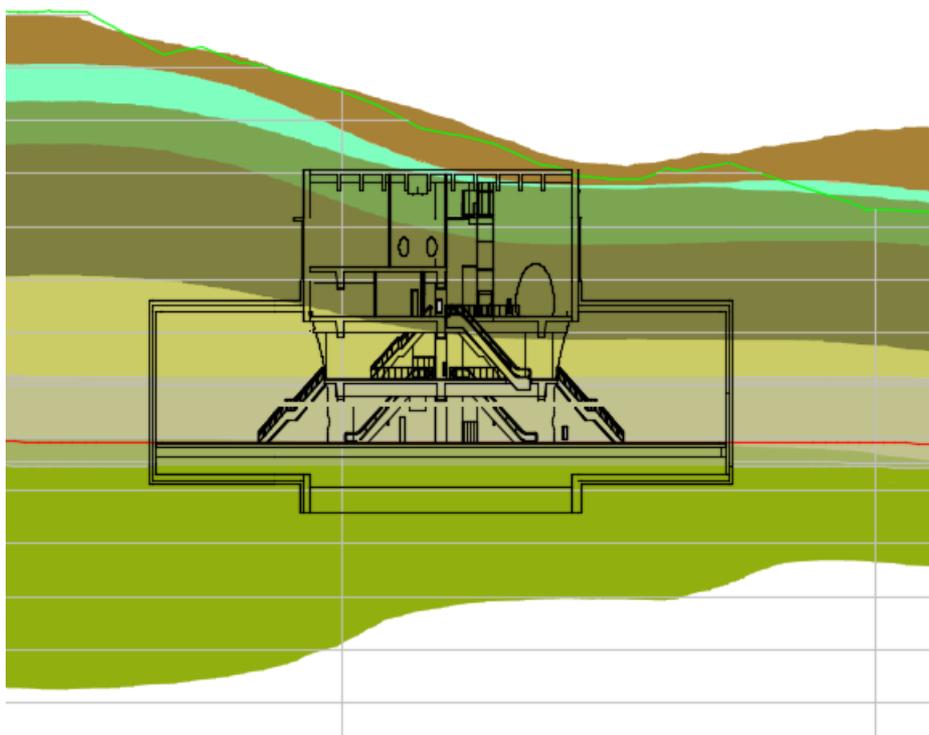


Figura 1 – Zonamento considerado para a análise estrutural das estruturas definitivas

Da análise desenvolvida às condições geológico-geotécnicas na zona da obra, resultam os parâmetros geotécnicos resumidos na tabela seguinte:

Tabela 1 – Características geológico-geotécnicas e parâmetros geotécnicos das unidades terrosas

Unidade ^a	$\gamma^{c,d}$ (kN/m ³)	$\gamma_{sat}^{c,d}$ (kN/m ³)	$c_u^{c,d}$ (kPa)	$E_u^{c,d}$ (MPa)	$c^{c,d}$ (kPa)	$\phi^{c,d}$ (°)	$E^{c,d}$ (MPa)	K_0	$k^{c,d}$ (m/s)	v	σ_c (MPa) [rocha]	E_c (GPa) [rocha]
ATERRO, Δ_{tr}	18 ^a	20 ^a	---	---	0 ^a	28 ^a	10 ^a	0,5 ^a	10 ⁻⁶ ^a	0,35 ^a	---	---
ALUVIÃO, a(ar) ^a	19 ^a	21 ^a	---	---	0 ^a	34 ^a	50 ^a	0,5 ^a	10 ⁻⁶ ^a	0,30 ^a	---	---
ALUVIÃO, a(ag) ^a	17 ^a	19 ^a	20 ^a	20 ^a	0 ^a	25 ^a	10 ^a	0,5 ^a	10 ⁻⁶ ^a	0,46 ^a	---	---
ALUVIÃO, a(cg) ^a	20 ^a	22 ^a	---	---	0 ^a	35 ^a	75 ^a	0,5 ^a	10 ⁻⁴ ^a	0,30 ^a	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)a NSPT > 50 ^a	22 ^a	23 ^a	350 ^a	100 ^a	10 ^a	33 ^a	60 ^a	1,0 ^a	10 ⁻⁶ ^a	0,33 ^a	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)b NSPT < 50 ^a	21 ^a	22 ^a	180 ^a	40 ^a	5 ^a	28 ^a	20 ^a	1,0 ^a	10 ⁻⁶ ^a	0,38 ^a	---	---
MIOCÉNICO M(cal)	24 ^a	24 ^a	---	---	100 ^a	34 ^a	400 ^a	0,8 ^a	10 ⁻⁶ ^a	0,25 ^a	---	---
OLIGOCÉNICO, Φ	20 ^a	22 ^a	400 ^a	150 ^a	25 ^a	30 ^a	75 ^a	1,2 ^a	10 ⁻⁷ ^a	0,30 ^a	^a	^a
BASALTO, β_{tr}	26 ^a	26 ^a	---	---	200 ^a	40 ^a	2000 ^a	0,8 ^a	10 ⁻⁷ ^a	0,26 ^a	20 ^a	12 ^a
BASALTO, $\beta_{ws,ws}$	21 ^a	23 ^a	---	---	50 ^a	35 ^a	250 ^a	0,7 ^a	10 ⁻⁶ ^a	0,28 ^a	---	---
TUFOS, τ	20 ^a	21 ^a	---	---	60 ^a	35 ^a	120 ^a	1,0 ^a	10 ⁻⁷ ^a	0,27 ^a	---	---
CALCÁRIO, Cc1a ^a	23 ^a	23 ^a	---	---	50 ^a	32 ^a	60 ^a	0,8 ^a	10 ⁻⁷ ^a	0,23 ^a	---	---
CALCÁRIO, Cc1b ^a	24 ^a	24 ^a	---	---	90 ^a	38 ^a	325 ^a	0,8 ^a	10 ⁻⁷ ^a	0,21 ^a	9 ^a	3 ^a
CALCÁRIO, Cc1c ^a	25 ^a	25 ^a	---	---	300 ^a	42 ^a	4000 ^a	0,8 ^a	10 ⁻⁶ ^a	0,21 ^a	50 ^a	27,5 ^a
CALCÁRIO, Cc1d ^a	24 ^a	24 ^a	---	---	120 ^a	40 ^a	1250 ^a	0,8 ^a	10 ⁻⁷ ^a	0,21 ^a	12 ^a	6 ^a
CALCÁRIO DE- CANEÇAS ^a	23 ^a	23 ^a	---	---	80 ^a	35 ^a	400 ^a	0,8 ^a	10 ⁻⁷ ^a	0,25 ^a	5 ^a	1,5 ^a

4 MATERIAIS

4.1 Estruturas Definitivas

As características dos materiais adotados nas estruturas definitivas encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes:

Tabela 2 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão

Materiais	Localização	Classe de resistência	Classe de exposição	cl. teor de cloretos	d _{max} (mm)	Classe de consistência
Betão (in situ)	Regularização	C12/15	X0	CL 1,00	≤ 25	S3
	Estrutura interior em ambiente seco (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC1	CL 0,40	D _{inf} =20 D _{sup} =25	S4
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com sanitários (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC3	CL 0,40	D _{inf} =20 D _{sup} =25	S4
	Estrutura exterior (revestimento definitivo das galerias, paredes de contenção periférica, laje de fundo do poço principal, laje de cobertura e elementos expostos à intempérie)	C30/37	XC4	CL 0,40	≤ 25	S3
	Enchimento (sub-cais)	C20/25	XC0	CL 1,00	≤ 25	S3

Notas:

As betonilhas de enchimento a realizar para o assentamento dos revestimentos dos pisos e para a formação de penderes nas lajes internas deverão ter um peso específico máximo de 15 kN/m³.

