

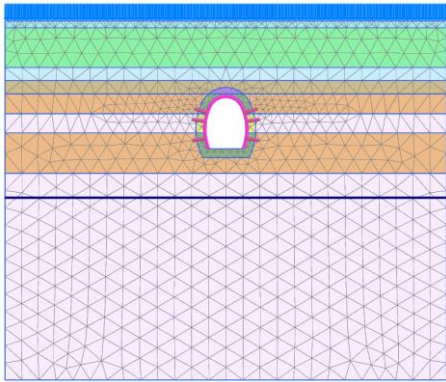
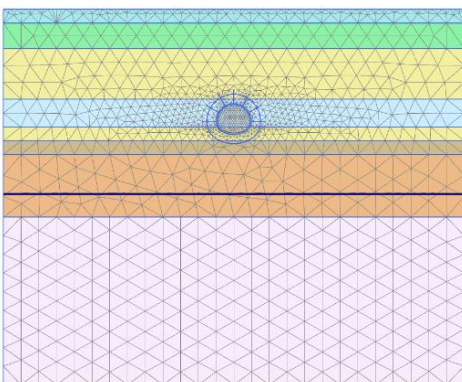
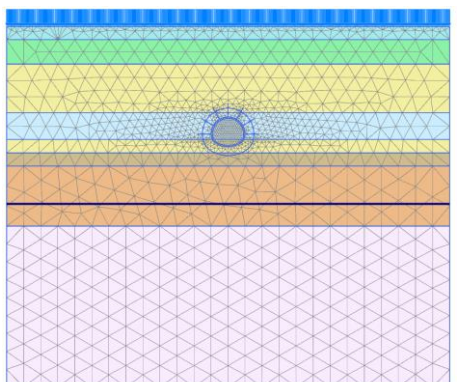
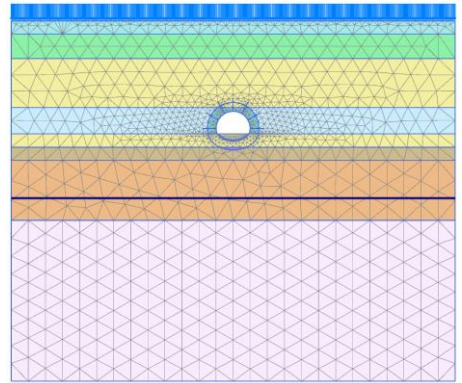
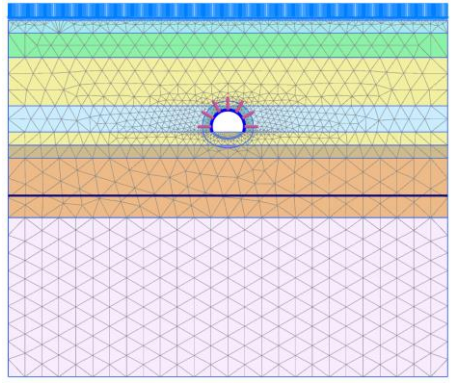
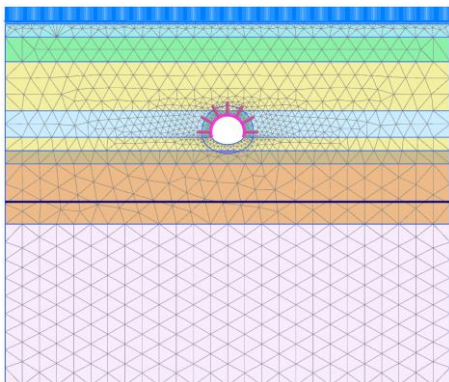
Túnel de alargamento	
7. Endurecimento do betão projetado da bancada 	

Tabela 13 – Túnel de Acesso: Fases de Construção Numéricas no PLAXIS 2D

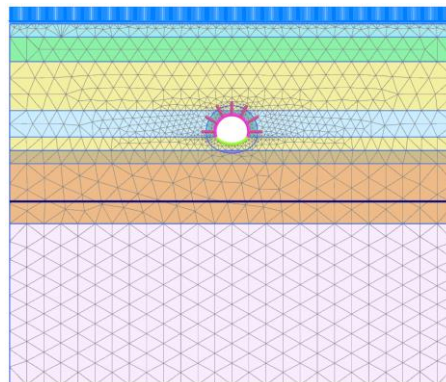
Túnel de Acesso	
1. Fase inicial 	2. Impor uma carga móvel de 22kPa (20kPa fatorizado por $1,50/1,35 = 1,11$). "Reset" dos deslocamentos. 
3. Flexibilização do calote superior 	4. Instalação do revestimento inicial do túnel do calote superior (com propriedades de betão projetado no início) e instalação de pregagens 

Túnel de Acesso

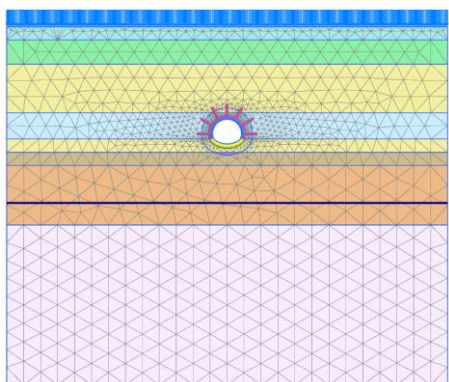
5. Relaxamento do Inverter e endurecimento do betão projetado do Calote Superior



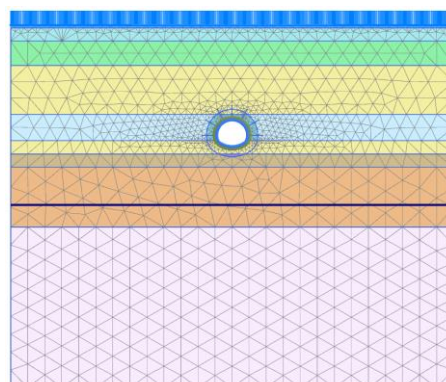
6. Instalação do revestimento inicial do túnel do Inverter com propriedades de betão projetado no início) e instalação de pregagens



7. Instalação do revestimento final e endurecimento do betão projetado do "invert"



8. Desativação do revestimento inicial do túnel e desativação das pregagens



11.1.2 Análise Tridimensional por Elementos Finitos

Foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional (3D) de elementos finitos no software comercial PLAXIS 3D para simular a escavação e o apoio temporário do poço. As fases de construção e as medidas de apoio, tal como apresentadas em §9.1 e §10 foram modelados. A estratigrafia, tal como reconhecida no furo SC14-pz, foi utilizada, enquanto o nível freático foi assumido a uma profundidade de 40m, de acordo com os resultados da investigação geotécnica. O modelo numérico 3D acima mencionado e as fases de construção associadas são ilustrados e resumidos na figura e na tabela abaixo.

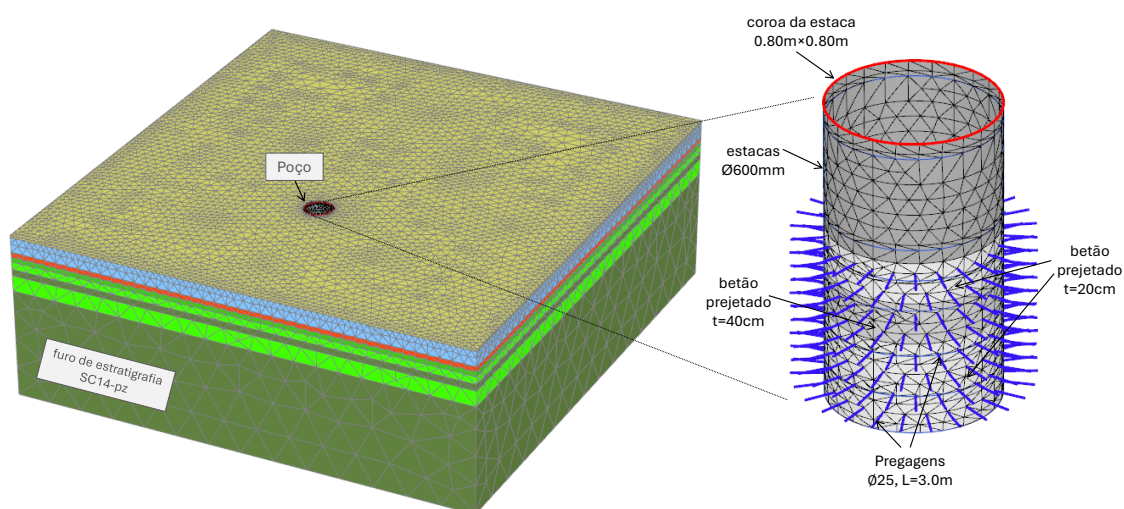
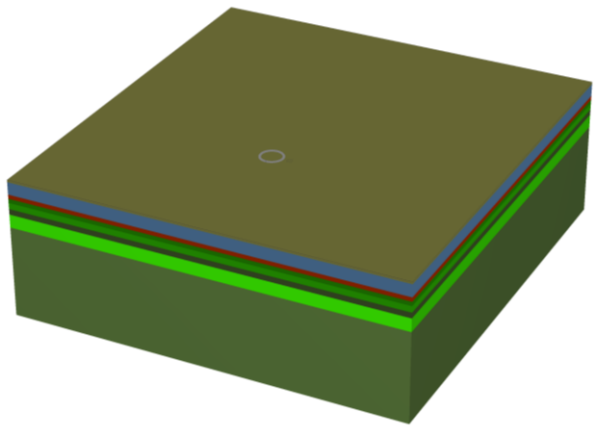
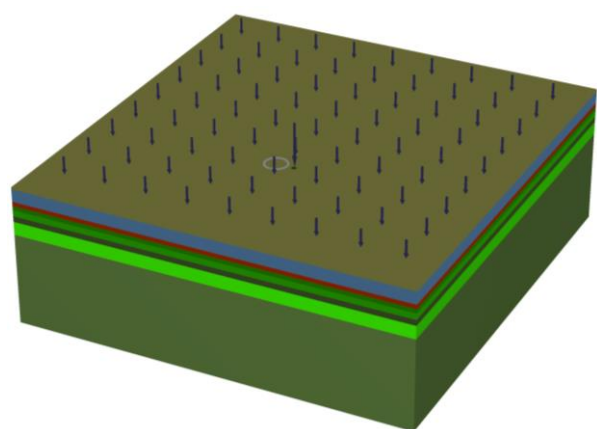
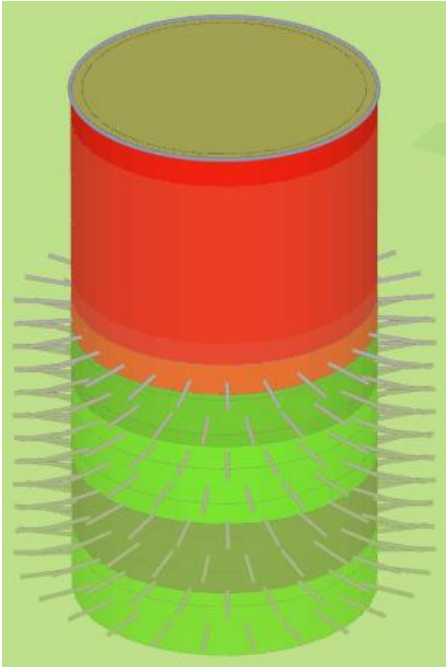
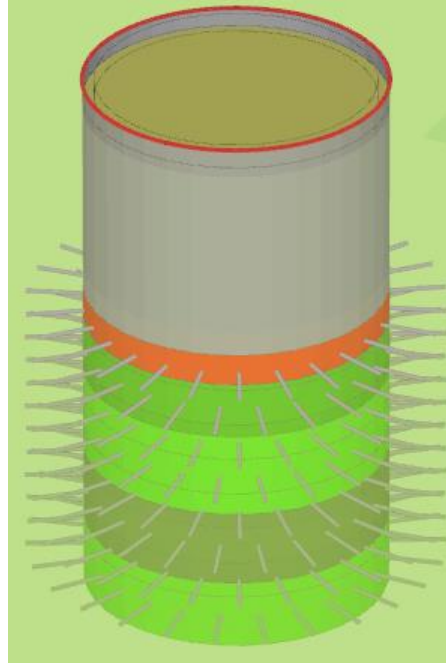
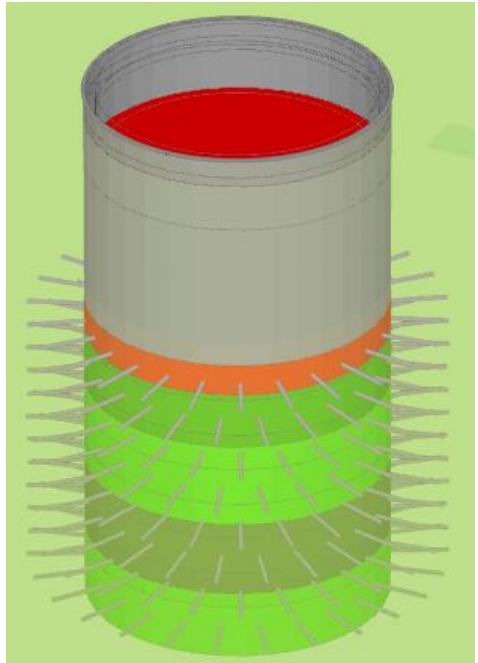
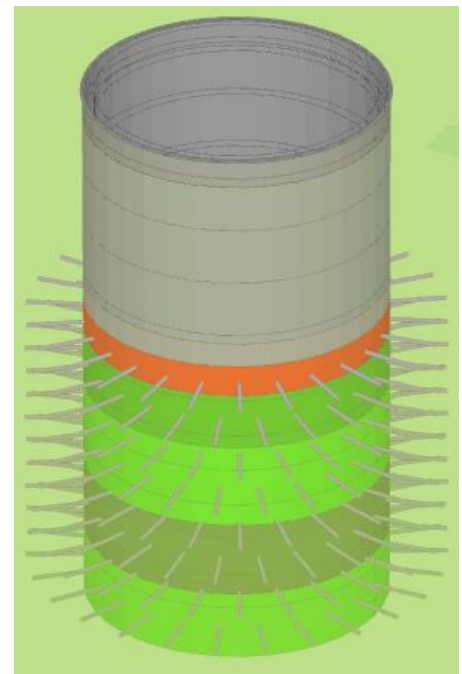
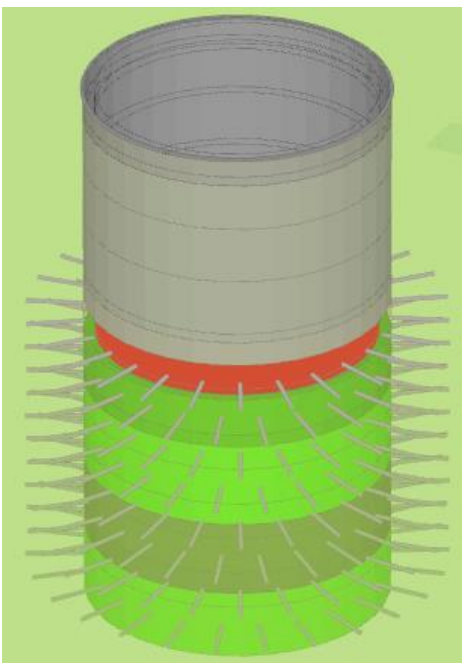
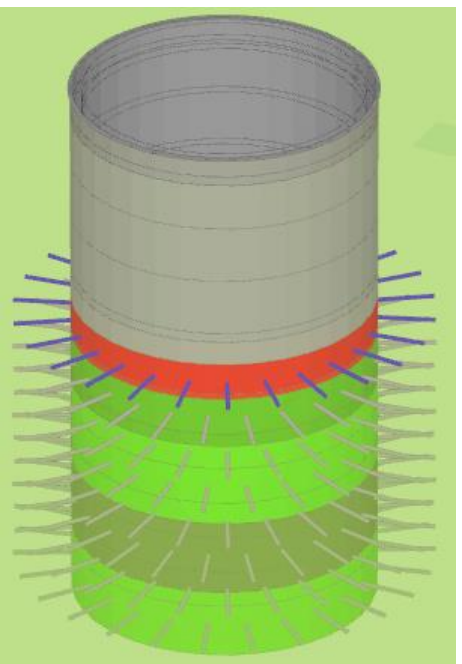
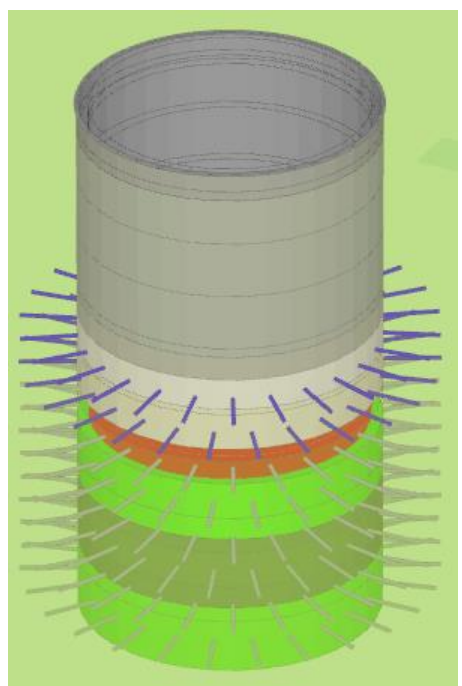
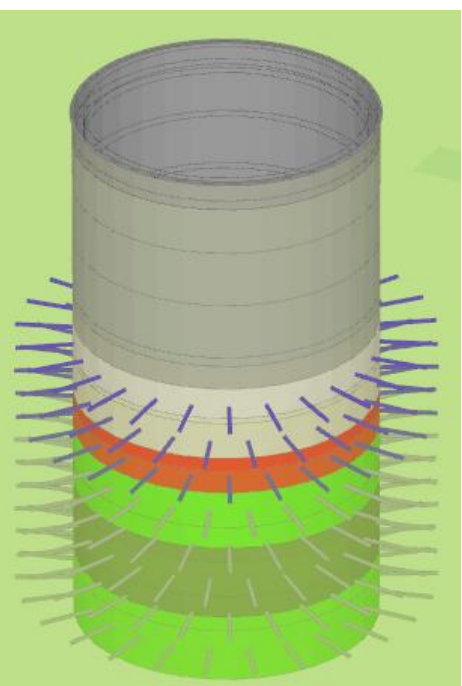


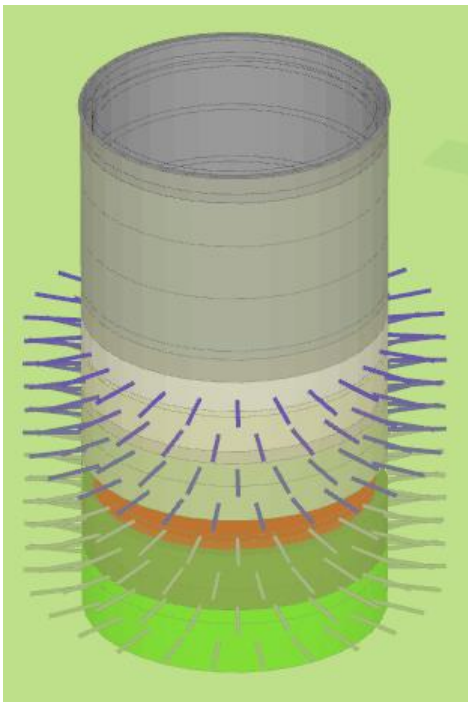
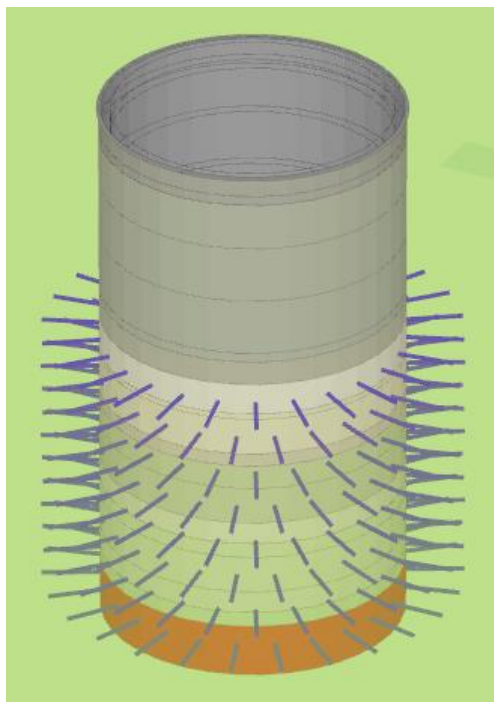
Figura 18 – Modelo Numérico Tridimensional do Poço (PLAXIS 3D)

Tabela 14 – Eixo: Fases de Construção Numérica no PLAXIS 3D

Poço	
1. Fase inicial	2. Aplicar uma carga de superfície de 20kPa e uma carga de grua de 50kPa numa área de 3m x 3m
	

Poço	
3. Instalação de estacas. "Reset" dos deslocamentos. 	4. Instalação de estacas após escavação de 1m 
5. Escavação progressiva do poço em avanços de 3m até à base das estacas 	6. Escavação completa do poço até à base das estacas 

Poço	
7. Escavação progressiva do poço em avanços verticais de 2,0 – 2,5m 	8. Aplicação de betão projetado (espessura de 20cm) e pregagens na face escavada do poço a cada 2,0 – 2,5m 
9. Escavação progressiva do poço na zona de junção do poço com o túnel da estação em avanços verticais de 2,0 – 2,5m 	10. Aplicação de betão projetado (espessura de 40 cm) e de pregagens na face escavada do poço a cada 2,0 – 2,5 m 

Poço	
11. Escavação progressiva do poço em avanços verticais de 2,0 – 2,5m	12. Repetição dos passos 7 e 8 até ao nível de trabalho 2
	

11.2 Metodologia de Projeto de Paredes de Suporte Incorporados

Para a conceção das obras de contenção temporárias, que consistem em uma parede de estacas temporário, que é suportado por escoras de aço, é adotada a seguinte metodologia:

- Inicialmente, é estimada a profundidade de cravação necessária das estacas para garantir a sua estabilidade global.
- Para a profundidade de cravação selecionada das estacas, a estabilidade global é verificada e o dimensionamento da parede de estacas é realizado, através de análises de elementos finitos apropriadas, onde as forças internas e os momentos das estacas são estimados. Uma vez estimados os esforços internos e os momentos das estacas, determina-se o reforço necessário para as estacas.
- Para as forças atuantes estimadas nos elementos de contraventamento das paredes, será realizado o dimensionamento dos elementos de contraventamento das paredes e das escoras de aço.
- A partir das análises de elementos finitos, os deslocamentos no sistema de retenção e no solo circundante serão inicialmente estimados.

