✓ Sismo tipo 2 [-] S ≈ 1.47

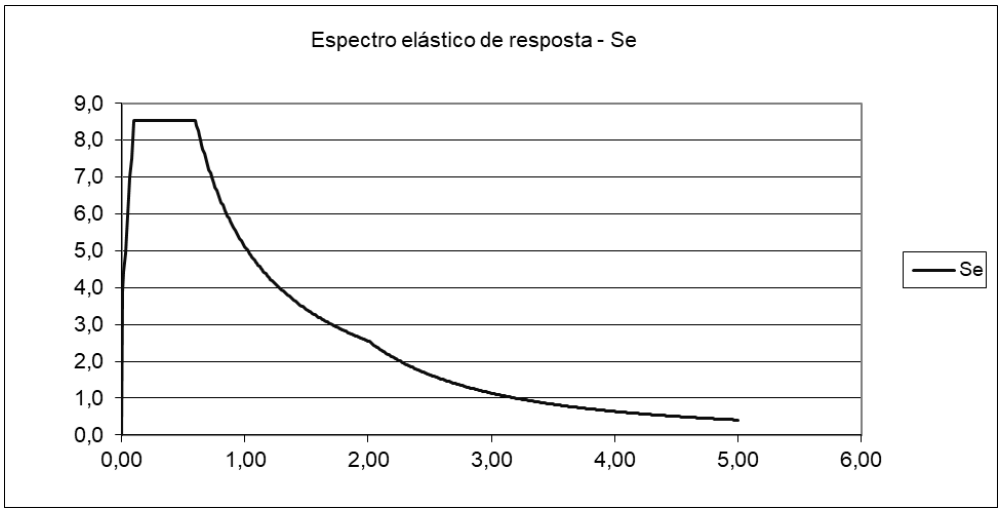



Figura 16 – Espectro de resposta elástico ($S_{máx}$=1.80; $T_B$=0.1; $T_C$=0.60; $T_D$=2.0) – Sismo tipo I

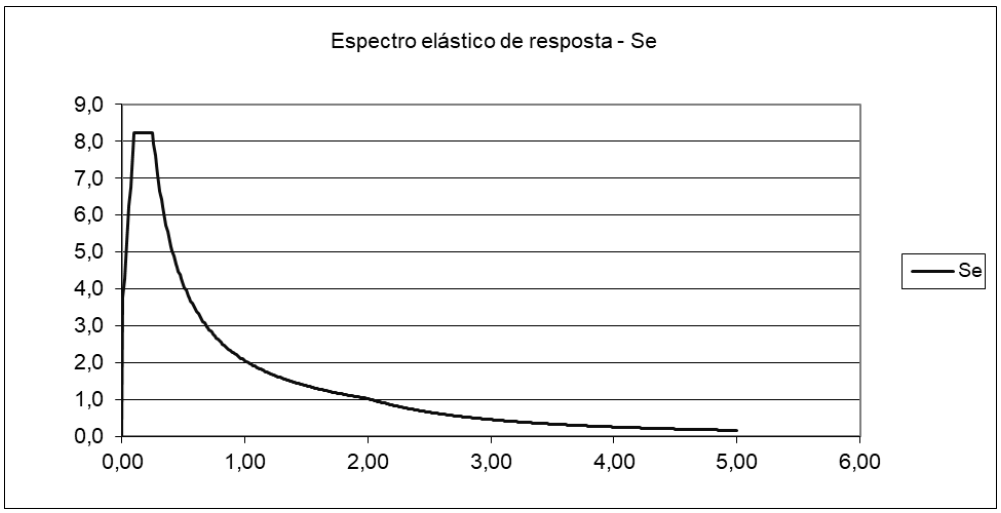



Figura 17 – Espectro de resposta elástico ($S_{máx}$=1.80; $T_B$=0.1; $T_C$=0.25; $T_D$=2.0) – Sismo tipo II

Para a acção sísmica na direcção vertical, os parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos constam do quadro NA-3.4 do ponto NA-3.2.2.3(1)P da NP EN1998-1 e são reproduzidos na tabela seguinte.

Tabela 23 – Parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais

| acção sísmica | $a_{vg}/a_g$ | $T_B$ (s) | $T_C$ (s) | $T_D$ (s) |
|---|---|---|---|---|
| tipo 1 | 0,75 | 0,05 | 0,25 | 1,0 |
| tipo 2 | 0,95 | 0,05 | 0,15 | 1,0 |

Da consulta desta tabela e do disposto anteriormente acerca dos valores de $a_g$ resulta:

- ✓ Sismo tipo 1 [m/s$^2$] $a_{vg}$≈ 1.79
- ✓ Sismo tipo 2 [m/s$^2$] $a_{vg}$≈ 2.13

Considera-se um coeficiente de comportamento q = 1,5, na determinação do espectro de resposta de cálculo em todas as direcções.

### 6.3.1 Impulso activo sísmico ($I_{ae}$)

Nos muros de contenção e nas estruturas enterradas (estruturas rígidas totalmente impedidas de se mover, sem possibilidade de mobilização de estados activos no solo), correspondentes às áreas técnicas e acessos adjacentes à estação, a força dinâmica devida ao aumento da pressão de terras poderá ser considerada igual a:

$$\Delta P_d = \alpha \times S \times \gamma \times H^2$$

De acordo com a metodologia proposta no anexo E.9 NP EN 1998-5. Na expressão anterior "H" é a altura do muro e "α" é a razão entre o valor de cálculo da aceleração à superficie de um terreno do tipo A, $a_g$, e a aceleração devida à gravidade, g, ou seja:

$$\alpha = \frac{a_g}{g}$$

- ✓ Sismo tipo 1 [m/s$^2$] $a_g$≈ 2.38
  α = 0.24
- ✓ Sismo tipo 2 [m/s$^2$] $a_g$≈ 2.24
  α = 0.23

## 6.4 Acções Acidentais

### 6.4.1 Acção acidental de Incêndio (F)

Na verificação indirecta da segurança estrutural para a acção acidental de incêndio foram considerados os seguintes critérios:

- Manutenção da capacidade de suporte de carga durante um tempo regulamentar que garanta as condições minimas para a evacuação de pessoas e bens, em condições de segurança (critério R);
- Limitação da propagação do fogo através da adopção de critérios de estanqueidade a chamas e gases quentes assim como de isolamento térmico (critérios E e I).

Estes critérios, expressos em minutos, encontram-se divididos em classes cuja escolha depende do tipo de edificio, dimensão, natureza das actividades nele desenvolvidas e efectivo.

A estação de Alcântara pertence à utilização-tipo (UT) VIII "comerciais e gares de transporte" a que correspondem "edificios ou partes de edificios, recebendo público, ocupados por estabelecimentos comerciais (…) ou ocupados por gares destinados a aceder a meios de transporte rodoviário, ferroviário, marítimo, fluvial ou aéreo, incluindo as gares intermodais (…)".

De acordo com o documento "Aplicação do regime jurídico de segurança contra incêndio às estações do Metropolitano de Lisboa", "a grande maioria das estações em viaduto do ML estão afectas a uma UT VIII da 2ª categoria de risco dado que o seu efectivo não excede 1000 pessoas e a sua altura não excede 28m."

Para um edificio desta natureza, estipula-se regra geral uma categoria de resistência ao fogo de R90 para elementos portantes acima do solo e REI90 para elementos portantes com função simultanea de compartimentação e isolamento térmico.

De acordo com o ponto 1 do art.º 263º do RTSCIE, "nas gares subterrâneas, a resistência ao fogo padrão minima dos elementos estruturais deve ser REI ou R120".