Tabela 3 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural

Materiais	Localização	Classe de resistência
Aço Estrutural	Armaduras ordinárias	A500 NR SD
	Malha eletrossoldada	A500 EL
	Estruturas metálicas (chapas e perfis)	S355 JR
	Parafusos / Pernos	Classe 8.8/10.9
	Porcas	Classe 8/10

Tabela 4 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	Elemento	Recobrimento nominal
	lajes elevadas e escadas	40 mm
	Paredes interiores	40 mm
	Pilares e Vigas	45 mm
	Revestimento definitivo das galerias	45 mm
	Laje de fundo do poço	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Paredes de contenção	50 mm

(*) – Recobrimento mínimo + Margem de cálculo para as tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

(**) – Em elementos laminares o recobrimento é reduzido em 0.005m, devendo ser garantidos os recobrimentos mínimos definidos na norma EN 206.

5 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Os critérios de dimensionamento adotados estão descritos na Memória Descritiva e Justificativa, ref^o LVSSA MSA PE STR EST IS MD 084001 0.

Resumindo o que nesse documento foi descrito refere-se que:

- Tempo útil de vida de projeto: 100 anos;
- Classe de consequência CC3;
- Classe de inspeção 3, para betão moldado;
- Classe de fiabilidade RC3;
- Terreno do Tipo A.

6 DESCRIÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO

A estrutura definitiva exterior (revestimento definitivo) das galerias em túnel da estação (Túnel do Cais, Poço Principal e Túnel de Acesso) será construída após a execução da estrutura de suporte primário, com exceção do pilar central entre os poços e as vigas de travamento que serão executados com o avanço da escavação e contenção primária do poço.

O revestimento definitivo do Túnel do Cais é constituído por uma secção corrente com abóbada circular de 0.50 m de espessura, soleira curva de espessura variável com 0.60 m de espessura ao eixo e curva de ligação hasteais – soleira de espessura variável.

Na Figura 2 apresenta-se o corte longitudinal da estação e na Figura 3 apresenta-se a secção transversal corrente do Túnel do Cais.

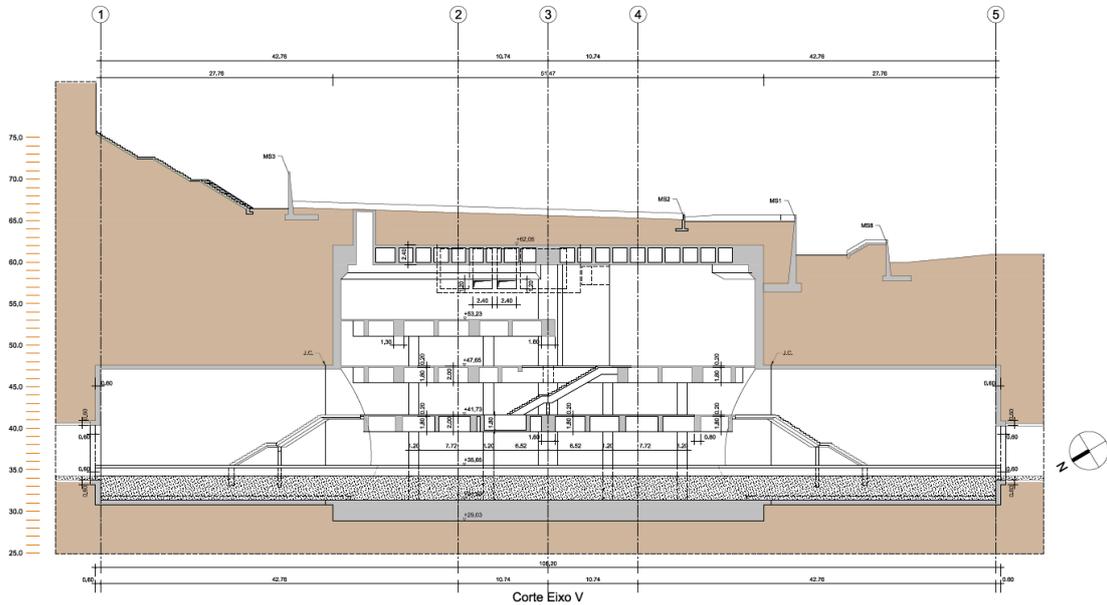


Figura 2 – Corte longitudinal do Túnel do Cais

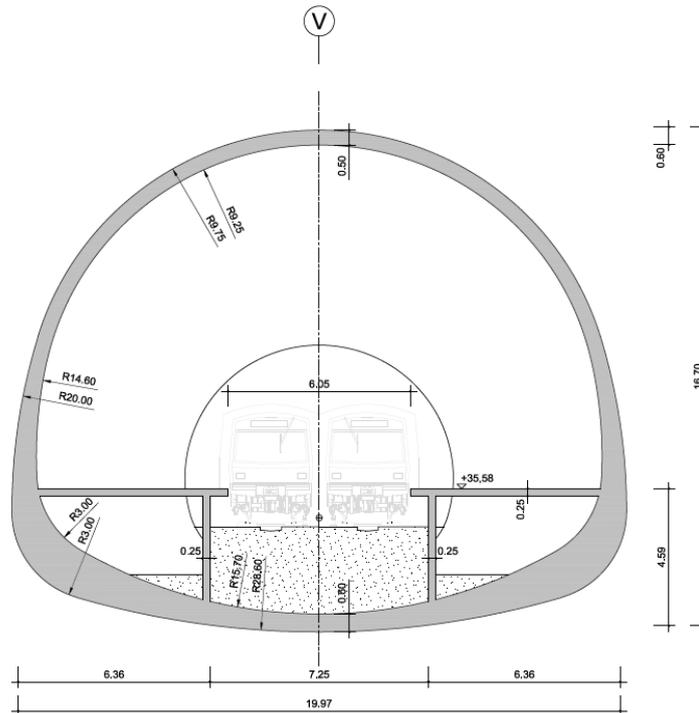


Figura 3 – Secção transversal corrente do Túnel do Cais

O revestimento definitivo dos Poços Principais tem 1.0m de espessura. Na Figura 4 apresenta-se uma secção transversal corrente do Poço Principal, mostrando também a solução adotada para as estruturas internas e para a cobertura.

A cobertura a estação será solicitada por cargas permanentes muito significativas resultantes do peso do aterro previsto para o arranjo paisagístico, com alturas que variam entre 0.80 m até mais de 10 m. A laje de cobertura vence o vão delimitado pelo poço principal da estação que chega a

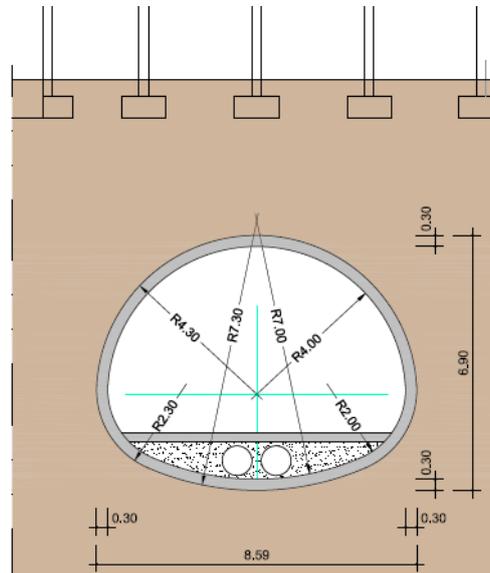


Figura 5 – Secção transversal corrente dos Túneis de Acesso

7 PROJETO ESTRUTURAL REVESTIMENTO DEFINITIVO

7.1 Metodologia de Cálculo

O dimensionamento estrutural da estação foi realizado com recurso aos programas de cálculo automático SAP2000 v24 e Robot Structural Analysis Professional 2024, que utilizam o método dos elementos finitos do tipo barra para vigas e pilares e casca para as lajes e paredes.

