
11 INTERFERÊNCIAS

11.1 Enquadramento

A avaliação de danos foi realizada com base na metodologia preconizada no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha, já mencionada nos Critérios Gerais de Projeto, apoiada pelas recomendações do Eurocódigo 7, Anexo H e ainda pelo relatório ITA/AITES Report 2006 – *Settlements induced by tunneling in Soft Ground*.

Genericamente, todas as interferências estudadas encontram-se dentro da faixa de 30 m de ambos os lados do eixo do traçado e na zona de influência das escavações. A avaliação risco contemplou diversos tipos de interferências, nomeadamente:

- o Edificado, incluindo os de interesse patrimonial
- o Infraestruturas enterradas
- o Infraestruturas ferroviárias

Após a realização da avaliação de danos, em função do tipo de interferência e da magnitude dos danos estimados, serão selecionadas medidas de mitigação de assentamentos tendo em consideração:

- o Tipo de obra a realizar
- o Cenário geológico, geotécnico e hidrogeológico estimado
- o Relação custo-benefício

A execução dos trabalhos de escavação irá originar alterações do estado de tensão do maciço que resultarão em descompressões e conseqüentemente em deslocamentos na sua zona de influência. O método construtivo adotado em combinação com o comportamento das estruturas e dos materiais intercedidos condicionará a magnitude dos deslocamentos induzidos nas estruturas nele fundadas (doravante denominadas interferências). Em função da grandeza dos deslocamentos e da natureza das interferências, os efeitos dos deslocamentos poderão ser significativos e resultar em danos, pelo que importa analisar os seus efeitos. Com este objetivo, a metodologia proposta, permite quando necessário e aplicável, definir medidas de mitigação.

A presente avaliação de danos foi realizada de acordo com os requisitos do Caderno de Encargos. De modo a abranger as várias tipologias de interferências presentes no ambiente urbano em que a obra se insere, foi necessário complementar a metodologia patenteada, resultando no processo descrito no ponto seguinte do presente documento.

11.2 Estado do edificado, incluindo património, das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias

11.2.1 Atividades realizadas

Com o objetivo de melhor caracterizar os edifícios, as infraestruturas enterradas e as infraestruturas ferroviárias, foi realizada uma consulta da informação cadastral, dos elementos técnicos (plantas) disponíveis e de fotografias históricas e, onde possível, realizadas visitas.

Para os edifícios abrangidos pela faixa de influência, tentou-se recolher sempre que possível informações sobre as características das suas fundações, nomeadamente, o tipo de fundação e a cota estimada a que estas poderão estar localizadas.

Para a caracterização das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias na zona de influência dos trabalhos de escavação, serão realizados contactos com as entidades concessionárias das infraestruturas com o objetivo de aferir o seu posicionamento e estado de conservação. Paralelamente, serão realizadas vistorias aos serviços e efetuados levantamentos topográficos dos elementos visíveis à superfície.

11.2.2 Edifícios

O projeto insere-se numa zona urbana cujo edificado foi construído em diferentes períodos históricos e em que a sua composição, estado de conservação e tipo de estrutura, diferem significativamente.

Na avaliação da suscetibilidade de edifícios foi também considerado o seu valor histórico-cultural, particularmente se no que respeita ao facto de o mesmo ser considerado património classificado. Assim, com o objetivo de incluir na avaliação de risco esta componente, foi incorporado um fator de agravamento da categoria de risco, descrita no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

A análise dos elementos acima referidos em combinação com o posicionamento dos edifícios em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar os edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 7).

Tabela 7 – Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA	TIPO DE FUNDAÇÃO
316	Edifício Público	Avenida Infante Santo, 43	Betão Armado	Superficial
317	Edifício	Avenida Infante Santo, 45	Betão Armado	Superficial
318	Edifício	Avenida Infante Santo, 47A-47B-47-47C-47D	Betão Armado	Superficial
319	Edifício Público	Avenida Infante Santo, 49	Betão Armado	Superficial
320	Edifício	Avenida Infante Santo, 51	Betão Armado	Superficial
321	Edifício	Avenida Infante Santo, 53	Betão Armado	Superficial
322	Edifício	Avenida Infante Santo, 55	Betão Armado	Superficial
328	Edifício	Calçada das Necessidades, 2	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
329	Edifício	Calçada das Necessidades, 3	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
330	Edifício	Calçada das Necessidades, 4	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial

331	Edifício Público	Calçada das Necessidades, 5	Betão Armado	Superficial
332	Edifício	Calçada das Necessidades, 6	Alvenaria Resistente	Superficial
333	Edifício	Calçada das Necessidades, 8	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
334	Edifício	Calçada das Necessidades, 10	Betão Armado	Superficial
335	Edifício	Calçada das Necessidades, 12	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
336	Edifício	Calçada das Necessidades, 14	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
337	Edifício	Calçada das Necessidades, 16	Misto (betão armado/ alvenaria)	Desconhecido
338	Edifício	Calçada das Necessidades, 18	Betão Armado	Desconhecido
339	Edifício	Calçada das Necessidades, 20	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
340	Edifício	Calçada das Necessidades, 24	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
341	Edifício	Calçada das Necessidades, 26	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
342	Edifício	Calçada das Necessidades, 28	Alvenaria Resistente	Superficial
343	Edifício	Calçada das Necessidades, 30	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
344	Edifício	Calçada das Necessidades, 32	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
345	Edifício	Calçada das Necessidades, 38	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
346	Edifício	Calçada das Necessidades, 40	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
347	Edifício	Calçada das Necessidades, 42	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
348	Edifício	Calçada das Necessidades, 44	Betão Armado	Superficial
349	Edifício	Calçada das Necessidades, 48	Betão Armado	Superficial
350	Edifício	Calçada das Necessidades, 50	Betão Armado	Superficial
351	Edifício	Calçada das Necessidades, 56	Betão Armado	Superficial
352	Edifício	Calçada das Necessidades, 58	Betão Armado	Superficial
353	Edifício	Calçada das Necessidades, 60	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
354	Edifício	Calçada das Necessidades, 62	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
355	Edifício	Calçada das Necessidades, 64	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
356	Edifício	Calçada das Necessidades, 66	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
357	Edifício	Calçada das Necessidades, 68	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
358	Edifício	Calçada das Necessidades, 70-72	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
359	Edifício	Calçada das Necessidades, 74	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
360	Edifício	Calçada das Necessidades, 76	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
361	Edifício	Rua Embaixador Teixeira de Sampaio, 4-4A	Betão Armado	Superficial

362	Edifício	Rua Embaixador Teixeira Sampaio, 5	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
363	Edifício	Largo do Rilvas, 1	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
364	Edifício	Largo do Rilvas, 3/ Travessa do Tesouro 8,10	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
365	Edifício	Largo do Rilvas, 8	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
366	Edifício	Largo do Rilvas, 11	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
367	Edifício	Largo do Rilvas, 12	Betão Armado	Superficial
368	Edifício	Largo do Rilvas, s/n	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
369	Edifício	Travessa do Tesouro, 2	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
370	Edifício	Travessa do Tesouro, 12-16	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
371	Edifício	Rua das Necessidades 48	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
372	Edifício	Rua das Necessidades 56-60	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
373	Edifício	Largo das Necessidades, 42	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
374	Edifício I.P	Largo das Necessidades, 58	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
376	Chafariz, Valor patrimonial	Largo das Necessidades, Chafariz	Pedra	Desconhecido
377	Edifício	Rampa das Necessidades, 8	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
378	Edifício	Rampa das Necessidades, 18-34	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
379	Edifício	Rampa das Necessidades, 36-42	Alvenaria Resistente	Superficial
380	Edifício	Calçada do Livramento, 2-12	Misto (betão armado/ alvenaria)	Desconhecido
381	Baluarte	Calçada do Livramento, Baluarte	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
382	Edifício	Calçada do Livramento, 17	Misto (betão armado/ alvenaria)	Desconhecido
383	Edifício	Calçada do Livramento, 19	Misto (betão armado/ alvenaria)	Desconhecido
384	Muro	Calçada do Livramento, Muro do Baluarte 3	Pedra	Desconhecido
385	Muro	Calçada do Livramento, Muro do Miradouro	Pedra	Desconhecido
385	Muro	Calçada do Livramento, Muro do Miradouro	Pedra	Desconhecido
391	Edifício	Rua da Costa, 30-32	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
392	Edifício	Rua da Costa, 34-42	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
393	Edifício	Rua da Costa, 44-46	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
394	Edifício	Rua da Costa, 52-54	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
398	Edifício	Travessa do Livramento, 2	Alvenaria Resistente	Desconhecido
399	Edifício	Travessa do Livramento, 4	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
400	Edifício	Travessa do Livramento, 10	Betão Armado	Superficial

402	Edifício	Travessa do Livramento, 20-22	Alvenaria Resistente	Superficial
404	Edifício	Travessa do Livramento, 24-26	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
405	Edifício	Travessa do Livramento, 28	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
1001	Edifício	Caçada das Necessidades, 74, traseiras	Desconhecido	Superficial
1006	Edifício P.E	Caçada das Necessidades, 8, traseiras	Betão armado	Desconhecido
381a	Muro	Caçada do Livramento, Baluarte, muro 1	Pedra	Desconhecido
381b	Muro	Caçada do Livramento, Baluarte, muro 2	Pedra	Desconhecido
381c	Muro	Caçada do Livramento, Baluarte, Mfil	Pedra	Desconhecido

11.2.3 Infraestruturas enterradas

O traçado do projeto atravessa uma área da cidade de Lisboa que é simultaneamente servida por infraestruturas enterradas para saneamento, drenagem, abastecimento de água, telecomunicações e eletricidade.

À semelhança do referido no ponto anterior para edifícios, também as infraestruturas enterradas foram instaladas em diferentes períodos históricos, em que a sua composição, estado de conservação e material utilizado, diferem significativamente (ver documento sobre serviços afetados emitido no âmbito de cada volume).

A análise dos elementos acima referidos, em combinação com o posicionamento das infraestruturas enterradas em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar as infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 8). Assinala-se que algumas destas infraestruturas serão desviadas faseadamente durante a execução dos trabalhos.

Tabela 8 – Infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA
327	Aqueduto	Avenida Infante Santo	Alvenaria
375	Aqueduto	Largo das Necessidades	Alvenaria

Nesta fase de projeto foi considerado que os aquedutos e galerias de adução enterrados são constituídos por paredes de alvenaria rebocada com 2.5m de altura, apresentando 50 a 80cm de espessura e tetos em abóboda com largura de 1.5m.

11.3 Medidas de mitigação

Foi realizada uma referenciação de danos nas interferências mais suscetíveis, tendo-se concluído, nesta fase do projeto e numa primeira aproximação, não ser necessário realizar medidas específicas de reforço estrutural. A monitorização de cada interferência pode ter que ser reforçada função do seu nível de suscetibilidade perante a obra.

12 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infraestruturas situadas na vizinhança da obra, encontra-se incluída no Tomo 1 – Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

13 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 composta por barras de cobre estanhado com 65x5x100, instalados em cada um dos lados da galeria de 30 em 30 metros, ligados através de soldadura aluminotérmica a um

varão de aço de diâmetro de 12mm instalado ao longo da galeria e que por sua vez será ligado à armadura da estrutura dos toscos de 8 em 8 metros.

Registo e Controlo de Alterações

Revisão	Data	Descrição
0	2024-10-13	Emissão inicial



Metropolitano de Lisboa

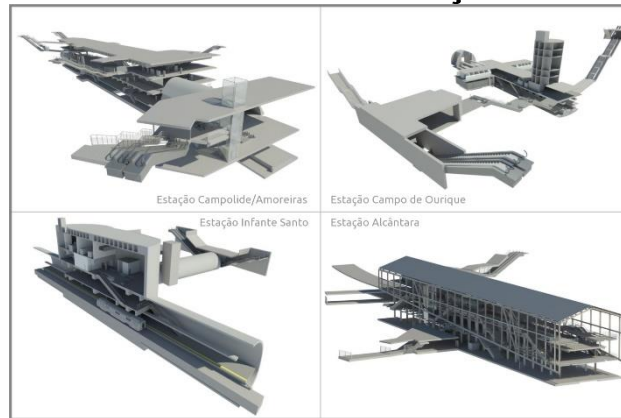


METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO II

VOLUME 4 – TÚNEL – SUPORTE PRIMÁRIO T82

NOTA DE CÁLCULO

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR TUN T82 NC 087001 0
----------------	--------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Francisco Bernardo		2024-10-13
Revisto	Sandra Ferreira		2024-10-13
Verificado	Rui Rodrigues		2024-10-13
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-13
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-13

	Nome	Assinatura	Data

Índice

1	INTRODUÇÃO.....	4
2	REGULAMENTAÇÃO	4
3	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS/GEOTÉCNICAS E HIDROLÓGICAS	4
4	AÇÕES CONSIDERADAS.....	5
5	COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE E ABORDAGENS DE CÁLCULO.....	5
6	METODOLOGIA DE CÁLCULO.....	7
6.1	Modelos numéricos.....	8
6.2	Secções de cálculo.....	8
6.3	Modelos de interação solo-estrutura	11
6.4	Faseamento construtivo adotado nos modelos numéricos.....	13
7	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	16
7.1	Descrição geral.....	16
7.2	Estado Limite Último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas.....	17
7.3	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado.....	20
7.4	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas.....	21
7.5	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas.....	21
7.6	Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção.....	23
7.7	Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea.....	23
8	RESULTADOS DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA.....	23
8.1	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas	23
8.2	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas.....	28
8.3	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas.....	32
8.4	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas.....	33

8.5	Estado limite último de resistência à tracção da armadura das pregagens.....	33
8.6	Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção.....	35
8.7	Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea.....	37

1 INTRODUÇÃO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva e Justificativa dos túneis**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo II – Estruturas do Volume 4 – Túnel T82**.

2 REGULAMENTAÇÃO

As regulamentações adotadas são as descritas na Memória Descritiva e Justificativa.

3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS/GEOTÉCNICAS E HIDROLÓGICAS

O dimensionamento do suporte primário foi condicionado pela parametrização geotécnica do maciço interessado indicada Quadro 1.

A descrição das características do maciço atravessado pelo túnel de via encontra-se no Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico.

Quadro 1 – Características geológico-geotécnicas e parâmetros geotécnicos

Unidade	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	K_0	k (m/s)	ν	σ (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
ATERRO, At	18	20	---	---	0	28	8	0,5	10 ⁻⁵	0,35	---	---
ALUVIÃO, a(ar)	19	21	---	---	0	34	50	0,5	10 ⁻⁵	0,30	---	---
ALUVIÃO, a(ag)	17	19	10	10	0	28	4	0,5	10 ⁻⁸	0,46	---	---
ALUVIÃO, a(cg)	20	22	---	---	0	35	75	0,5	10 ⁻⁴	0,30	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)a NSPT > 50	22	23	350	100	10	33	60	1,0	10 ⁻⁸	0,33	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)b NSPT < 50	21	22	180	40	5	28	20	1,0	10 ⁻⁸	0,38	---	---
MIOCÉNICO M(cal)	24	24	---	---	100	34	400	0,8	10 ⁻⁵	0,25	---	---
OLIGOCÉNICO, ϕ	20	22	400	150	15	30	75	1,2	10 ⁻⁷	0,30		
BASALTO, β	26	26	---	---	200	40	2000	0,8	10 ⁻⁷	0,26	20	12
BASALTO, $\beta_{w5;w4/5}$	21	23	---	---	50	35	250	0,7	10 ⁻⁶	0,28	---	---
TUFOS, τ	20	21	---	---	60	35	120	1,0	10 ⁻⁷	0,27	---	---
CALCÁRIO, Cc1a	23	23	---	---	50	32	60	0,8	10 ⁻⁷	0,23	---	---
CALCÁRIO, Cc1b	24	24	---	---	90	38	325	0,8	10 ⁻⁷	0,21	9	3
CALCÁRIO, Cc1c	25	25	---	---	300	42	4000	0,8	10 ⁻⁶	0,21	50	27,5
CALCÁRIO, Cc1d	24	24	---	---	120	40	600	0,8	10 ⁻⁷	0,21	12	6

Unidade	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	K_0	k (m/s)	ν	σ (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
CALCÁRIO DE CANEÇAS	23	23	---	---	100	35	200	0,8	10 ⁻⁷	0,25	5	1,5

4 AÇÕES CONSIDERADAS

As ações consideradas são as apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2 – Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
CARGAS PERMANENTES	–
Peso próprio	$\gamma_{betão} = 25 \text{ kN/m}^3$
AÇÕES DO SOLO	–
Peso de Terras	Carregamento resultante do peso de terras atuante em cada secção de cálculo. Adotaram-se os pesos específicos definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo II – Volume 2 – Estudo Geológico Geotécnico).
Impulsos do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo II – Volume 2 – Estudo Geológico Geotécnico).
IMPULSOS DE ÁGUA	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{água} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos nos estudos hidrogeológicos (ver Tomo II – Volume 2 – Estudo Geológico Geotécnico).
SOBRECARGAS Á SUPERFÍCIE	–
Carga de ocupação à superfície	10 kN/m ²

5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE E ABORDAGENS DE CÁLCULO

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

Combinação fundamental geral:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Em que:

E_d – valor de cálculo do efeito das ações;

$\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;

$G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;

$\gamma_{Q,1}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;

- $Q_{k,1}$ – valor característico da ação variável de base de combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável i ;
- $\psi_{0,i}$ – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante i .

Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

- E_d – valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;
- $\psi_{2,i}$ – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante i .

Os coeficientes de redução ψ adotados são os definidos no Tabela 1:

Tabela 1 – Coeficientes de redução

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas	0,70	0,50	0,30

Em Portugal, as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efetuadas utilizando a Abordagem de Cálculo 1.

Assim, no presente projeto considerou-se a abordagem de cálculo 1 nos seguintes elementos:

- Combinação 1: A1 "+" M1 "+" R1(caso geral)
- Combinação 2: A2 "+" M2 "+" R1(caso geral)

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 2) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 3 e Tabela 4).

Tabela 2 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30

	Favorável		0,00	0,00
--	-----------	--	------	------

Tabela 3 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno

Parâmetro do solo	Símbolo	STR/GEO	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso volúmico	γ_V	1,00	1,00

Tabela 4 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	γ_C	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	γ_S	1,15

Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização são iguais à unidade.

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos estruturais é garantida com base na seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que S_d e R_d se designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

Na consideração de um estado de limite de rotura ou de deformação excessiva de um elemento estrutural ou do terreno (STR ou GEO) deve ser feita a verificação de que:

$$E_d \leq R_d$$

em que E_d e R_d se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e da capacidade resistente em relação a uma ação.

Na verificação dos estados limites de utilização no terreno ou numa seção, elemento ou ligação estruturais deve ser satisfeita a expressão:

$$E_d \leq C_d$$

em que E_d e C_d se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e o valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização. A avaliação dos deslocamentos verticais e horizontais para uma estrutura de contenção é realizada considerando a combinação.

6 METODOLOGIA DE CÁLCULO

A análise efetuada visou a realização de um estudo específico visando a análise de tensões e deformações experimentadas pelo maciço ao longo das várias fases de execução da obra e as situações mais condicionantes para o dimensionamento estrutural.

6.1 Modelos numéricos

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos, utilizou-se o programa de cálculo automático Plaxis, o qual permite a produção automatizada de um malha de elementos finitos, triangulares de quinze nós, tendo esta sido refinada a zona próxima da escavação. A modelação numérica foi efectuada considerando um estado plano de deformação, com um campo gravítico de tensões. O comportamento mecânico do terreno foi simulado por uma lei de comportamento elástico linear perfeitamente plástico, sendo a rotura controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, admitindo todos os materiais como isotrópicos.

As fronteiras foram definidas de modo a abranger a quase totalidade da zona onde se faz sentir a alteração do estado de tensão e deformação causada pela abertura das escavações. Em cada fase de escavação foram retirados os elementos correspondentes e, subsequentemente instaladas as medidas de suporte primário preconizadas, de modo a reproduzir um faseamento construtivo previsto em fase de construção.

A sequência de construção foi simulada mediante a remoção, introdução de elementos e a alteração das suas propriedades. O efeito tridimensional associado ao avanço da frente de escavação, foi modelado através da descompressão dos elementos localizados na secção do túnel a escavar em cada fase.

A determinação do fator de descompressão que simula o avanço da frente de escavação, depende de numerosos fatores (modelos constitutivos dos materiais, estado de tensão inicial, rigidez do suporte, pré-suporte da frente, etc.) que apenas podem ser equacionados com precisão recorrendo a modelos tridimensionais, apenas desenvolvidos em fases avançadas de projeto, devido ao tempo necessário para os desenvolver e calibrar.

Não obstante, através de retroanálises realizadas em projetos de escavações em método mineiro, considerou-se que o fator de descompressão varia entre 40% a 80%, pelo que as análises realizadas em modelos numéricos bidimensionais contemplam 40%, 60% e 80% de descompressão.

6.2 Secções de cálculo

Nas análises tensão-deformação realizadas, consideraram-se secções de cálculo ao longo do eixo do projeto. As secções selecionadas são representativas das principais condicionantes identificadas nesta fase de estudo.

O Quadro 3 apresenta o ponto quilométrico de cada secção de cálculo desenvolvida e o tipo de suporte considerado em cada secção.

Quadro 3 – Secções de cálculo selecionadas

Localização	Secção tipo
PK 0+250	B2
PK 0+500	B1
PK 1+250	C1
PK 1+800	D
PK 2+350	B1

PK 2+950	B2
PK 3+110	D
PK 3+720	D

Na Figura 1 a Figura 4 apresentam-se as características do suporte primário de cada secção tipo.

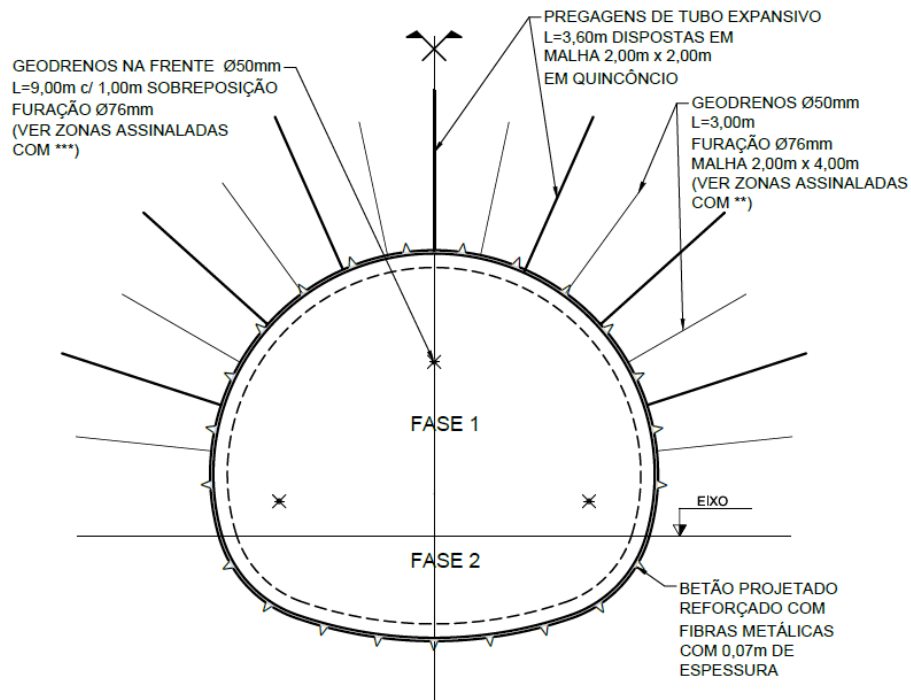


Figura 1 - Suporte Tipo B1

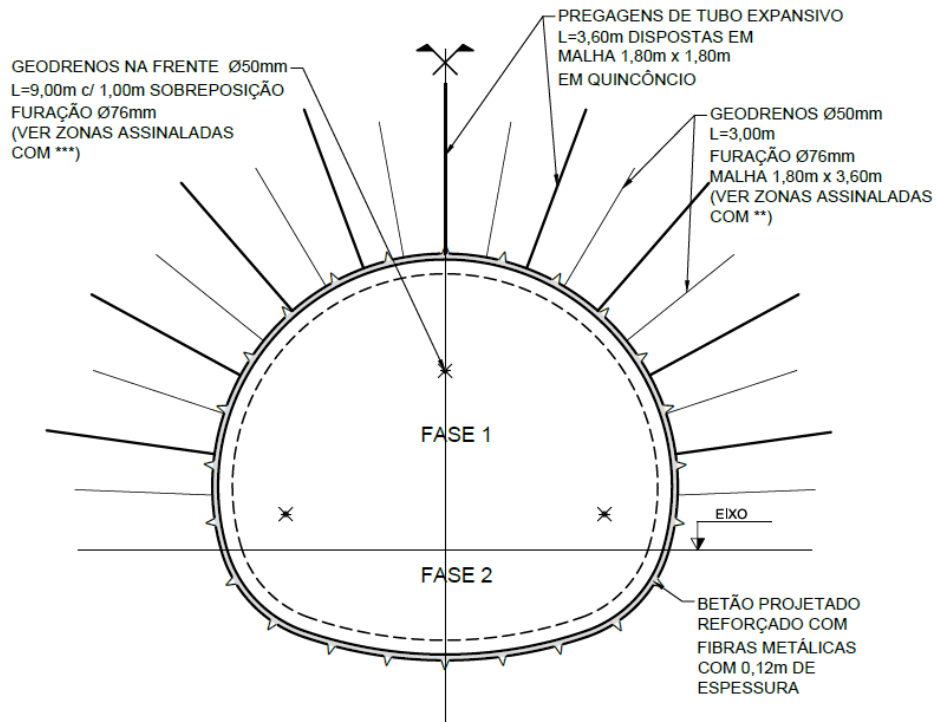


Figura 2 - Suporte Tipo B2

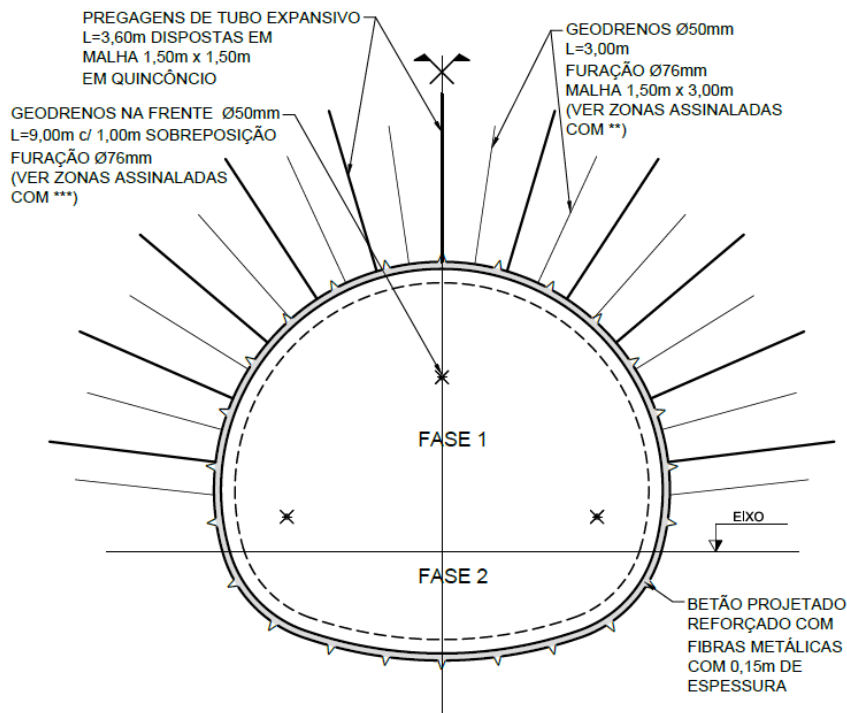


Figura 3 - Suporte Tipo C1

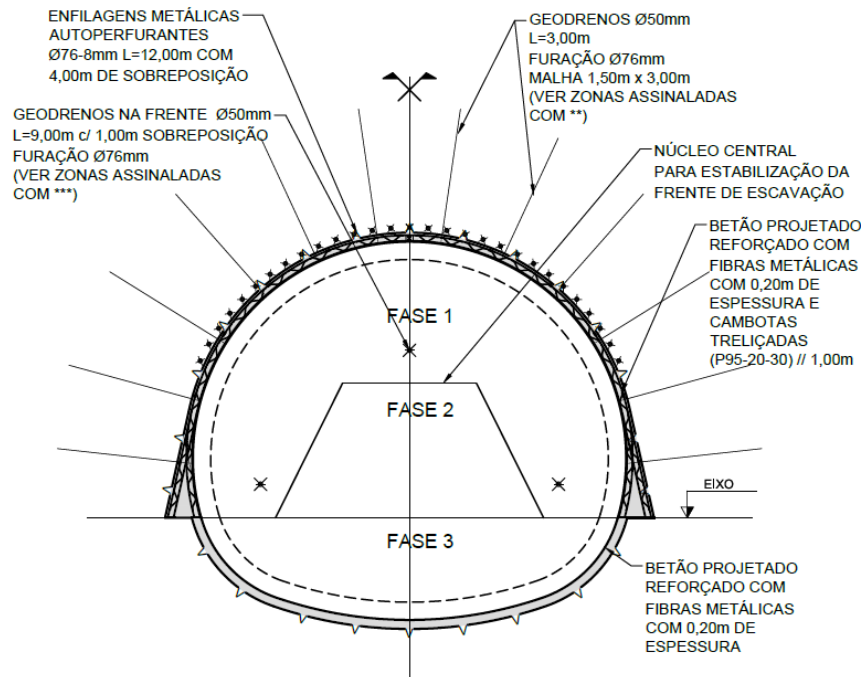


Figura 4 - Suporte Tipo D

6.3 Modelos de interação solo-estrutura

Na modelação do suporte primário foram utilizados elementos estruturais com as propriedades de resistência, inércia e deformabilidade, representativas dos diversos elementos de suporte. Estes elementos encontram-se dispostos no contorno da escavação, e a sua simulação permite a avaliação dos esforços actuantes ao longo dos mesmos.

O betão projetado e as cambotas treliçadas a aplicar no contorno da escavação, foram modelados através de elementos *plate* com comportamento elástico-plástico perfeito, com as propriedades mecânicas representativas da sua resistência e deformabilidade com uma idade $\leq 1, 7$ e 28 dias, consoante o avanço das fases de escavação

As pregagens previstas no contorno da escavação foram modeladas através de elementos plásticos. A área de influência das pregagens adoptadas nas análises numéricas, reflecte a densidade da malha de pregagens a aplicar nas diferentes zonas da escavação.

Os modelos de cálculo bidimensionais adotados para cada secção de suporte primário encontram-se ilustrados na Figura 5 a Figura 8.