Os pilares inclinados que suportam a cobertura deverão garantir uma classe de resistência minima de R90.

## 6.4.2 Choque em pilares por descarrilamento de comboio (ACT)

A acção acidental de embate nos elementos de suporte da estação localizados no final da linha por descarrilamento de um comboio foi considerada de acordo com o disposto no ponto 4.5.2 do EC1991-1-7; de acordo com este ponto, elementos da estrutura localizados no alinhamento final de uma linha férrea (como observável em terminais de comboio) deverão ser evitados por motivos de segurança.

Quando a disposição de elementos estruturais nas imediações do término da linha não pode evitada, estes elementos deverão ser protegidos por paredes de impacto dimensionadas para minimizar os efeitos na estrutura.

No dimensionamento destes elementos foi tomado o valor sugerido de 5000 kN para comboios de passageiros (como é o caso do LIOS), aplicados horizontalmente 1.0m acima do nível da linha.

Para elementos verticais de suporte dispostos lateralmente ao eixo de circulação das composições, a acção acidental de embate é quantificada tendo em consideração a classe da estrutura de acordo com o disposto no ponto 4.5.1 do EC1991-1-7.

A estação de Alcântara pode ser tomada como uma estrutura de classe A a que correspondem "estruturas situadas acima ou na proximidade de uma via férrea em serviço e que estão permanentemente ocupadas, quer sirvam de local de reunião temporária de pessoas ou quer tenham mais que um piso".

De acordo com o ponto 4.5.1.4 (4) quando a velocidade de circulação das composições é inferior ou igual a 50km/h (estimativa válida para velocidades de aproximação das composições às estações do LIOS e do Metropolitano) as forças estáticas equivalentes constantes na tabela 4.4 da referida norma podem ser reduzidas em 50%.

Estas considerações resultam em forças de embate acidental nos elementos verticais de suporte dispostos ao longo da via de $F_{dx}$ = 2000 kN e $F_{dy}$ = 750 kN aplicadas horizontalmente 1.80m acima do nível da linha.

## 6.5 Acções provenientes do Viaduto

O encontro Poente da estrutura do Viaduto é parte integrante da estrutura da Estação através da consideração de 2 pilares (P1 Norte e Sul) localizados no alinhamento 1 e sujeitos a reacções provenientes do Viaduto. A tabela seguinte apresenta estas reacções, nos pilares P1 Norte e P1 Sul, descriminadas por acção.

O dimensionamento destes elementos é condicionado por estas reacções.

Tabela 24 – Reacções nos pilares P1 Norte e P1 Sul provenientes do Viaduto

| Acção | Aparelho de Apoio | P1 Sul | P1 Norte | |
|---|---|---|---|---|
| | Reacção | $F_V$ [kN] | $F_V$ [kN] | $F_T$ [kN] |
| Carga Permanente | | 855 | 832 | 3 |
| Sobrecarga | | 333 | 331 | 3 |
| Força Centrifuga | | ± 7 | ± 7 | -36 |
| Força de Lacete | | ± 6 | ± 7 | -178 |
| Força de Frenagem | | 25 | 27 | -26 |
| Força de Arranque | | -25 | -27 | 26 |
| Vento Transversal | | ± 196 | ± 194 | ± 385 |
| Vento Longitudinal | | ± 90 | ± 106 | ± 4 |
| Choque do Veículo | | ± 22 | ± 20 | ± 153 |
| Sismo Transversal - solo Tipo E | | ± 56 | ± 82 | ± 1516 |
| Sismo Longitudinal - solo Tipo A | | ± 62 | ± 74 | ± 277 |
| Sismo Longitudinal - solo Tipo E | | ± 76 | ± 94 | ± 338 |

# 7 SITUAÇÕES DE PROJECTO

## 7.1 Persistentes

No dimensionamento estrutural da Estação, serão consideradas as situações de projeto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização, nomeadamente em cenários de estado limite último e estado limite de serviço.

## 7.2 Transitórias

No dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias serão consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

## 7.3 Acidentais

No dimensionamento da estrutura definitiva serão consideradas as situações de projeto acidentais, correspondentes a condições excecionais aplicáveis às estruturas, nomeadamente a ação do incêndio.

## 7.4 Sísmica

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

# 8 COMBINAÇÕES E COEFICIENTES PARCIAIS

As verificações de segurança das estruturas foram feitas de acordo com as combinações preconizadas pela NP EN 1990. Nos capítulos seguintes apresentam-se as combinações de acções (comuns às estruturas provisórias e definitivas) e os coeficientes parciais de segurança e factores de majoração considerados tanto para as verificações de âmbito estrutural (STR) como de âmbito geotécnico (GEO).

## 8.1 Combinações de Acções

### 8.1.1 Combinação de acções para os Estados Limites Últimos (ELU)

#### 8.1.1.1 Combinação de Acções Fundamental

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

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ " + "} \gamma_p P \text{" + "} \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{" + "} \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

#### 8.1.1.2 Combinação de Acções Acidental

O formato geral da combinação acidental é dado por:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + "} P \text{" + "} A_{Ed} \text{" + "} (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{ " + "} \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Onde a escolha entre $\psi_{1,1}$ *ou* $\psi_{2,1}$ deverá ter em consideração a situação acidental considerada (impacto, incêndio ou sobrevivência após uma situação de acidente).

#### 8.1.1.3 Combinação Sísmica

O formato geral da combinação sísmica para os ELS é dado por:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + "} P \text{" + "} A_{Ed} \text{" + "} \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

## 8.1.2 Combinação de acções para os Estados Limites de Serviço (ELS)

### 8.1.2.1 Combinação Característica

O formato geral da combinação característica para os ELS é a seguinte:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + "} P \text{" + "} Q_{k,1} \text{" + "} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

### 8.1.2.2 Combinação Frequente

O formato geral da combinação frequente para os ELS é a seguinte:

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

### 8.1.2.3 Combinação Quase-permanente

O formato geral da combinação quase-permanente para os ELS é a seguinte:

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

## 8.2 Coeficientes parciais de segurança STR/GEO – est. provisórias

Em Portugal, segundo o EC7, 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 foram considerados os valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e

NP EN1991 (Tabela 25) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 26).

Tabela 25 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas acções – suporte primário

| Acção | | Símbolo | STR/GEO | |
|---|---|---|---|---|
| | | | A1 | A2 |
| Permanentes | Desfavorável | $\gamma_G$ | 1,35 | 1,00 |
| | Favorável | | 1,00 | 1,00 |
| Variável | Desfavorável | $\gamma_Q$ | 1,50 | 1,30 |
| | Favorável | | 0,00 | 0,00 |

Tabela 26 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno – suporte primário

| Parâmetro do solo | | STR/GEO | |
|---|---|---|---|
| | Símbolo | 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 | $\gamma_{cu}$ | 1,00 | 1,40 |
| Peso volúmico | $\gamma_\gamma$ | 1,00 | 1,00 |

Tabela 27 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os ELU – suporte primário

| Material | Símbolo | Situações persistentes e transitórias |
|---|---|---|
| Betão | $\gamma_C$ | 1,50 |
| Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas | $\gamma_S$ | 1,15 |

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

## 8.3 Coeficientes parciais γ e coeficientes de combinação Ψ

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

Tabela 28 – Coeficientes parciais das acções para estados limites últimos STR

| Coeficientes parciais das acções para Estados Limites Últimos STR (γ) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Acções** | | | **Situações Persistentes ou Transitórias** | **Situações Sísmicas** |
| Acções Permanentes ($\gamma_G$) | | Desfavoráveis | 1,35 | 1,00 |
| | | Favoráveis | 1,00 | 1,00 |
| Acções Variáveis ($\gamma_Q$) | Sobrecargas | Desfavoráveis | 1,50 | 1,00 |
| | | Favoráveis | 0 | 0 |
| Acção Sísmica | | Desfavoráveis | - | 1,00 |
| | | Favoráveis | - | - |

A tabela seguinte resume os coeficientes parciais de segurança e os coeficientes de combinação (obtidos, na generalidade, do Anexo A1 do EC1990) utilizados para a combinação de cada uma das acções apresentadas no capítulo 6.