O cálculo estrutural realizado para a obtenção dos esforços devidos a carregamentos exteriores foi executado através de uma análise não-linear, considerando elementos lineares apoiados elasticamente, tendo-se considerado molas sem resistência à tração.

O modelo de cálculo tridimensional utilizado na análise estrutural apresenta-se na figura seguinte.

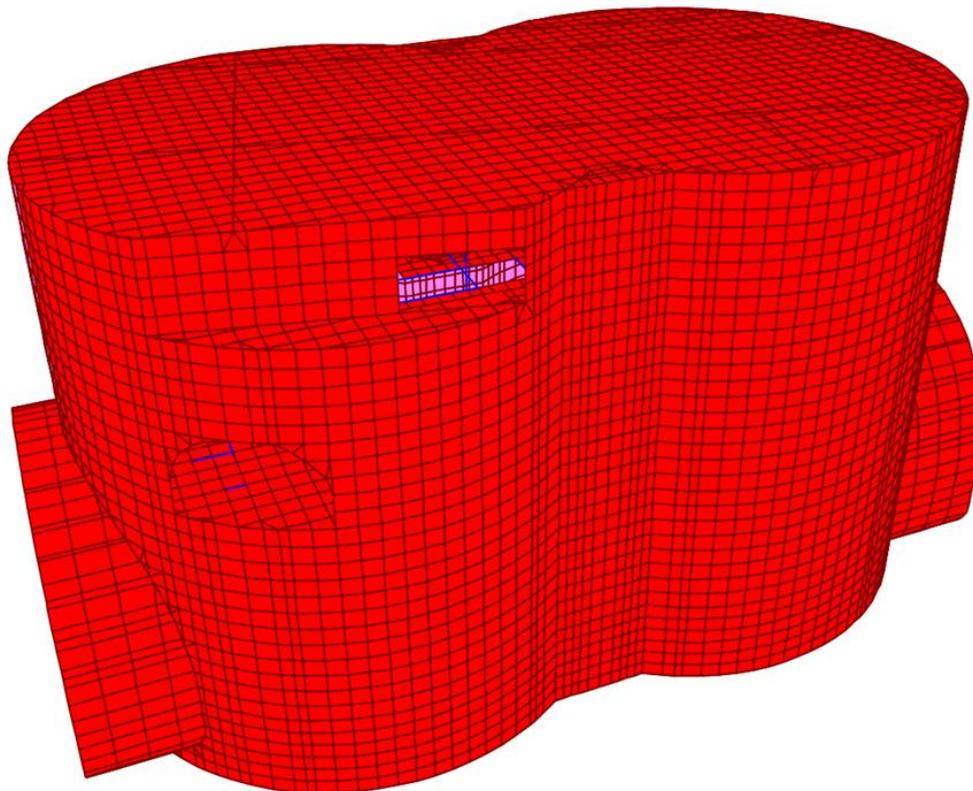


Figura 6 – Zonamento considerado para a análise estrutural das estruturas definitivas

O módulo de reação (k) dos apoios elásticos foi estimado a partir do módulo de deformabilidade (E) do maciço e do seu coeficiente de Poisson (ν) pela seguinte expressão:

$$k = \frac{E}{R(1 + \nu)}$$

em que R representa o raio do revestimento definitivo.

No quadro seguinte apresentam-se os parâmetros geotécnicos adotados no cálculo e que correspondem aos complexos geomecânicos Cc1c e Cc1d.

Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos adotados

	Cc1c	Cc1d
E (MPa)	4000	1250
ν	0.21	0.21
γ (kN/m ³)	25	24

Os parâmetros apresentados no quadro acima têm o seguinte significado:

- E – módulo de deformabilidade do maciço;
- ν – coeficiente de Poisson do maciço;
- γ – peso específico do maciço.

7.2 Ações

Foram consideradas no dimensionamento das estruturas as ações regulamentares bem como as ações definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

7.2.1 Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas na análise foram as seguintes:

- Peso Próprio da estrutura (PP) – Para o peso do betão armado da estrutura considerou-se um peso específico de $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Restantes Cargas Permanentes (RCP) (revestimentos em zonas correntes, técnicas e coberturas) – valores determinados em função dos materiais e tipo de revestimento previsto;
- Retração e Fluência (Ret+Flu) – Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes. As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, NP EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação: Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20°C;

Para quantificação dos esforços decorrentes desta deformação imposta considera-se o módulo de elasticidade do betão igual a metade do seu valor real e o coeficiente de dilatação térmica linear com valor: $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

- Impulso de Terras (It) – foi considerado altura de terras variável de acordo com as cotas do terreno. Assim, na laje de cobertura foi considerada uma altura de terras entre 0 e 10 m de aterro. Estes valores aumentam linearmente em profundidade.
- Impulso Hidrostático (Iw) – o nível freático foi considerado à cota da crista dos túneis do cais.

7.2.2 Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas na análise foram as seguintes:

- Sobrecarga de tráfego – (SC_Traf);
- Sobrecarga de terraplano – (SC_Terr) – Foi considerada uma sobrecarga de acordo com as cotas do terreno e peso do aterro;
- Sobrecarga Geral (pisos-corrente) – (SC_GER);
- Sobrecarga Geral (pisos-técnicos) – (SC_TECN) de acordo com o definido nas Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano, E. P.;
- Sobrecarga Ferroviária: Comboio Tipo (CT);
- Ação da temperatura – temperatura uniforme + temperatura diferencial ($\Delta t_u + \Delta t_d$);
- Levantamento de Estruturas – para transferência de cargas (LEV);
- Vento (W) – Nas estruturas expostas ao vento foi considerada a ação do vento quantificada de acordo com a NP EN 1991-1-4;
- Ações vibratórias externas.

7.2.3 Ação Sísmica

O efeito do sismo nas estruturas enterradas (túneis e estações) materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação das ondas sísmicas, em parte

influenciada pela presença das próprias estruturas e dos edifícios adjacentes. Estes deslocamentos impõem deformações na estrutura as quais, por sua vez, geram tensões e esforços de natureza sísmica.

Os deslocamentos podem ser calculados por uma análise integrada, com um modelo de propagação de ondas incidentes desde o firme rochoso sísmico subjacente, ou por uma análise simplificada através de um modelo em que se admitem conhecidos previamente os deslocamentos sísmicos impostos. No presente estudo foi seguida esta segunda metodologia.

A ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástico de aceleração constante do DNA da parte 1-1 do Eurocódigo 8 para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3. No caso da definição da ação sísmica à superfície, é considerado o tipo de terreno segundo o critério definido no Quadro 3.1 da EN 1998-1. No caso da definição da ação sísmica a uma profundidade correspondente a um firme rochoso sísmico é considerado o tipo de terreno A.

O movimento sísmico é introduzido, com a consideração do efeito de radiação energética, ao longo da fronteira rígida inferior do modelo, tradicionalmente associada a velocidades de propagação de ondas de corte superiores a 800 m/s. A consideração dos efeitos não lineares no comportamento dinâmico do terreno é garantida através da adoção do espectro de resposta elástico acima referido e da modelação da dependência das propriedades de deformabilidade e de amortecimento relativamente à deformação de corte (método linear equivalente).

A metodologia de análise incorpora as seguintes fases:

- Estudo do maciço envolvente adotando uma estratificação realista, com consideração da não-linearidade através do método linear equivalente, que incluem a estrutura sob uma forma simplificada;
- Imposição estática, a um modelo estrutural detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo dos correspondentes esforços nas estruturas subterrâneas.
- Consideração dos esforços de origem sísmica nas combinações de ações para situações de projeto sísmicas.