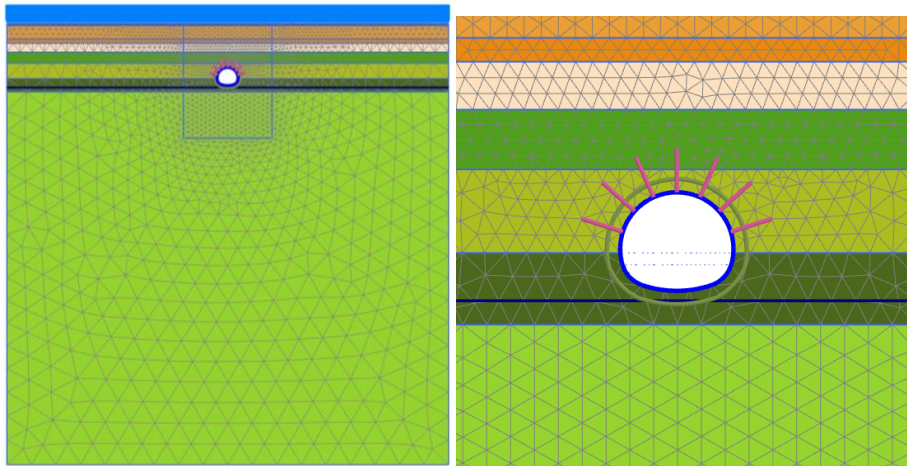


Figura 5 - Suporte Tipo B1

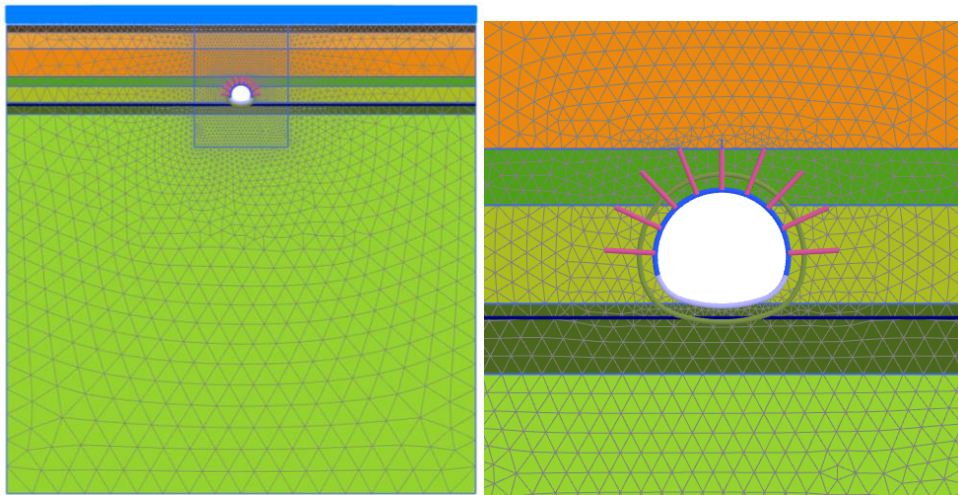


Figura 6 - Suporte Tipo B2

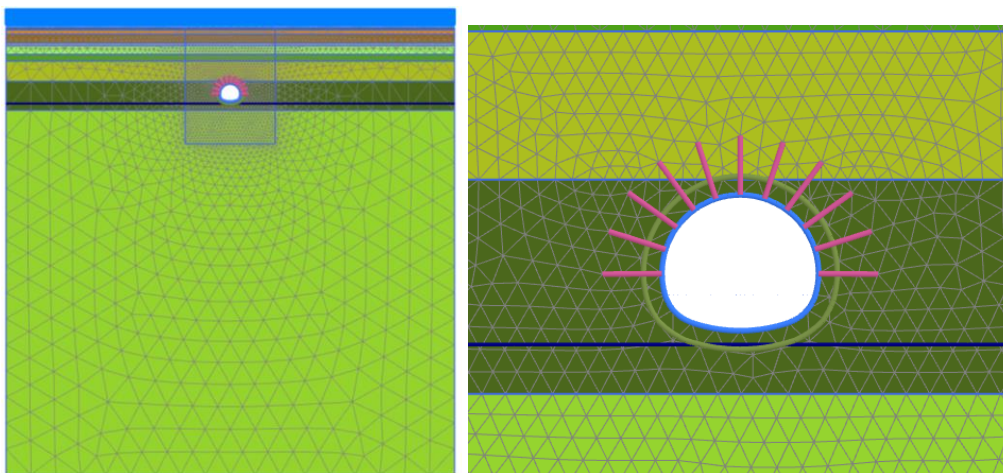


Figura 7 - Suporte Tipo C1

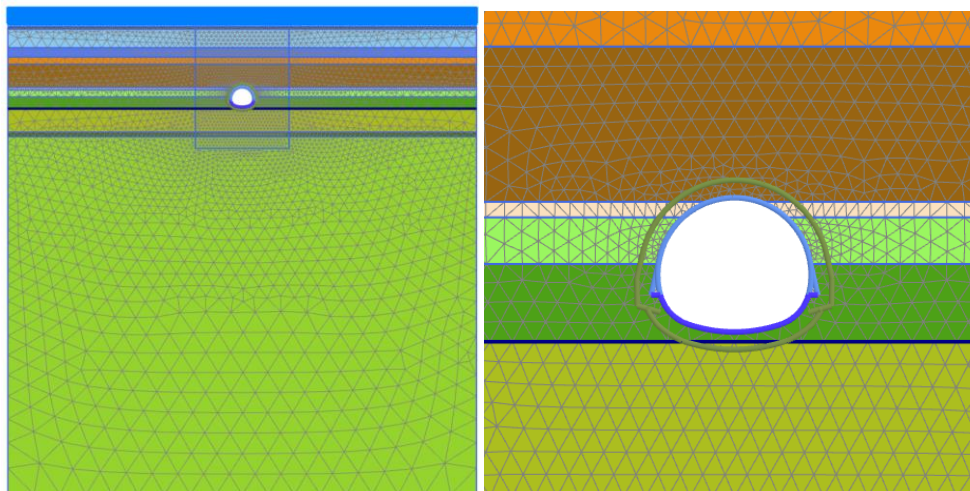


Figura 8 – Suporte Tipo D

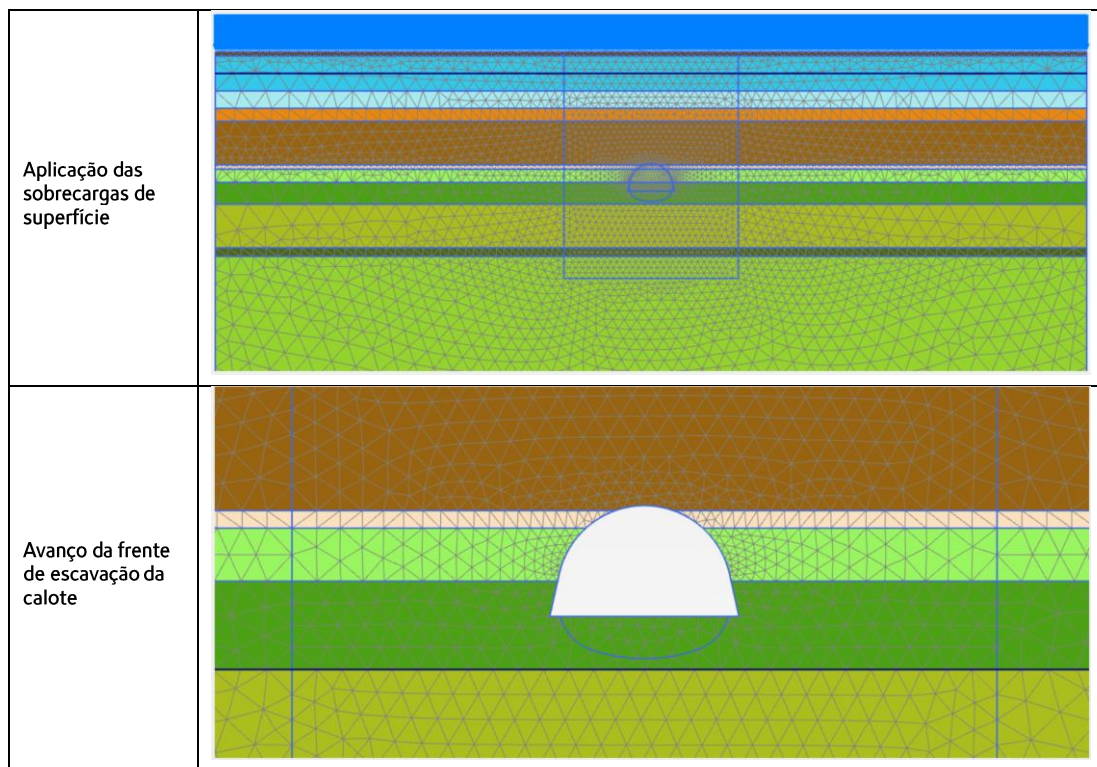
6.4 Faseamento construtivo adotado nos modelos numéricos

A definição de etapas de cálculo para a modelação do faseamento construtivo, permite simular a variação de tensões a que o maciço se encontra sujeito durante o processo, permitindo extrair dos modelos as grandezas relevantes para o dimensionamento nos elementos estruturais que compõem o suporte primário. Foi realizada uma zeragem dos deslocamentos após a aplicação das sobrecargas, de modo a que os deslocamentos decorrentes da sua aplicação não fossem somados aos deslocamentos resultantes da escavação.

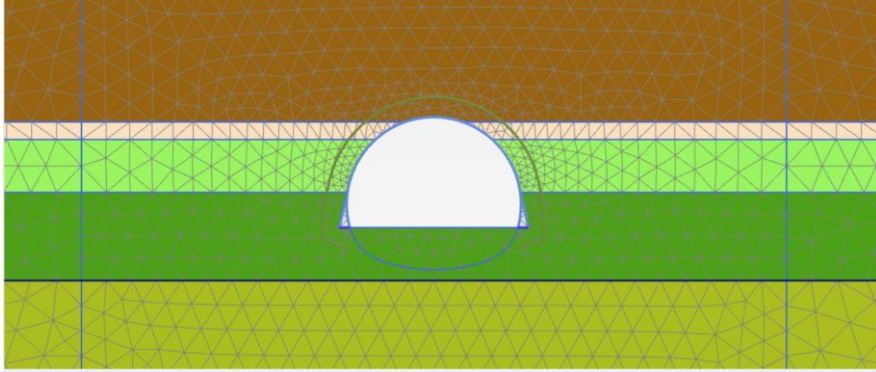
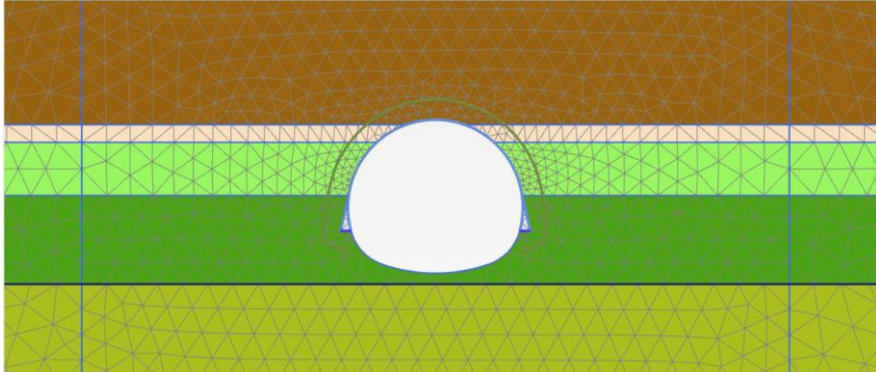
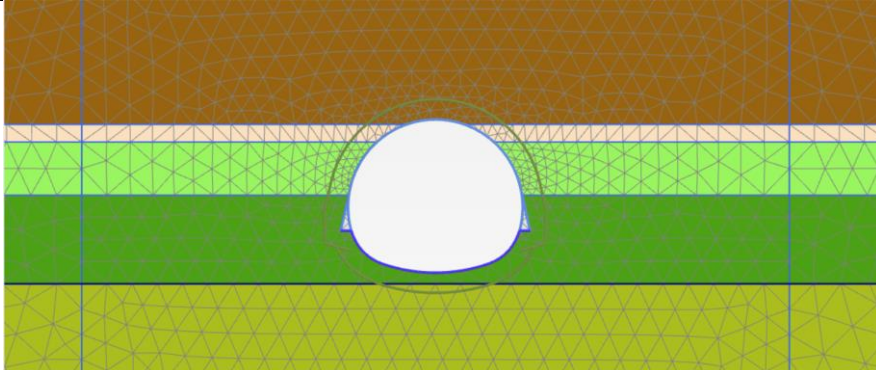
No Quadro 4 e Quadro 5 apresenta-se o faseamento construtivo adotado para o modelo bidimensional ao Pk 1+800 para a secção tipo D, tendo o faseamento adotado para as restantes secções sido semelhante.

Quadro 4 – Faseamento construtivo modelado (1/2)

Faseamento construtivo adotado nos modelos 2D	
Estado de tensão inicial	



Quadro 5 – Faseamento construtivo modelado (2/2)

Faseamento construtivo adotado nos modelos 2D	
<p>Instalação do suporte primário na calote e escavação total da calote</p>	
<p>Avanço da frente de escavação do rebaixo</p>	
<p>Instalação do suporte primário no rebaixo e escavação total do rebaixo</p>	

7 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

7.1 Descrição geral

A verificação da segurança dos diversos elementos estruturais que constituem as soluções propostas foi efetuada de acordo com as disposições regulamentares, nacionais e internacionais, em vigor.

As referidas disposições regulamentares traduzem-se na aferição das dimensões médias dos elementos estruturais para um conjunto de situações de projeto a que corresponde uma expectável probabilidade de ocorrência dos estados limite.

Neste contexto, estes estados constituem limites para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os requisitos fundamentais de projeto, nomeadamente estados limites últimos e estados limites de utilização.

Com vista à verificação de segurança dos diversos elementos, as ações foram agrupadas nas seguintes combinações de ações:

Tabela 5 – Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança

Verificações de segurança	Combinação
Estados Limites Últimos (ELU)	Combinações fundamentais de ações
Estado Limite de Utilização (ELS)	Combinação característica de ações

Para a verificação da segurança aos estados limites referidos foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes.

Nesta fase de estudo consideraram-se relevantes as verificações da segurança aos estados limites dos elementos estruturais indicados na Tabela 6, sendo as mesmas efetuadas de acordo com as disposições das normas NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

Tabela 6 – Verificações de segurança associadas ao suporte primário

Tipo de verificação	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas
	Estado limite último de resistência à tracção da armadura das pregagens
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Deslocamentos e convergências da secção do túnel
	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação

7.2 Estado Limite Último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

Como referido no ponto 6, foram produzidos modelos bidimensionais e tridimensionais com o objetivo de aferir os esforços aos quais os diversos elementos que constituem o suporte primário estarão sujeitos durante a várias etapas de construção.

Neste contexto, a análise dos esforços relativos às etapas de escavação em que o betão se encontra com idade jovem foi realizada com base nos esforços extraídos dos modelos tridimensionais. Nestes modelos, foi realizada a modelação do avanço de escavação em articulação com o ganho de resistência do betão aplicado nas fases de escavação anteriores.

A curva de ganho de resistência do betão projetado adotada para o incremento dos parâmetros de rigidez dos modelos de cálculo e para a realização das respetivas verificações de segurança foi a curva extraída do fib Model Code 2010 (Figura 9).

A adoção desta curva permite estimar a evolução dos parâmetros do betão projetado desde as idades jovens (1 hora) até aos 28 dias (672 horas). Relativamente à evolução dos parâmetros nas primeiras 24 horas, referidos na norma relativa à especificação de betão projetado (NP EN 14487-1), a curva adotada permite obter parâmetros de acordo com o ganho de resistência espectável para uma classificação J2.

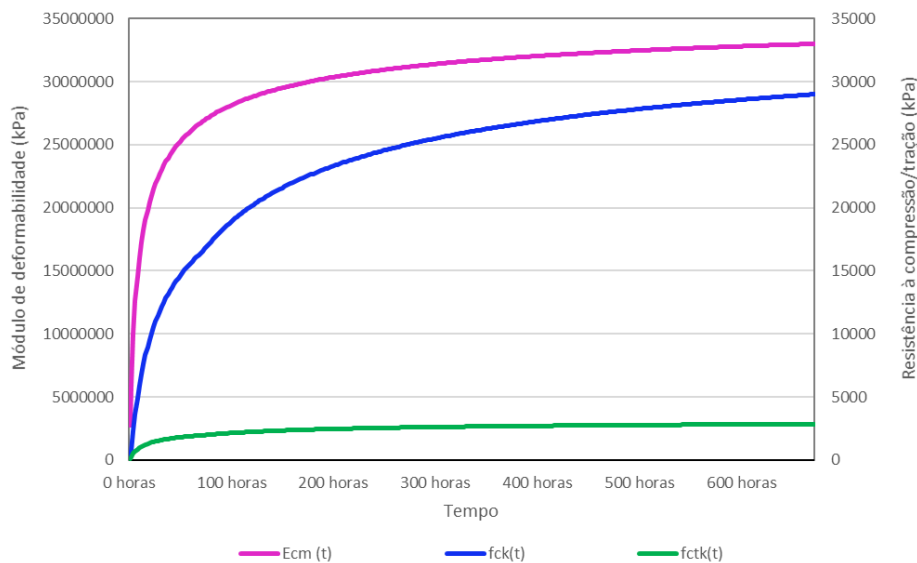


Figura 9 – Evolução do ganho de resistência e de rigidez do betão projetado considerada (fib Model Code 2010)

No dimensionamento estrutural do suporte primário também foi considerada a contribuição resultante da inclusão de fibras metálicas no betão projetado. Genericamente, as fibras metálicas conferem ao betão projetado uma ductilidade e uma homogeneidade de comportamento (resultado da distribuição homogénea das fibras), que melhora a sua performance e sua produtividade em obra, quando comparado com as soluções sem recurso a reforço ou com recurso a malha electrossoldada tradicional.

Para a verificação dos ELU para uma aplicação em suporte primário, as fibras contribuem para um incremento de capacidade resistente a baixo esforço axial. A formulação para a determinação da capacidade resistente com a inclusão de fibras é dada pela seguinte formulação (segundo Bekeart):

$$\begin{aligned}\sigma_{1d} &= 1.0 \cdot f_{ctm} \cdot \max \{1.6m - d; 1.0\}_{(f_{ctm} \text{ used})} \\ &= 0.5 \cdot \sigma_{2d} \text{ (} f_{ctm} \text{ not used)} \\ \sigma_{2d} &= \alpha_{sys} \cdot \alpha_{char} \cdot \kappa_h \cdot \alpha_{R1} \cdot f_{R1,m} / \gamma_{ct}^f \\ \sigma_{3d} &= \alpha_{sys} \cdot \alpha_{char} \cdot \kappa_h \cdot \alpha_{R3} \cdot f_{R3,m} / \gamma_{ct}^f\end{aligned}$$

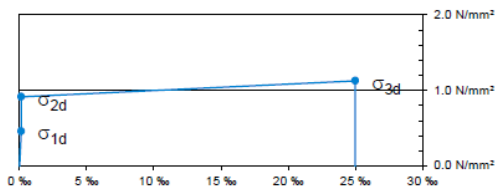
σ_{2d}	is the design value of the steel fiber reinforced concrete in tension, based on $f_{R1,m}$
σ_{3d}	is the design value of the steel fiber reinforced concrete in tension, based on $f_{R4,m}$
α_{sys}	is the coefficient taking account of effects due to fibre orientation, size and load redistribution for the selected application (if applicable)
$f_{R1,m}$	is the mean residual flexural strength of steel fiber concrete according to EN 14651, at a crack mouth opening displacement of 0.5 mm
$f_{R3/4,m}$	is the mean residual flexural strength of steel fiber concrete according to EN 14651, at a crack mouth opening displacement of 2.5 / 3.5 mm
d	is the effective depth of a cross-section,
κ_h	is a coefficient to compensate for scaling effects
α_{char}	is the coefficient taking account of the variation of the material properties for the selected application
γ_{ct}^f	is the partial factor for steel fiber concrete in tension

Na Figura 10 apresenta-se a aplicação da formulação acima referida na lei constitutiva que relaciona a evolução da tensão no betão reforçado com fibras com a deformação.