A profundidade de ancoragem necessária para as estacas é determinada por um software de equilíbrio limite apropriado (por exemplo, o software WALLS-Retain da Fides-DV GmbH). Tendo em conta a natureza temporária da parede de estacas, as ações sísmicas não são consideradas nas análises.

Relativamente ao procedimento de análise, são de referir os seguintes aspetos:

- A estimativa da profundidade de ancoragem é efetuada de acordo com o método proposto por Blum. Neste método, a zona abaixo da base da escavação é idealizada por um diagrama triangular de empuxos de terra passivos e uma força equivalente, $C_{h,k}$, na base teórica da parede. A profundidade de ancoragem "teórica" é estimada a partir do equilíbrio, no ponto de fixação da parede, dos momentos de rotação gerados pelos empuxos de terra ativos e dos momentos estabilizadores gerados pelos empuxos de terra passivos. Assim, estima-se a profundidade de ancoragem para a qual os momentos resultantes se tornam nulos. A distribuição real dos empuxos de terra passivos abaixo da base teórica é tida em conta acrescentando uma margem à profundidade de ancoragem teórica calculada. Deste modo, a profundidade real da ponta fica abaixo do ponto "teórico" da ponta em 20% da secção com uma pressão de terra negativo.

Um método gráfico que ilustra os princípios de como estabelecer a profundidade de ancoragem é apresentado na figura abaixo (Figura 6.1 do "Sheet Piling Handbook Design", 2008).

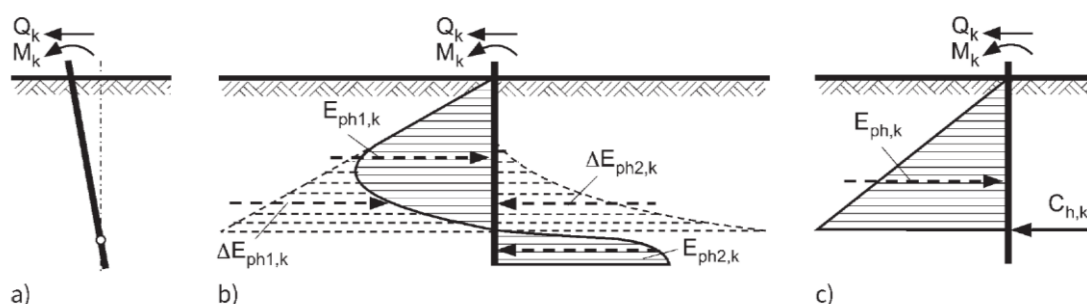


Figura 19 – Estimativa da Profundidade de Embetimento por Blum a) Rotação da Parede, b) Distribuição de Tensões Estimada, c) Cargas de Cálculo Equivalentes

- Para o cálculo da profundidade de ancoragem, o topo da estrutura é simulado como livre (exceto se existir um elemento de contraventamento na coroa da estaca), enquanto a sua base é simulada como totalmente fixa.
- O nível inferior de escavação será considerado 0,50 m abaixo da escavação teórica máxima para ter em conta qualquer sobre-escavação de acordo com o §9.3.2.2 da EN 1997-1:2004.
- De acordo com os resultados da investigação geotécnica, não é considerado na análise qualquer lençol freático.
- Uma vez que, para a estimativa da profundidade de ancoragem, há perda de equilíbrio e falha assumida, os empuxos de terra são estimados com o coeficiente de empuxos de terra activos, K_a , que é estimado como:

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{(1 + \sqrt{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \delta) \cdot \cos \delta})^2}$$

em que, ϕ é o ângulo de atrito interno e
 δ é o ângulo de atrito da parede. De acordo com §9.5.1 da EN 1997, para paredes de betão moldadas contra o solo, como estacas, $\delta = \phi$.

- A distribuição dos empuxos de terra por detrás de uma parede com escoramento múltiplo é considerada de acordo com a figura seguinte.

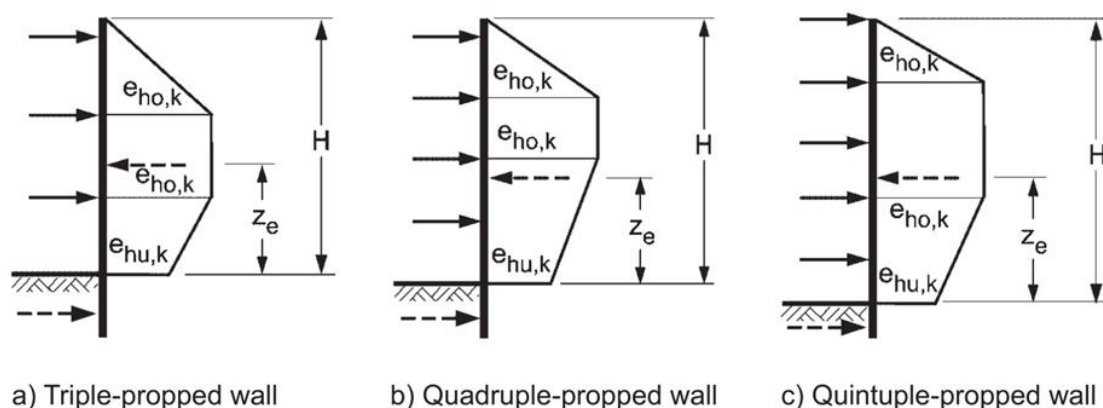


Figura 20 – Distribuição dos Empuxos de Terra (Recomendações sobre escavações da Sociedade Alemã de Geotecnia)

- Os empuxos de terra resistentes são estimados com o coeficiente de empuxos de terra passivos, K_p , que é estimado como:

$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{(1 - \sqrt{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \delta) \cdot \cos \delta})^2}$$

- É considerada a carga de quaisquer edifícios, 12kPa por piso, nas proximidades que possam afetar as obras subterrâneas. Conservadoramente, foi considerada uma carga de 60kPa, correspondente a 5 pisos, ao nível do solo. Não foi considerada no projeto qualquer carga para guias ou para armazenamento de material escavado na área próxima da viga de coroamento da estaca.

Para as profundidades da ancoragem das paredes de estacas finalmente selecionadas, obtidas com base nas análises de equilíbrio limite acima referidas, serão estimados os esforços internos da parede de estacas. Para o efeito, foram desenvolvidos quatro (4) modelos numéricos de elementos finitos utilizando o software comercial PLAXIS 2D; ou seja, duas das simulações foram realizadas nos sistemas de contenção utilizados no Acesso Este e duas análises numéricas foram realizadas no sistema de paredes de estacas do Acesso Oeste. Os modelos acima referidos foram desenvolvidos de acordo com as secções transversais mais críticas em cada caso. Em todas as simulações de elementos finitos foram considerados o número correspondente, as cotas de aplicação, o espaçamento fora do plano e as características dos elementos de contraventamento (i.e., escoras) (ver desenhos de LVSSA MSA AP STR EST CO DW 083109 0 a LVSSA MSA AP STR EST CO DW 083114 0). As estacas (Ø600) são simuladas com elementos de viga de rigidez axial e de flexão adequadas, enquanto as escoras (secções de aço CHS variáveis) são simuladas com elementos axiais n.º a n.º de rigidez axial adequada. Nas análises de elementos finitos efetuadas, foram consideradas as seguintes cargas aplicadas:

- Peso próprio
O peso próprio dos elementos estruturais incluídos no modelo.
- Carga do Edifício
A carga de quaisquer edifícios, nas proximidades, que possam afetar as obras subterrâneas. Conservadoramente, foi considerada uma carga de 60kPa, correspondente a 5 pisos, ao nível do solo.
- Pressão da Terra
Os empuxos de terra atuantes são estimados a partir das análises dos elementos finais.

Os modelos numéricos 2D acima mencionados e as fases de construção associadas são ilustrados e resumidos nas figuras e tabelas abaixo.

Com base nos resultados das análises acima mencionadas, serão estimadas as forças internas (M , Q , N) ao longo das estacas, bem como as cargas nos elementos de contraventamento das paredes. Uma vez estimadas as forças internas máximas, a ancoragem necessária para as estacas e a capacidade dos elementos de contraventamento serão estimadas através de folhas de cálculo Excel internas ou de software apropriado (por exemplo, software SOFiSTiK).

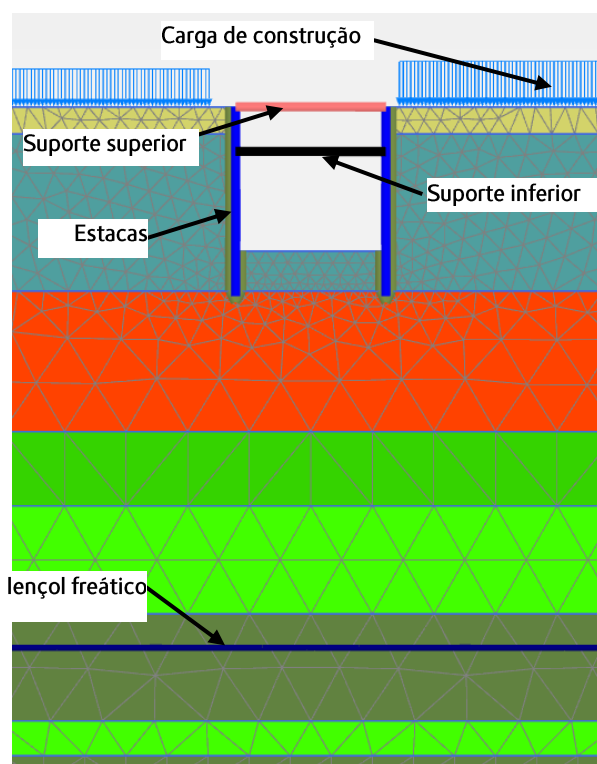


Figura 21 – Modelo Típico de Elementos Finitos para Sistema de Escoramento de Entradas (PLAXIS 2D)

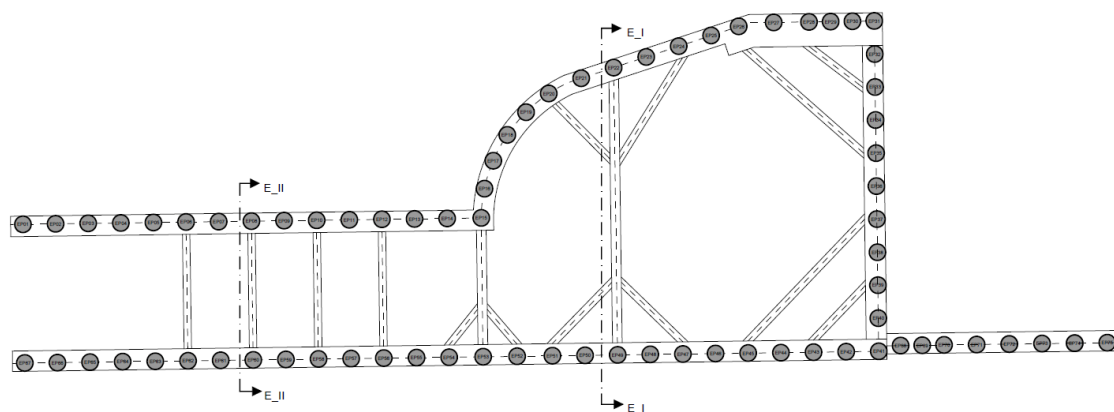


Figura 22 – Localização das Seções de Análise da Entrada Leste

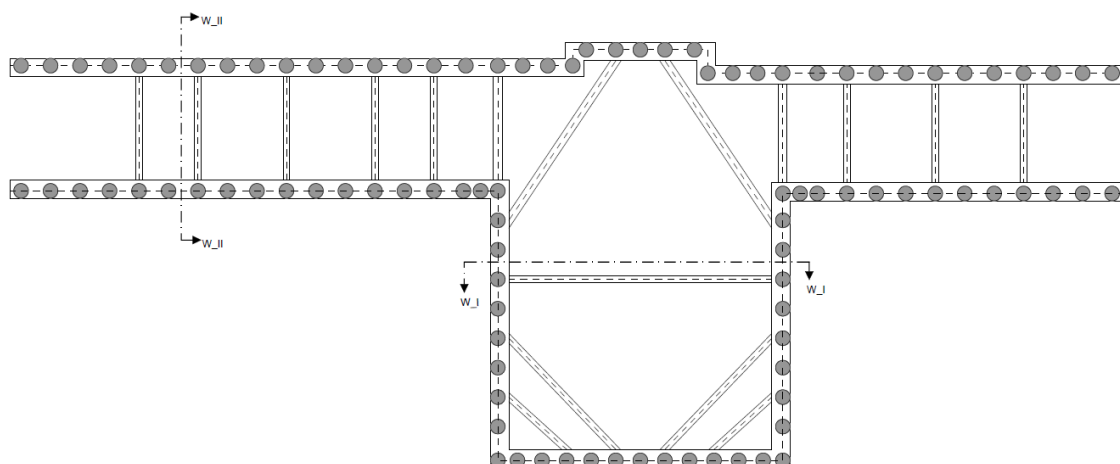
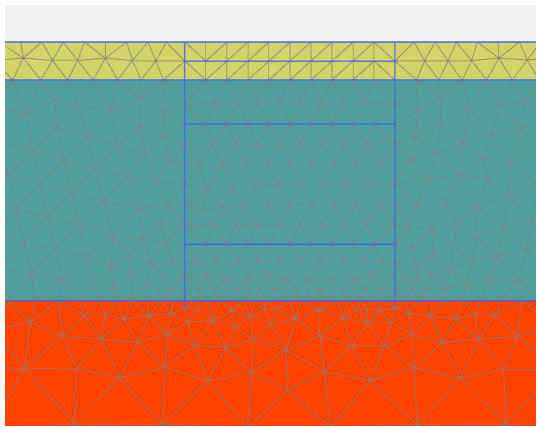
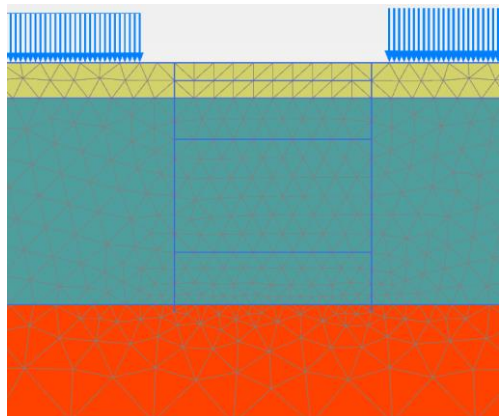
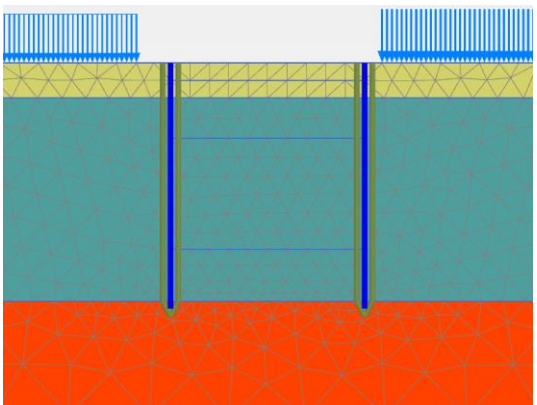
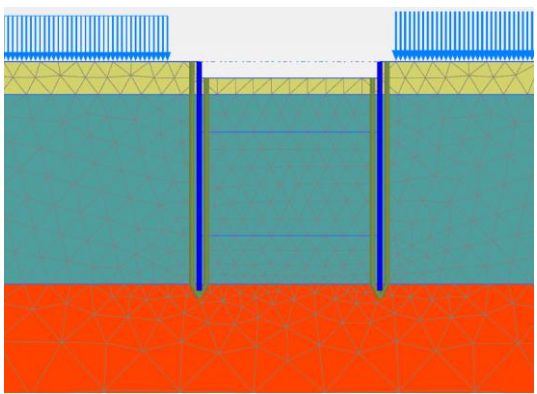
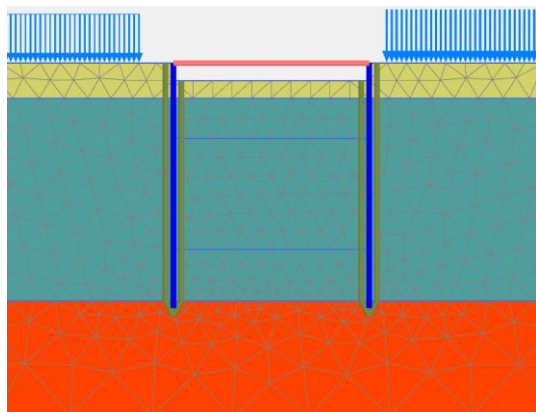


Figura 23 – Localização das Seções de Análise da Entrada Oeste

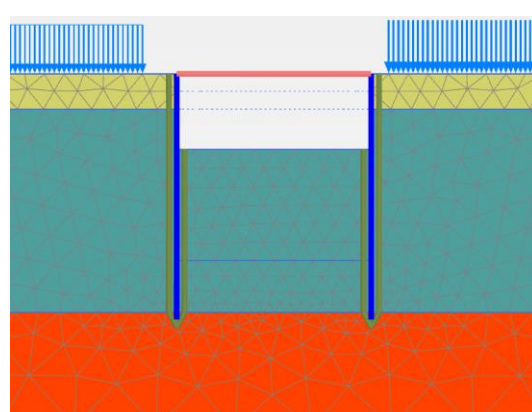
Tabela 15 – Acesso Leste: Fases de Construção Numéricas no PLAXIS 2D

1. Fase inicial 	2. Aplicar cargas de construção 
3. Instalação de estacas. "Reset" dos deslocamentos 	4. Escavação até 1 m abaixo de 1ª fila de escoras 

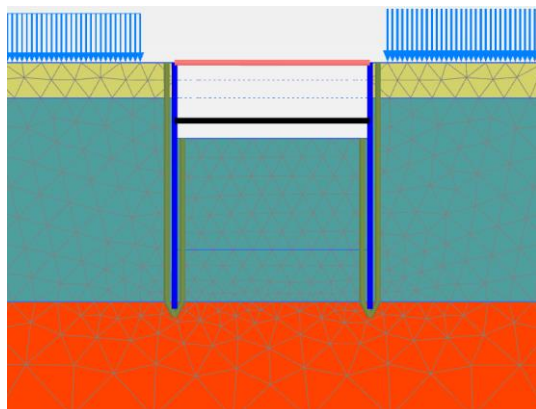
5. Instalação de 1st fila de escoras



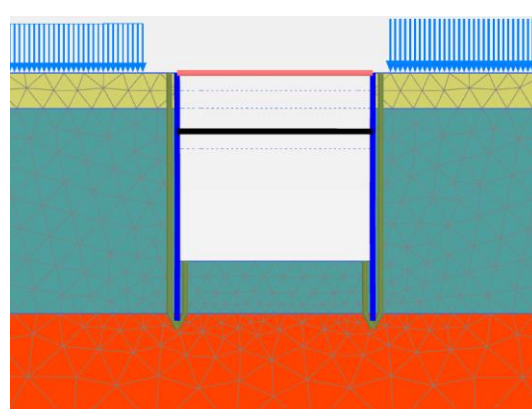
6. Escavação até 1 m abaixo de 2nd fileira de escoras



7. Instalação de 2nd filas de escoras



8. Escavação até ao nível final da escavação



12 RESULTADOS DAS ANÁLISES

12.1 Resultados de Análises de Elementos Finitos Bidimensionais para Túneis

12.1.1 Verificação do Revestimento Inicial de Betão Projetado

O dimensionamento do revestimento inicial de betão projetado, das malhas de aço e dos conjuntos de aço é efetuado em conformidade com a norma EN 1992-1-1:2004, considerando uma resistência à compressão cilíndrica característica de 8MPa e uma resistência a longo prazo de 30MPa, com recurso a folhas de cálculo internas.