Foram seguidas as indicações do Anexo C7 – “Análise Sísmica de Estruturas Enterradas” das Cláusulas Técnicas (CET) do Caderno de Encargos, que indicam a metodologia de análise sísmica das estruturas enterradas, com a dependência das propriedades dinâmicas (deformabilidade ao corte e amortecimento) relativamente à amplitude de distorção sísmica (método linear equivalente) para a estimativa da deformada sísmica do terreno e da estrutura.

Nas estruturas totalmente enterradas os efeitos inerciais da sua resposta são desprezáveis, pelo que se recorreu simplificada a uma análise de interação cinemática. Nesta, a envolvente mais desfavorável de deslocamentos sísmicos é imposta, estaticamente, a um modelo estrutural detalhado da estrutura enterrada. Os esforços sísmicos assim calculados são considerados nas situações de projeto sísmicas.

7.2.4 Ações Acidentais

7.2.4.1 Ação Acidental de Incêndio

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo foram considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. No capítulo 4 estão representados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

7.3 Combinações de Ações

7.3.1 Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU)

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações, combinações estas, que pode ser consultadas com maior descrição na Memória Descritiva e Justificativa, ref^a LVSSA MSA AP STR EST IS MD 084001 0.

7.3.1.1 Combinações fundamentais:

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência, as combinações a considerar são (combinações fundamentais):

Em geral

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_Q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

7.3.1.2 Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

7.3.1.3 Combinações Sísmicas:

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica, cujos valores de cálculo dos esforços são designados por S_{Ed} , tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

7.3.2 Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS)

Para a verificação da segurança aos estados limites de utilização as combinações a considerar são as seguintes, combinações estas, que pode ser consultadas com maior descrição na Memória Descritiva e Justificativa, ref^a LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084001 0.

7.3.2.1 Combinação rara de ações:

$$S_{Carac} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{1j} S_{Qjk}$$

7.3.2.2 Combinação frequente:

$$S_{Freq} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

7.3.2.3 Combinação quase permanente:

$$S_{QPerm} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

7.4 Critérios de Verificação da Segurança

7.4.1 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

A verificação da segurança aos estados limites últimos dos elementos de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos às ações e aos materiais. Foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal.

Foi igualmente verificado o estado limite último de resistência do solo de fundação.

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) foi realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que S_d é o valor de cálculo do esforço atuante e S_r é o valor de cálculo do esforço resistente.

A verificação da segurança estrutural para a ação do fogo são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados (capítulo 4) que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. No capítulo 4 estão representados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

7.4.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação da segurança aos estados limites de utilização das estruturas de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

- Limitação das tensões de compressão no betão armado:
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
 - Abertura de fendas: limitou-se a abertura de fendas a $w_k = 0,3$ mm para a combinação quase-permanente.
 - Garantiu-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração;
 - Garantiu-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
- Controle da Deformação para os elementos de betão armado:
 - Limitação das flechas de lajes e vigas a $l/250$ para a combinação de ações quase permanente.
 - Limitação das flechas de elementos estruturais suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, ou equipamentos a $l/500$ para a combinação de ações quase permanente.

7.4.3 Verificação da Segurança relativamente à rotura por Levantamento Global

A verificação da segurança relativamente à rotura por levantamento global foi efetuada através da comparação, em valor característico, das ações permanentes globais na direção vertical (F_v) com a subpressão (U). Considera-se verificada a segurança garantindo:

$$\frac{F_v}{U} \geq FS$$

A Estação Infante Santo verifica a segurança ao levantamento global com um fator de segurança superior a 2.

7.5 Resultados

Nos pontos seguintes são apresentadas as envolventes de esforços das combinações de ações condicionantes.

7.5.1 Laje de cobertura

A laje de cobertura é uma solução alveolar com 2.4 m de espessura.