Steel Fibre Concrete

effective depth d	200	[mm]	
concrete class	C30/37		
characteristic strength f_{ck}	30	[N/mm ²]	
partial factor γ_c	1.50	[-]	
factor α_{cc}	0.85	[-]	
$\alpha_{R1} \cdot f_{R1m} \rightarrow \sigma_2$	0.40	[-]	(conversion factor flexion → tension)
$\alpha_{R3} \cdot f_{R3m} \rightarrow \sigma_3$	0.39	[-]	(conversion factor flexion → tension)
$f_{R1,m}$	3.82	[N/mm ²]	(according to EN 14651)
$f_{R3,m}$	4.76	[N/mm ²]	(according to EN 14651)
k_{ch}	1.00	[-]	
partial factor γ_{ct}^f	1.50	[-]	
Dramix® fiber type	Dramix 4D 65/60BG		(EN 14889-1: System '1' - Structural Use)
recommended dosage	30 kg/m ³		(recommended dosage for testing according to EN 14651)

Constitutive Law for Steel Fibre Concrete: $\sigma - \varepsilon$



$\sigma - W / \sigma - \varepsilon$

W_u	2.5	[mm]
l_{cs}	100	[mm]
ε_u	25.0	[%]

Reinforcement	Fibers Only	
yield strength f_{yk}	-	[N/mm ²]
partial factor γ_s	-	[-]

Figura 10 – Parâmetros de modelação da contribuição das fibras metálicas (segundo Bekeart Moment Capacity)

Na Figura 11 apresentam-se os parâmetros de entrada para a determinação dos diagramas de capacidade resistente para a flexão composta, considerando a inclusão das fibras metálicas. Nos diagramas de interação para a verificação do ELU de flexão composta do betão projetado, serão apresentados os limites de resistência com e sem a contribuição das fibras metálicas.

Application

reinforcement concept: Fibers Only

constitutive law: Bekaert

safety level: ULS - Structural

Fiber Concrete

concrete class: C30/37

fiber type: 4D 65/60BG

dosage: 25 kg/m³

Reinforcement

location: top + bottom

yield strength f_{yk} : 500

E-modulus: 200 000

reinforcement class: B500

bar diameter d_{s2} : 10

bar distance s_2 : 100

number of bars: 1

concrete cover $c_{dmin,2}$: 30

bar diameter d_{s1} : 10

bar distance s_1 : 100

number of bars: 1

concrete cover $c_{dmin,1}$: 30

Geometry

type: beam type section

section height h: 200

height h_2 : 85

section width b_2 : 200

width b_1 : 1000

Design Parameters

edit load points: edit

first crack strength: used

comp. force on cross section: -1500 kN ≤ N ≤ 0 kN

Result

bending moment m_{Rd} : n/a

corresponding strain ε_{ct}^f : n/a

Cross Section

M-N Envelope

Figura 11 – Capacidade resistente com a inclusão de fibras metálicas (segundo Bekaert)

A verificação do ELU de resistência em flexão composta para o betão projetado terá assim de verificar as seguintes condições:

Em compressão:

$$N_{Ed} \leq N_{max} = A \times f_{cd}$$

Em tração:

$$N_{Ed} \leq N_{min} = A \times f_{ctd}$$

Em flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{max} = \pm (f_{cd} - f_{ctm}) \times \frac{I}{t}$$

$$N_{Ed} \leq N (M_{max}) = A \times (f_{cd} + f_{ctd})$$

Em que:

N_{max} – Esforço axial máximo de compressão do betão

N_{min} – Esforço axial máximo de tração do betão

A – Área da secção transversal

I – Momento de inércia da secção

f_{cd} – Resistência à compressão uniaxial do betão de projeto

f_{ctd} – Resistência à tração do betão de projeto

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão apresentados em diagramas de capacidade resistente (M, N).

7.3 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte para o betão projetado terá assim de verificar as seguintes condições:

Em compressão:

$$N_{Ed} \leq (f_{cd} \times A) - \left(\frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{cd} \times A} \right)$$

Em tração:

$$N_{Ed} \leq (f_{ctm} \times A) - \left(\frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{ctd} \times A} \right)$$

Para o esforço transversal/corte combinado com esforço axial:

$$V_{Ed} \leq \pm A \times \sqrt{-\frac{4 \times f_{cd} \times f_{ctd}}{9}}$$

Em que:

A – Área da secção transversal de betão projetado

I – Momento de inércia da secção

f_{cd} – Resistência à compressão uniaxial do betão de projeto

f_{ctd} – Resistência à tração do betão de projeto

Para a verificação da segurança para o revestimento de betão projetado para idade jovem, à semelhança do indicado no ponto 7.2, os esforços serão extraídos do modelo tridimensional a meio da secção de betão projetado do avanço anterior, aquando da execução do avanço seguinte de escavação.

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão igualmente apresentados em diagramas de capacidade resistente (V, N), devidamente ajustados à idade do betão na referida fase.

7.4 Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas

A verificação do ELU de resistência em flexão composta das cambotas foi realizada com base nos esforços extraídos a partir dos modelos de cálculo bidimensionais.

A verificação do ELU de resistência em flexão composta para as cambotas terá assim de verificar as seguintes condições:

$$N_{Ed} \leq N_{max} = A \times f_{yd}$$

Em flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{max} = \pm (2 \times f_{yd}) \times \frac{I}{t}$$

Em que:

N_{max} – Esforço axial máximo de compressão na cambota

N_{min} – Esforço axial máximo de tracção na cambota

A – Área da secção transversal da cambota

I – Momento de inércia da secção

f_{yd} – Tensão de cedência da cambota metálica

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão apresentados em diagramas de capacidade resistente (M, N).

7.5 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas foi realizada com base nos esforços extraídos a partir dos modelos de cálculo bidimensionais e tridimensionais.

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte para as cambotas metálicas terá assim de garantir as seguintes condições:

Em compressão e tração:

$$N_{Ed} \leq (f_{yd} \times A) - \left(\frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{yd} \times A} \right)$$

Para esforço transversal/corte combinado com esforço axial:

$$V_{Ed} \leq \pm A \times \sqrt{-\frac{4 \times f_{yd}^2}{9}}$$

Em que:

A – Área da secção transversal da cambota metálica

I – Momento de inércia da secção

f_{yd} – Tensão de cedência da cambota metálica

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão apresentados em diagramas de capacidade resistente (V, N).

7.6 Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção

A verificação do ELS dos deslocamentos e convergências da secção deverá garantir que a deformação da secção não compromete o espaço disponível para a execução do revestimento definitivo. Nesse sentido, foi estabelecido um limite de deformação de 50mm.

7.7 Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea

A verificação do ELS dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea encontra-se realizada no Tomo II – Volume 13 – Interferências ao Longo da Linha.

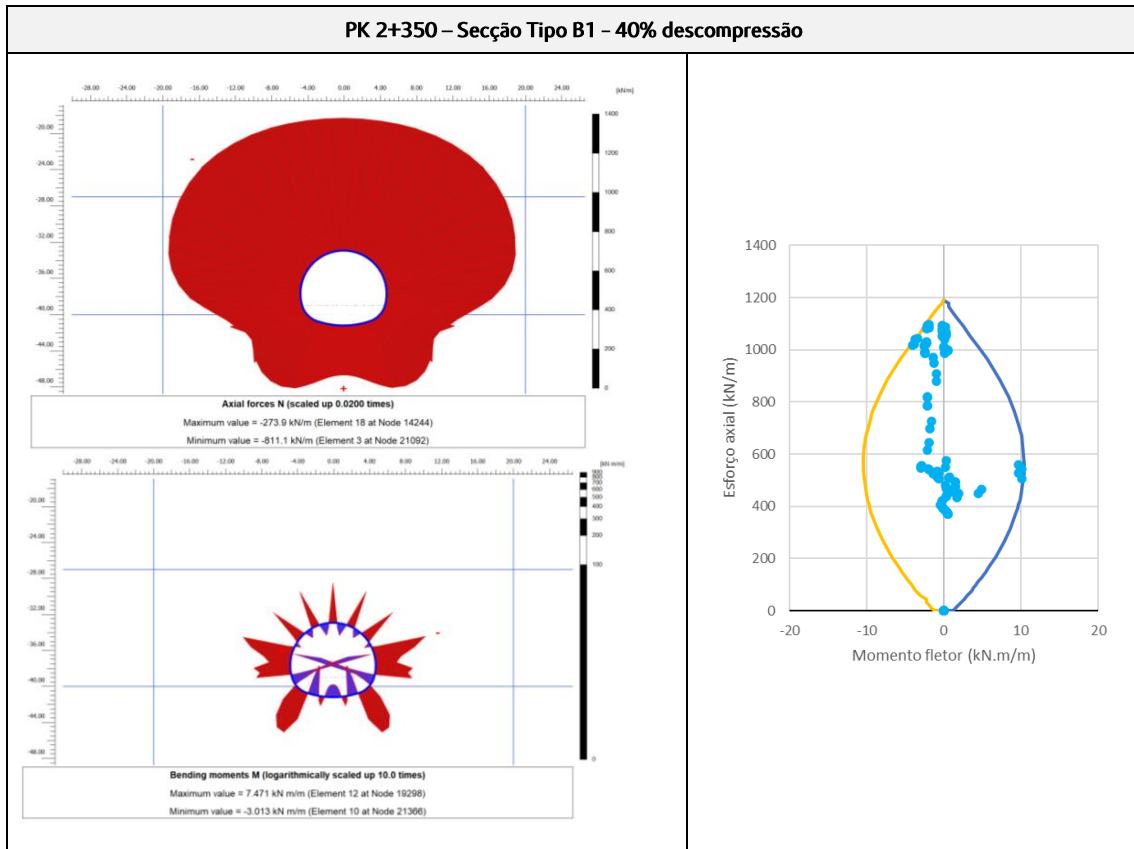
8 RESULTADOS DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Neste capítulo apresentam-se os resultados condicionantes para o dimensionamento de cada secção tipo indicada e para cada verificação de segurança.

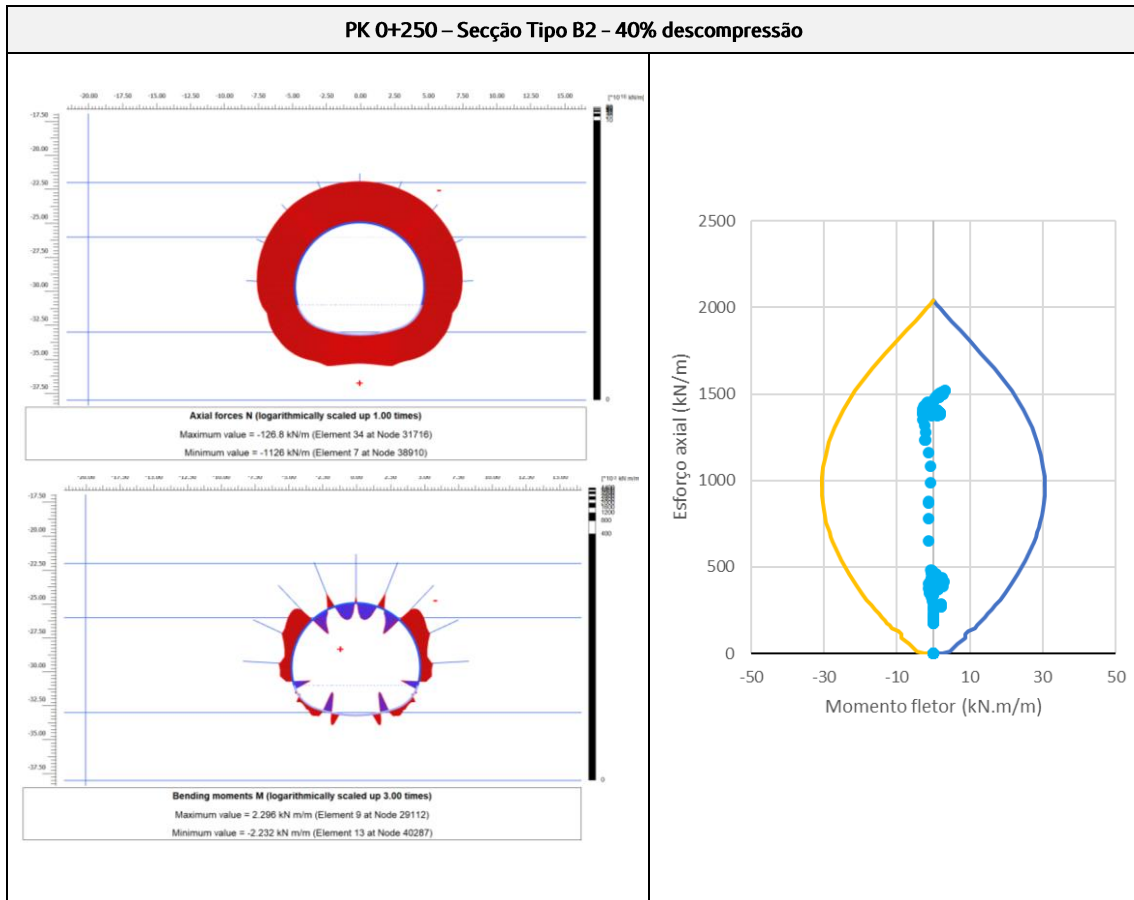
8.1 Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

No Quadro 8 a Quadro 9 apresentam-se as verificações ao ELU de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas, para a fase em que a calote e o rebaixo se encontram escavados na totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação encontram-se majorados. As correspondentes imagens ilustrativas dos esforços não-majorados extraídas do programa de cálculo, são também apresentados no mesmo conjunto de tabelas.