Note-se que, embora o revestimento de betão projetado seja considerado temporário, os resultados das análises de elementos finitos foram multiplicados por um fator de carga de 1,35.

Nas figuras seguintes, é apresentada a verificação da capacidade das várias secções dos túneis.

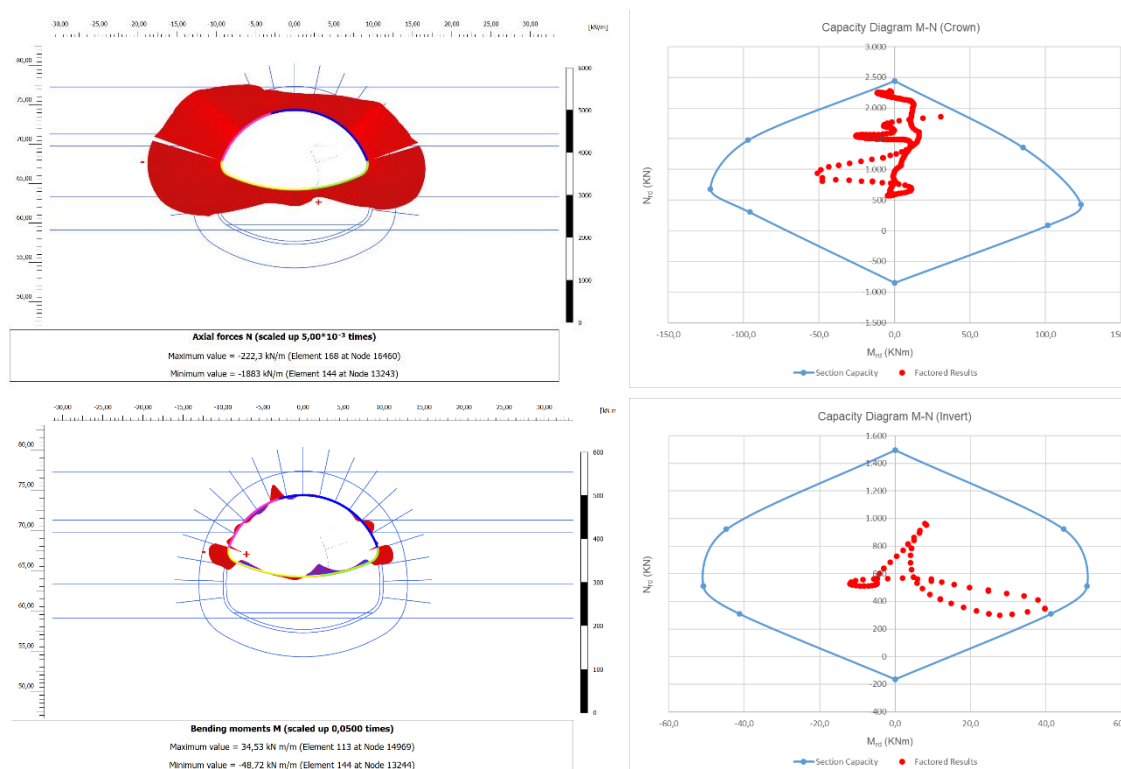


Figura 24 – Verificação da Capacidade da Secção do Túnel da estação, Classe A, Escavação do Calote Superior

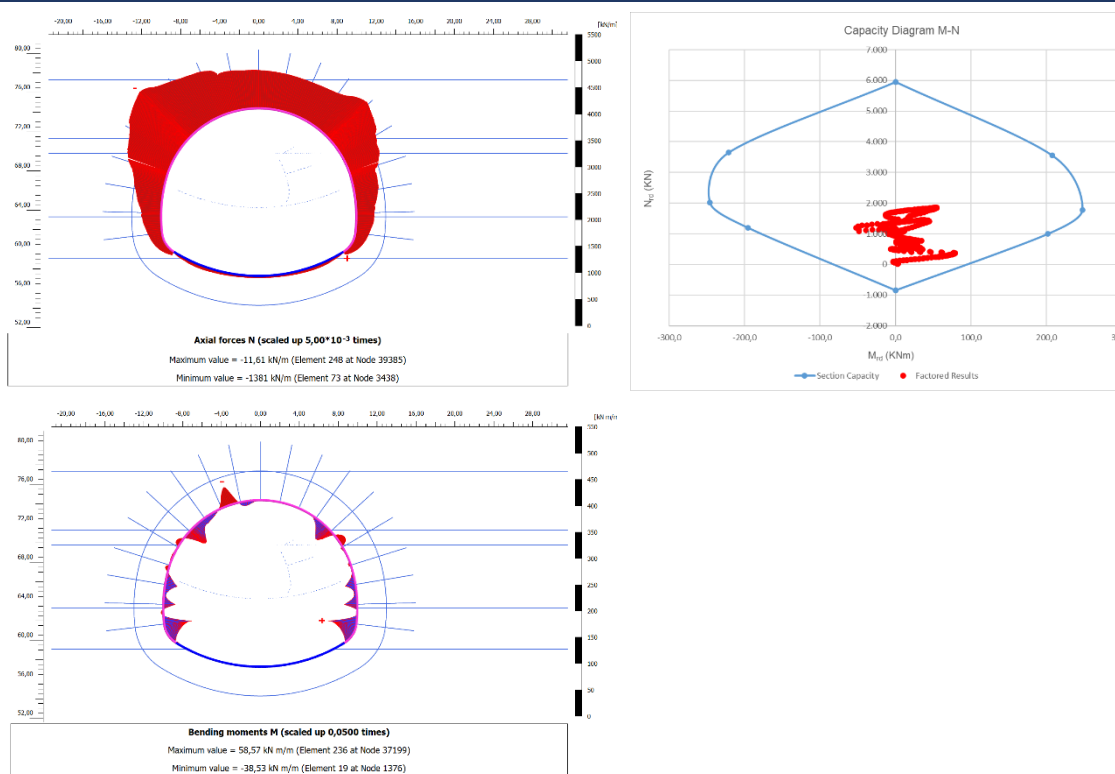


Figura 25 – Verificação da Capacidade da Secção do Túnel da Estação, Classe A, Escavação Total

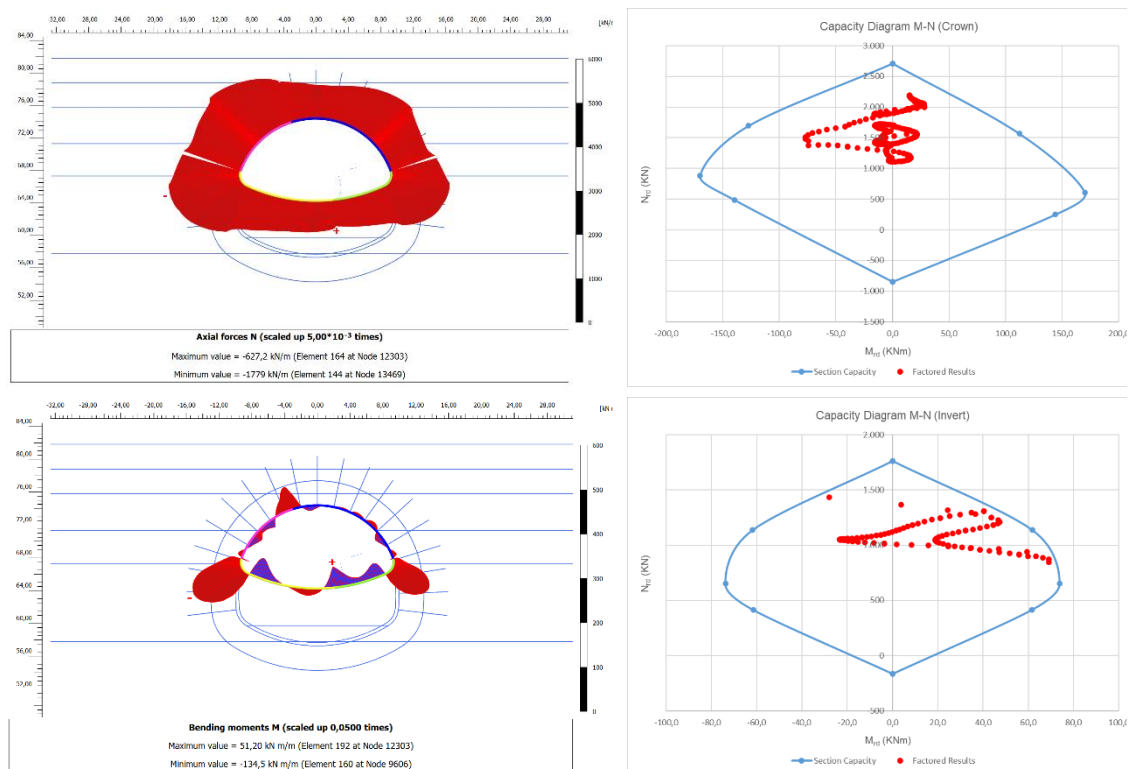


Figura 26 – Verificação da Capacidade da Secção do Túnel da Estação, Classe B, Escavação do Calote Superior

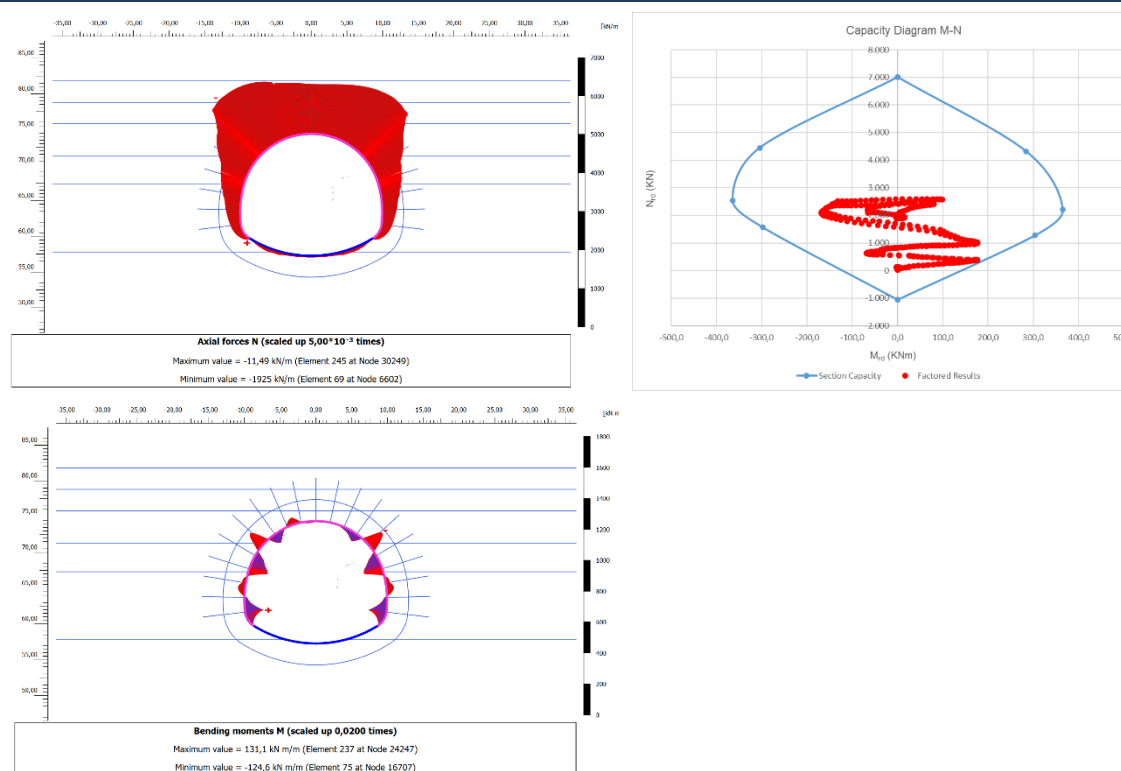


Figura 27 – Verificação da Capacidade da Secção do Túnel da Estação, Classe B, Escavação Total

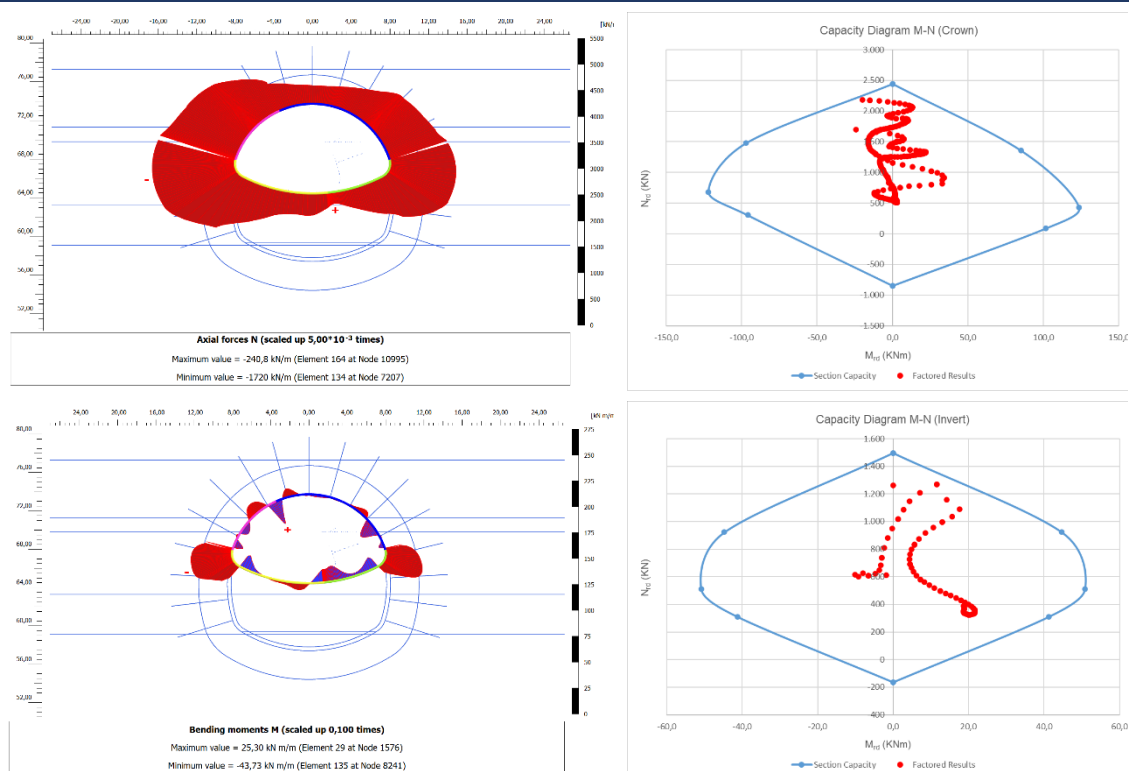


Figura 28 – Verificação da Capacidade de Secção do Túnel Transversal 2, Escavação do Calote Superior

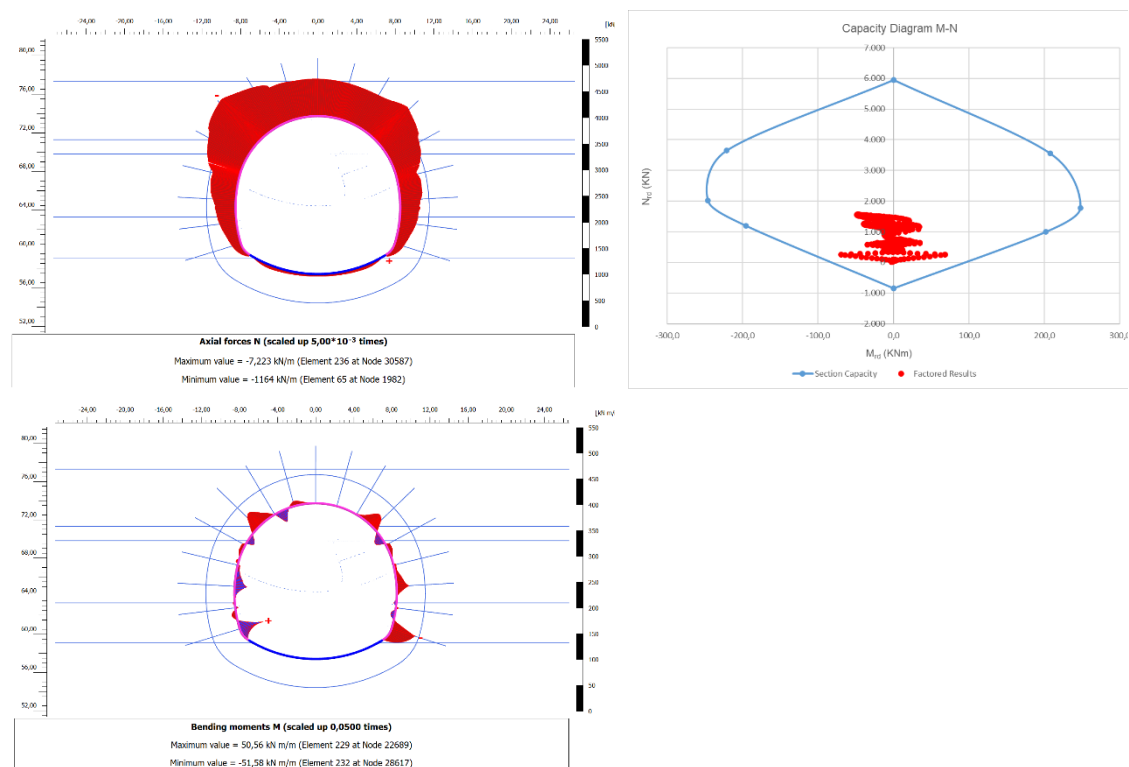


Figura 29 – Verificação da Capacidade de Secção do Túnel Transversal 2, Escavação Total

Como pode ser visto nas figuras acima, com a implementação das cambotas metálicas treliçadas P115/30/36 para o coroamento e as paredes laterais, mesmo sem considerar o aumento da resistência do betão projetado devido à adição de fibras de aço e sem considerar a resistência à tração do betão projetado, as espessuras selecionadas do revestimento de betão projetado são suficientes para o Túnel da Estação (Classe A & B) e para o Túnel Transversal 2. Do mesmo modo, o “invert” temporário, com a consideração de duas malhas de arame #Ø6/150, tem capacidade suficiente.