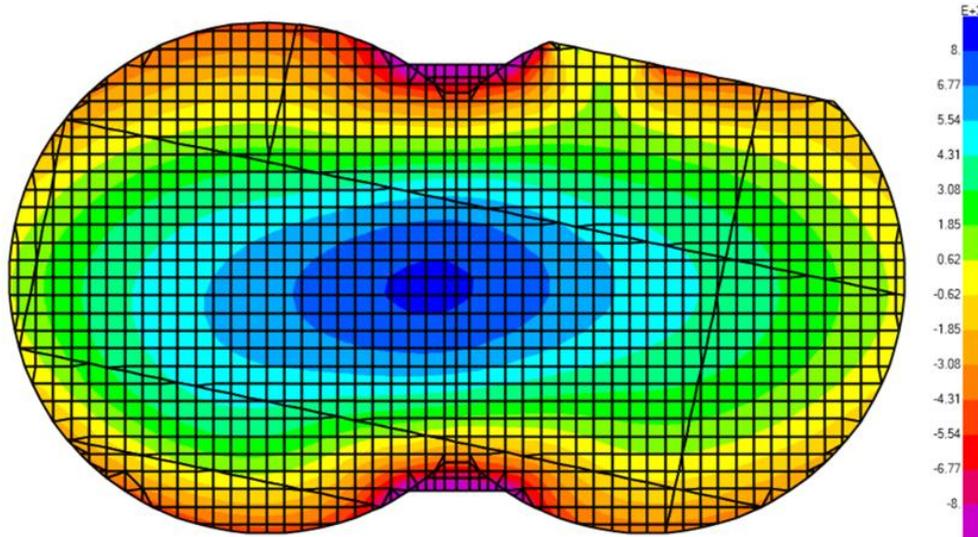


Figura 7 – Laje de cobertura – Momento fletor M_y

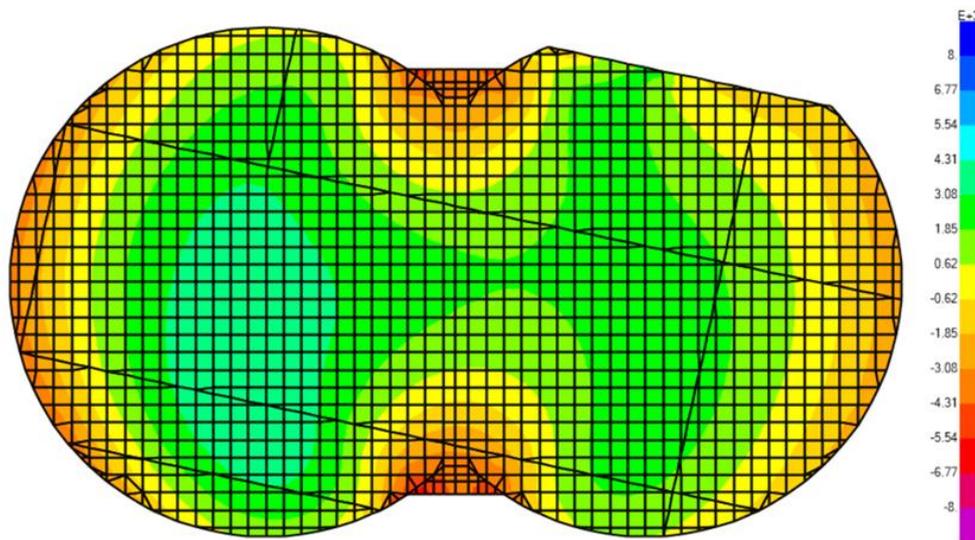


Figura 8 – Laje de cobertura – Momento fletor M_x

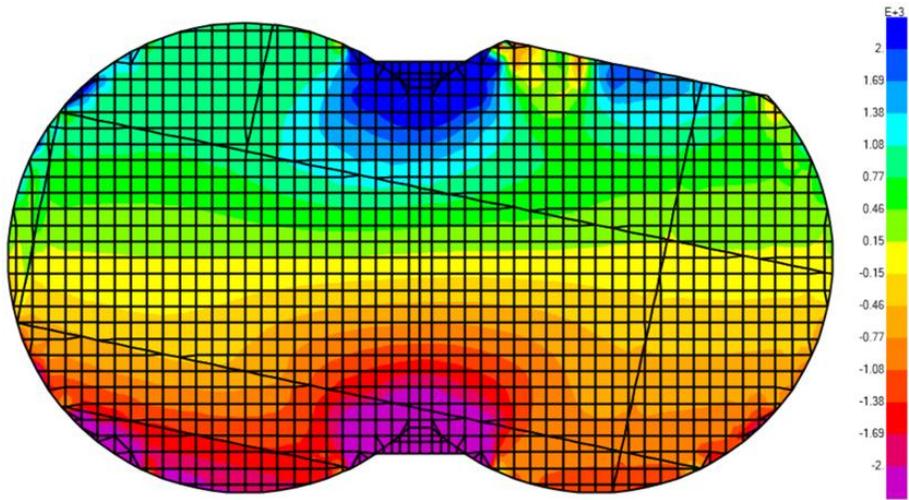


Figura 9 – Laje de cobertura – Esforço transversal V_y

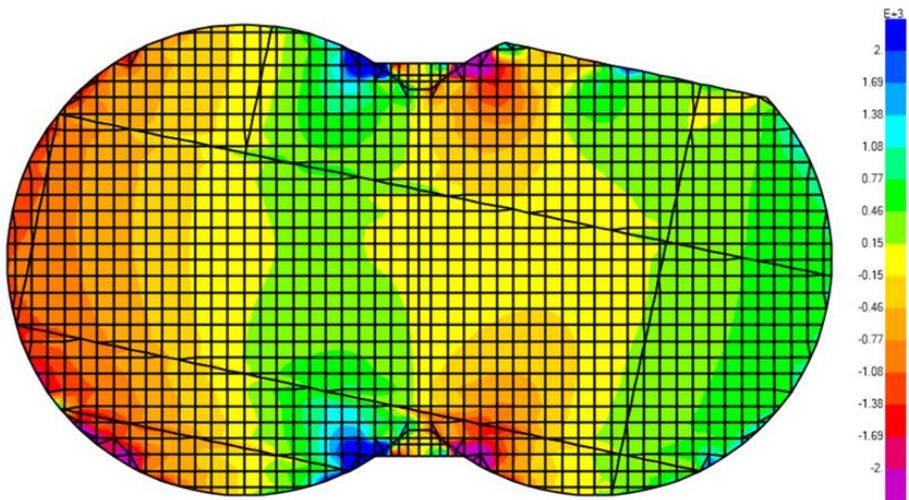


Figura 10 – Laje de cobertura – Esforço transversal V_x

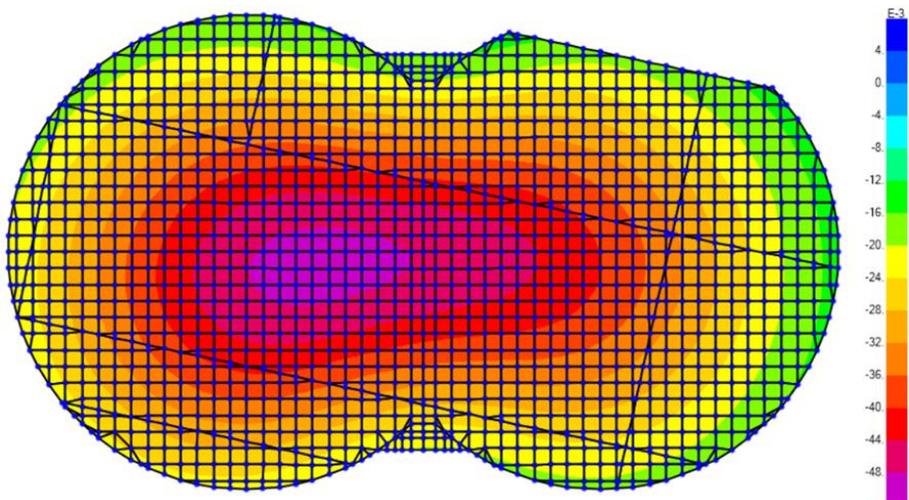


Figura 11 – Laje de cobertura – Deformação a longo prazo U_z

7.5.2 Paredes

As paredes do poço da estação apresentam uma espessura de 1 m com espessamento de 0.50 m abaixo do nível Subcais.