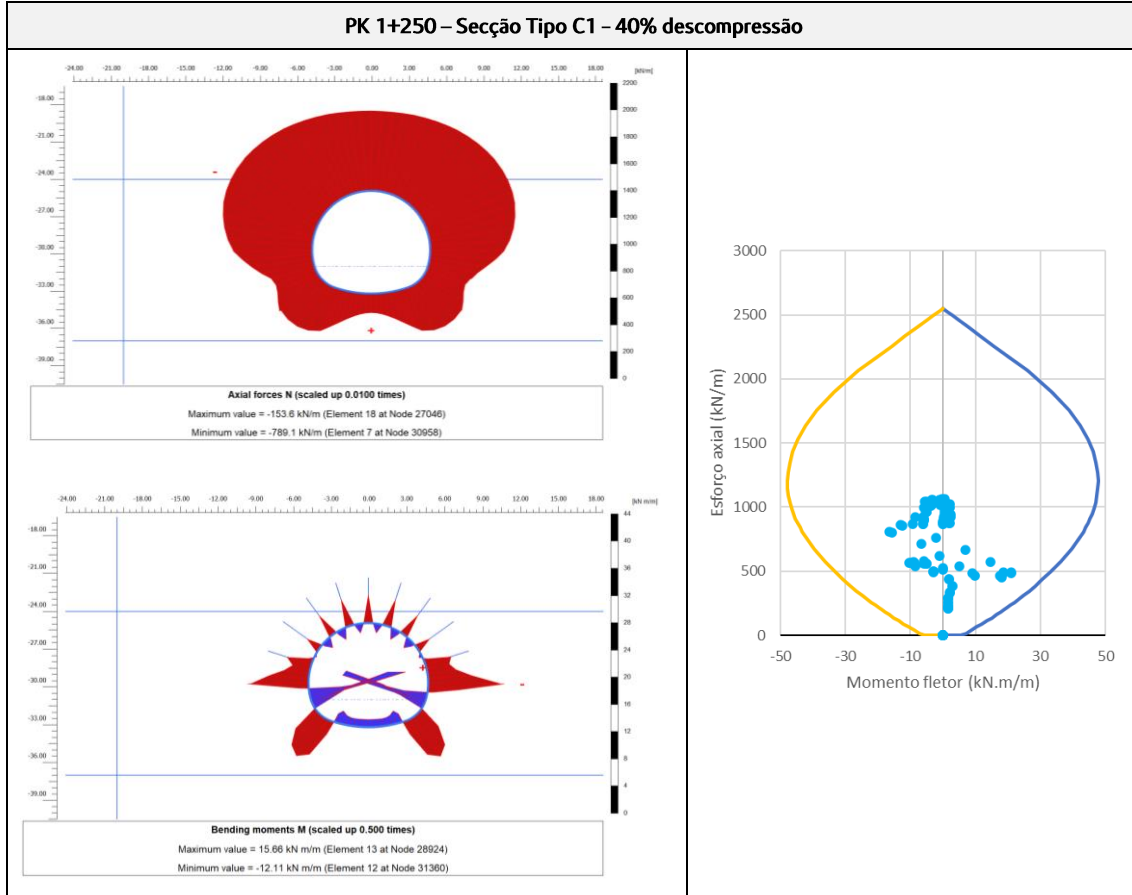
Quadro 6 - PK 2+350 - Secção Tipo B1



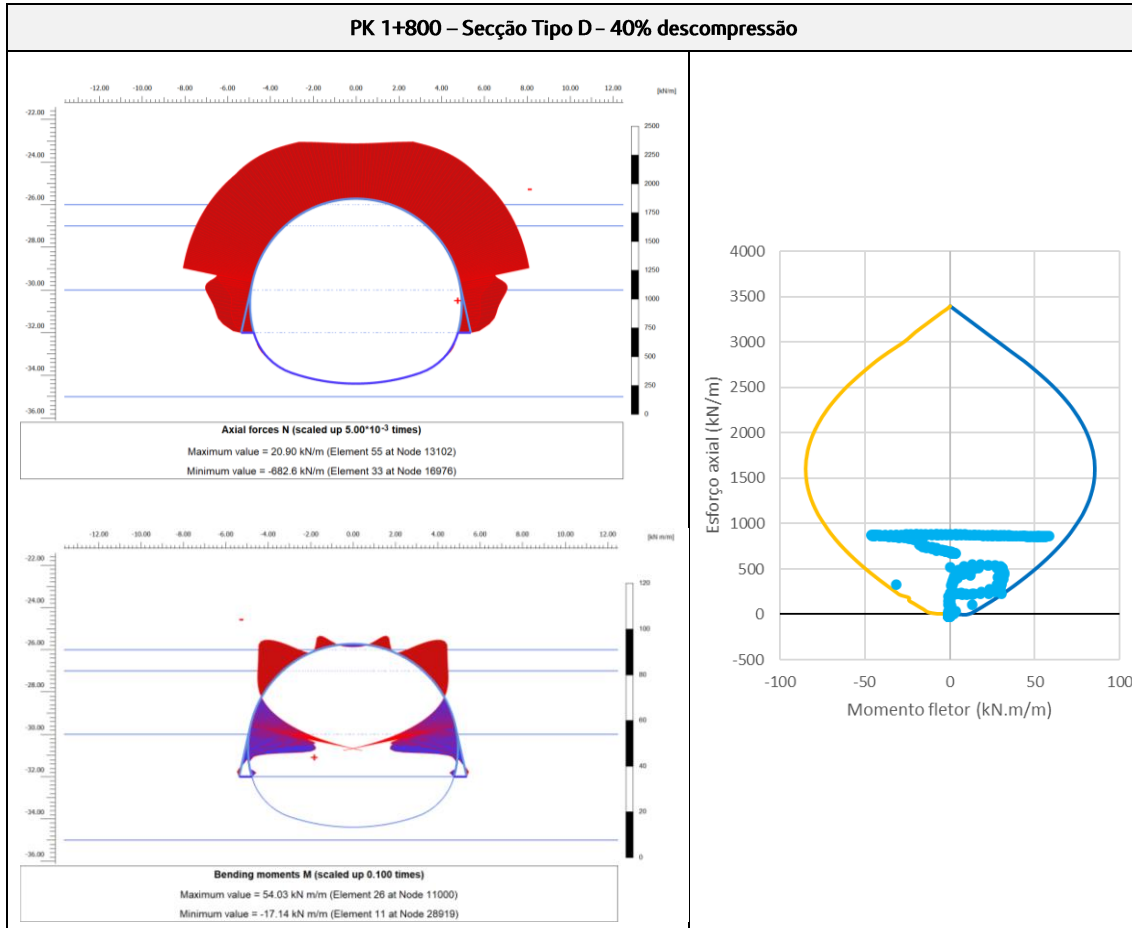
Quadro 7 - PK 0+250 – Secção Tipo B2



Quadro 8 - PK 1+250 - Secção Tipo C1



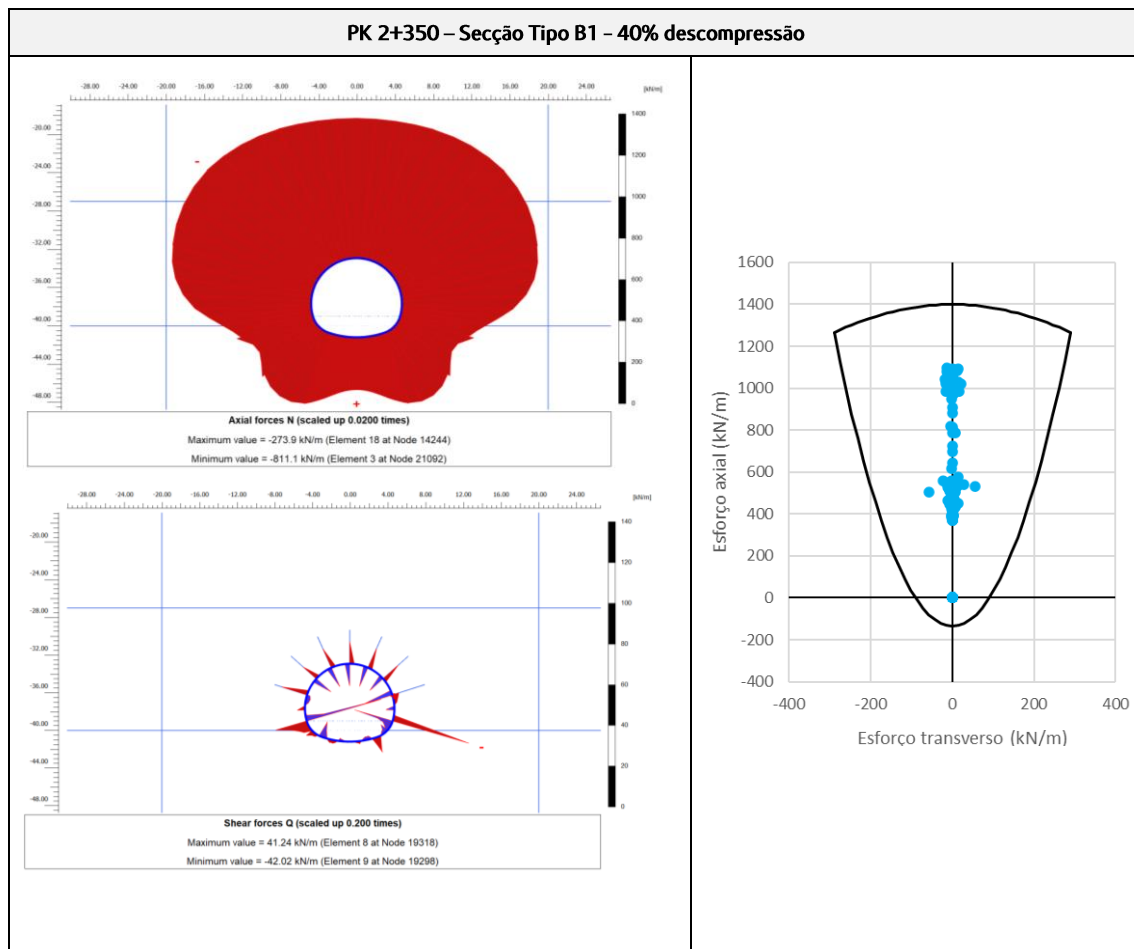
Quadro 9 - PK 1+800 - Secção Tipo D



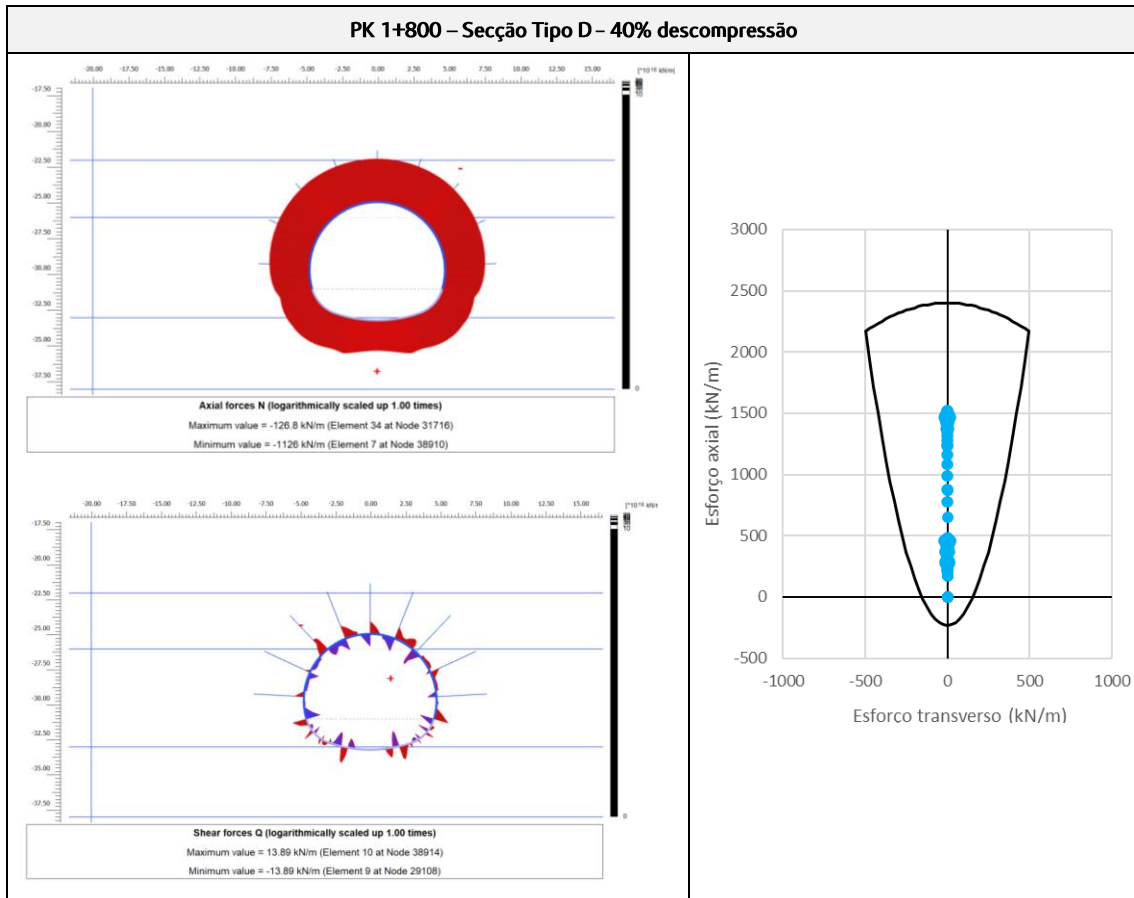
8.2 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

No Quadro 12 a Quadro 10 apresentam-se as verificações ao ELU de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas, para a fase em que a calote e o rebaixo se encontram escavados na totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação encontram-se majorados. Os correspondentes diagramas de esforços não-majorados são também apresentados no mesmo conjunto de tabelas.