Tabela 29 – Factores de majoração, γ, e coeficientes de combinação, Ψ

| Acção | | γ | Coeficiente de Combinação | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
| Peso Próprio | G1 | 1,35/1,0 | - | - | - |
| Restante Carga Permanente | G2 | 1,35/1,0 | - | - | - |
| Retracção e Fluência | C | 1,35/1,0 | - | - | - |
| Impulso lateral do Solo | RQ | 1,35/1,0 | - | - | - |
| Impulso Hidroestático | RW | 1,35/1,0 | - | - | - |
| Assentamento | S | 1,35/1,0 | - | - | - |
| Sobrecarga do Terrapleno | RQ* | 1,50/0,0 | 0,8 | 0,5 | 0,0 |
| Sobrecargas - Pisos | $Q_{C3}$ | 1,50/0,0 | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| | $Q_{C5}$ | 1,50/0,0 | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| | $Q_H$ | 1,50/0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Sobrecarga Ferroviária - comboio tipo | CT* | 1,50/0,0 | 0,8 | [1] | 0,0 |
| Sobrecarga Ferroviária - comboio LIOS | CL* | 1,50/0,0 | 0,8 | [1] | 0,0 |
| Temperatura | T | 1,50/0,0 | 0,6 | 0,5 | 0,0 |
| Vento | W | 1,50/0,0 | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Sismo | E | 1,0 | - | - | - |

[1] 0,80 quando apenas uma linha está carregada, 0,70 quando ambas as linhas estão carregadas simultaneamente

Os coeficientes de combinação, Ψ, das sobrecargas assinaladas com (*) foram obtidos da tabela A2.3 do Anexo A2 do EC1990 referente a pontes ferroviárias (para CT e CL foram assumidos os valores dos comboios reais).

Os factores parciais de majoração e os coeficientes de combinação foram utilizados por forma a obter os resultados mais desfavoráveis para cada elemento estrutural de acordo com as combinações definidas na EN1990 e apresentadas nos sub-capitulos anteriores.

Os materiais foram minorados através dos coeficientes apresentados no quadro seguinte em conformidade com a norma NP EN1992-1 e NP EN1993-1.

Tabela 30 – Coeficientes parciais dos materiais para estados limites últimos STR

| **Coeficientes parciais dos materiais para Estado Limite Último ($\gamma_M$)** | | |
|---|---|---|
| **Material** | **Situações Persistentes ou Transitórias** | **Situações Acidentais (Sísmicas/Impacto)** |
| Betão ($\gamma_C$) | 1,50 | 1,50 |
| Aço em Armaduras Ordinárias ($\gamma_s$) | 1,15 | 1,15 |
| Elementos Estruturais Metálicos ($\gamma_{M0}$) | 1,00 | 1,00 |
| Ligações Metálicas ($\gamma_{M2}$) | 1,25 | 1,25 |

# 9 METODOLOGIA DE CÁLCULO

## 9.1 Contenção periférica provisória

No dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias foram consideradas as situações de projecto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

A análise estrutural foi realizada com base em modelos planos para o dimensionamento das secções representativas das estruturas de contenção.

Os modelos adoptados foram realizados com recurso ao programa de elementos finitos SOFiSTiK o qual permite modelar a interação entre o solo e as estruturas por meio de uma análise de tensões e deformações.

Os modelos de cálculo permitiram a modelação de todas as fases construtivas, metodologia essencial na análise deste tipo de estruturas, tendo sido obtidos como resultados, para além de deformações do maciço envolvente, os esforços nas estruturas de contenção em particular nas cortinas de perfis, assim como nas escoras e ancoragens de travamento.

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

Para definição da malha de elementos finitos, foram utilizados elementos triangulares de 15 nós tendo o nível de discretização da malha sido localmente ajustado para uma maior densidade de elementos finitos junto às estruturas de contenção. Nestes modelos, as fronteiras verticais, à esquerda e direita, têm os deslocamentos horizontais fixos e a fronteira horizontal inferior tem os deslocamentos verticais fixos. As cortinas, são instaladas com elementos não lineares de interface.

O faseamento construtivo foi simulado de acordo com o previsto no projeto, tendo-se iniciado pela primeira fase de geração de tensões iniciais e em seguida execução das estruturas de contenção, nomeadamente cortinas de perfis, e aplicadas as sobrecargas à superfície sendo nesse momento efetuada uma zeragem das deformações antes de prosseguir para os seguintes passos. As fases seguintes foram simuladas conforme faseamento estabelecido nas peças desenhadas de projecto, incluindo a fase de execução da estrutura definitiva e execução do aterro sobre esta de forma faseada com a desinstalação dos escoramentos metálicos.

Apresenta-se nas figuras seguintes, o modelo elaborado para estudo da contenção provisória.

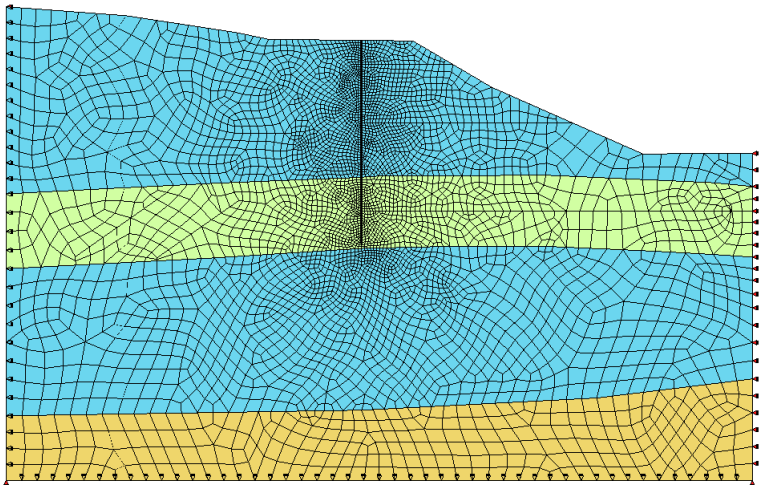


Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção A – fase inicial

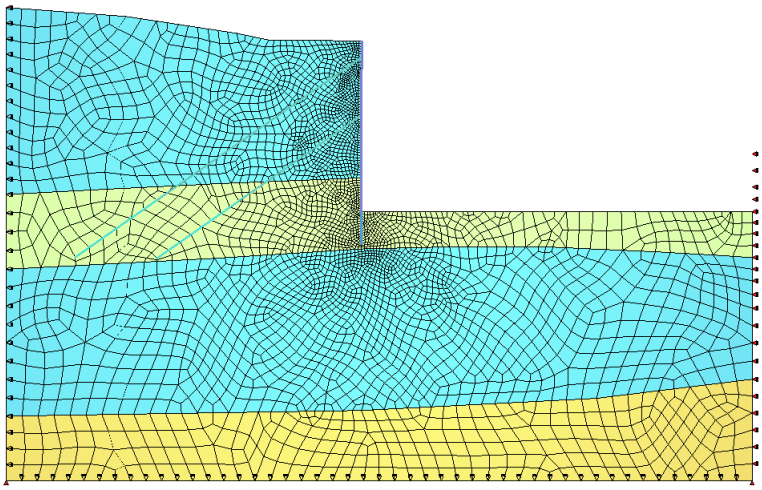


Figura 19 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção A – fase final