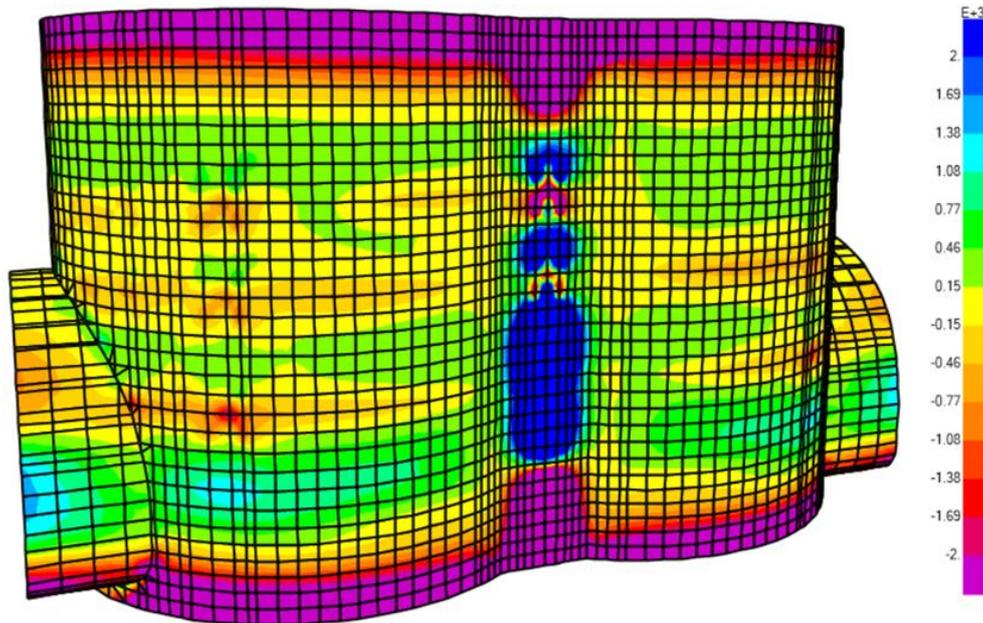


Figura 12 – Paredes (Oeste) – Momento fletor M_y

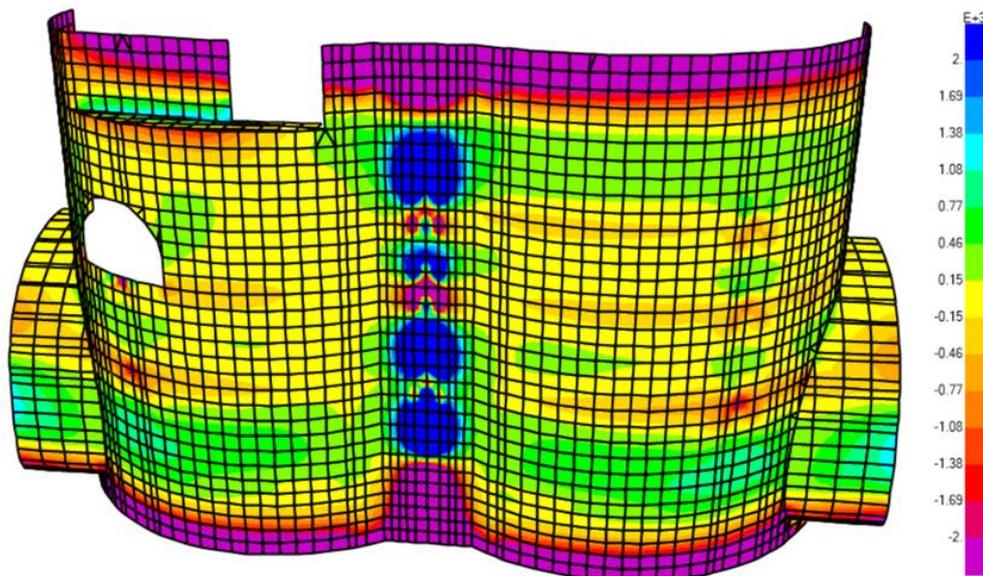


Figura 13 – Paredes (Este) – Momento fletor M_y

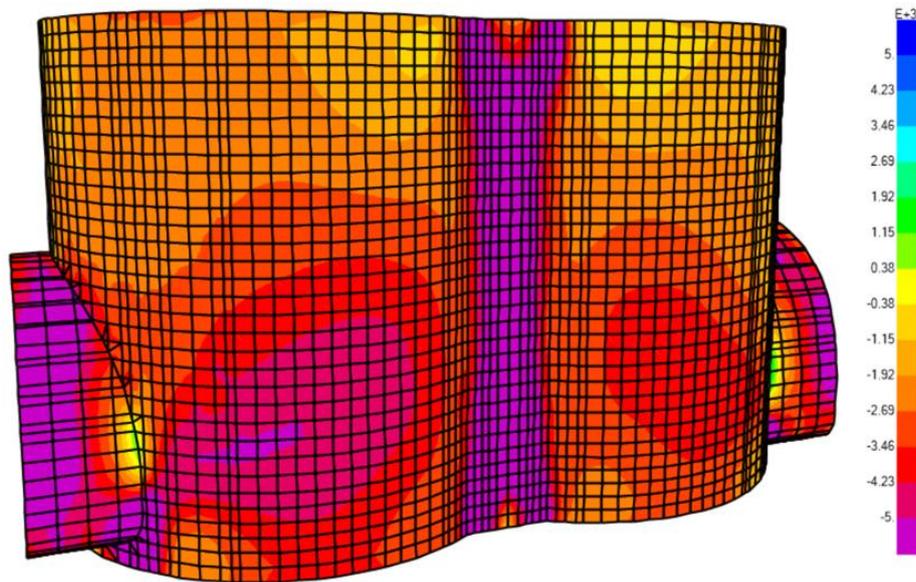


Figura 14 – Paredes (Oeste) – Esforço axial F_y

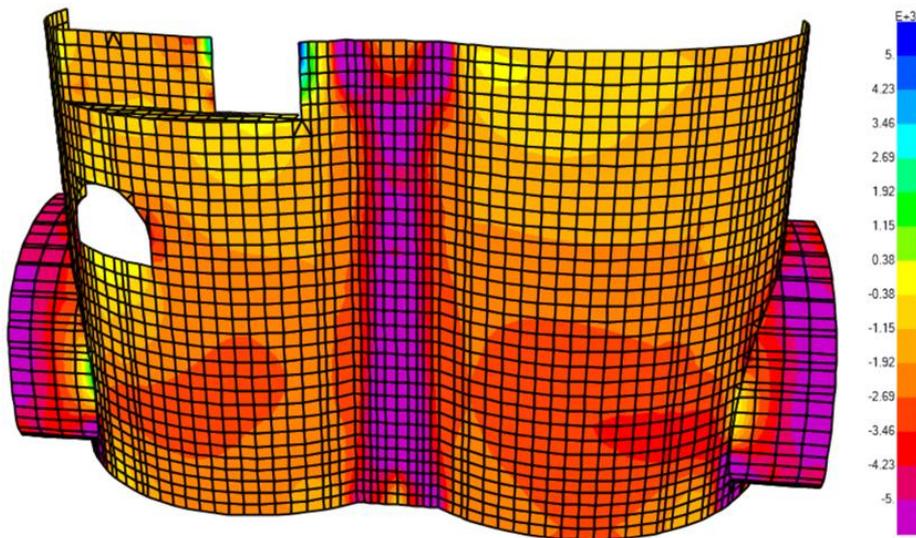


Figura 15 – Paredes (Este) – Esforço axial F_y

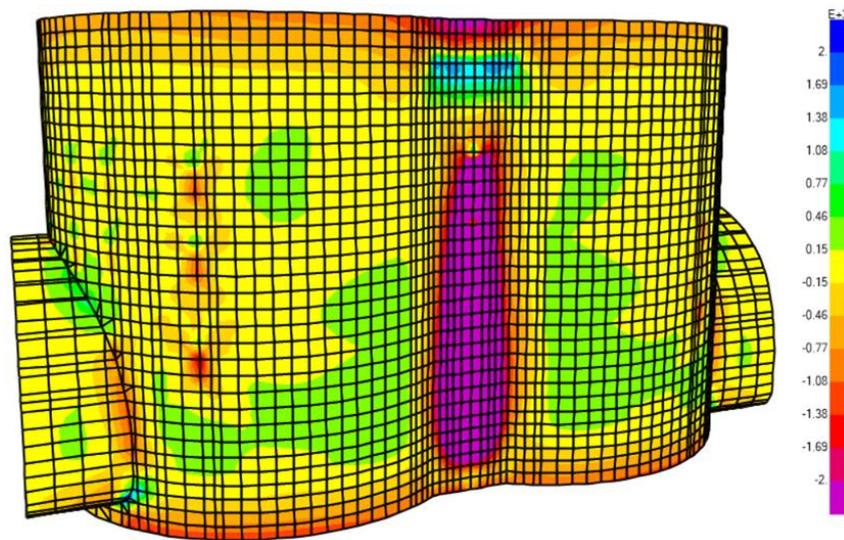


Figura 16 – Paredes (Oeste) – Momento fletor M_x

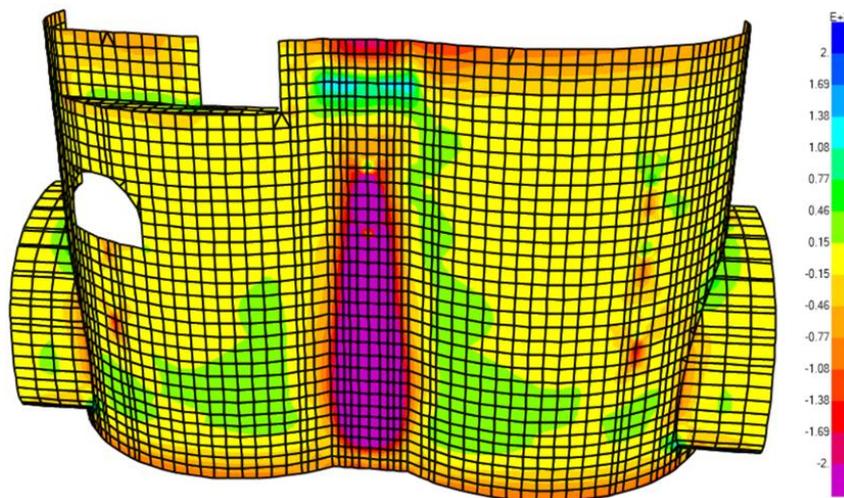


Figura 17 – Paredes (Este) – Momento fletor M_x

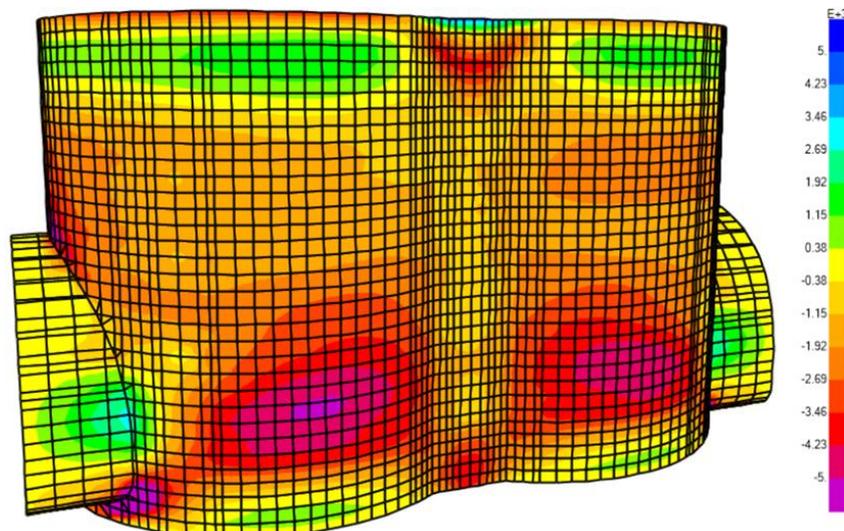


Figura 18 – Paredes (Oeste) – Esforço axial Fx

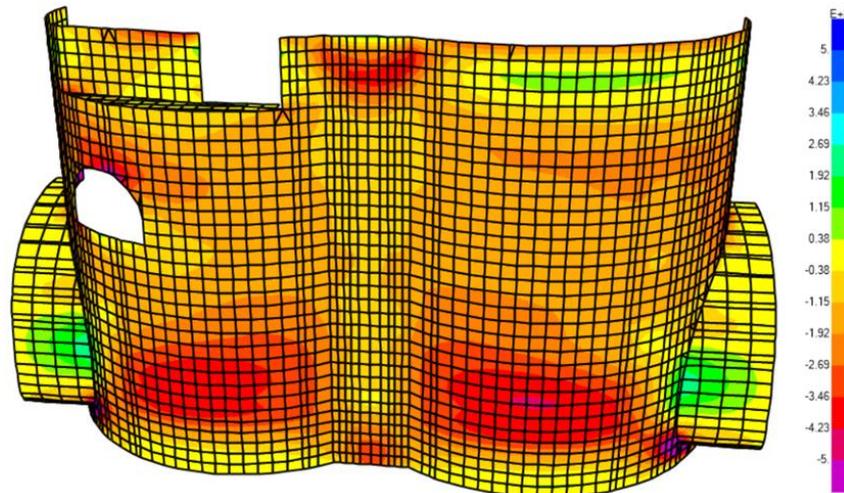


Figura 19 – Paredes (Este) – Esforço axial Fx

7.5.3 Laje de fundo

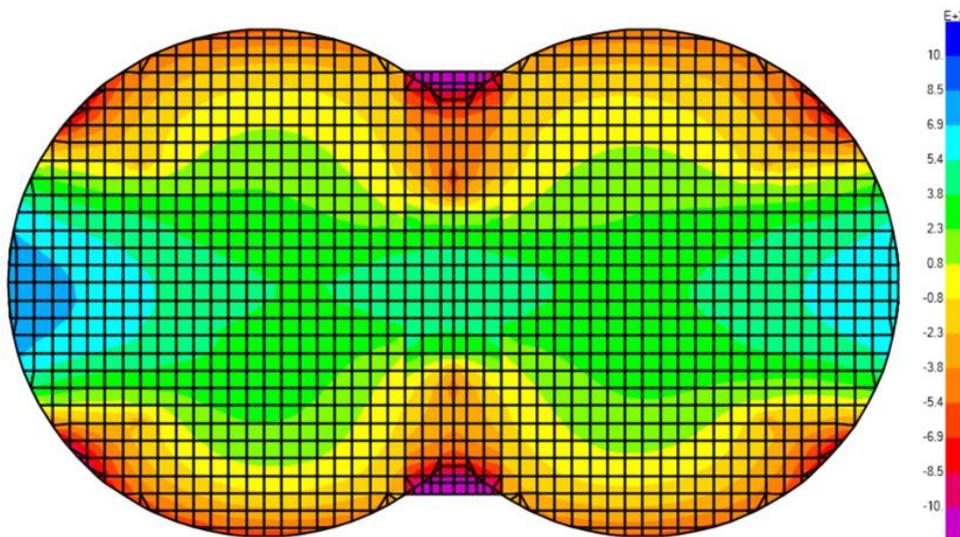


Figura 20 – Laje de cobertura – Momento fletor My