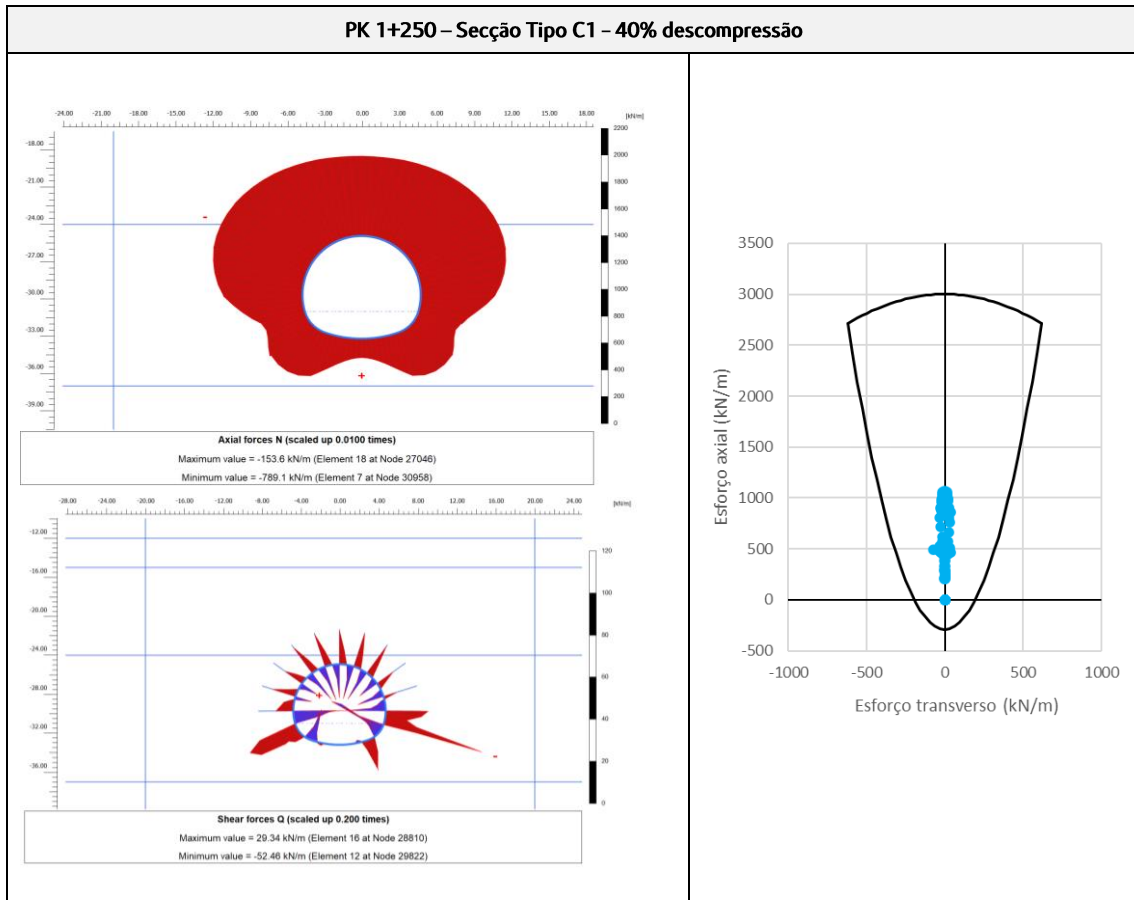
Quadro 10 – PK 2+350 – Secção Tipo B1



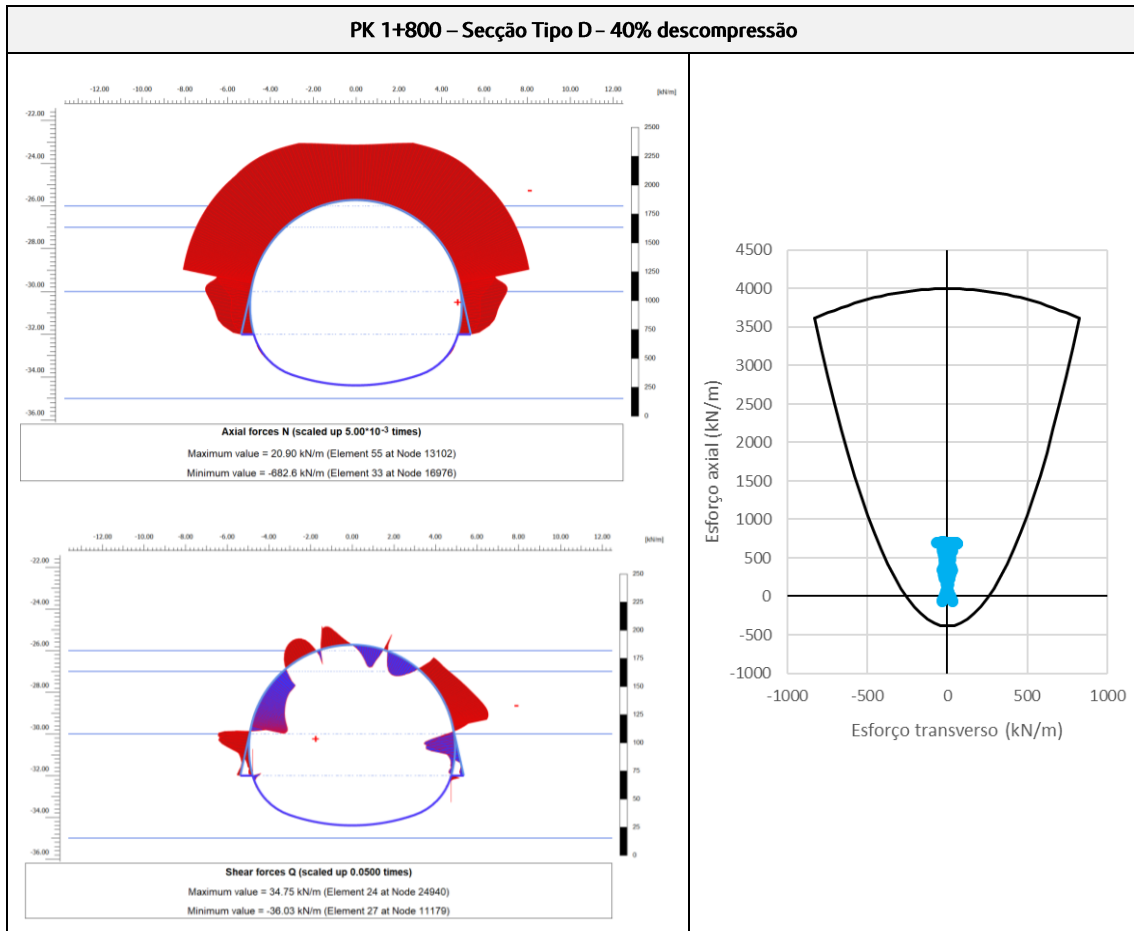
Quadro 11 - PK 0+250 - Secção Tipo B2



Quadro 12 - PK 1+250 - Secção Tipo C1



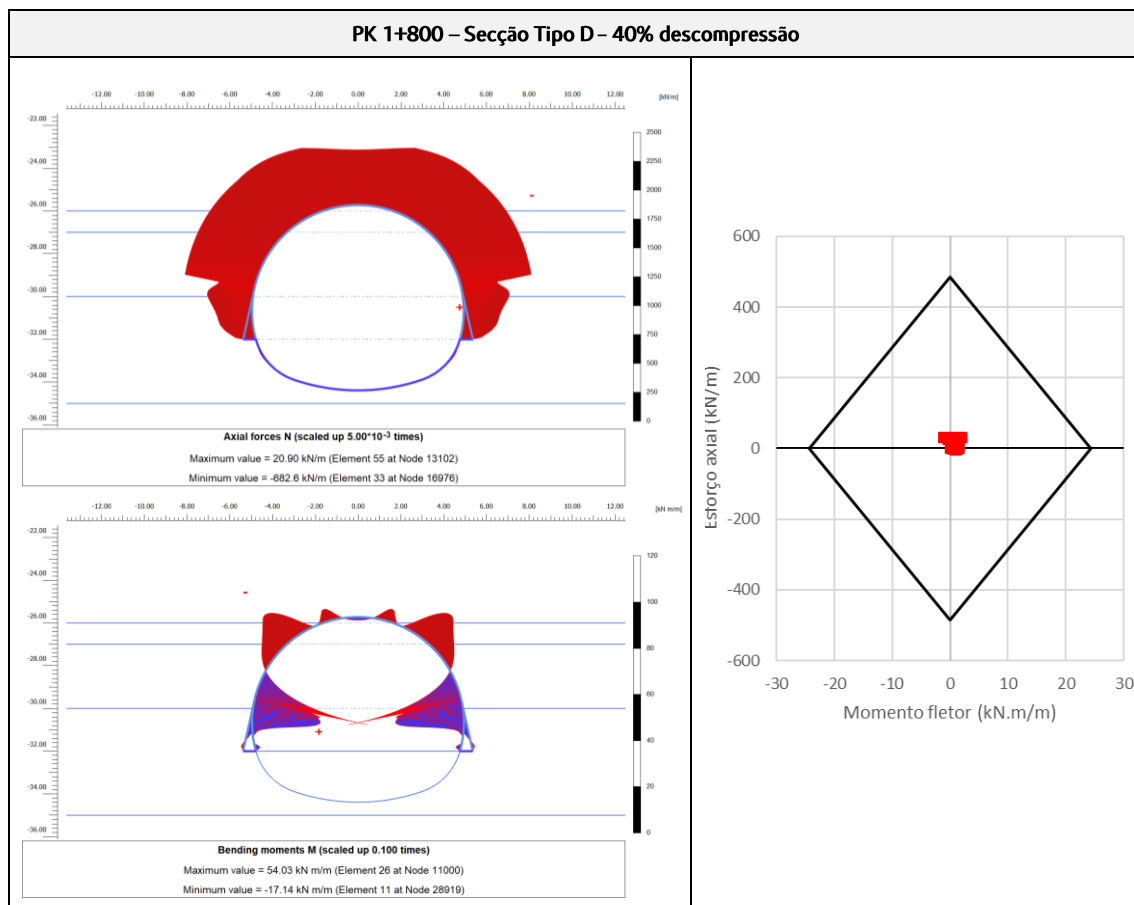
Quadro 13 – PK 1+800 – Secção Tipo D



8.3 Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas

No Quadro 14 apresentam-se as verificações ao ELU de resistência em flexão composta das cambotas metálicas, para a fase em que a calote e o rebaixo se encontram escavados na totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação encontram-se majorados.

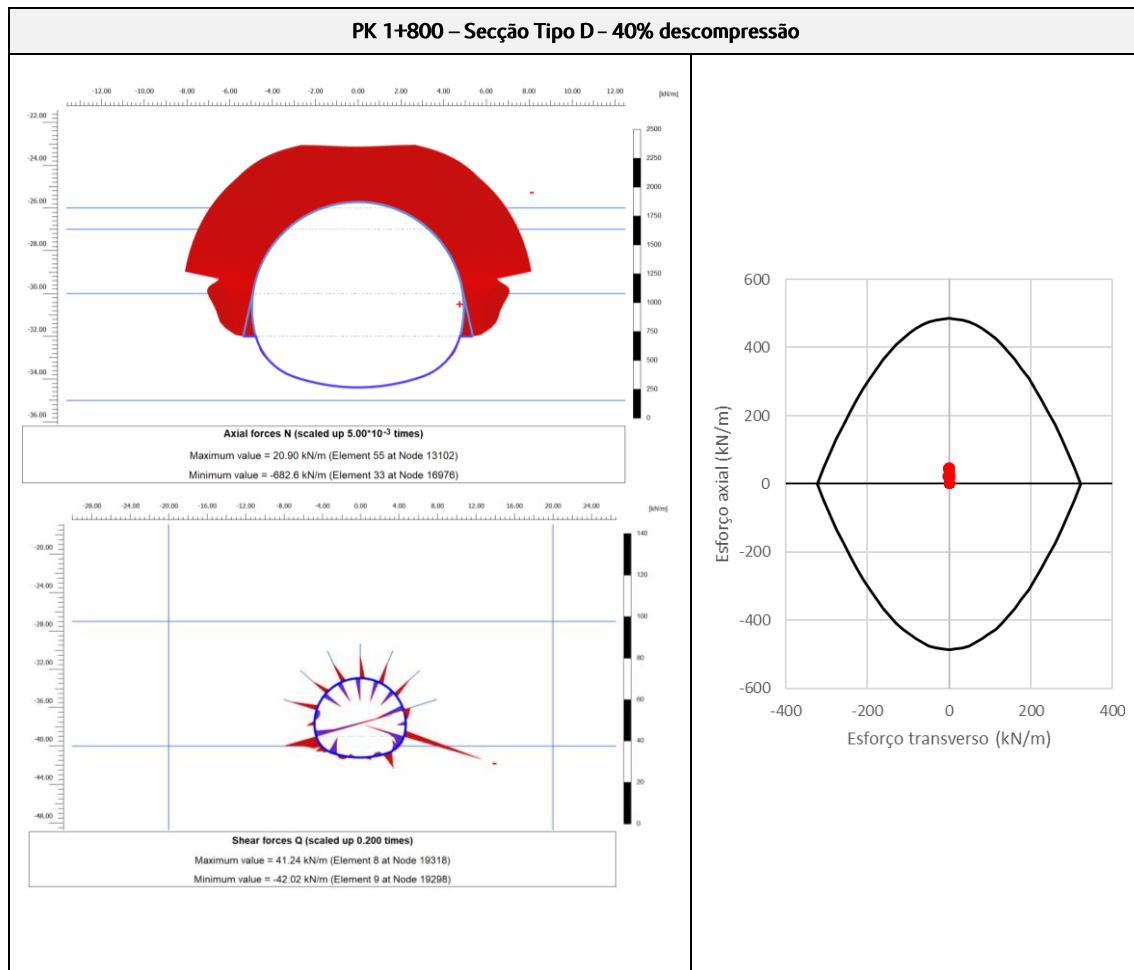
Quadro 14 – PK 1+800 – Secção Tipo D



8.4 Estado limite último de resistência ao esforço transverso/corte das cambotas

No Quadro 15 apresentam-se as verificações ao ELU de resistência ao esforço transverso/corte das cambotas metálicas, para a fase em que a calote e o rebaixo se encontram escavados na totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação encontram-se majorados.

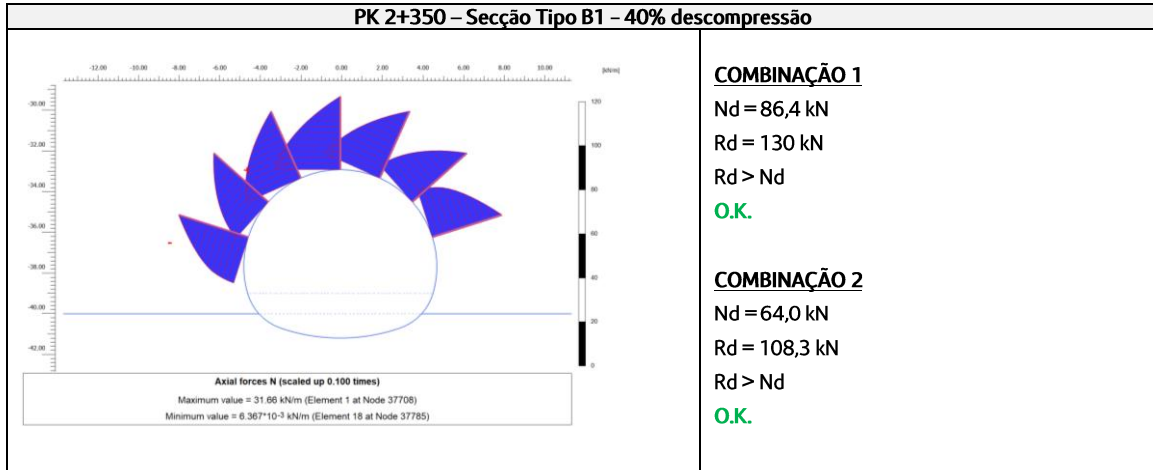
Quadro 15 – PK 1+800 – Secção Tipo D



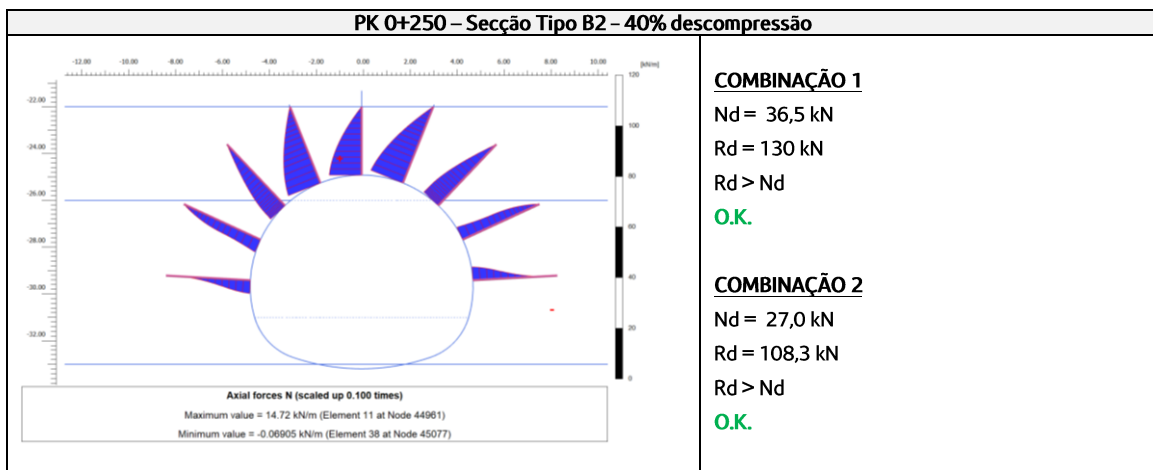
8.5 Estado limite último de resistência à tracção da armadura das pregagens

Na Quadro 16 a Quadro 18 apresentam-se as verificações ao ELU à tracção da armadura das pregagens, para a fase em que a secção se encontra escavada na totalidade.

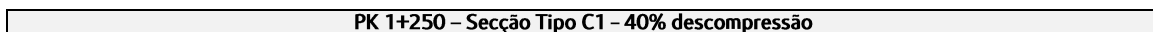
Quadro 16 – PK 2+350 – Secção Tipo B1

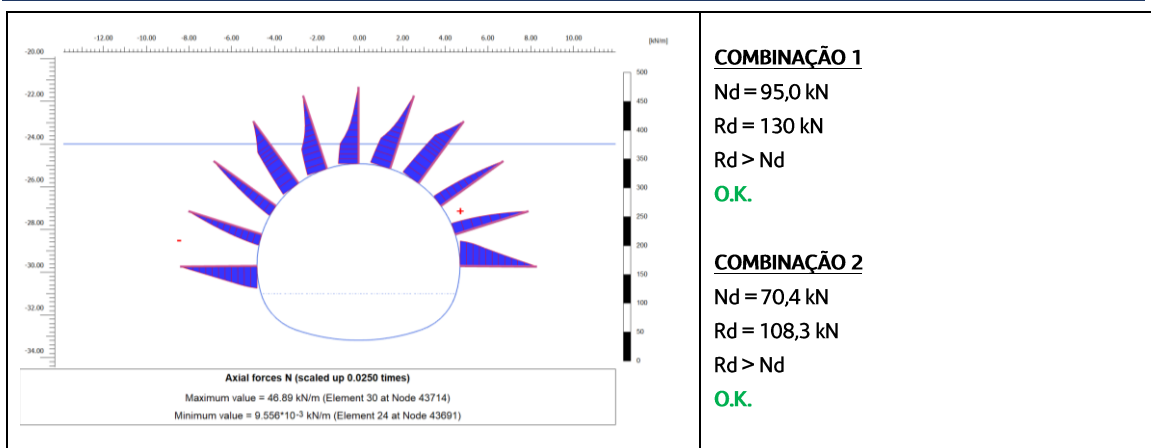


Quadro 17 – PK 0+250 – Secção Tipo B2



Quadro 18 – PK 1+250 – Secção Tipo C1

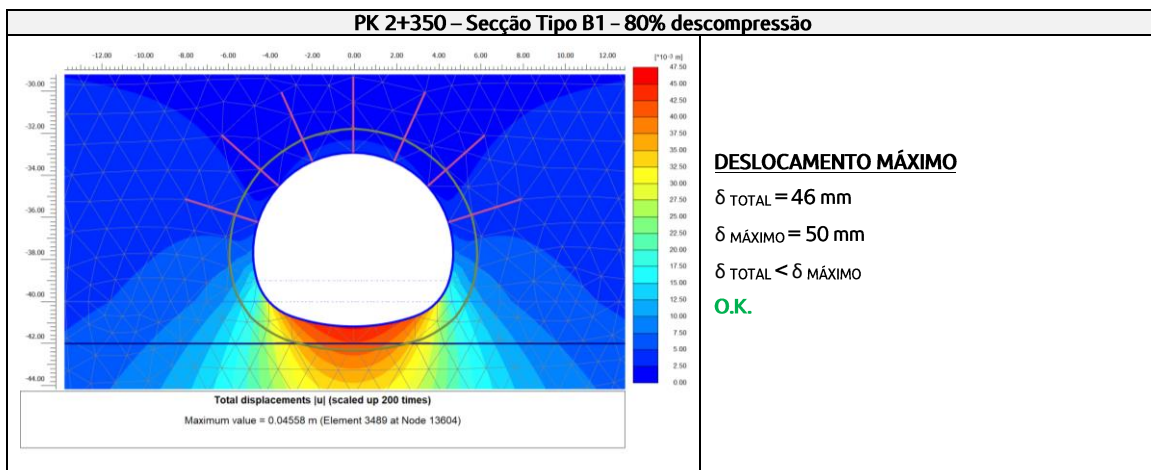




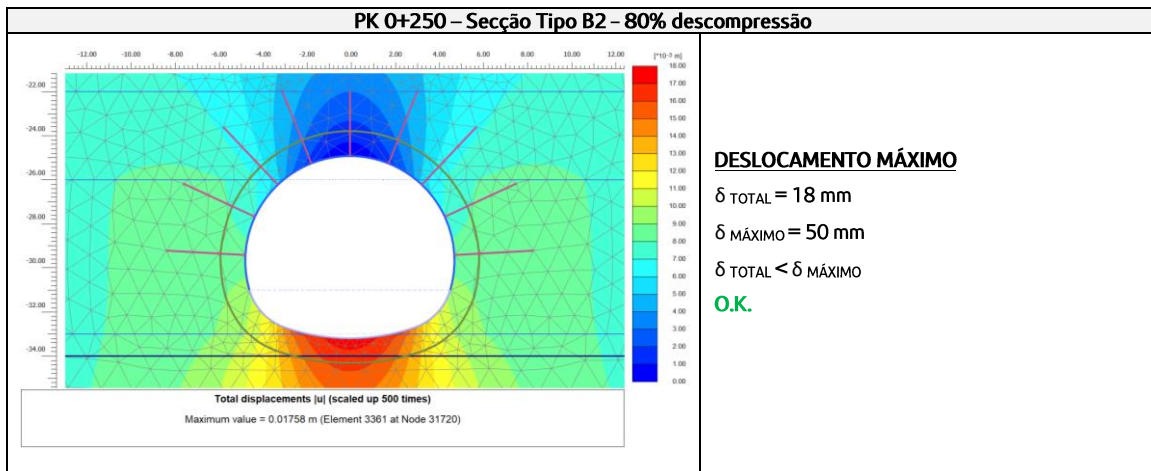
8.6 Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção

No Quadro 19 a Quadro 21 apresentam-se as convergências estimadas para cada secção de cálculo.