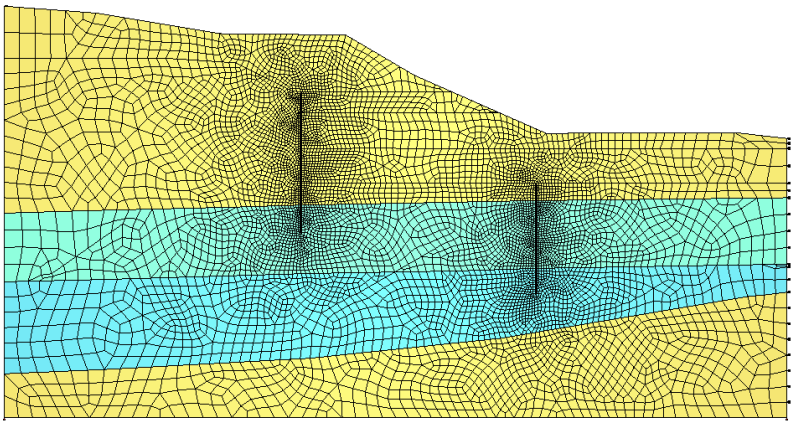


Figura 20 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção B – fase inicial

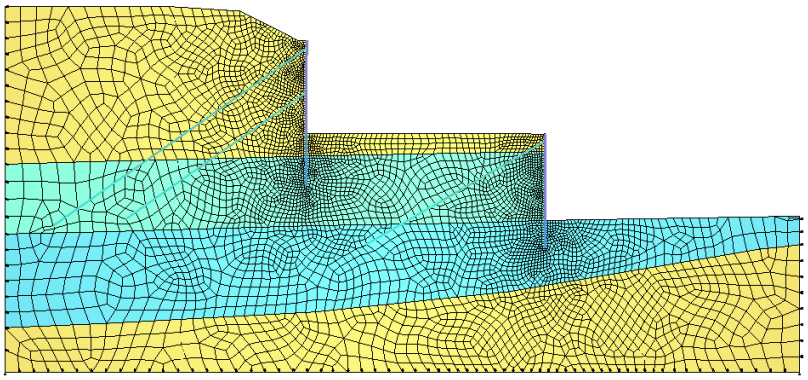


Figura 21 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção B – fase final

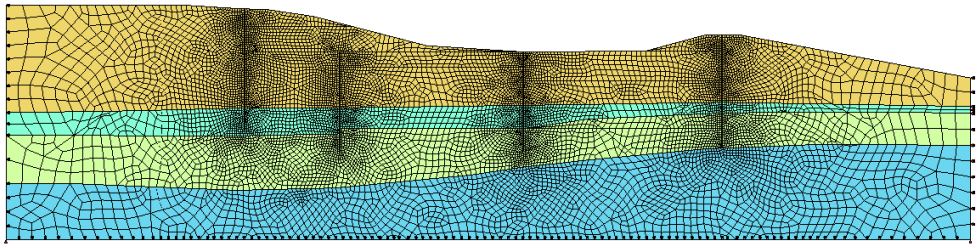


Figura 22 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção C – fase inicial

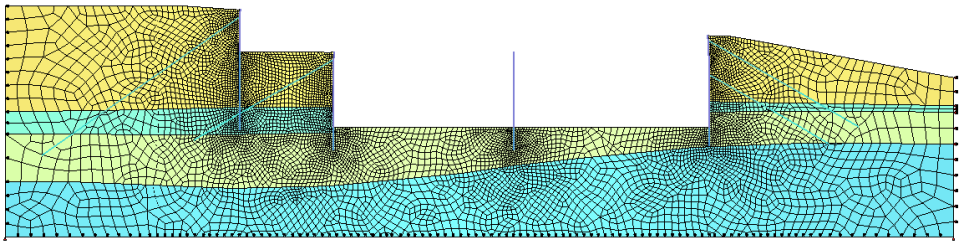


Figura 23 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção C – fase final

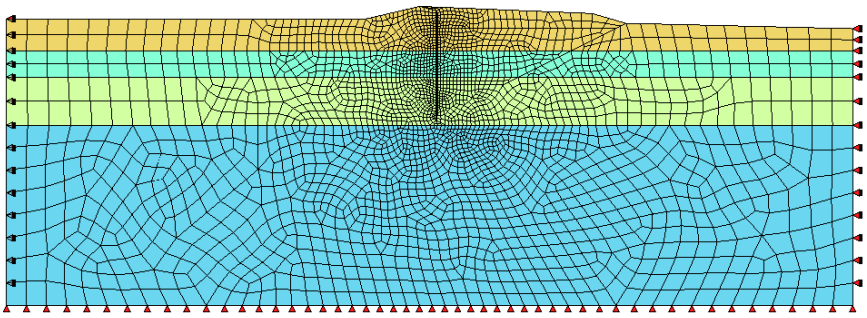


Figura 24 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção D – fase inicial

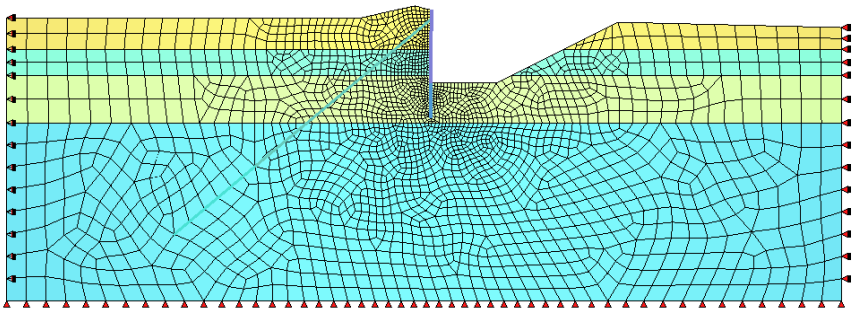


Figura 25 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção D – fase final

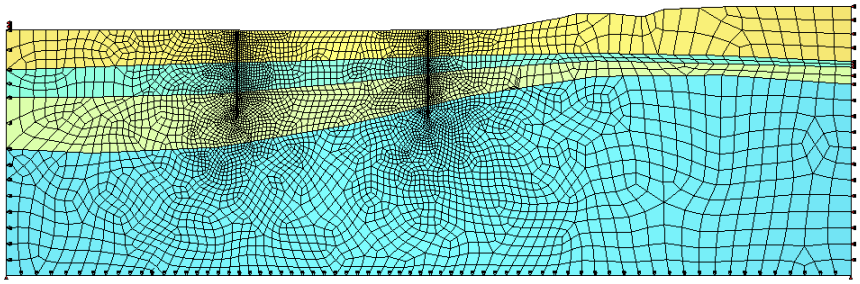


Figura 26 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção E – fase inicial

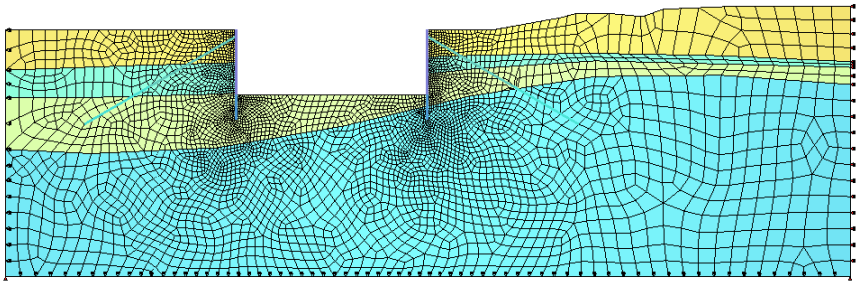


Figura 27 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção E – fase final