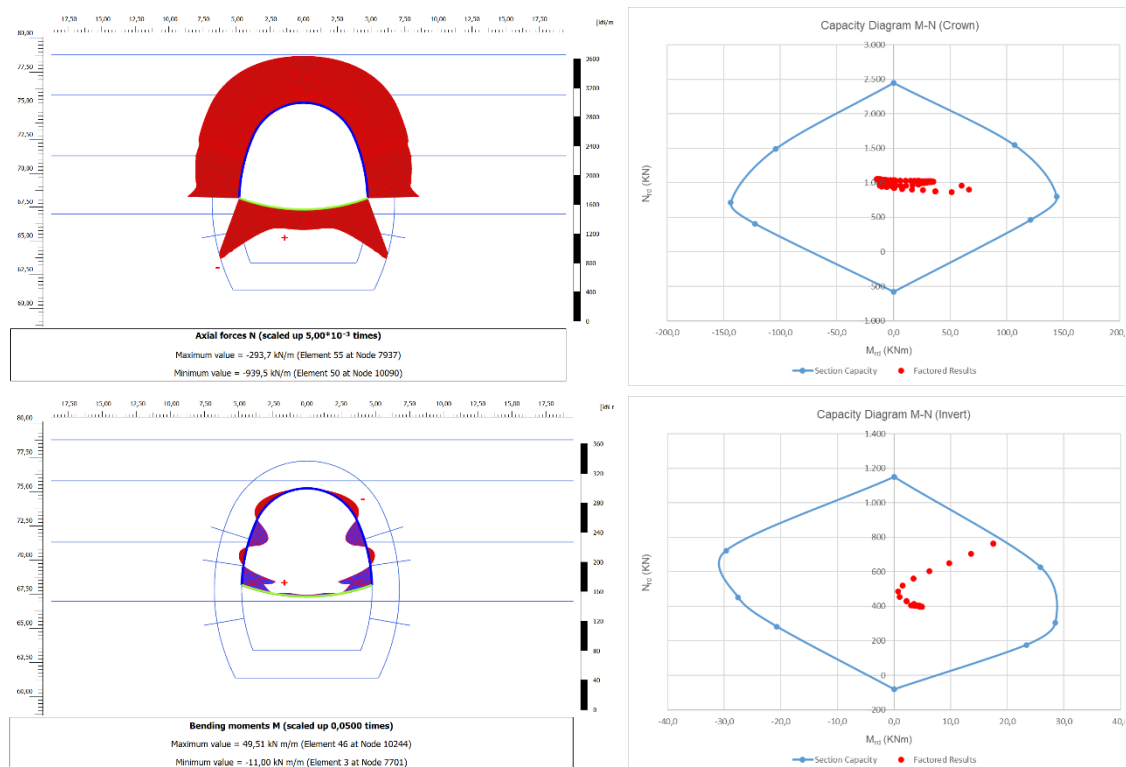


Figura 30 – Verificação da Capacidade de Secção do Túnel de Alargamento, Escavação do Calote Superior

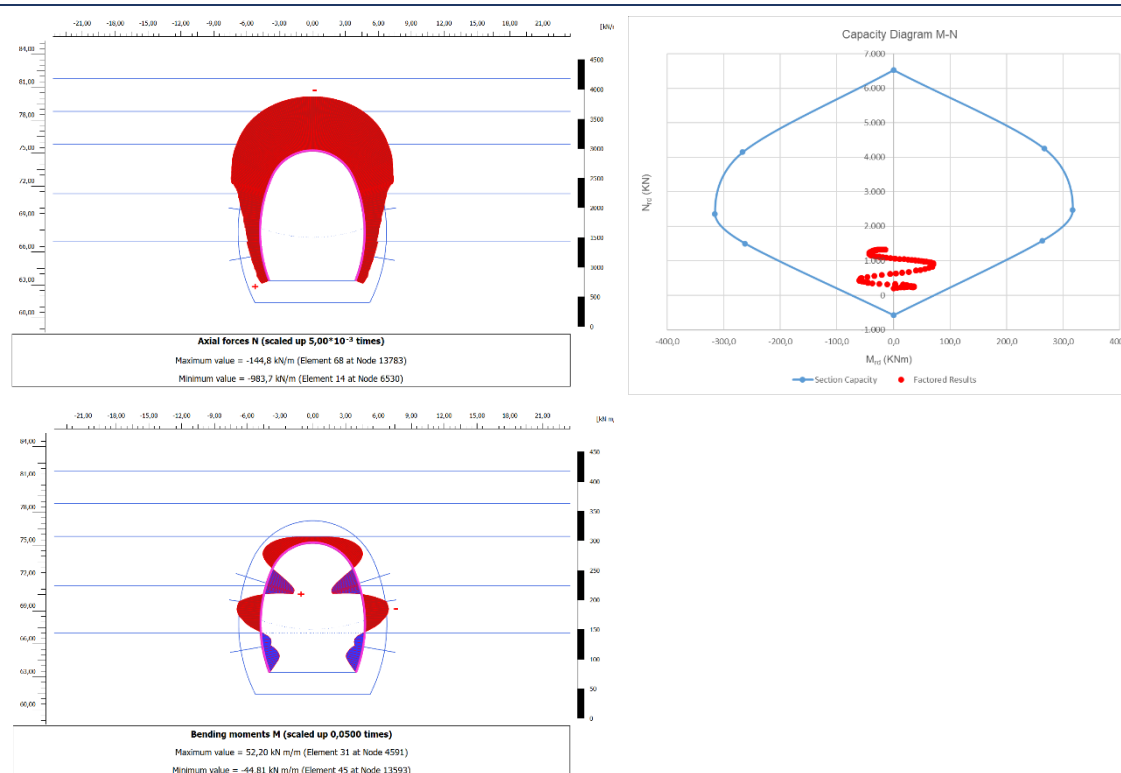


Figura 31 - Verificação da Capacidade de Secção do Túnel de Alargamento, Escavação Total

Como pode ser visto nas figuras acima, com a implementação das cambotas metálicas treliçadas P95/20/30 para o coroamento e as paredes laterais, mesmo sem considerar o aumento da resistência do betão projetado devido à adição de fibras de aço e sem considerar a resistência à tração do betão projetado, a espessura seleccionada do revestimento de betão projetado é suficiente para o túnel de alargamento. Do mesmo modo, o “invert” temporário, com a consideração de uma malha de arame #Ø6/150, tem capacidade suficiente.

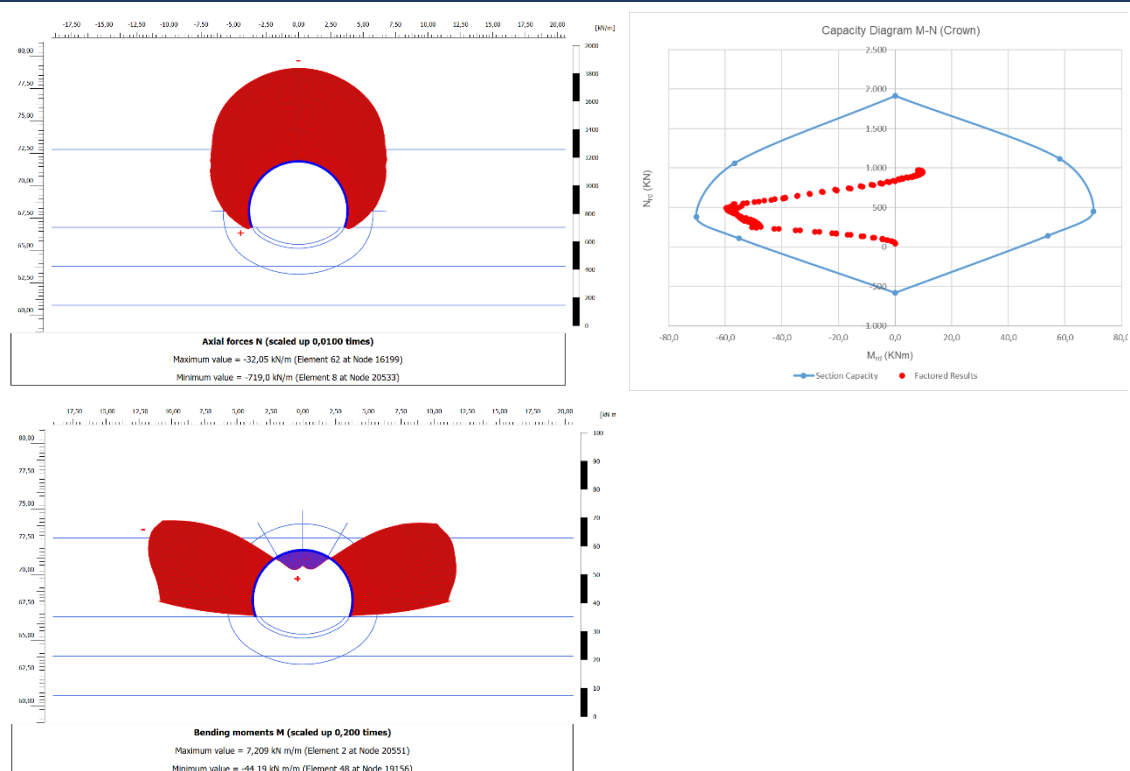


Figura 32 – Verificação da Capacidade de Secção do Túnel de Acesso, Escavação do Calote Superior

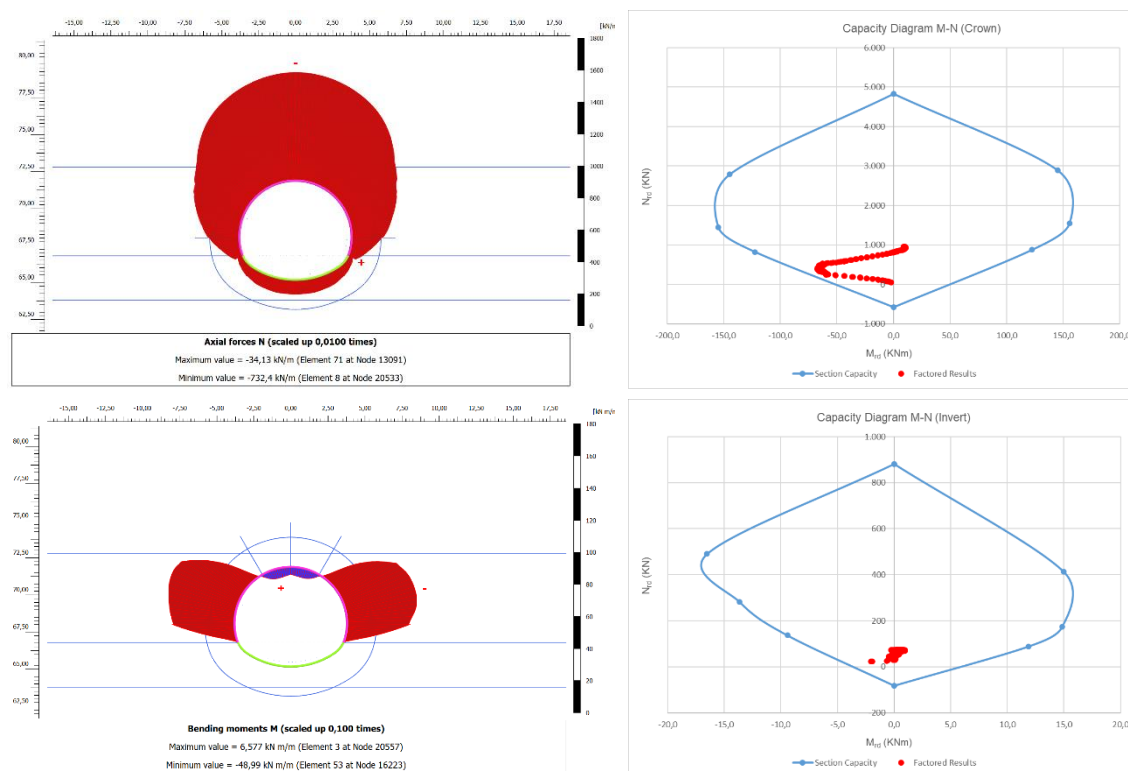


Figura 33 – Verificação da Capacidade de Secção do Túnel de Acesso, Escavação Completa

Como pode ser visto nas figuras acima, com a implementação das cambotas metálicas treliçadas P95/20/30 para o coroamento e as paredes laterais, mesmo sem considerar o aumento da resistência do betão projetado devido à adição de fibras de aço e sem considerar a resistência à tração do betão projetado, a espessura seleccionada do revestimento de betão projetado é suficiente para o túnel de acesso.

12.1.2 Verificação dos Pregagens

Na figura abaixo, são apresentadas as cargas axiais sobre as pregagens.



Figura 34 – Cargas Axiais Máximas nos Pregagens

As cargas axiais máximas nas pregagens também estão resumidas na tabela abaixo.

Tabela 16 – Carga Axial Máxima das Pregagens

Análise	Túnel	Carga Máxima do Parafuso de Rocha (kN)
1	Túnel da estação – Classe A	192.7
2	Túnel da estação – Classe B	194.5
3	Túnel 2 – Transversal	197.5
4	Túnel de alargamento	69.4
5	Túnel de acesso	95.3

Em todos os casos, a carga axial máxima nas pregagens aparece apenas numa pequena percentagem e a carga máxima é, em todos os casos, inferior à capacidade da pregagem de 200kN.

12.1.3 Convergências Iniciais de Revestimento

Na figura abaixo, são apresentados os deslocamentos máximos no revestimento de betão projetado.

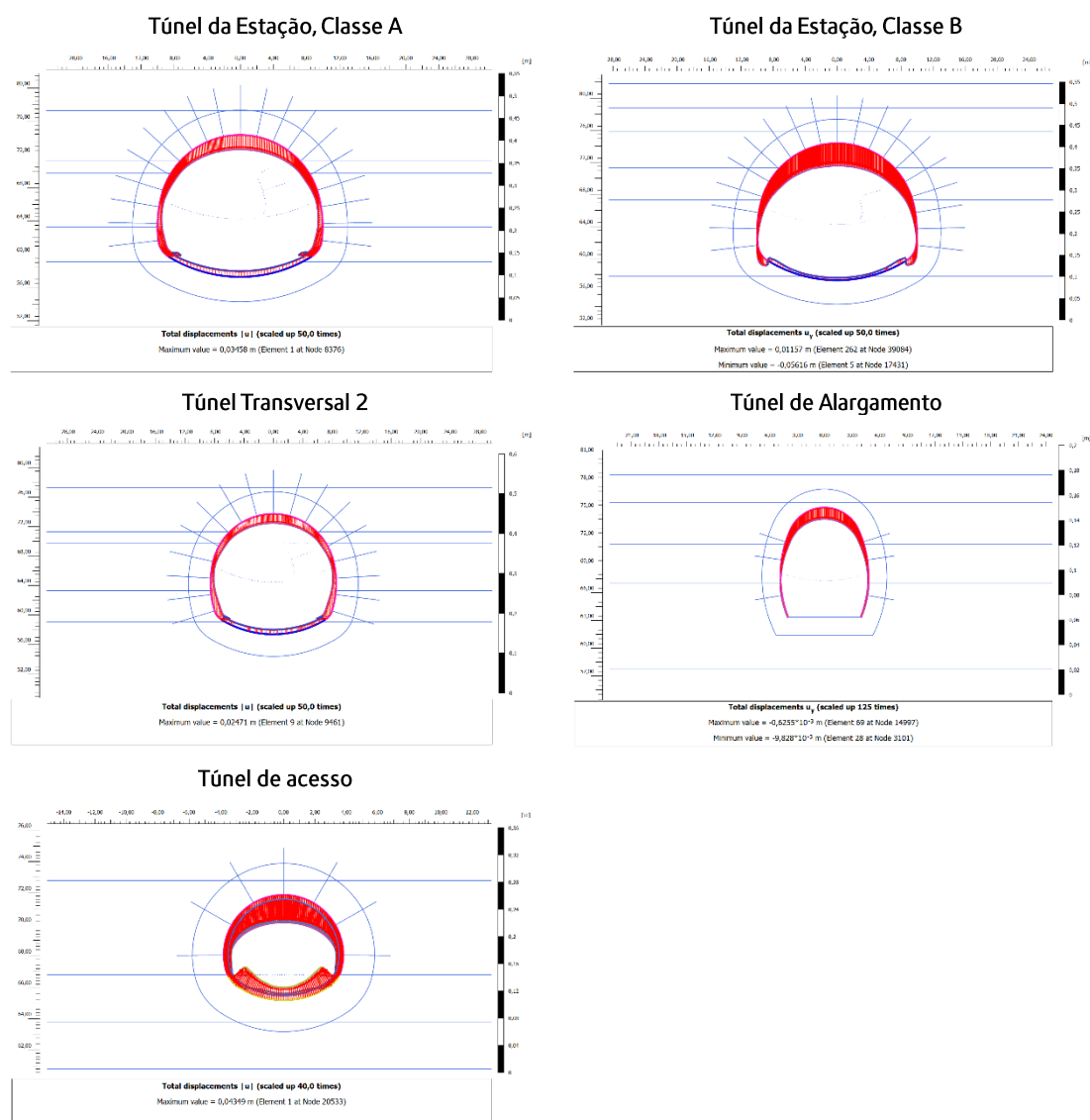


Figura 35 – Deslocamentos Máximos do Revestimento de Betão Projetado

Para a estimativa da convergência do revestimento de betão projetado, o deslocamento da última escavação é reduzido pelo deslocamento na fase anterior à instalação do betão projetado. Na tabela abaixo, o deslocamento máximo do concreto projetado e as convergências são resumidos.

Tabela 17 – Deslocamentos do Betão Projetado e Convergência

Análise	Túnel	Deslocamento Máximo do Betão Projetado (mm)	Convergência Máxima do Betão Projetado (mm)
1	Túnel da Estação - Classe A	35	$35 - 6 = 29$
2	Túnel da Estação - Classe B	56	$56 - 7 = 49$
3	Túnel 2 – Transversal	25	$25 - 4 = 21$
4	Túnel de Alargamento	10	$10 - 3 = 7$
5	Túnel de Acesso	43	$43 - 13 = 30$

As convergências do revestimento inicial de betão projetado são, em todos os casos, inferiores ao espaço previsto para as tolerâncias de convergência e de construção.

12.1.4 Deslocamentos do Solo

Na figura abaixo, são apresentados os deslocamentos verticais máximos na superfície do solo.

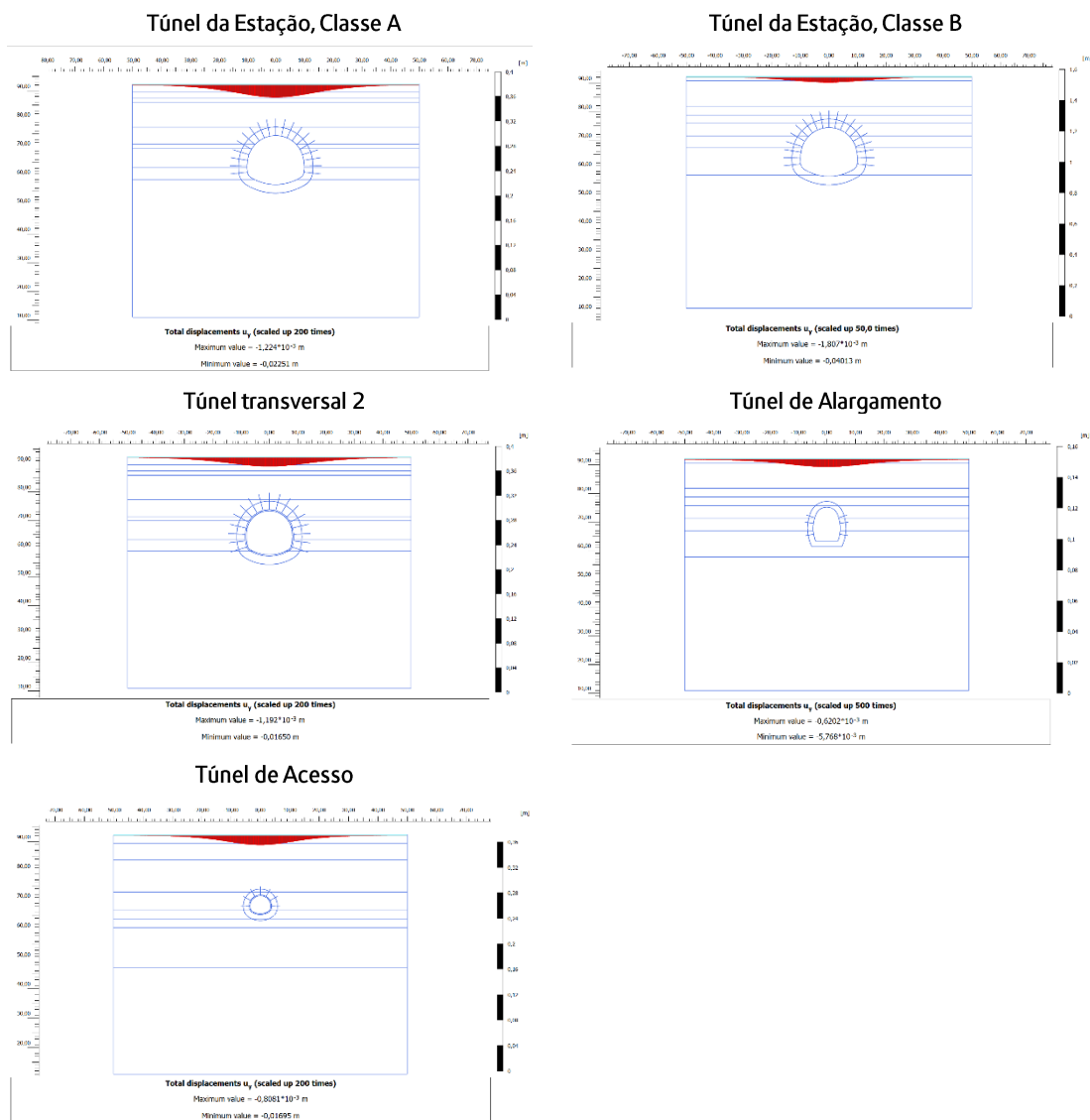


Figura 36 – Deslocamentos Máximos do Revestimento de Betão Projetado

Na Tabela seguinte, resumem-se os deslocamentos verticais máximos no eixo do túnel ao nível do solo, bem como a distância ao eixo do túnel a que os deslocamentos são inferiores a 20 mm.