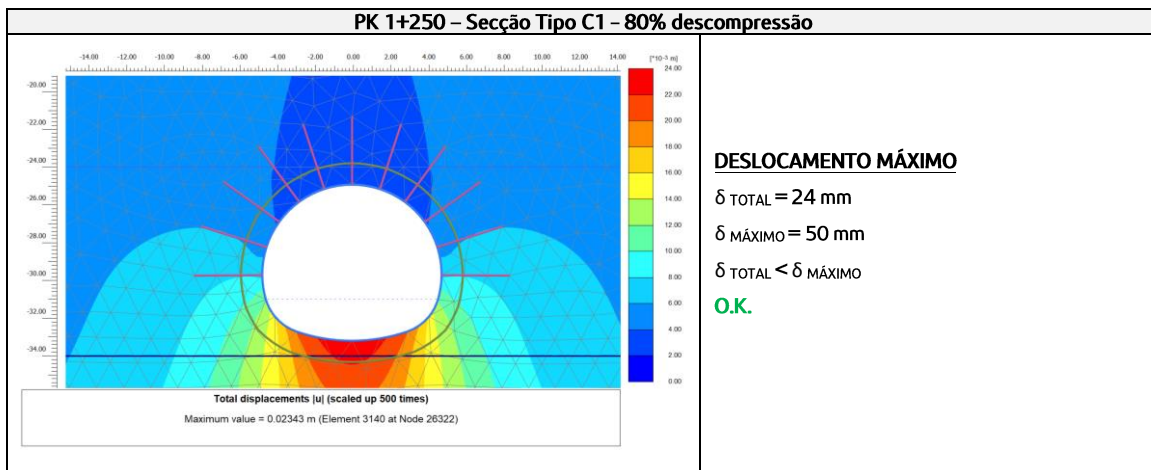
Quadro 19 - PK 2+350 – Secção Tipo B1



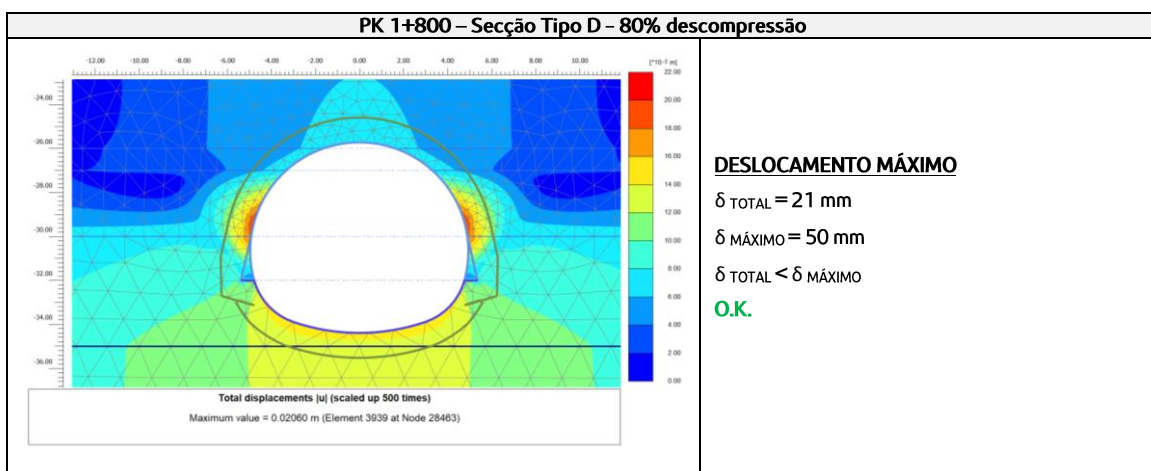
Quadro 20 - PK 0+250 - Secção Tipo B2



Quadro 21 - PK 1+250 - Secção Tipo C1



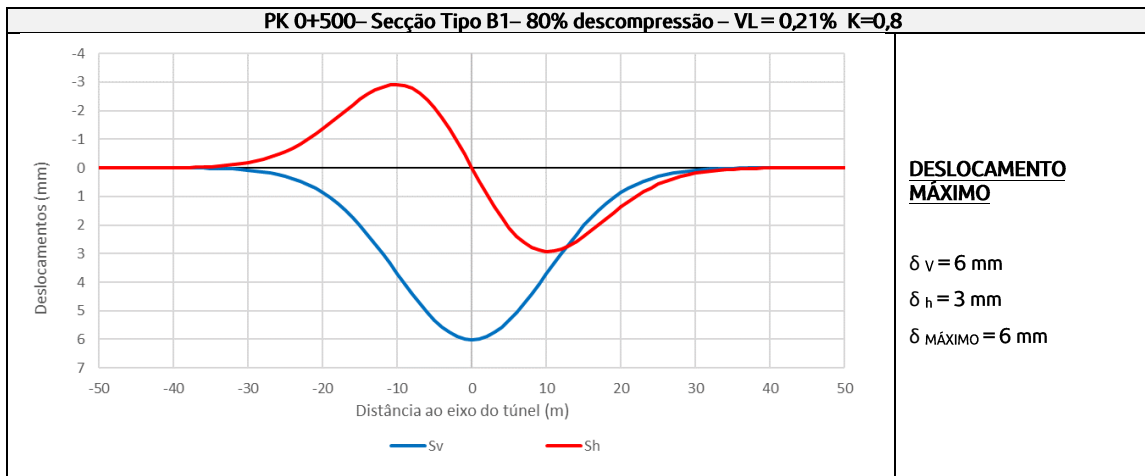
Quadro 22 - PK 1+800 - Secção Tipo D



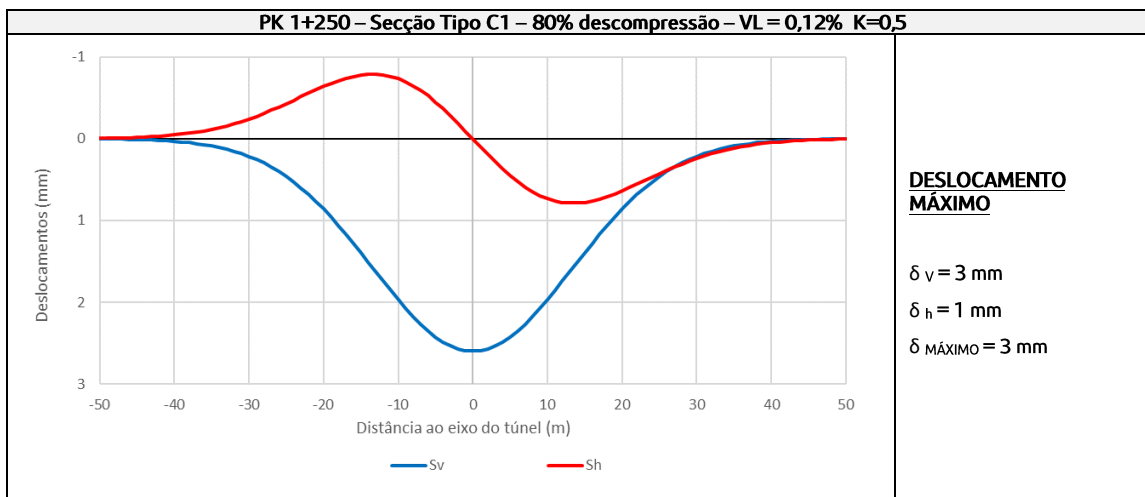
8.7 Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea

No Quadro 23 a Quadro 27 apresentam-se os assentamentos estimados à superfície para cada secção de cálculo.

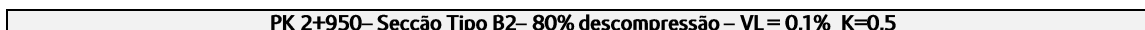
Quadro 23 – PK 0+500– Secção Tipo B1

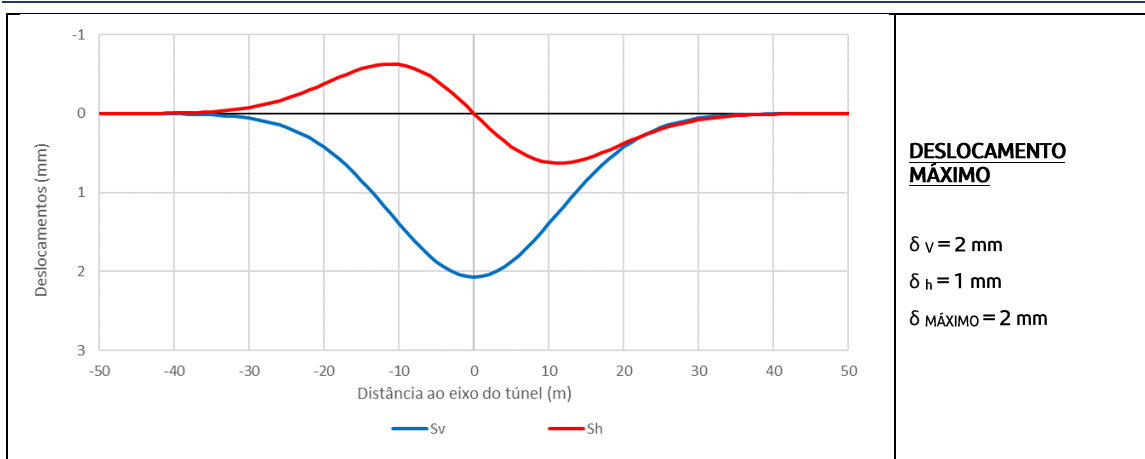


Quadro 24 – PK 1+250 – Secção Tipo C1

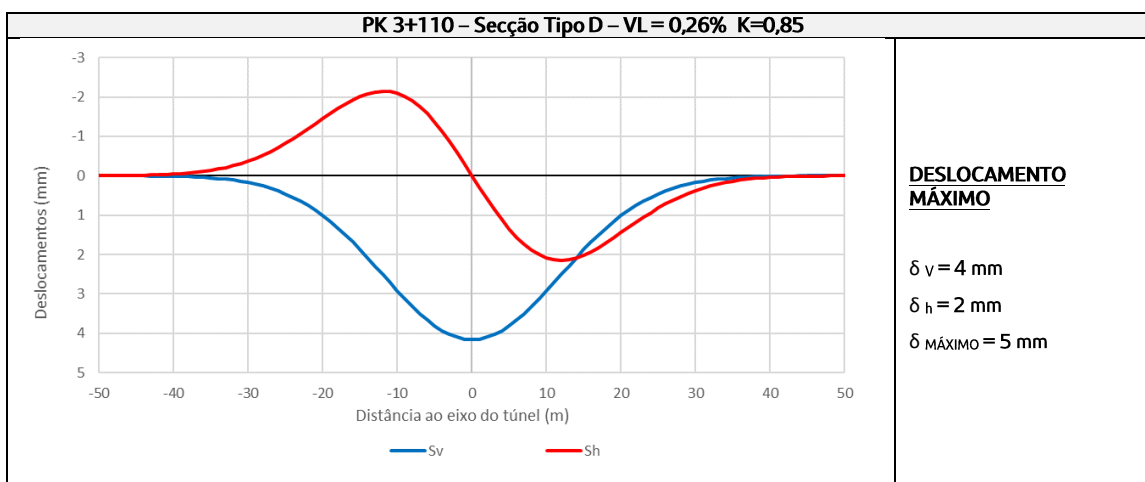


Quadro 25 – PK 2+950– Secção Tipo B2

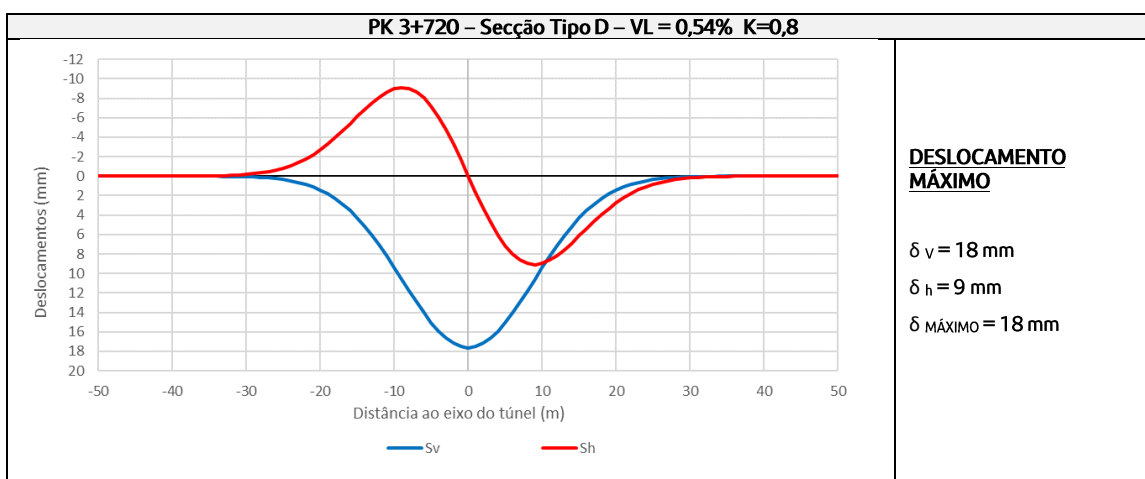




Quadro 26 - PK 3+110 - Secção Tipo D



Quadro 27 - PK 3+720 - Secção Tipo D

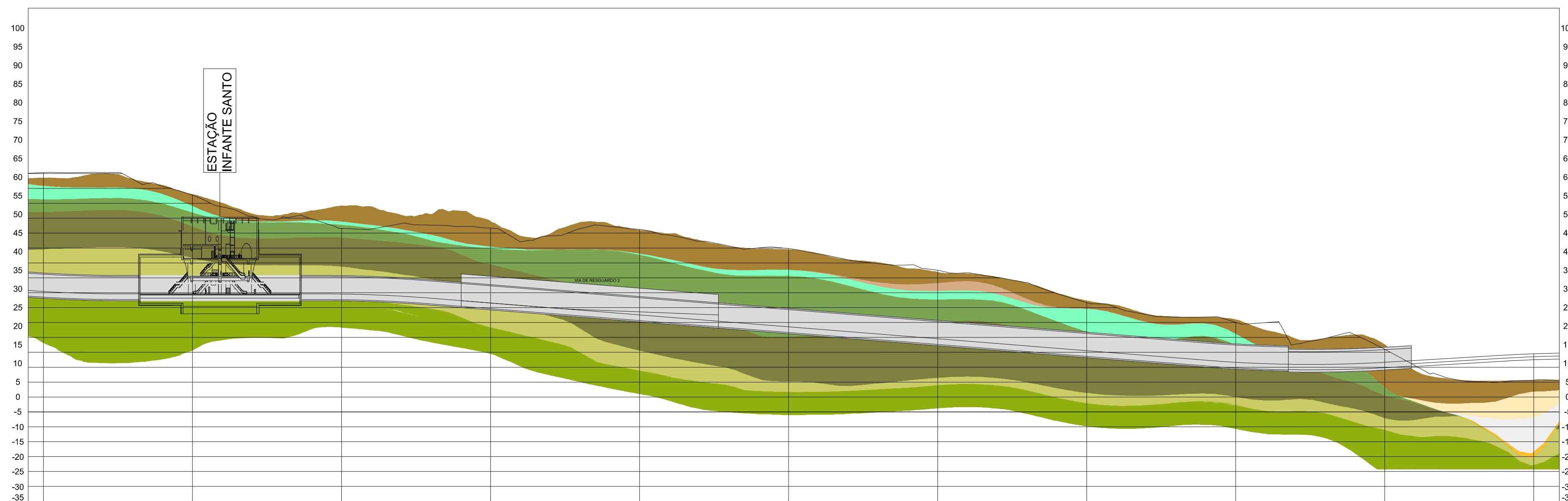




PLANTA - 82º TROÇO
ESC. 1:2000

LEGENDA
ESTRATIGRAFIA E CRITÉRIOS DE ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO (Perfil)

- QUATERNÁRIO - Holocénico (Recente)
- At Aterro heterogéneo, constituído por silte-arenoso, por vezes argiloso, com fragmentos líticos e cerâmicos, de cor castanho amarelado, com vestígios de vegetais.
 - a_{ar} Aluvião arenoso (ar)
 - a_{ag} Aluvião argiloso (ag)
 - a_{cg} Aluvião com cascalheira (cg)
- NEOGÉNICO - Miocénico - "Argilas e Calcários dos Prazeres" (MPr)
- M_{ar} Argilas cinzentas-esverdeadas (a) NSPT ≥ 50, (b) NSPT < 50
 - M_{ca} Calcarenitos fossilíferos, com passagens de calcários margosos
- OLIGOCÉNICO - "Formação de Benfica" (Φ)
- Φ Areias finas, siltosas e silto-argilosas, com seixo fino a médio. Siltos argilosos, com seixo frequente; cores acastanhadas, acinzentadas e por vezes avermelhadas.
- NEOCRETÁCICO - "Complexo vulcânico de Lisboa" (β)
- β1 Basalto, com veios calcíticos, muito a medianamente alterado, intensamente a muito fracturado, cinzento escuro, por vezes com passagens de solo residual areno argiloso. (Presença de Serpentina/Talco) (a) Rocha w2 a w3-4 GSI > 40, (b) Estrutura rochosa parcialmente visível localmente SPT < 60, w4 a solo
 - τ Tufos vulcânicos silto-margosos, avermelhados com veios esbranquiçados, por vezes silto-arenoso, com passagens fortemente argilosas. Ocorrem por vezes passagens fortemente argilosas de elevada plasticidade, de origem sedimentar. Tufos por vezes brechóides e brechas vulcânicas.
- CRETÁCICO
- Cenomaniano Superior - "Formação de Bica" (C_{3s})
- C_{3sa} Argila margosa e/ou margas argilosas esbranquiçada a amarelada.
 - C_{3sb} Calcário nodular, amarelado a esbranquiçado com inclusões margosas frequentes; passando a calcário rosado, amarelado, esbranquiçado por vezes carsificado, umas vezes compacto outras vezes margoso, com passagens argilosas.
 - C_{3sc} Calcário semicristalino a cristalino com rudistas, apresentando nódulos a leitos de sillex, pouco alterado a medianam. alterado, fracturas medianam. afastadas a muito próximas.
 - C_{3sd} Calcário compacto branco e bege, fendilhado com prealveolinas, pouco alterado a medianamente alterado, com passagens muito alteradas a decompostas, fraturas medianamente afastadas a próximas.
- Albiano superior e Cenomaniano médio - "Formação de Caneças" (C_{2on})
- C₂ Calcário por vezes margoso, com geoides no topo e com passagens argilosas por vezes com gesso na base. (C_{2z})