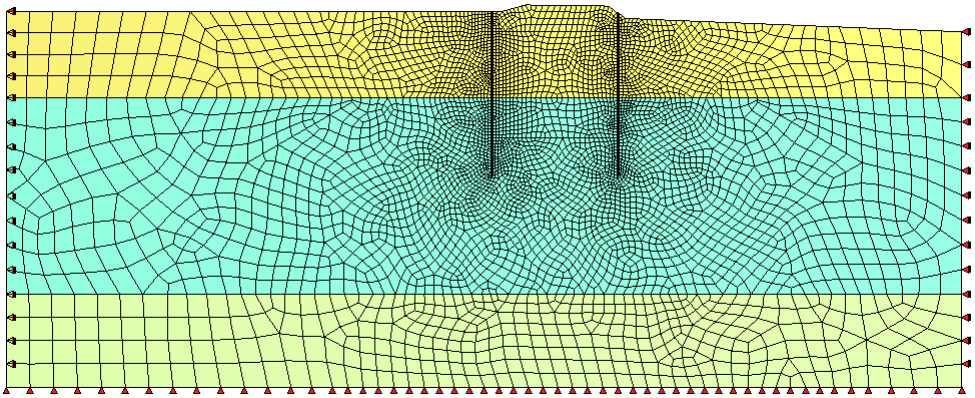


Figura 28 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção G – fase inicial

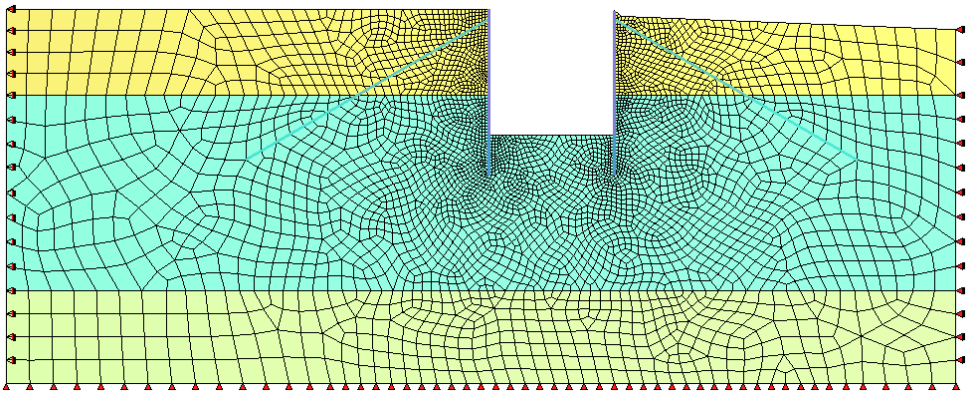


Figura 29 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção G – fase final

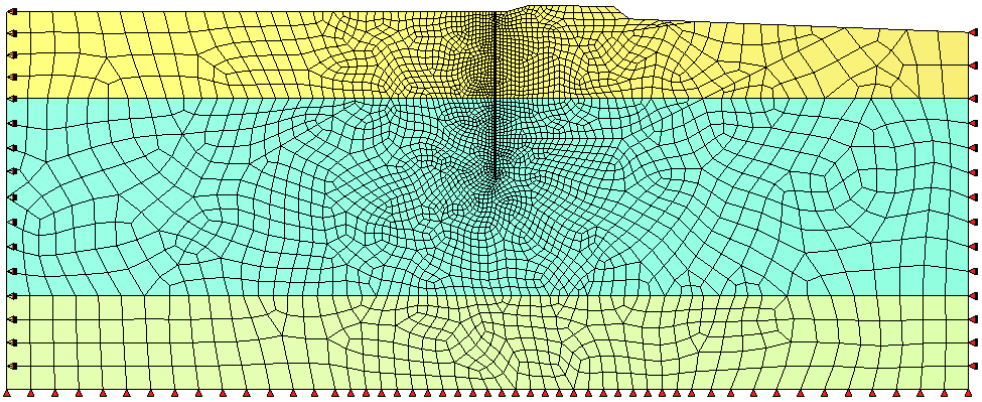


Figura 30 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção G2 – fase inicial

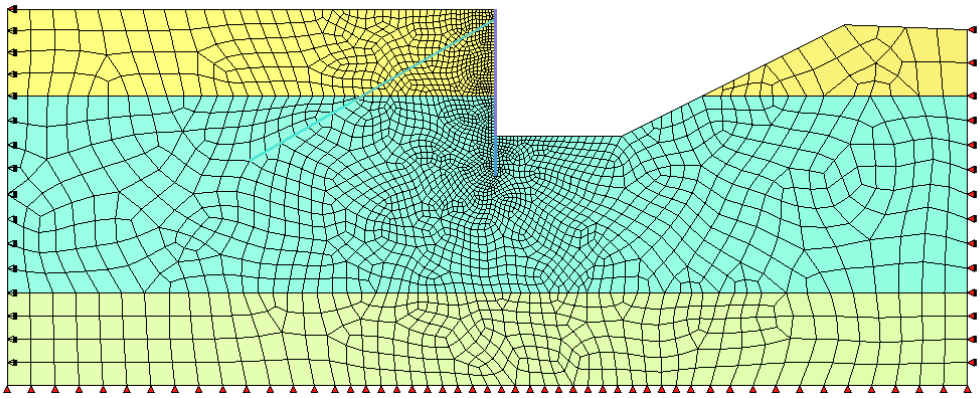


Figura 31 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção G2 – fase final

## 9.2 Estruturas definitivas

A análise estrutural foi realizada em elementos e secções representativas da estação, áreas técnicas e acessos. Para a determinação das solicitações nos elementos estruturais foram elaborados modelos tridimensionais de elementos finitos no programa de cálculo automático SOFiSTiK 2024. Este programa permite a execução de análises lineares, não lineares e análise sísmica por espectros resposta. As solicitações determinantes são obtidas para as combinações de ações condicionantes.

Nos modelos de cálculo são simuladas as paredes e lajes com elementos finitos de casca e os pilares, vigas e treliças com elementos finitos tipo barra. As cargas uniformemente distribuídas são aplicadas diretamente nos painéis de paredes ou laje no caso dos elementos de betão ou em elementos fictícios de distribuição de carga, no caso dos revestimentos das estruturas metálicas. As cargas do viaduto sobre a estrutura da estação são aplicadas na posição dos aparelhos de apoio sobre a viga do pórtico de transição.

Os elementos verticais (pilares e paredes) são simulados como encastrados na base, sendo a laje de fundo dimensionada com base nas reações obtidas nestes elementos.

Os elementos de contraventamento, tanto da cobertura, como nas fachadas, pisos da estação no plano horizontal e nos alinhamentos longitudinais, são simulados como elementos treliça que funcionam somente para esforços axiais. As ligações dos pisos às fachadas ou às paredes de contenção são simuladas como barras bi-articuladas.

A verificação dos elementos metálicos é realizada diretamente pelo programa de cálculo segundo as regras do EC3. A verificação das vigas mistas é realizada segundo o EC4 através da utilização de folha de cálculo excel, considerando as solicitações obtidas do modelo de cálculo tridimensional calibrado com a adoção das características geométricas e mecânicas tendo em conta as larguras efetivas.