Tabela 18 – Deslocamentos Verticais Máximos ao Nível do Solo

Análise	Túnel	Deslocamento Vertical Máximo ao Nível do Solo (mm)	Distância do Eixo do Túnel ao Deslocamento Vertical < 20 mm
1	Túnel da Estação – Classe A	22.5	7m

Análise	Túnel	Deslocamento Vertical Máximo ao Nível do Solo (mm)	Distância do Eixo do Túnel ao Deslocamento Vertical < 20 mm
2	Túnel da Estação – Classe B	40.1	15m
3	Túnel 2 – Transversal	16.5	-
4	Túnel de Alargamento	5.8	-
5	Túnel de Acesso	17.0	-

Note-se que, durante a fase de projeto pormenorizado, a adequação das medidas de apoio nas zonas das ligações/junções dos vários túneis será verificada através de análises numéricas tridimensionais mais elaboradas de elementos finitos elastoplásticos. Os resultados das referidas análises tridimensionais serão também utilizados para a estimativa dos deslocamentos na superfície do terreno.

12.1.5 Estimativa da Tensão no Solo

Para a estimativa da tensão do solo no revestimento final, após a execução das fases de análise da escavação e do apoio inicial, o revestimento final foi também modelado. De modo a considerar o reduzido atrito entre o revestimento inicial e o revestimento final dos túneis, devido ao sistema de impermeabilização, foram considerados elementos de interface com valores aumentados de rigidez normal e tangencial mínima.

Uma vez modelado o revestimento final, as medidas de apoio iniciais (revestimento de betão projetado, pregagens, etc.) são desativadas e toda a carga do solo é transferida para o revestimento final. A carga axial desenvolvida do revestimento final está relacionada com a tensão radial atuante no solo de acordo com a seguinte relação (D. J. Curtis, Discussion of paper "The Circular Tunnel in Elastic Ground" Geotechnique 26, No. 1, 231-237, 1976):

$$p = \frac{N}{R}$$

Na figura seguinte, é apresentada a distribuição da carga axial do revestimento final para os vários túneis.

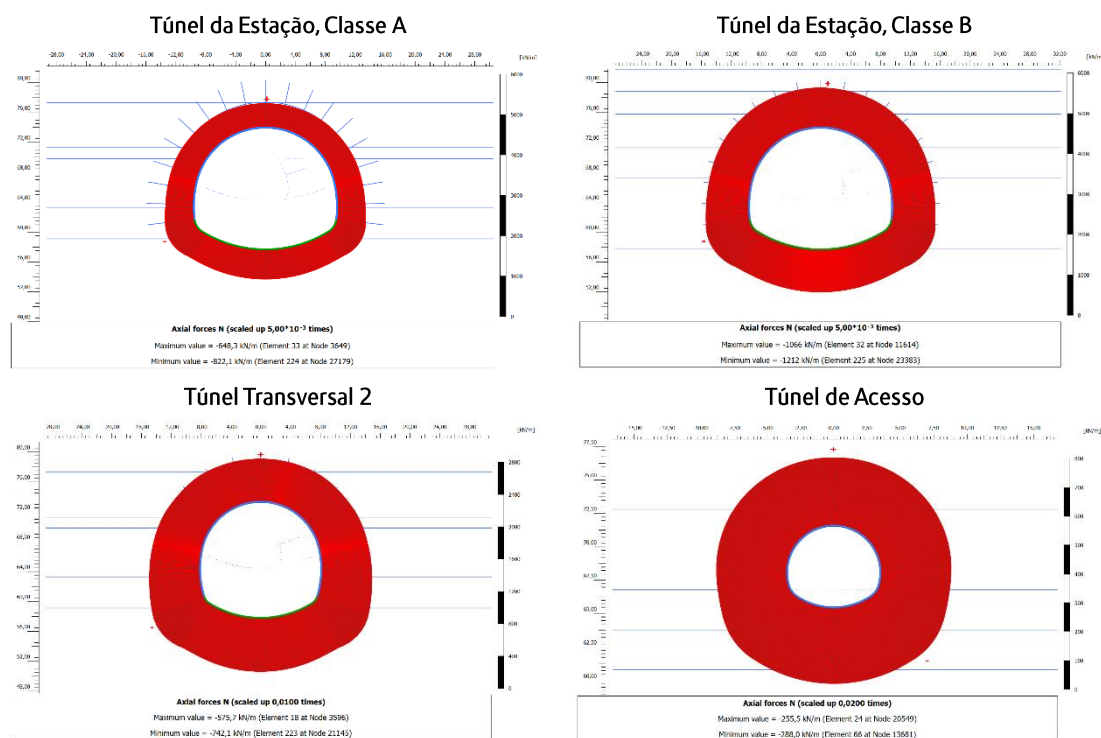


Figura 37 – Carga Axial no Revestimento Final

Na tabela seguinte, resumem-se as cargas axiais estimadas e as correspondentes cargas no solo.

Tabela 19 – Estimativa da Pressão do Solo

Análise	Túnel	Carga Axial da Coroa (kN/m)	Raio da Coroa (m)	Tensão no Solo (kPa)
1	Túnel da estação – Classe A	648	9.25	102

Análise	Túnel	Carga Axial da Coroa (kN/m)	Raio da Coroa (m)	Tensão no Solo (kPa)
2	Túnel da estação - Classe B	1066	9.25	115
3	Túnel 2 - Transversal	576	7.80	74
5	Túnel de acesso	255	3.50	64

De acordo com o exposto, estima-se que a tensão máxima no solo seja da ordem de 115kPa, que para um peso unitário do solo de 23kN/m³, corresponde a uma espessura aproximada do solo de 5,0m.

Como abordagem conservadora, deve ser considerada, para o projeto do revestimento final, uma tensão acrescida do solo de 210kPa, correspondente a uma espessura do solo aproximadamente igual ao raio do túnel.

Deve ser considerada a seguinte distribuição da carga no solo, de acordo com Beton - Kalender 2014.

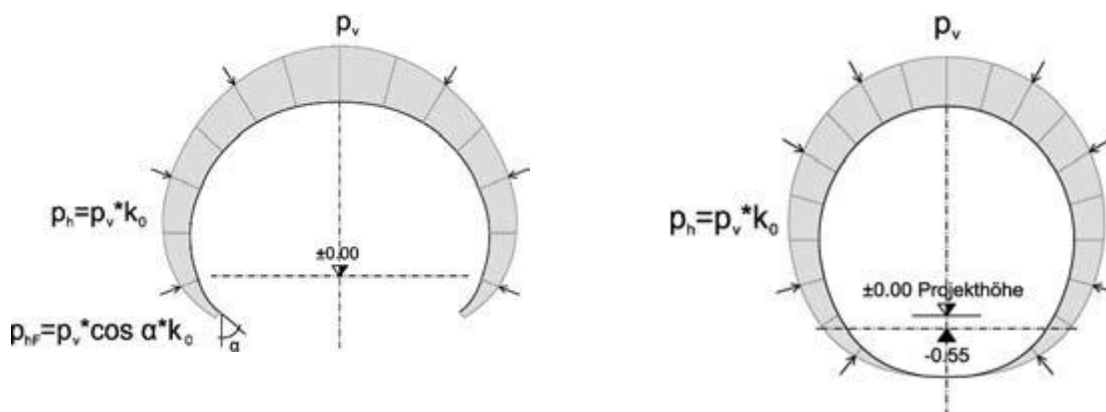


Figura 38 – Distribuição da Carga no Solo para Túneis Minados (Beton - Kalender 2014)

12.2 Resultados da Análise Tridimensional por Elementos Finitos para o Poço

12.2.1 Estacas Ø600mm

O dimensionamento das estacas Ø600mm do poço é efetuado de acordo com a norma EN 1992-1-1:2004, utilizando o software comercial SOFiSTiK. Na figura seguinte, ilustram-se os resultados da análise de elementos finitos 3D do fuste, associados às estacas de Ø600mm. Para o dimensionamento final, os valores obtidos são multiplicados por um fator de carga de 1,35 e pelo espaçamento das estacas armadas de 1,0m.

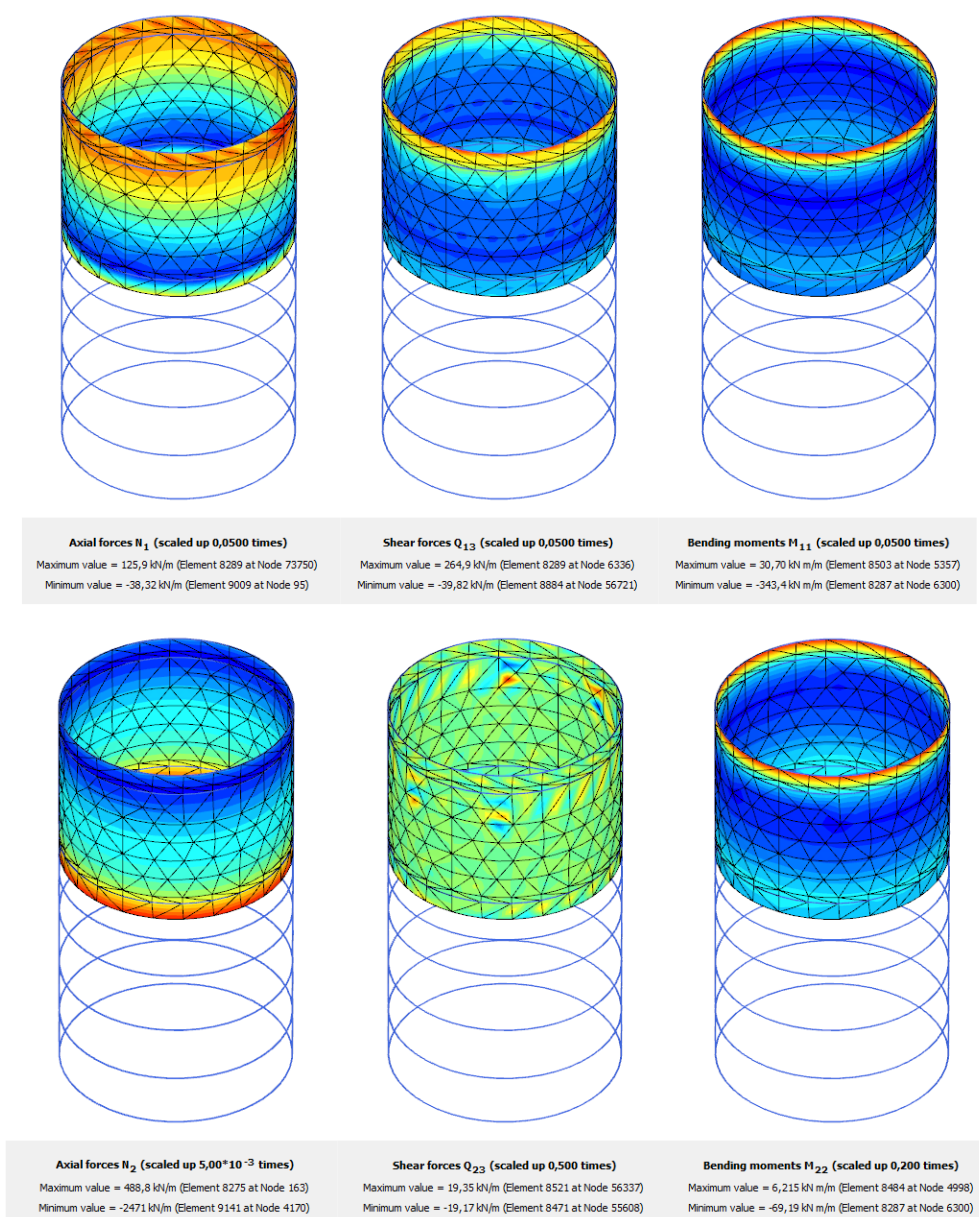


Figura 39 – Estacas do Poço Ø600mm: Forças internas calculadas com base em análises PLAXIS 3D

Com base nos resultados das simulações de elementos finitos 3D (PLAXIS3D) e no dimensionamento associado (SOFiSTiK), a armadura longitudinal e transversal mínima necessária é:

$$A_{s,min} = 40.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-v,min} = 8.66 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Portanto, a armadura utilizada para as estacas de Ø600mm do poço é:

- Reforço longitudinal: **14Ø20** $\Leftrightarrow A_s = 44.00 \text{ cm}^2$
- Reforço da armadura: **Ø12/15** $\Leftrightarrow A_{s-v} = 15.08 \text{ cm}^2 / \text{m}$

12.2.2 Viga de Coroamento de Estacas

O dimensionamento da viga de coroamento de estacas de betão armado C30/37 e dimensões 0.80m × 0.80m do poço é realizado de acordo com a norma EN 1992-1-1:2004, utilizando o software comercial SOFiSTiK. Na figura abaixo, são ilustrados os resultados da análise 3D por elementos finitos da viga de coroamento de estacas. Para o dimensionamento final, os valores obtidos são multiplicados por um fator de carga de 1,35.

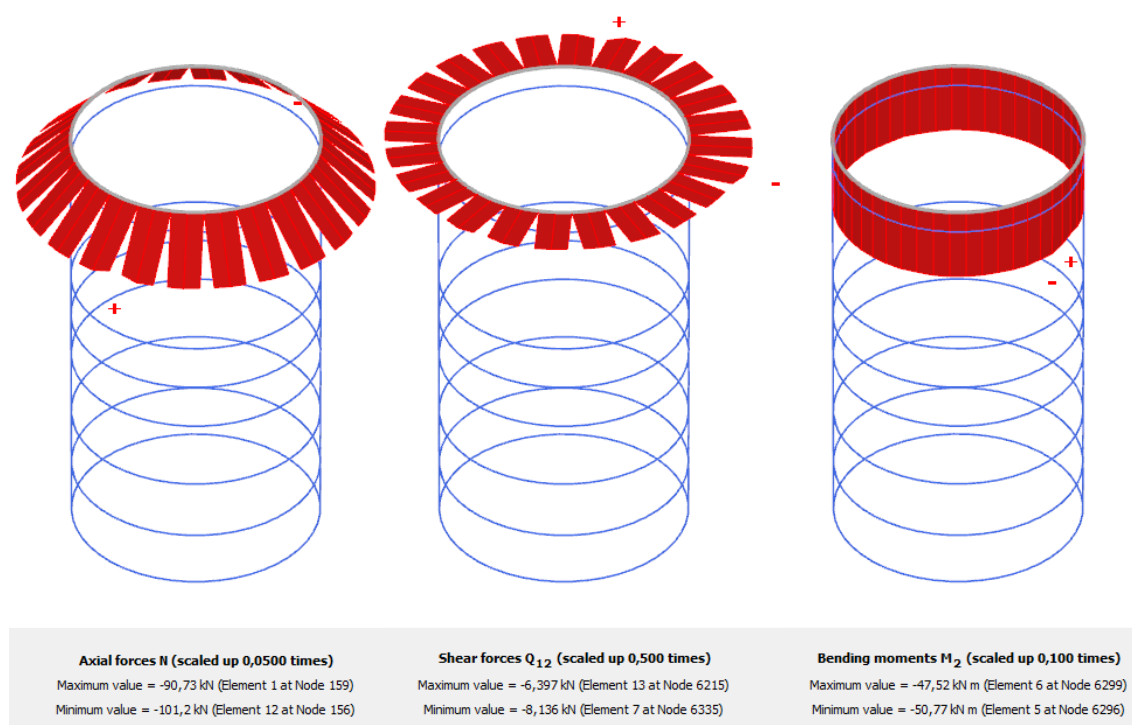


Figura 40 – Coroamento da Estaca do Poço: Forças Internas Calculadas com Base em Análises PLAXIS 3D

Com base nos resultados das simulações de elementos finitos 3D (PLAXIS3D) e no dimensionamento associado (SOFiSTiK), a armadura longitudinal e transversal mínima necessária é:

$$A_{s,min} = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-v,min} = 7.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Portanto, a armadura utilizada para o bloco de estacas (0,80m × 0,80m) do poço é inicialmente assumida como:

- Reforço longitudinal: **5Ø18 *per face*** $\Leftrightarrow A_s = 12.7\text{cm}^2/\text{m per face}$
- Reforço da armadura: **Ø12/15** $\Leftrightarrow A_{s-v} = 15.08\text{cm}^2/\text{m}$

12.2.3 Betão Projetado

O dimensionamento do revestimento inicial do poço em betão projetado, bem como das malhas de aço, é realizado de acordo com a norma EN 1992-1-1:2004, considerando uma resistência à compressão cilíndrica característica para o betão projetado igual a 8MPa, com a utilização de folhas de cálculo internas. Note-se que, embora o revestimento de betão projetado seja considerado temporário, os resultados das análises de elementos finitos foram multiplicados por um fator de carga de 1,35. Nas figuras seguintes é apresentada a verificação da capacidade das secções de betão projetado (espessuras de 20cm e 40cm), para uma resistência de idade precoce e sem qualquer reforço.

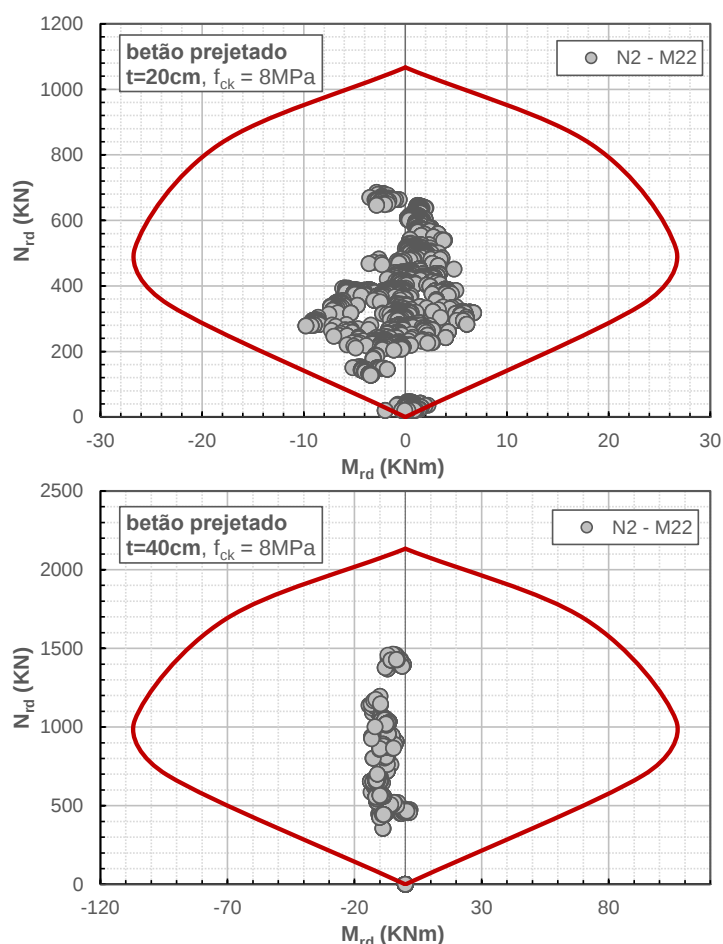
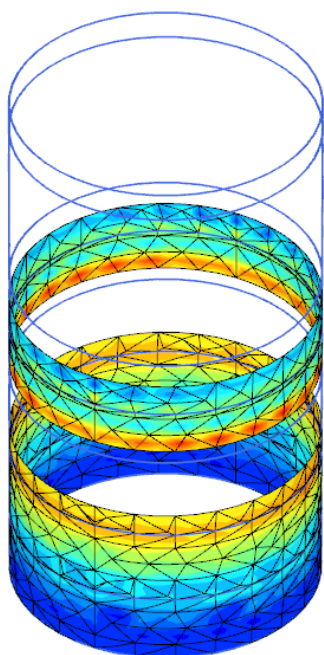
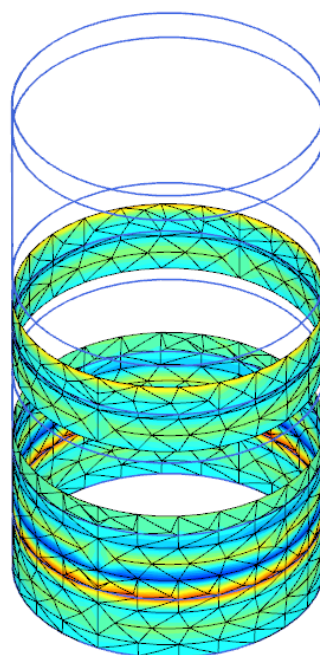


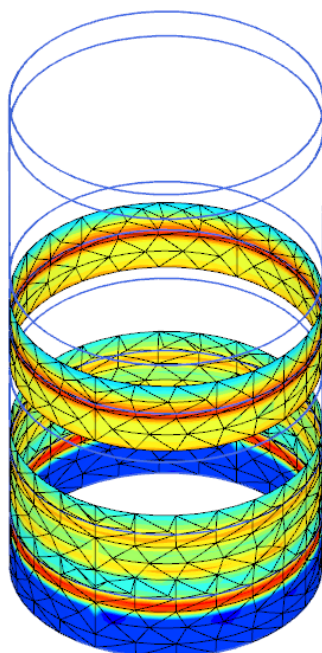
Figura 41 – Poço: Diagrama de Interação M-N; Espessura do Betão Projetado 20cm (superior), Espessura do Betão Projetado 40cm (inferior)