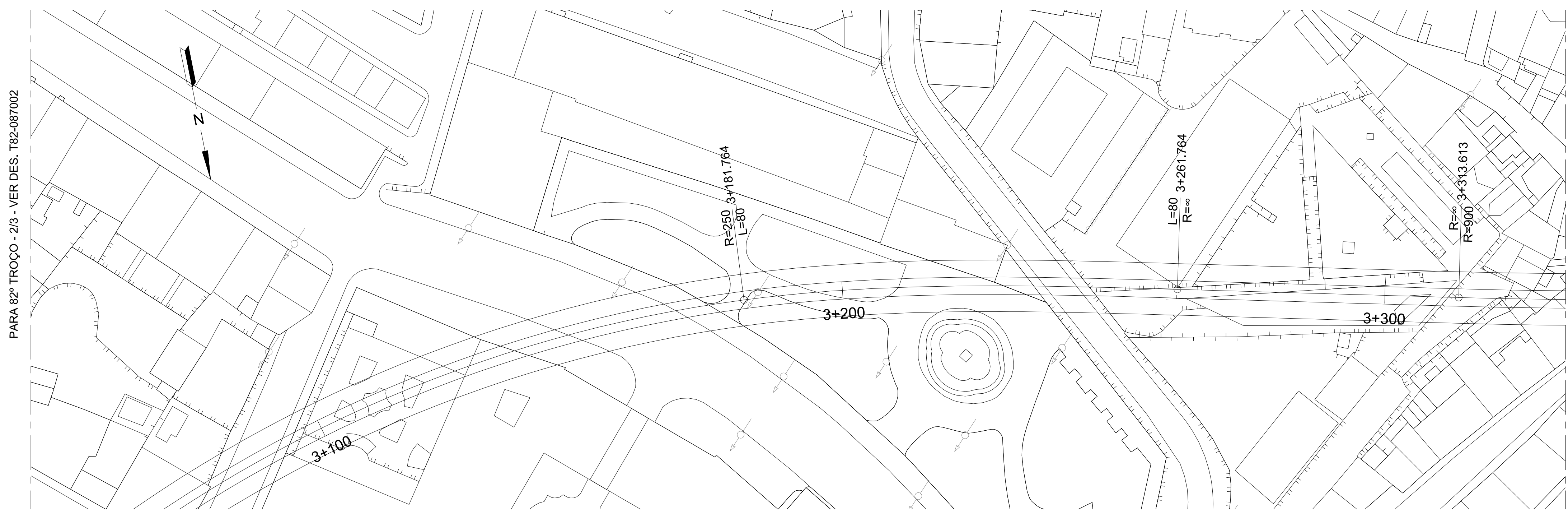
PERFIL - 82º TROÇO
ESC. 1:2000

NOTAS:

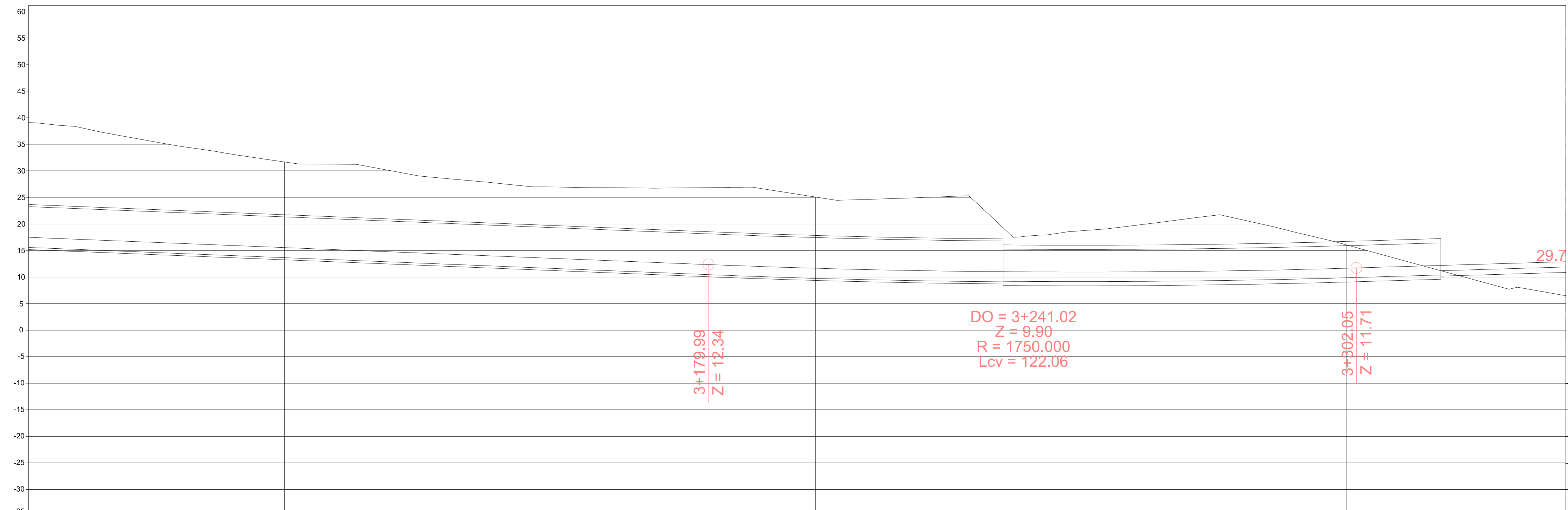
- As secções tipo encontram-se distribuídas ao longo do traçado segundo o indicado nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN T81 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T82 DW 087000, LVSSA AP AP STR TUN T83 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T84 DW 087000 e LVSSA MSA AP STR TUN T85 DW 087000.
- Os materiais encontram-se definidos nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087001 e LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087002.

ALTERAÇÕES		0 EMISSÃO INICIAL		03/10/2024	TAS	RVR
				DATA	DES.	VERIF.
<p>PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA</p> <p>S. SEBASTIÃO - ALCÂNTARA</p> <p>PROJETO DE EXECUÇÃO</p> <p>ESTRUTURAS</p> <p>82º TROÇO: EST. INFANTE SANTO/EST. ALCÂNTARA</p> <p>TUNEL</p> <p>IMPLANTAÇÃO GERAL - PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL</p>		<p>Escalas:</p> <p>Des. nº 133608 F. / /</p> <p>Abr.: / /</p> <p>Substítulo</p> <p>Substítulo</p> <p>Nº SAP</p> <p>Verão</p> <p>Folha</p>		<p>Metropolitano de Lisboa</p>		
<p>Aprov. RP</p> <p>Verif. RVR</p> <p>Proj. FAB</p> <p>Des. TNC</p>		<p>MOTACENIL ENGENHARIA</p> <p>COBA / JET S.J. / JLCM / TALPROJECTO</p> <p>Identificação Empresa Proprietária</p> <p>COBA / JET S.J. / JLCM / TALPROJECTO</p> <p>Escalas:</p> <p>1/2000</p> <p>Folha:</p>		<p>Desenho nº LVSSA MSA PE STR TUN T82 DW 087000 0</p> <p>Alter. 0 </p>		

Desenho elaborado/adaptado sobre as bases editáveis do Programa Preliminar do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, do Metropolitano de Lisboa, E.P.E.



PLANTA 82° TROÇO - 1/3
ESC. 1:500

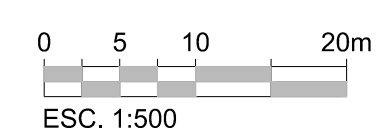


NOTAS:

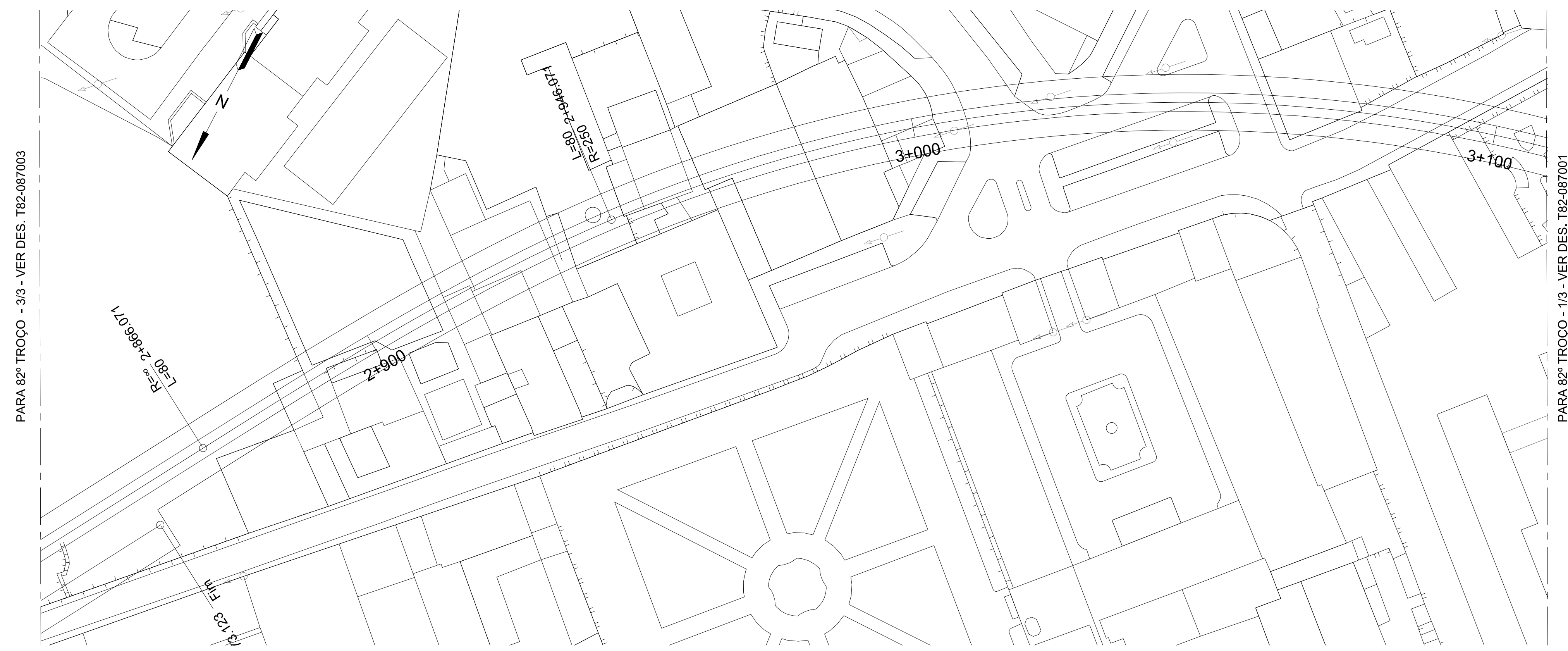
- As secções tipo encontram-se distribuídas ao longo do traçado segundo o indicado nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN T81 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T82 DW 087000, LVSSA AP AP STR TUN T83 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T84 DW 087000 e LVSSA MSA AP STR TUN T85 DW 087000.
- Os materiais encontram-se definidos nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087001 e LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087002.

QUILOMETRAGEM	Km 3+100	Km 3+200	3+235,9	3+235,2	Km 3+300	3+310,4
COTA DO TERRENO	31,558	26,313			20,200	
COTA DA RASANTE	15,143	11,367			11,816	
SECÇÃO TIPO	V - C1	TV - D	O.E. 5			
EXTENSÃO	80,0	137,0	ESCAVAÇÃO A CÉU-ABERTO			
MÉTODO DE ESCAVAÇÃO		NATM				

PERFIL LONGITUDINAL
Escala 1:500



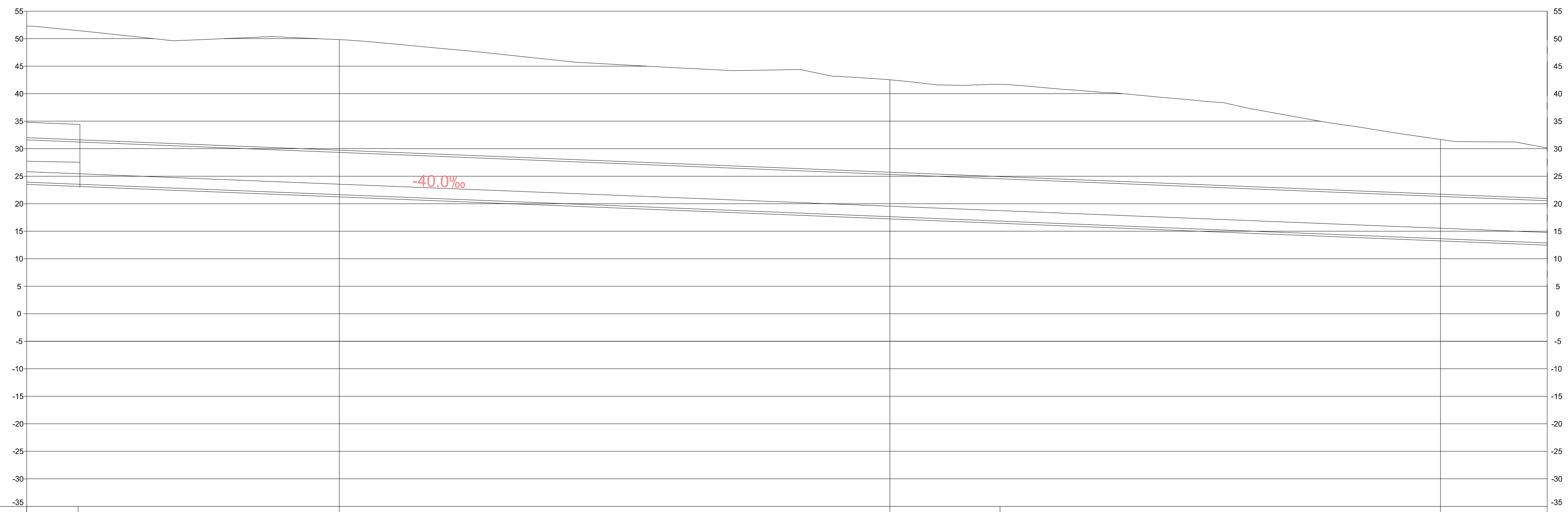
ALTERAÇÕES		PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA S. SEBASTIÃO - ALCÂNTARA			
PROJETO DE EXECUÇÃO		ESTRUTURAS		Escala: Des. nº 133609 F. / /	
82° TROÇO		TÚNEL		Alter.:	
1/3 - PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL		Substituído		Nº SAP	
Versão		Folha			
Aprov. RP		MOTAENÇIL ENGENHARIA			
Verif. RVR		Identificação Empresa Proponente		Escala: 1:500	
Proj. FAB		COBA / JET SJ / JLCM / TALPROJECTO		Folha: / /	
Des. TNC		Desenho nº LVSSA MSA PE STR TUN T82 DW 087001 0		Alter.:	



PARA 82º TROÇO - 3/3 - VER DES. T82-087003

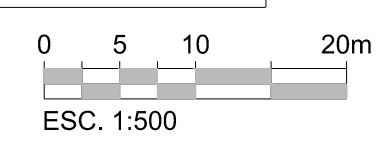
PARA 82º TROÇO - 1/3 - VER DES. T82-087001

PLANTA 82º TROÇO- 2/3
ESC. 1:500





QUILOMETRAGEM	2+853	Km 2+900	Km 3+000	3+020	Km 3+100
COTA DO TERRENO		43,750	43,356		31,558
COTA DA RASANTE		23,143	19,143		15,143
SECÇÃO TIPO		TV - B2		TV - C1	
EXTENSÃO		167,5		80,0	
MÉTODO DE ESCAVAÇÃO		NATM			

PERFIL LONGITUDINAL
Escala 1:500



NOTAS:

- As secções tipo encontram-se distribuídas ao longo do traçado segundo o indicado nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN T81 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T82 DW 087000, LVSSA AP AP STR TUN T83 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T84 DW 087000 e LVSSA MSA AP STR TUN T85 DW 087000.
- Os materiais encontram-se definidos nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087001 e LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087002.

ALTERAÇÕES					
0	EMISSÃO INICIAL	03/10/2024	TAS	RVR	
		DATA	DES.	VERIF.	
Data: _____ Aprov. _____ Verif. _____ Proj. _____ Des. _____		PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA S. SEBASTIÃO - ALCÂNTARA PROJETO DE EXECUÇÃO ESTRUTURAS 82º TROÇO TÚNEL 2/3 - PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL		 Escalas: Des. nº 133610 F. / / Alter. _____ Substituído _____ Nº SAP _____ Versão _____ Folha _____	
Aprov. RP _____ Verif. RVR _____ Proj. FAB _____ Des. TNC _____		 Identificação Empresa Proponente: COBA / JET SJ / JLCM / TALPROJECTO		Escalas: 1:500 Folha: _____ Desenho nº LVSSA MSA PE STR TUN T82 DW 087002 0 Alter. 0	

Desenho elaborado/adaptado sobre as bases editáveis do Programa Preliminar do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, do Metropolitano de Lisboa, E.P.E.