A verificação dos elementos de betão armado é realizada com base nas solicitações retiradas dos modelos de cálculo e recorrendo a folhas de cálculo de excel para determinação de áreas de armaduras, determinação de abertura de fendas e deformações.

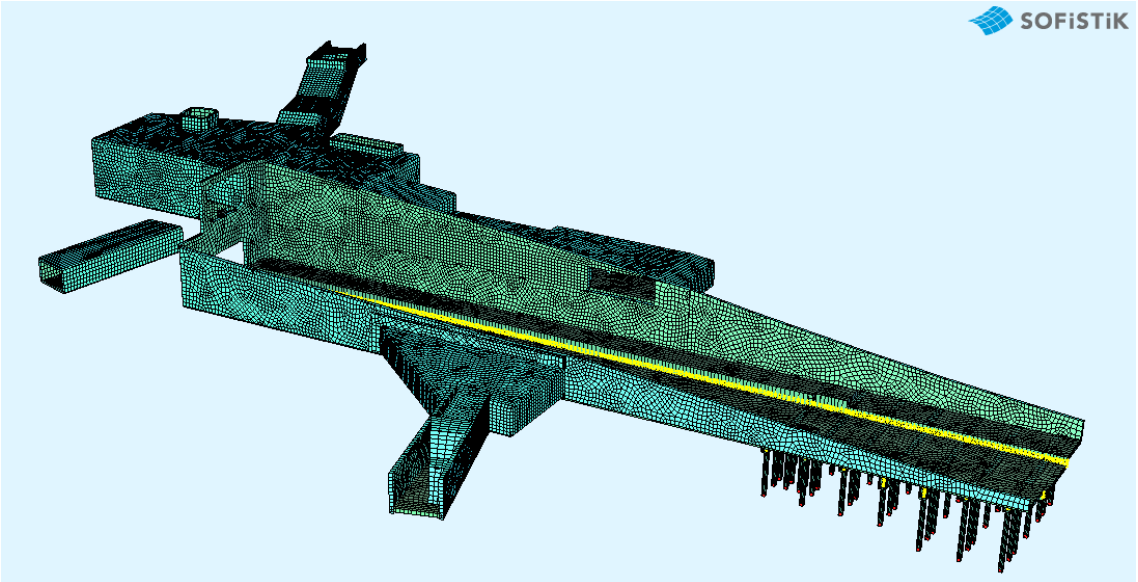



Figura 32 – Vista 3D do modelo de cálculo da estação – corpo principal e acessos

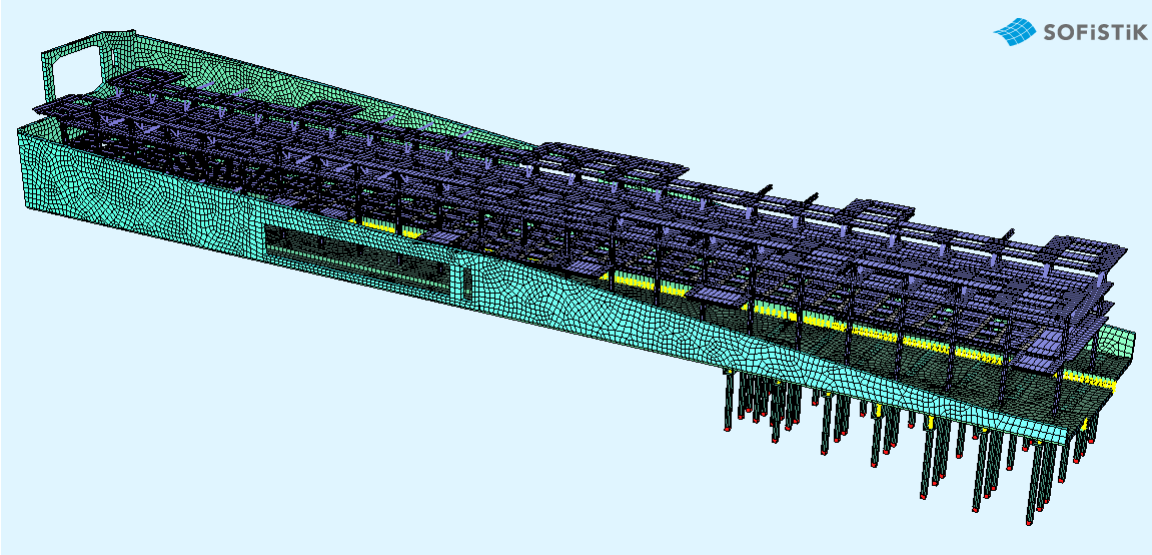



Figura 33 – Vista 3D do modelo de cálculo da estação – corpo principal e estrutura interna

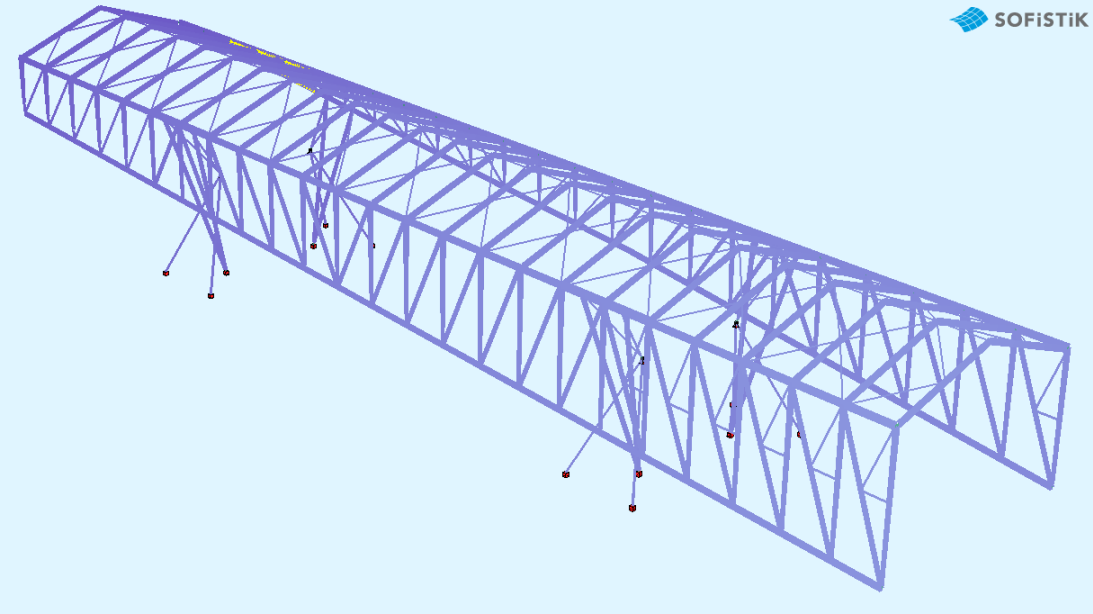



Figura 34 – Vista 3D do modelo de cálculo da cobertura metálica da Estação

Na fase de Projecto de Execução foram consideradas no dimensionamento as acções regulamentares bem como as acções definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa e nas fases anteriores de projecto.

A definição das combinações de acções assim como dos factores de majoração, γ, e dos coeficientes de combinação, Ψ, baseiam-se nas regras definidas na EN 1990.