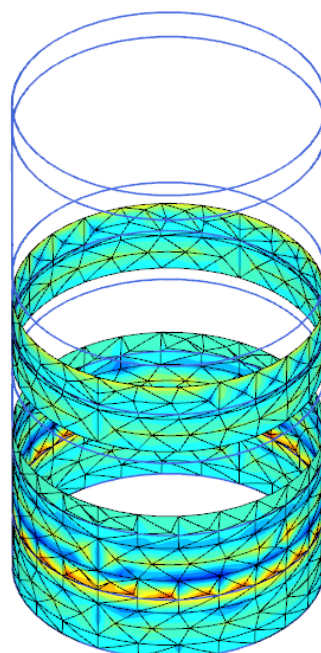
Axial forces N_1 (scaled up 0,0500 times)
Maximum value = 313,5 kN/m (Element 9502 at Node 32603)
Minimum value = -11,25 kN/m (Element 10648 at Node 15959)



Bending moments M_{11} (scaled up 0,200 times)
Maximum value = 19,10 kN m/m (Element 10291 at Node 2185)
Minimum value = -26,38 kN m/m (Element 10440 at Node 371)

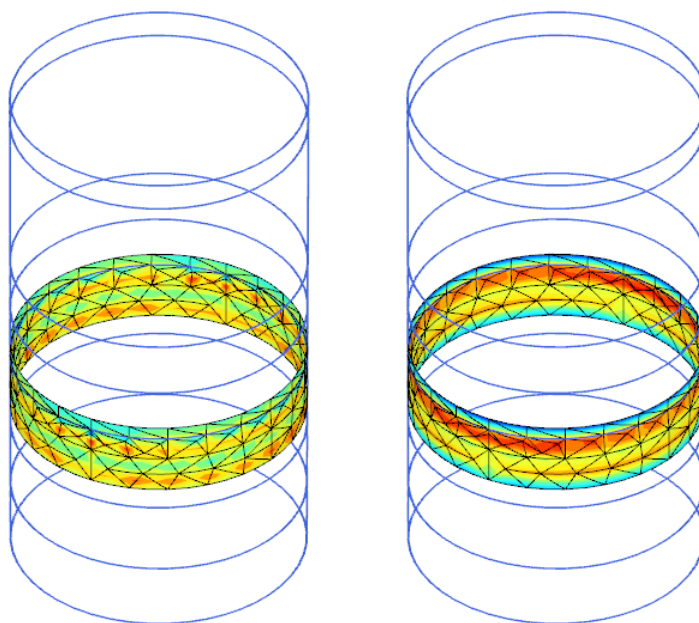


Axial forces N_2 (scaled up 0,0200 times)
Maximum value = 26,97 kN/m (Element 10729 at Node 16101)
Minimum value = -508,0 kN/m (Element 10578 at Node 15895)



Bending moments M_{22} (scaled up 5,00 times)
Maximum value = 4,968 kN m/m (Element 10291 at Node 2185)
Minimum value = -7,619 kN m/m (Element 10387 at Node 421)

Figura 42 – Poço – Betão Armado (espessura 20 cm): Forças Internas Calculadas com Base em Análises PLAXIS 3D

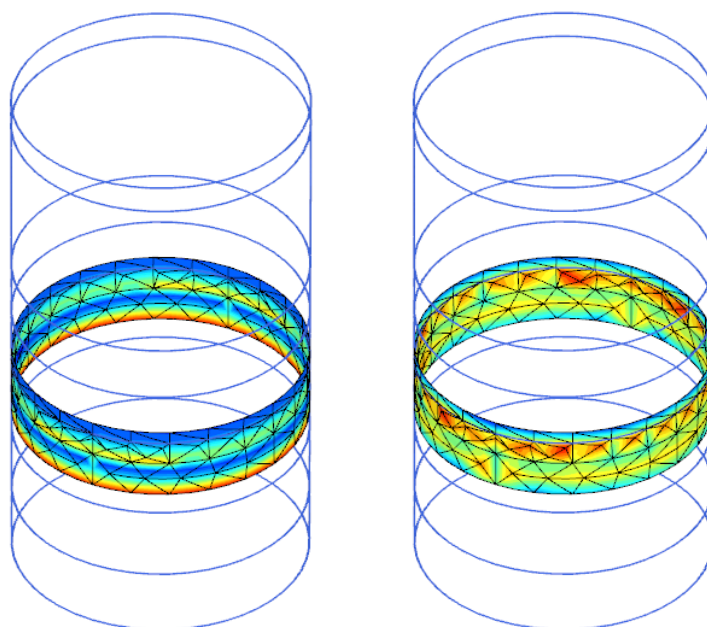


Axial forces N_1 (scaled up 0,0500 times)

Maximum value = 312,8 kN/m (Element 9689 at Node 2769)
Minimum value = 112,2 kN/m (Element 9684 at Node 2771)

Bending moments M_{11} (scaled up 0,200 times)

Maximum value = 5,027 kN m/m (Element 9591 at Node 87)
Minimum value = -47,41 kN m/m (Element 9681 at Node 26182)



Axial forces N_2 (scaled up 0,0100 times)

Maximum value = -263,2 kN/m (Element 9869 at Node 26836)
Minimum value = -1085 kN/m (Element 9920 at Node 2807)

Bending moments M_{22} (scaled up 0,500 times)

Maximum value = 1,370 kN m/m (Element 9591 at Node 87)
Minimum value = -12,77 kN m/m (Element 9694 at Node 477)

Figura 43 – Poço – Betão Armado (espessura 40 cm): Forças Internas Calculadas com Base em Análises PLAXIS 3D

Além disso, como mostram as figuras acima, devido às forças gravitacionais que atuam no revestimento de betão projetado quando cada fase de escavação progressiva é concluída, são desenvolvidas forças axiais de tração na direção vertical ($\max N_1 = 313.5kN \cdot 1.35 = 423.3kN$) são desenvolvidas nos elementos da placa de betão projetado. Para ter em conta estas forças axiais, o revestimento de betão projetado é reforçado com duas camadas de malha Ø10/150. A resistência de projeto, $R_{t,d}$ dos elementos de malha de arame é calculada como:

- Resistência de projeto do aço: $f_{y,d} = f_{y,k}/\gamma_s = 500MPa/1,15 = 434.8MPa$
- Rede metálica 2Ø10/150: $A_s = 2 \cdot 524mm^2 = 1048mm^2$
- Resistência da conceção da malha de arame: $R_{t,d} = f_{y,d} \cdot A_s = 434.8MPa \cdot 1048mm^2 = 455.7kN$

Assim, $\max N_1 \leq R_{t,d}$ e, por conseguinte, são suficientes duas camadas de malha Ø10/150.

12.2.4 Pregagens

Na figura abaixo são apresentadas as cargas axiais nas pregagens, no final da escavação do poço, com base nos resultados da simulação numérica 3D.

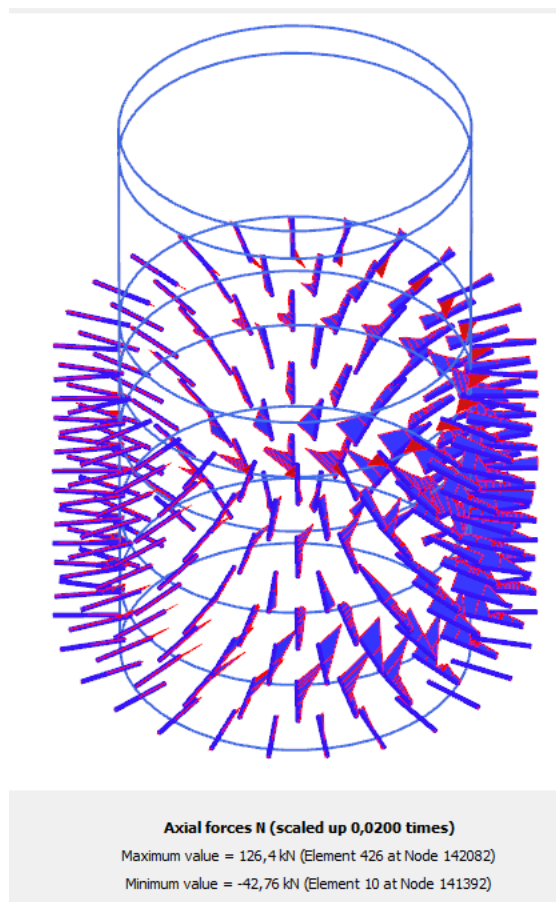


Figura 44 – Pregagens do Poço: Forças Axiais Calculadas com Base em Análises PLAXIS 3D

Com base nos resultados numéricos, a carga axial máxima nas pregagens é de $N_d = 126.4kN$ que é inferior à capacidade de 200kN das pregagens.

12.2.5 Deslocamentos no Solo

Na figura seguinte, são apresentados os deslocamentos verticais máximos à superfície do solo devido à escavação do poço, calculados com base no modelo numérico 3D no PLAXIS 3D.

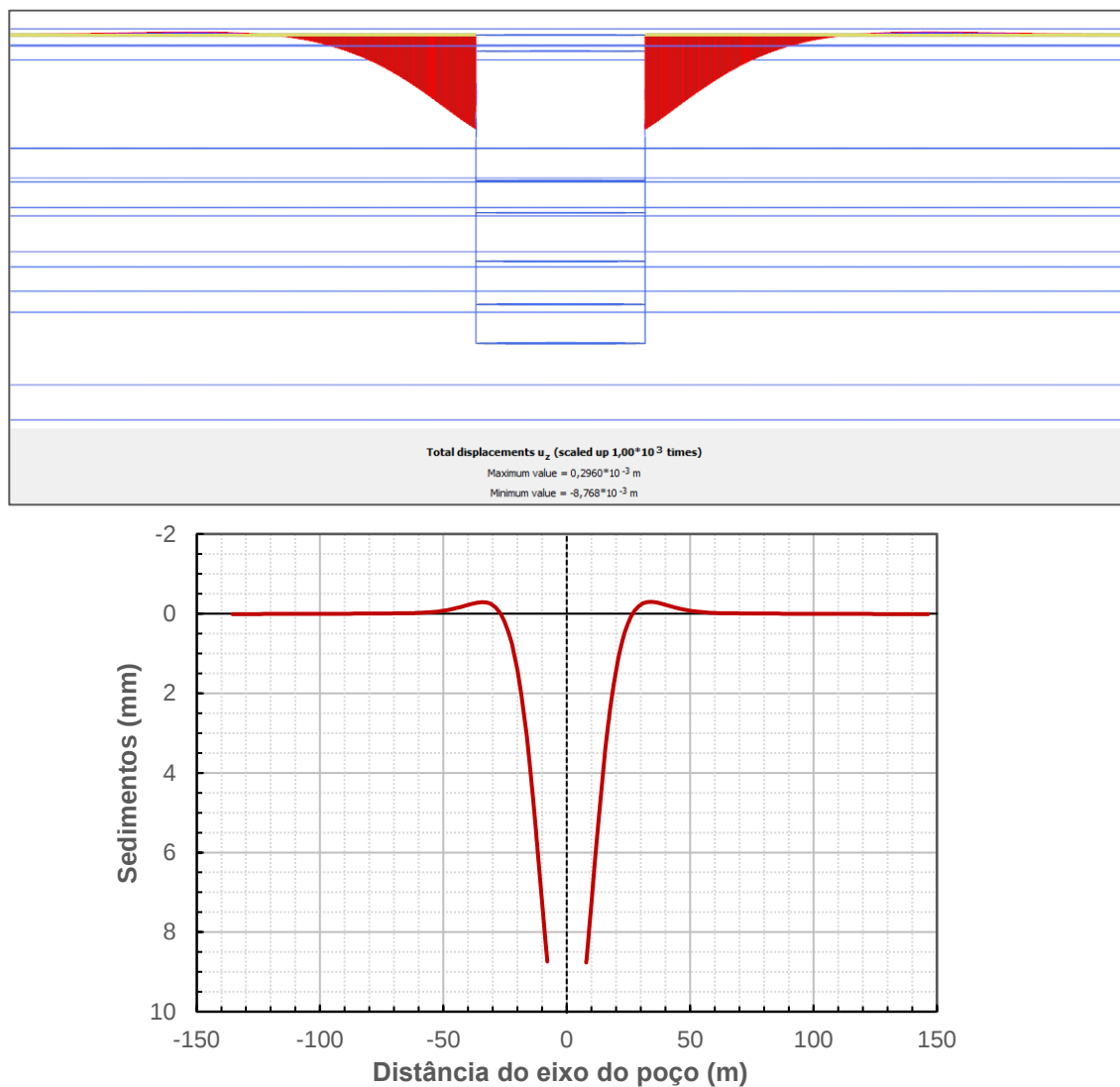


Figura 45 – Poço: Deslocações Verticais Máximas Calculadas à Superfície do Solo com Base nas Análises PLAXIS 3D

Como se pode ver na figura acima, os deslocamentos verticais máximos à superfície do solo, na vizinhança da escavação do poço, são inferiores a 20 mm. Além disso, é de notar que durante a fase de projeto detalhado, a adequação das medidas de apoio do poço e dos vários túneis será verificada através de análises numéricas tridimensionais mais elaboradas de elementos finitos elastoplásticos. Os resultados das análises tridimensionais acima referidas serão também utilizados para a estimativa holística dos deslocamentos à superfície do solo.

12.3 Resultados das Análises de Paredes de Contenção Embutidas

12.3.1 Profundidade de Embutimento Necessária

As análises embutimento das estacas foram efetuadas com recurso ao software WALLS-Retain (Fides-DV GmbH), tendo em conta a estratigrafia e as características geométricas das estacas. De acordo com o respetivo anexo nacional, foi adotada a abordagem de projeto 1 da norma EN 1997-1 com os correspondentes fatores de resistência parcial, conforme descrito no §11. Os modelos numéricos acima referidos, desenvolvidos no WALLS-Retain, são ilustrados e resumidos nas figuras seguintes.

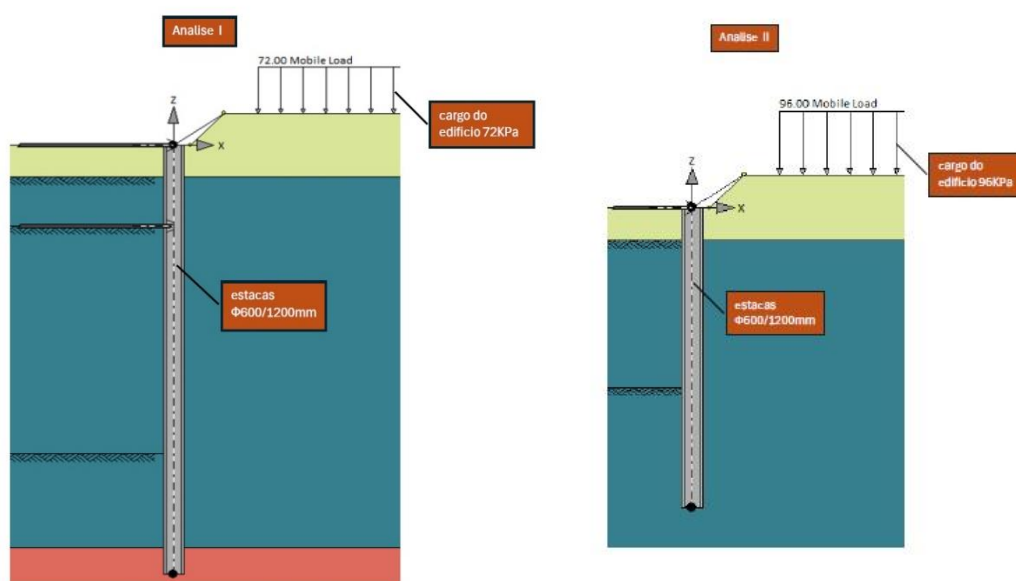


Figura 46 – Acesso Este: Modelos Numéricos para o Cálculo da Profundidade de Embutimento (WALLS-Retain)

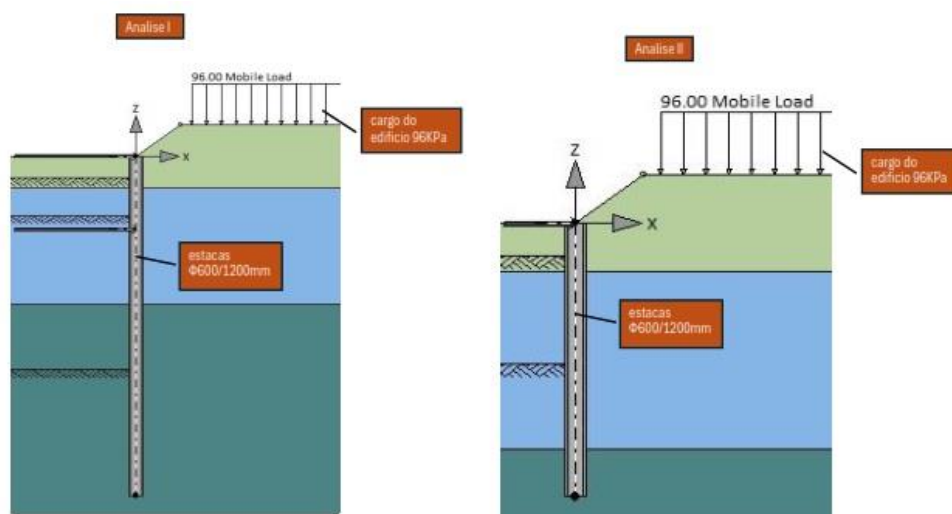


Figura 47 – Acesso Oeste: Modelos Numéricos para o Cálculo da Profundidade de Embutimento (WALLS-Retain)

Os resultados das análises efetuadas são resumidos nos Tabelas seguintes.

Tabela 20 – Acesso Leste – Profundidade de Embutimento e Resultados da Estabilidade Global

Acesso Leste						
Análise Fides-DV GmbH	Profundidade Máxima de Escavação (m)	Profundidade Mínima de Enterramento Requerida (m)		Profundidade de Incorporação Fornecida (m)	Fator de Segurança de Estabilidade Global	
		DA 1-1	DA 1-2		DA 1-1	DA 1-2
E - I	10.65	3.77	3.48	4.35	1/0.48=2.08	1/0.60=1.66
E - II	6.44	3.63	3.18	4.56	1/0.54=1.85	1/0.66=1.52

Tabela 21 – Acesso Oeste – Profundidade de Embutimento e Resultados da Estabilidade Global

Acesso Oeste						
Análise Fides-DV GmbH	Profundidade Máxima de Escavação (m)	Profundidade Mínima de Enterramento Requerida (m)		Profundidade de Incorporação Fornecida (m)	Fator de Segurança de Estabilidade Global	
		DA 1-1	DA 1-2		DA 1-1	DA 1-2
W - I	11.60	5.95	5.47	6.40	1/0.79=1.26	1/0.98=1.02
W - II	5.85	4.11	3.74	5.65	1/0.67=1.49	1/0.86=1.16

De acordo com os Tabelas anteriores, a profundidade de embutimento fornecida é sempre superior ao mínimo exigido e, em todos os casos, o fator de segurança mínimo da estabilidade global é superior à unidade.

12.3.2 Dimensionamento e verificação da capacidade de estacas Ø600mm

O dimensionamento e a verificação da capacidade das estacas de betão armado Ø600mm/1,20m (C30/37), dos Acessos Este e Oeste são realizados de acordo com as normas EN 1992-1-1:2004, utilizando o software comercial SOFiSTiK, bem como folhas de cálculo internas.

Na figura seguinte, ilustram-se os resultados da análise de Elementos Finitos 2D do poço, associados às estacas Ø600mm/1.20m dos Acessos Este e Oeste. Para o dimensionamento final e verificação da capacidade, os valores obtidos são multiplicados por um fator de carga de 1,35 e pelo espaçamento das estacas de 1,20m (Ø600mm).