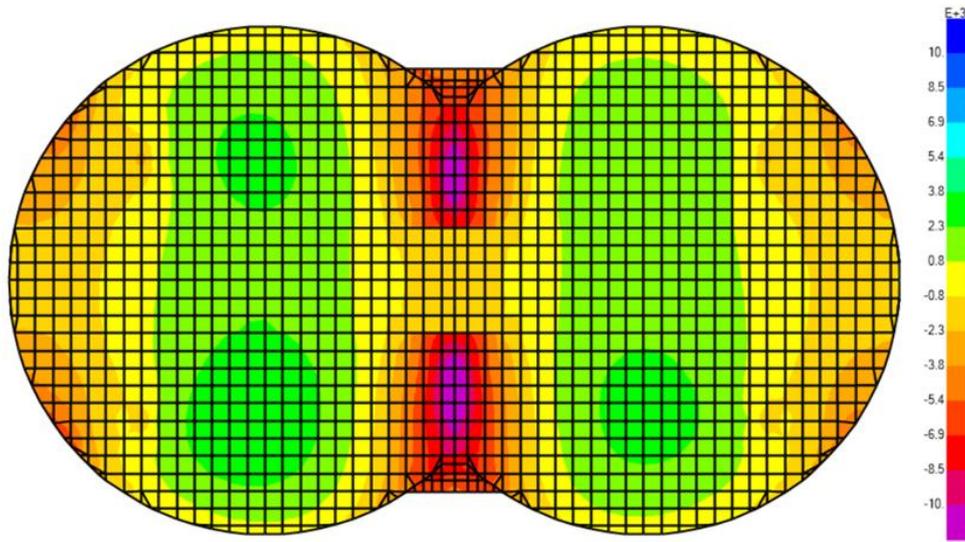


Figura 21 – Laje de cobertura – Momento fletor M_x

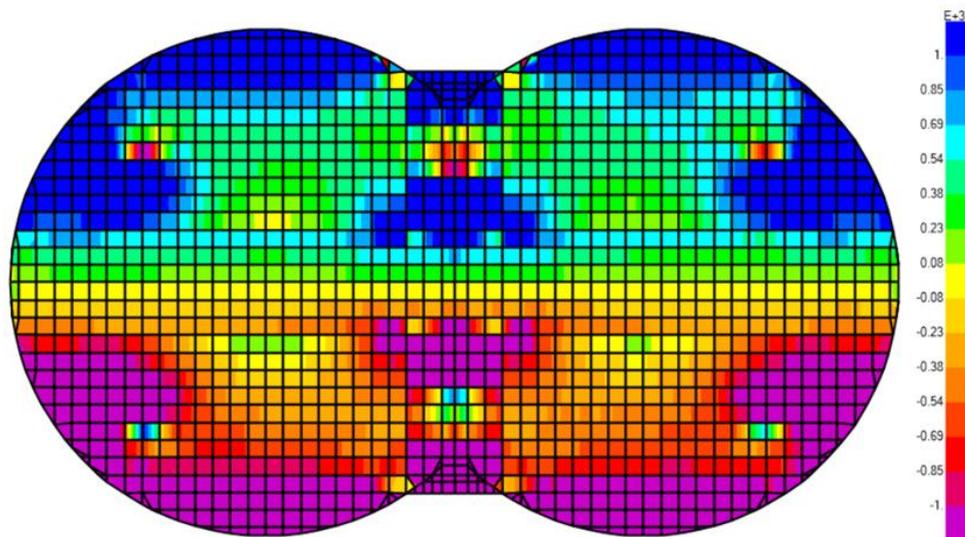


Figura 22 – Laje de cobertura – Esforço transverso V_y

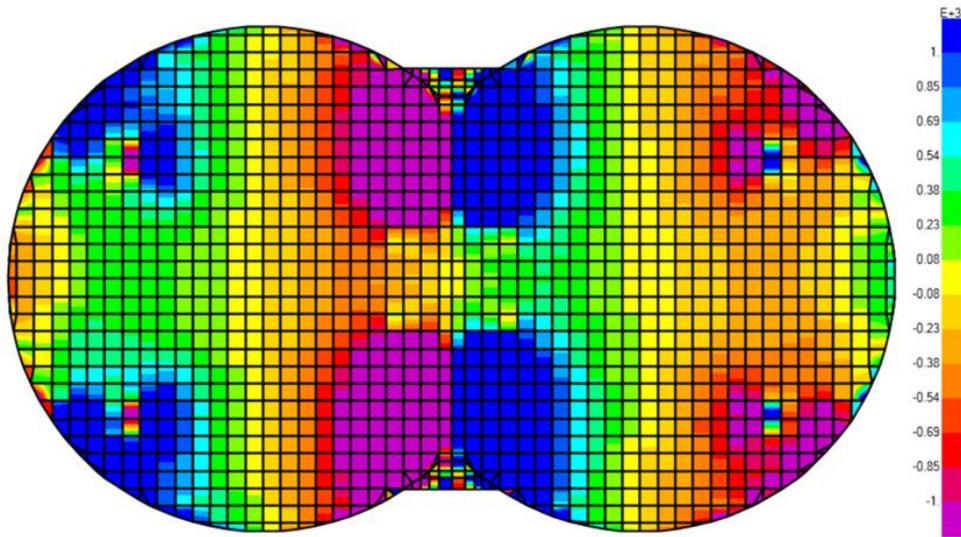


Figura 23 – Laje de cobertura – Esforço transverso V_x

7.5.4 Acesso à Av. Infante Santo

O túnel de acesso é dividido em duas partes distintas: uma secção inicial depois da escadas de acesso à superfície (galeria de acesso a céu aberto) e outro que faz a ligação entre o túnel anterior e a estação, apresentada na Figura 7 (galeria de acesso NATM). Os esforços foram calculados com recurso a um programa de cálculo automático desenvolvido pela COBA.

7.5.4.1 Galeria de acesso a céu aberto

Para a verificação da segurança desta secção considerou-se que esta está totalmente embebida na camada Cc1d, onde foi considerado um Impulso de