Registo e Controlo de Alterações

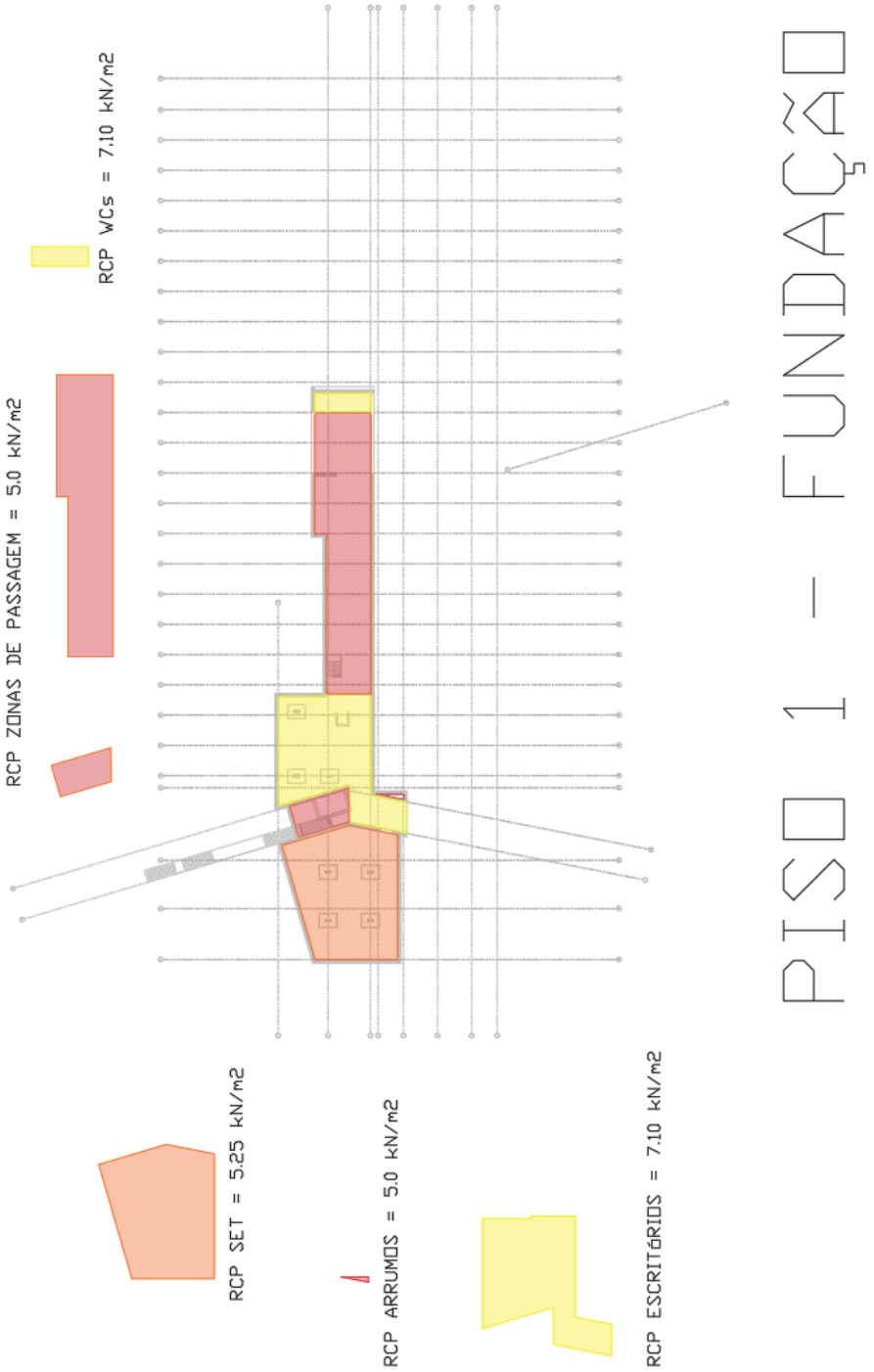
| Revisão | Data | Descrição |
|---|---|---|
| 0 | 2024-10-04 | Emissão inicial |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