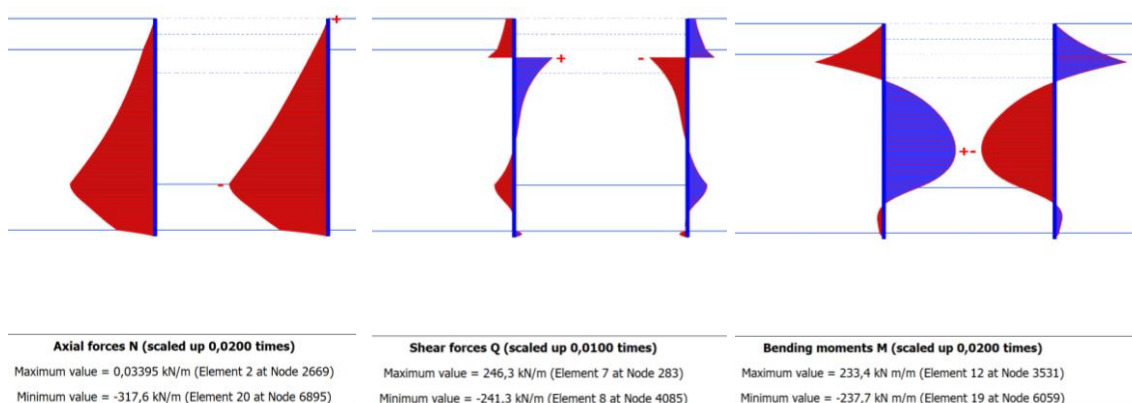


Figura 48 – Estacas de Acesso Leste: Forças Internas Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D – Modelo E-I

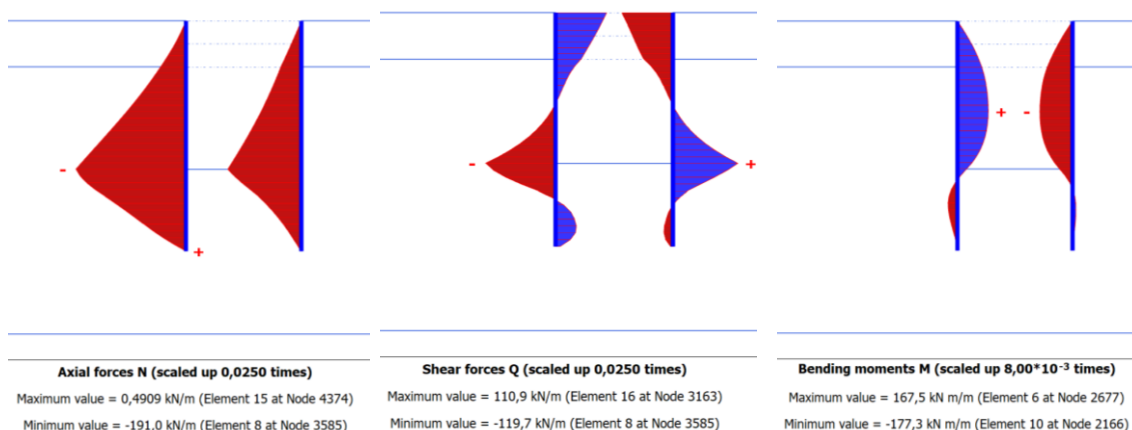


Figura 49 – Estacas de Acesso Leste: Forças Internas Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D – Modelo E-II

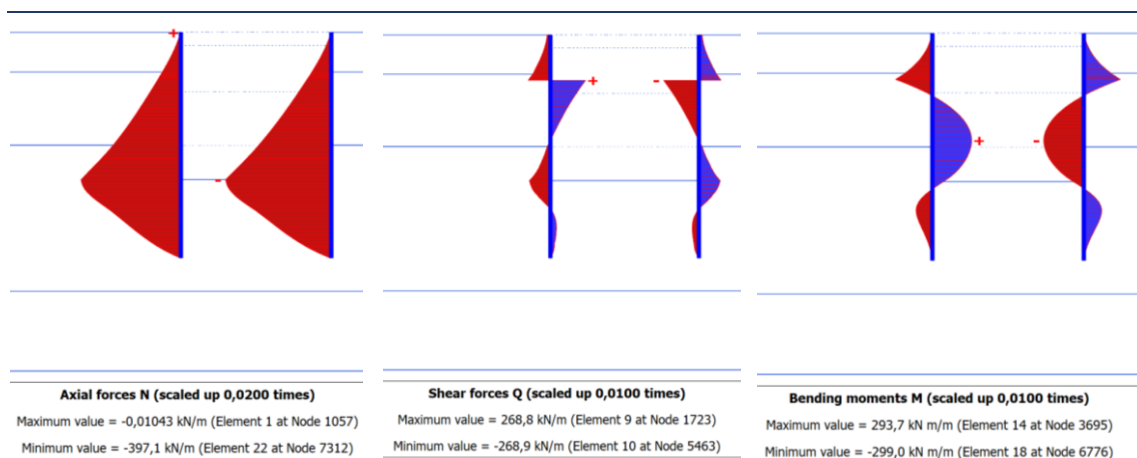


Figura 50 – Estacas de Acesso Oeste: Forças Internas Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D – Modelo W-I

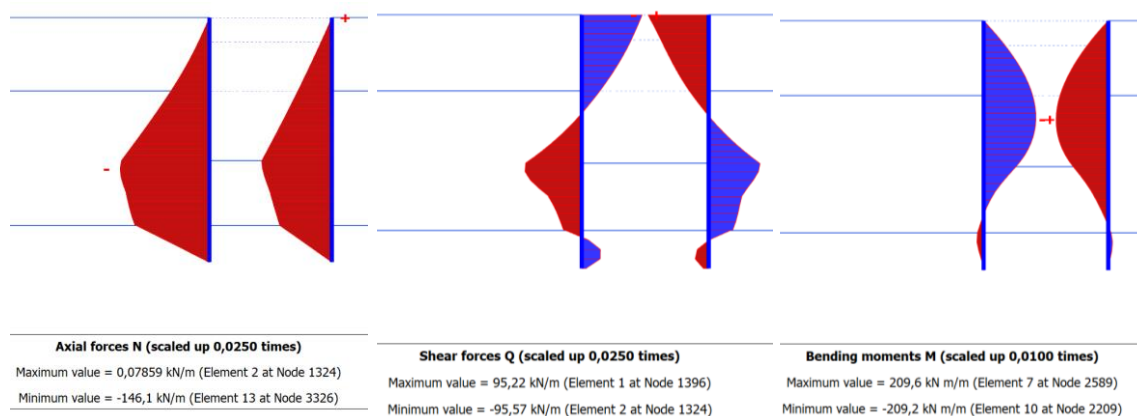


Figura 51 – Estacas de Acesso Oeste: Forças Internas Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D – Modelo W-II

Para as estacas de betão armado Ø600mm/1,20m (C30/37), os resultados das análises numéricas em termos de forças internas nos locais mais críticos, estão resumidos na tabela seguinte.

Tabela 22 – Acessos: Valores de Projeto das Forças Internas para Estacas Ø600mm/1,20m

Acesso	Modelo	Profundidade Máxima de Escavação (m)	Valores de Conceção		
			Força Axial, N (kN)	Força de Corte, Q (kN)	Momento de Flexão, M (kN/m)
Leste	E-I	10.65	228.3	246.3	237.7
	E-II	6.45	69.9	123.7	177.3
Oeste	W-I	11.60	251.5	268.9	299.0
	W-II	5.85	88.6	95.6	209.6

Posteriormente, para as estacas de betão armado Ø600mm/1,20m (C30/37), e com base no dimensionamento associado (SOFiSTiK), as armaduras longitudinais e transversais mínimas exigidas e inicialmente estimadas são tabeladas na tabela seguinte.

Tabela 23 – Acessos: Armadura Mínima Exigida e Finalmente Empregue para Estacas Ø600mm/1,20m

Acesso	Modelo	Comprimento da Estaca (m)	Tipo de Reforço	Reforço Mínimo Necessário	Reforço Utilizado
Leste	E-I	14	Longitudinal	42.8 cm ²	10Ø28 (61.6 cm ²)
			Estribo	16.0 cm/m	Ø12/10 (22.6 cm/m)
	E-II	10	Longitudinal	32.0 cm ²	10Ø25 (49.1 cm ²)
			Estribo	8.5 cm/m	Ø12/15 (15.1 cm/m)
Oeste	W-I	17	Longitudinal	59.4 cm ²	10Ø28 (61.6 cm ²)
			Estribo	16.8 cm/m	Ø12/10 (22.6 cm/m)
	W-II	10	Longitudinal	40.1 cm ²	10Ø25 (49.1 cm ²)
			Estribo	6.5 cm/m	Ø12/15 (15.1 cm/m)

12.3.3 Escoras de Aço e Vigas de Distribuição

Após o cálculo das forças internas das escoras de aço com base nas análises de elementos finitos 2D no PLAXIS 2D, a capacidade dos elementos de contraventamento foi estimada utilizando folhas de cálculo internas.

De acordo com §5.3.3 da EN 1993-1-1:2005, foi considerada uma excentricidade igual a $L/500$, em que L é o comprimento da escora, bem como uma diferença de temperatura igual a 20°C . Para a escora, assumiu-se que a carga da escora é distribuída ao longo do comprimento da distância axial das escoras e o sistema estrutural corresponde, de forma conservadora, a uma viga simplesmente apoiada.

Nos Tabelas seguintes, são resumidos os resultados das verificações de capacidade (ou seja, verificações da secção transversal e da encurvadura) dos elementos de aço.

Tabela 24 – Acesso Este: Verificações da Capacidade da Secção Transversal para Barras de Aço – Modelo E-I

Secção	Escora/Fila	N_{ed} (KN)	V_{ed} (KN)	M_{ed} (KNm)	$N_{PL, RD}$ (KN)	$V_{PL, RD}$ (KN)	$M_{PL, RD}$ (KNm)	Verificação da Secção Transversal
CHS 273/10	Suporte / 1 st	918	359	40	2933	1078	128	Passar
CHS 508/20	Suporte / 2 nd	6112	15	373	10885	4000	560	Passar
2HEB 300	Waler	0	503	453	5293	972	662	Passar

Tabela 25 – Acesso Este: Verificações de Encurvadura para Barras de Aço – Modelo E-I

Secção	Suporte/Roda	N_{ed} (KN)	$N_{b, RD}$ (KN)	Fator de Segurança	Verificação da Secção Transversal
CHS 273/10	Suporte / 1 st	918	2319	$0.40 \leq 1$	Passar
CHS 508/20	Suporte / 2 nd	6112	9316	$0.66 \leq 1$	Passar

Tabela 26 – Acesso Este: Verificações da Capacidade da Secção Transversal para Barras de Aço – Modelo E-II

Secção	Escora/Fila	N_{ed} (KN)	V_{ed} (KN)	M_{ed} (KNm)	$N_{PL, RD}$ (KN)	$V_{PL, RD}$ (KN)	$M_{PL, RD}$ (KNm)	Verificação da Secção Transversal
CHS 273/10	Suporte / 1 st	985	1	10	2933	1078	128	Passar

Tabela 27 – Acesso Este: Verificações de Encurvadura para Barras de Aço – Modelo E-II

Secção	Escora/Fila	N_{ed} (KN)	$N_{b, RD}$ (KN)	Fator de segurança	Verificação da secção transversal
CHS 273/10	Suporte / 1 st	985	2840	$0.35 \leq 1$	Passar

Tabela 28 – Acesso Oeste: Verificações da Capacidade da Secção Transversal para Barras de Aço – Modelo W-I

Secção	Escora/Fila	N _{ed} (KN)	V _{ed} (KN)	M _{ed} (KNm)	NPL, RD (KN)	VPL, RD (KN)	MPL, RD (KNm)	Verificação da Secção Transversal
CHS 355/12	Suporte / 1 st	1015	72	103	4783	1758	312	Passar
CHS 508/20	Suporte / 2 nd	3848	1201	258	10884	4000	826	Passar
2HEB 300	Waler	0	441	397	5293	972	663	Passar

Tabela 29 – Acesso Oeste: Verificações de Encurvadura para Barras de Aço – Modelo W-I

Secção	Escora/Fila	N _{ed} (KN)	N _{b, RD} (KN)	Fator de Segurança	Verificação da Secção Transversal
CHS 355/12	Suporte / 1 st	1015	3689	0.28≤1	Passar
CHS 508/20	Suporte / 2 nd	3848	9723	0.40≤1	Passar

Tabela 30 – Acesso Oeste: Verificações da Capacidade da Secção Transversal para Barras de Aço – Modelo W-II

Secção	Escora/Fila	N _{ed} (KN)	V _{ed} (KN)	M _{ed} (KNm)	NPL, RD (KN)	VPL, RD (KN)	MPL, RD (KNm)	Verificação da Secção Transversal
CHS 273/10	Suporte / 1 st	1024	2	24	2933	1078	121	Passar

Tabela 31 – Acesso Oeste: Verificações de Encurvadura para Barras de Aço – Modelo 2

Secção	Escora/Fila	N _{ed} (KN)	N _{b, RD} (KN)	Fator de Segurança	Verificação da Secção Transversal
CHS 273/10	Suporte / 1 st	1024	2620	0.39≤1	Passar

12.3.4 Parede de Estacas e Deslocamentos do Solo

Nas figuras seguintes, apresentam-se as deformações da parede no final da escavação dos acessos Este e Oeste, calculadas com base no modelo numérico 2D do PLAXIS 2D.

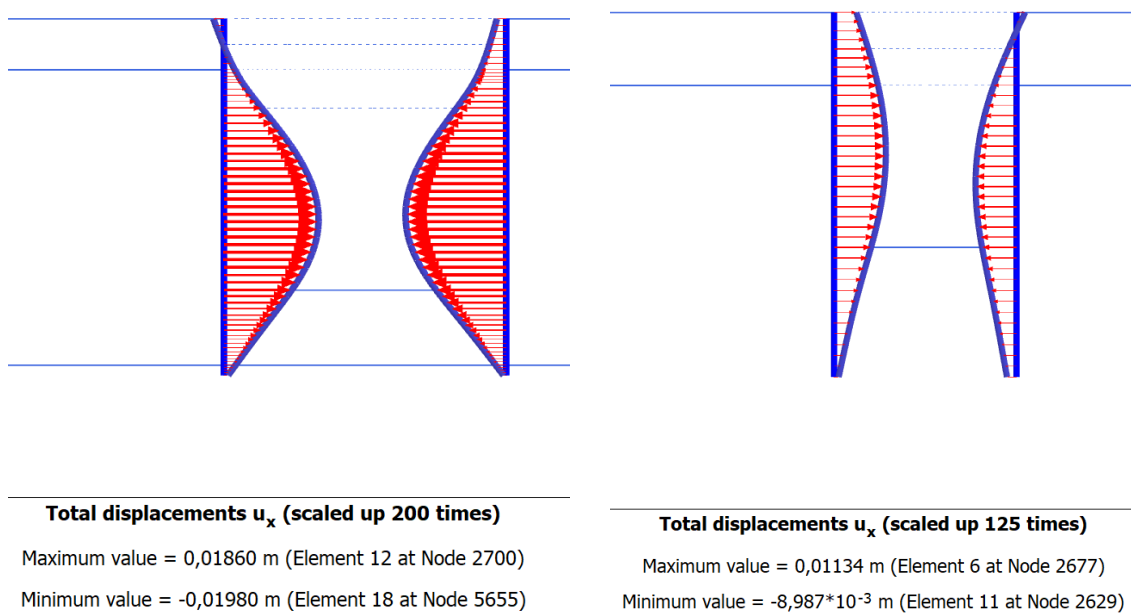


Figura 52 – Estacas de acesso leste: Deflexões de parede calculadas com base em análises PLAXIS 2D

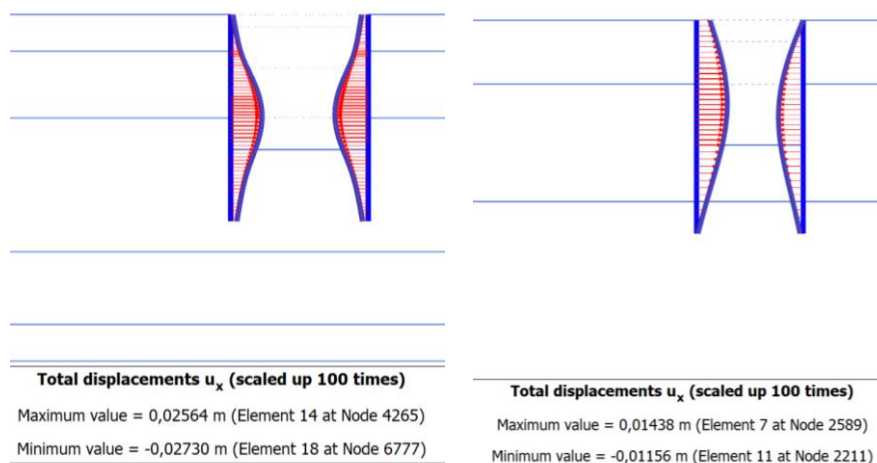


Figura 53 – Estacas de Acesso Oeste: Deflexões de Parede Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D

Na tabela seguinte resumem-se as deformações máximas das paredes, calculadas com base nas secções transversais analisadas dos acessos Este e Oeste. As deformações obtidas numericamente correspondem a deformações relativas inferiores a $H/400$ para as estacas de betão armado ($\varnothing 600/1.20m$).

Tabela 32 – Acessos: Deflexões Máximas das Paredes com Base nas Análises PLAXIS 2D

Acesso	Modelo	Profundidade Máxima de Escavação (m)	Deflexão Máxima da Parede		
			δ (mm)	δ/H (%)	Controlo
Leste	E-I	10.65	20	0.17	< H/550
	E-II	6.45	11	0.17	< H/550
Oeste	W-I	11.60	27	0.24	< H/450
	W-II	5.85	14	0.24	< H/400

Nas figuras seguintes, apresentam-se os deslocamentos verticais à superfície do terreno devidos à escavação dos acessos Este e Oeste, calculados com base no modelo numérico 2D do PLAXIS 2D, e na Tabela seguinte são tabelados os correspondentes assentamentos máximos do terreno

Tabela 33 – Acessos: Deslocações verticais máximas à superfície do solo com base nas análises PLAXIS 2D

Acesso	Modelo	Profundidade Máxima de Escavação (m)	Deslocamento Vertical Máximo ao Nível do Solo (mm)
Leste	E-I	10.65	1.89 < 5
	E-II	6.45	0.74 < 5
Oeste	W-I	11.60	1.03 < 5
	W-II	5.85	0.67 < 5

Em todos os casos, os deslocamentos verticais máximos calculados na superfície do solo devido à escavação dos acessos leste e oeste são inferiores a 20 mm.