Terras considerando um k_0 de 0,3 com a altura de 4 m de terra acima da crista do túnel, sendo que não se considerou a presença de água. Apresentam-se de seguida os esforços obtidos.

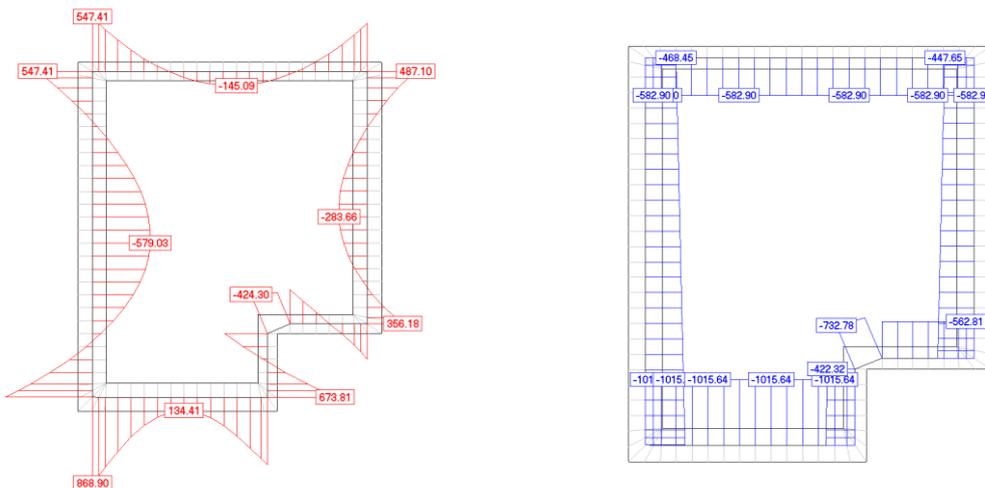


Figura 24 – Galeria de acesso a céu aberto. Esforços de dimensionamento (ELU): Msd (kNm/m) e Nsd (kN/m)

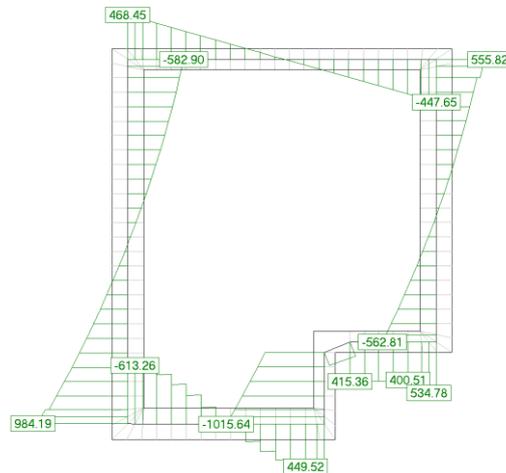


Figura 25 – Galeria de acesso a céu aberto. Esforço transverso de dimensionamento (ELU): Vsd (kN/m)

7.5.4.2 Túnel de acesso NATM

Para a verificação da segurança desta secção foram tomadas as mesmas considerações que para a secção anterior, com a adição da sobrecarga relativa a um edifício sobrejacente. Apresentam-se de seguida os esforços obtidos.

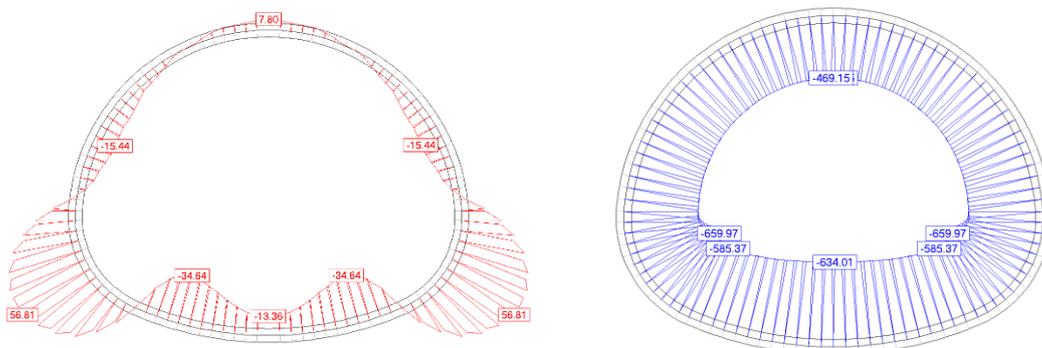


Figura 26 – Túnel de acesso NATM. Esforços de dimensionamento: (ELU) Msd (kNm/m) e Nsd (kN/m)