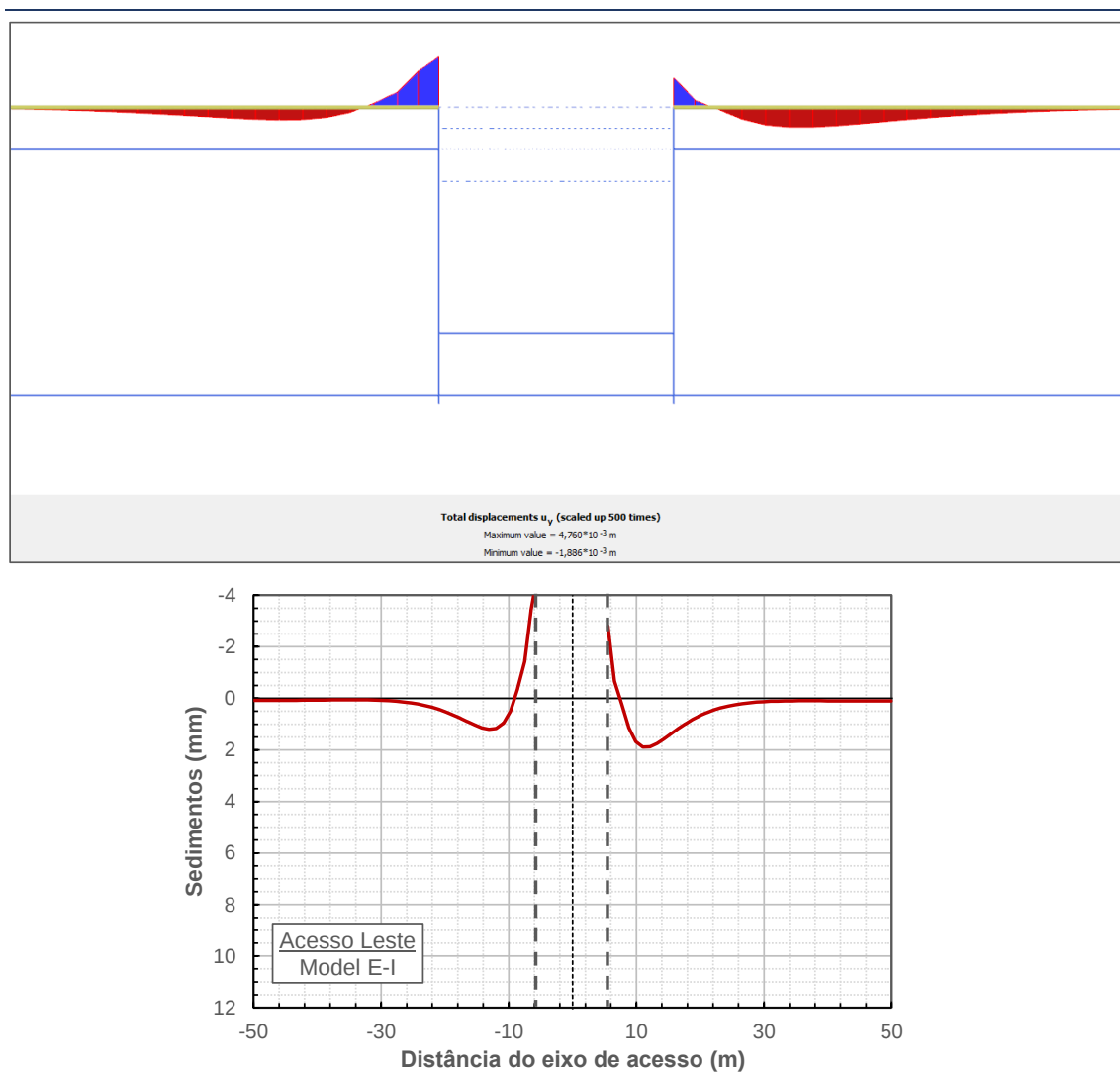


Figura 54 – Acesso Leste: Deslocações Verticais do Solo Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D – Modelo E-I

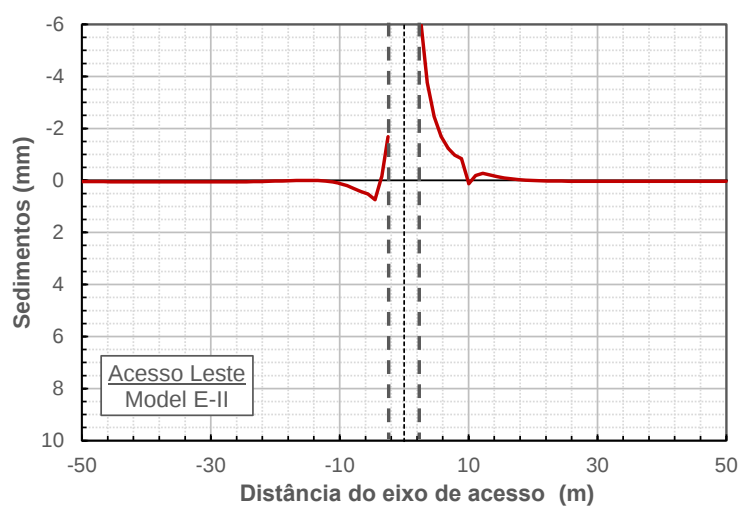
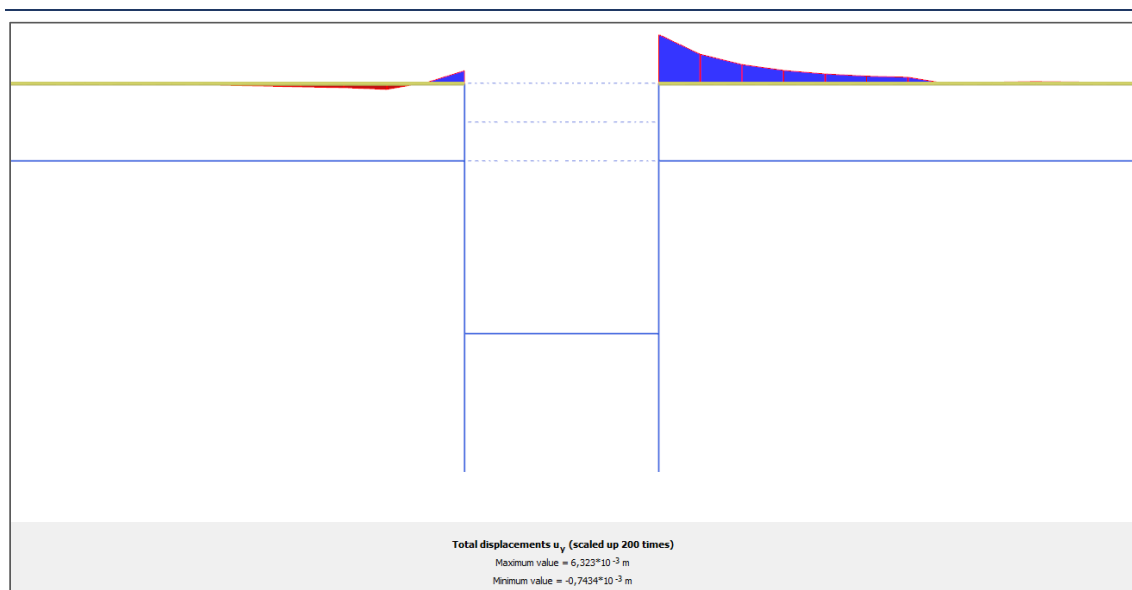


Figura 55 – Acesso Leste: Deslocações Verticais do Solo Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D – Modelo E-II

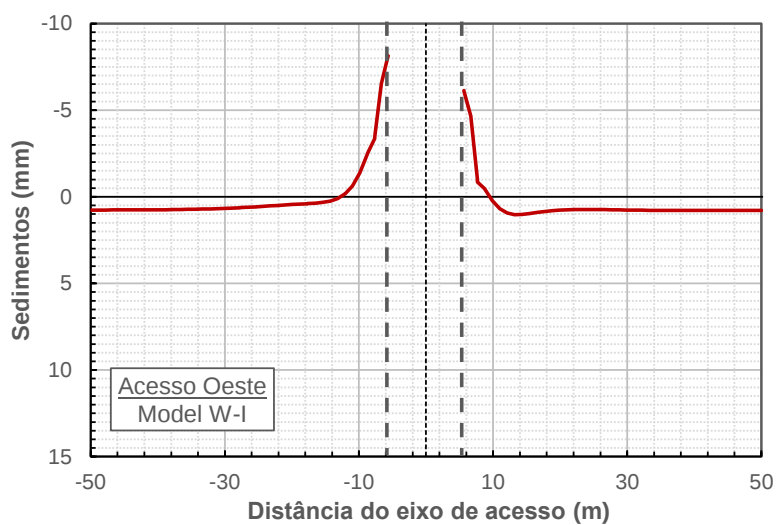
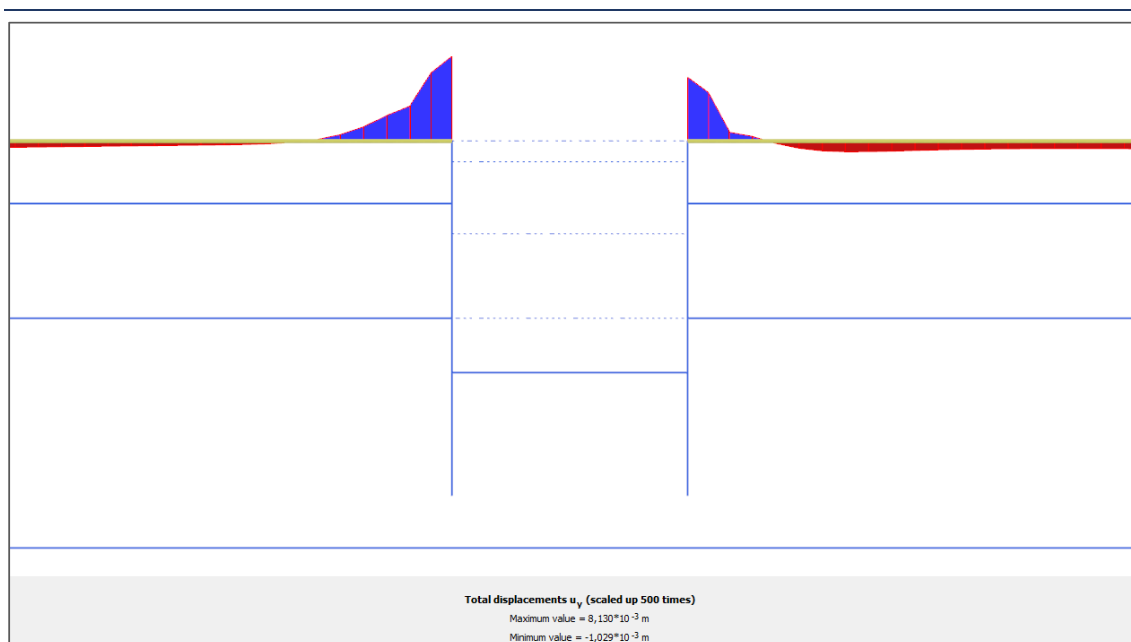


Figura 56 – Acesso Oeste: Deslocações Verticais do Solo Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D – Modelo W-I

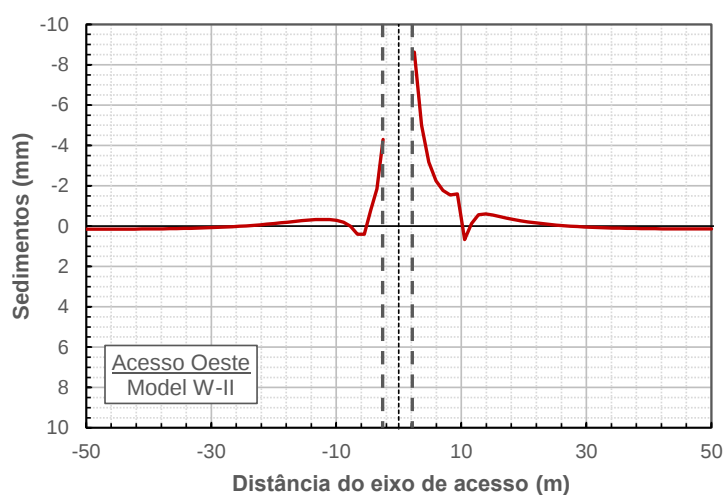
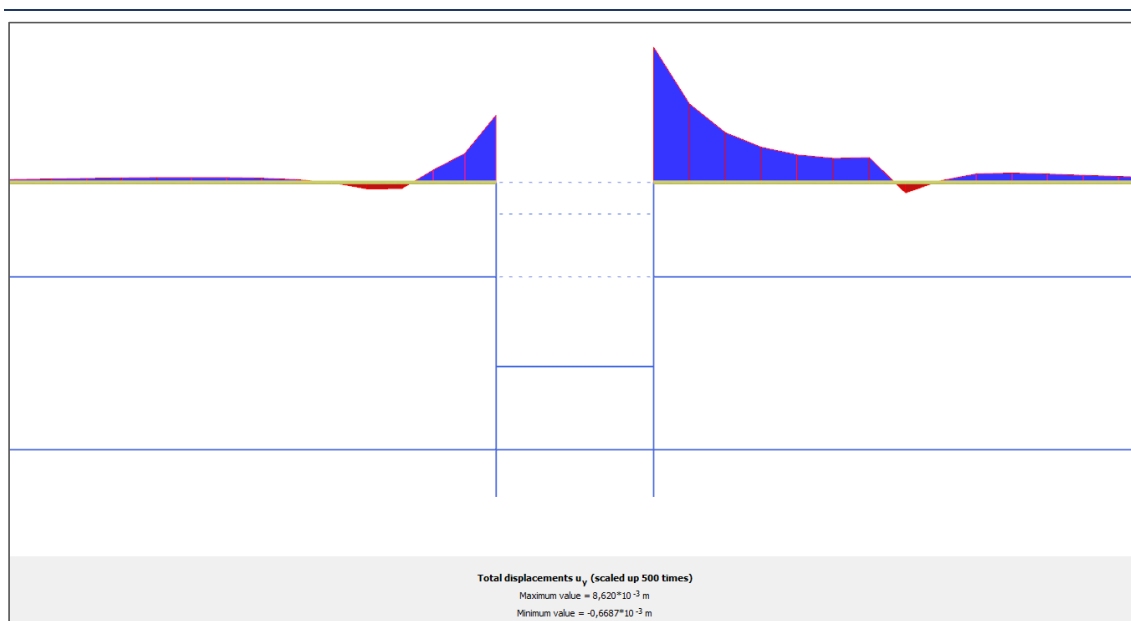


Figura 57 – Acesso Oeste: Deslocações Verticais do Solo Calculadas com Base em Análises PLAXIS 2D – Modelo W-II

13 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

13.1 Introdução

A utilização de instrumentação e observação permitirá prever o controlo sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento do projeto, de forma a verificar os pressupostos do projeto e, sempre que necessário, adaptá-lo antecipadamente de modo a garantir, sem comprometer a segurança, o cumprimento dos prazos previstos, a gestão de eventos acidentais e imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que o projeto se desenvolve. Em função dos resultados obtidos, a monitorização permitirá o controlo e a adaptação atempada das soluções, com efeito benéfico na minimização do risco geotécnico da obra.

Importa ainda referir que a metodologia adotada no desenvolvimento deste estudo segue os princípios atuais aplicados neste tipo de intervenção.

O sistema de monitorização deve ser robusto para garantir uma durabilidade adequada e deve consistir em instrumentos de fiabilidade comprovada que estejam atualmente a ser utilizados em projetos semelhantes.

Todos os instrumentos terão de ser adequadamente protegidos para evitar que sejam danificados durante a execução dos trabalhos.

A realização de leituras topográficas requer a utilização de elementos de referência adequados, localizados na área do projeto que não serão afetados durante os trabalhos e a uma distância tal que o erro de leitura associado seja marginal.

A instalação da instrumentação é de importância estratégica para o correto desempenho do sistema de monitorização, em particular para os instrumentos que, uma vez instalados, não poderão ser acedidos posteriormente.

A instalação deve garantir a máxima fiabilidade e o êxito das operações.

As técnicas e procedimentos de instalação devem estar sempre de acordo com as instruções dos fabricantes dos instrumentos.

Toda a instrumentação deve ser instalada com bastante antecedência em relação ao início dos trabalhos, de modo a obter leituras de referência adequadas.

A redundância dos instrumentos é importante para aumentar a confiança no sistema e permitir um controlo cruzado.

Sempre que possível, serão adotados sistemas de leitura automática dos dispositivos de monitorização, nomeadamente, estações totais automáticas.

De acordo com o enquadramento acima referido, o sistema de observação será definido para as diferentes obras que compõem o projeto, podendo ser instalados os seguintes instrumentos

- Pontos topográficos/marcadores para edifícios, carris e pavimentos
- Extensómetros multiponto
- Indicador “Turning and Banking”
- Piezómetro de Casagrande (a realizar no âmbito dos trabalhos)
- Medidores de fissuras (para edifícios)
- Pontos de convergência
- Sismógrafo (edifícios)
- Tiltímetro (edifícios)
- Extensómetros vibratórios para estruturas subterrâneas

- Sensores de nível de líquido
- Células de carga para escoras/sensores de pré-tensão

13.2 Parâmetros Monitorizados

Em geral, as quantidades a controlar serão as seguintes

- Medições das convergências no interior do túnel e dos túneis das estações com recurso a pontos topográficos/marcadores;
- Medição da inclinação de edifícios através de medidores de inclinação;
- Medição da abertura de fissuras, utilizando medidores de fissuras;
- Medições dos deslocamentos verticais internos da superfície do solo, com extensómetros multiponto;
- Medição de deslocamentos horizontais através de inclinómetros;
- Medições de assentamento utilizando pontos topográficos/marcadores com nivelamento preciso;
- Medições piezométricas da água com piezómetros;
- Medição das vibrações induzidas com sismógrafos;
- Medições de deslocamentos axiais utilizando extensómetros.
- Medição de forças aplicadas utilizando células de carga.

13.3 Escavações Mineiras

A avaliação da evolução do comportamento das obras subterrâneas será efetuada através do registo dos deslocamentos do revestimento de betão projetado (convergências) e da observação de eventuais fissuras no suporte primário. Para o efeito, serão criadas secções de medição de convergências, onde serão instalados pontos de convergência na abóbada e na bancada.

De um modo geral, no que respeita às grandezas a monitorizar, as mais relevantes são as relacionadas com a libertação do estado de tensão, a presença e o fluxo de água e as vibrações devidas ao processo de escavação.

As ações relacionadas com a presença e escoamento de água nas escavações subterrâneas serão controladas pela observação sistemática dos caudais, ainda que não se preveja que tais observações sejam feitas neste caso concreto, com base na informação disponível dos piezómetros instalados. Quando necessário, é dado particular relevo aos furos de drenagem longitudinais efetuados antes da escavação, que permitirão também estimar as condições hidrogeológicas do terreno a escavar.

13.4 Edifícios

Para a monitorização dos edifícios próximos do projeto, será implementado um sistema de monitorização composto por:

- Pontos topográficos/marcadores para edifícios, carris e pavimentos
- Sensores de nível de líquido para controlo de pequenas deslocações verticais (alta precisão)
- Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução de obras
- Medidores de inclinação para controlo da inclinação
- Medidores de fissuras para controlar as fissuras existentes nos edifícios.

A adoção de medidas de instrumentação e observação permitirá à fase de obra observar os movimentos que ocorrem nas interferências e, se necessário, tomar medidas para minimizar os movimentos das estruturas e consequentemente reduzir os riscos humanos e materiais associados a esses movimentos. Assim, serão estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (I e II), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade crescente da instrumentação instalada e pela frequência de leitura a efetuar.

- Instrumentação e observação Nível I – Monitorização utilizando essencialmente alvos refletores;
- Instrumentação e observação Nível II – Monitorização com recurso a alvos refletores e prismas e também a inclinómetros, níveis de líquidos, fissurómetros e sismómetros.

Note-se que os sismógrafos devem ser instalados o mais próximo possível das fundações dos edifícios e que os medidores de fissuras devem ser instalados apenas em caso de presença de fissuras.

13.5 Frequência de Monitorização

As leituras iniciais (zeragem) devem ser efetuadas de acordo com as indicações referidas nos pontos anteriores e sempre antes do início dos trabalhos de escavação.

A frequência das leituras a adaptar na fase de construção e de exploração é apresentada a título indicativo na Tabela seguinte.

Tabela 34 – Frequência de Monitorização

Tipo de Instrumento	Frequência de Controlo das Escavações Subterrâneas			
	Distância da Escavação			
	< 20m	20 – 60m	60 – 100m	> 100m
Pontos topográficos / marcadores	6 gravações por dia	A cada 2 dias	Semanal	Quinzenalmente até ser inferior a 2mm.mês
Tiltmetro	Duas vezes por semana			
Piezómetro elétrico	6 gravações por dia	A cada 2 dias		
Piezómetro de Casagrande	Semanal	Semanal		
Medidor de fissuras	Duas vezes por semana			
Sismógrafo	Cada hora			
Convergências	Diária	A cada 2 dias		

Tipo de Instrumento	Frequência de Controlo das Escavações Subterrâneas			
	Distância da Escavação			
	< 20m	20 – 60m	60 – 100m	> 100m
Extensómetros	Diária			
Sensores de nível de líquido	6 gravações por dia			
Inclinómetro	Semanal			
Inspecções visuais	Diária			

13.6 Níveis de Aviso, Referência e Alarme

O estabelecimento dos níveis de alerta e alarme para os parâmetros acima referidos visa limitar os danos a uma determinada categoria, uma vez que quando o valor definido para o nível de alerta for atingido, será obrigatório analisar a evolução das deformações, de forma a poder tratar atempadamente a aplicação de medidas para estabilizar os deslocamentos registados (inclinómetros, alvos, marcas e fissurómetros) ou as tensões/forças registadas (células de carga) quando o nível de alarme for atingido.

Os valores associados a estes limites serão definidos em função dos resultados obtidos nos cálculos da fase de projeto de execução. Serão definidos, para cada parâmetro medido, como:

Nível de Aviso

Cenário correspondente a uma primeira fase, em que os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 80% dos valores definidos pelo projeto.

Nível de Referência

Cenário correspondente a uma primeira fase, em que os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 100% dos valores definidos pelo projeto.

Nível de Alarme

Cenário em que a evolução dos valores medidos apresenta uma aceleração/variação acentuada no tempo, sendo muito superior aos valores de projeto.

O sistema de alerta basear-se-á igualmente nos seguintes critérios:

- evolução das curvas de deslocamento ao longo do tempo, com base na análise da evolução da mesma grandeza medida através de diferentes instrumentos – fissurómetros, alvos de precisão, marcas de nivelamento, inclinómetros e células de carga;
- comparação entre os resultados obtidos nas diferentes secções de observação;
- interpretação das deformações em função das características geológico-geotécnicas dos terrenos.

O nível de alerta proposto para os deslocamentos também deve ser medido com base na variação da taxa de deformação (velocidade) e valores superiores a 0,5mm/dia podem ser considerados como o primeiro nível de alerta.

A necessidade de aplicação do plano de contingência e das ações deve ser verificada, caso as quantidades medidas através do plano de instrumentação ultrapassem os valores de alarme, não compatíveis com a segurança da obra e das estruturas adjacentes.