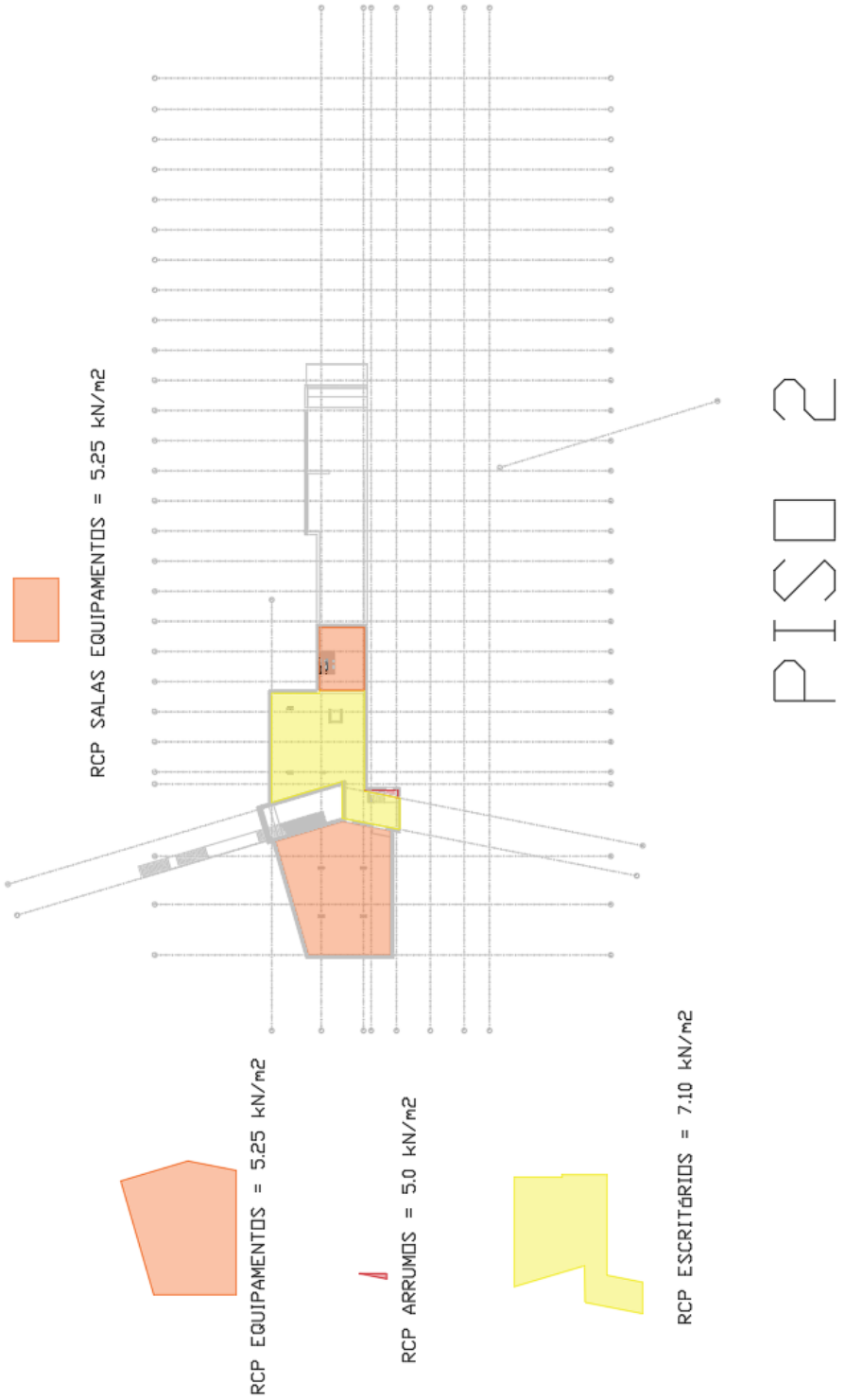
# 100 ANEXOS

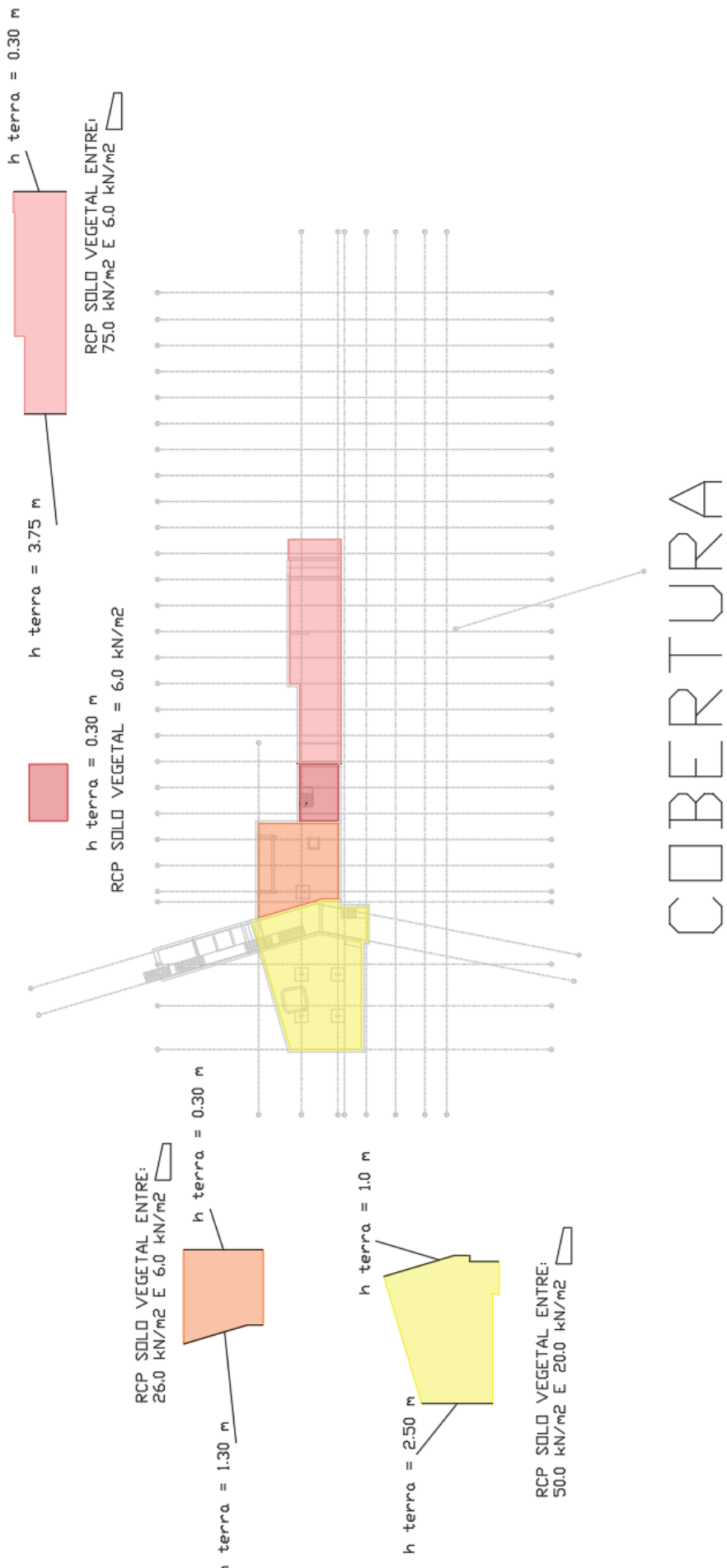
## 100.1 Anexo A – Mapas de cargas verticais nos pisos (G2)

MAPA DE CARGAS – NÚCLEO CENTRAL

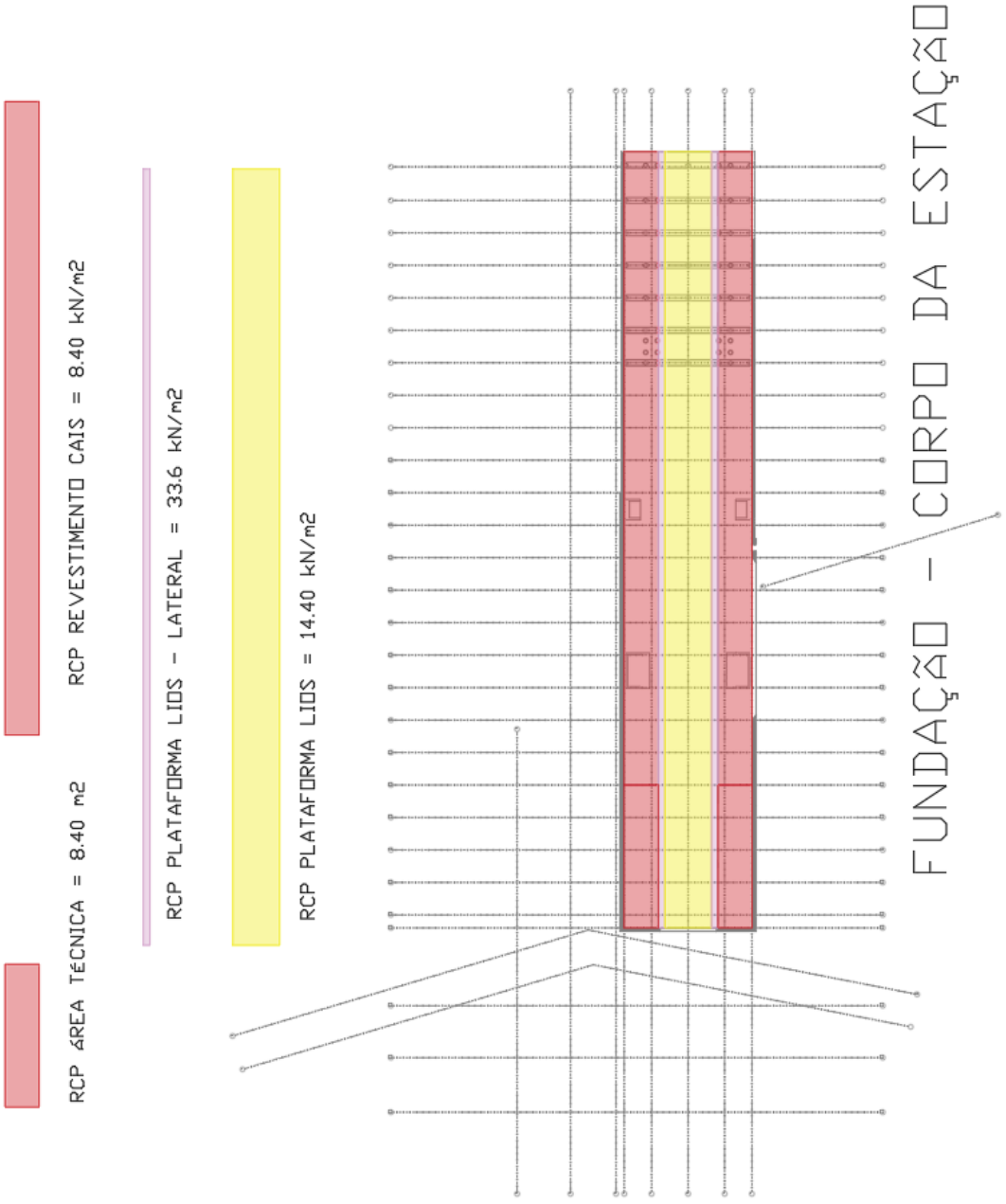
MAPA DE CARGAS – NÚCLEO NORTE

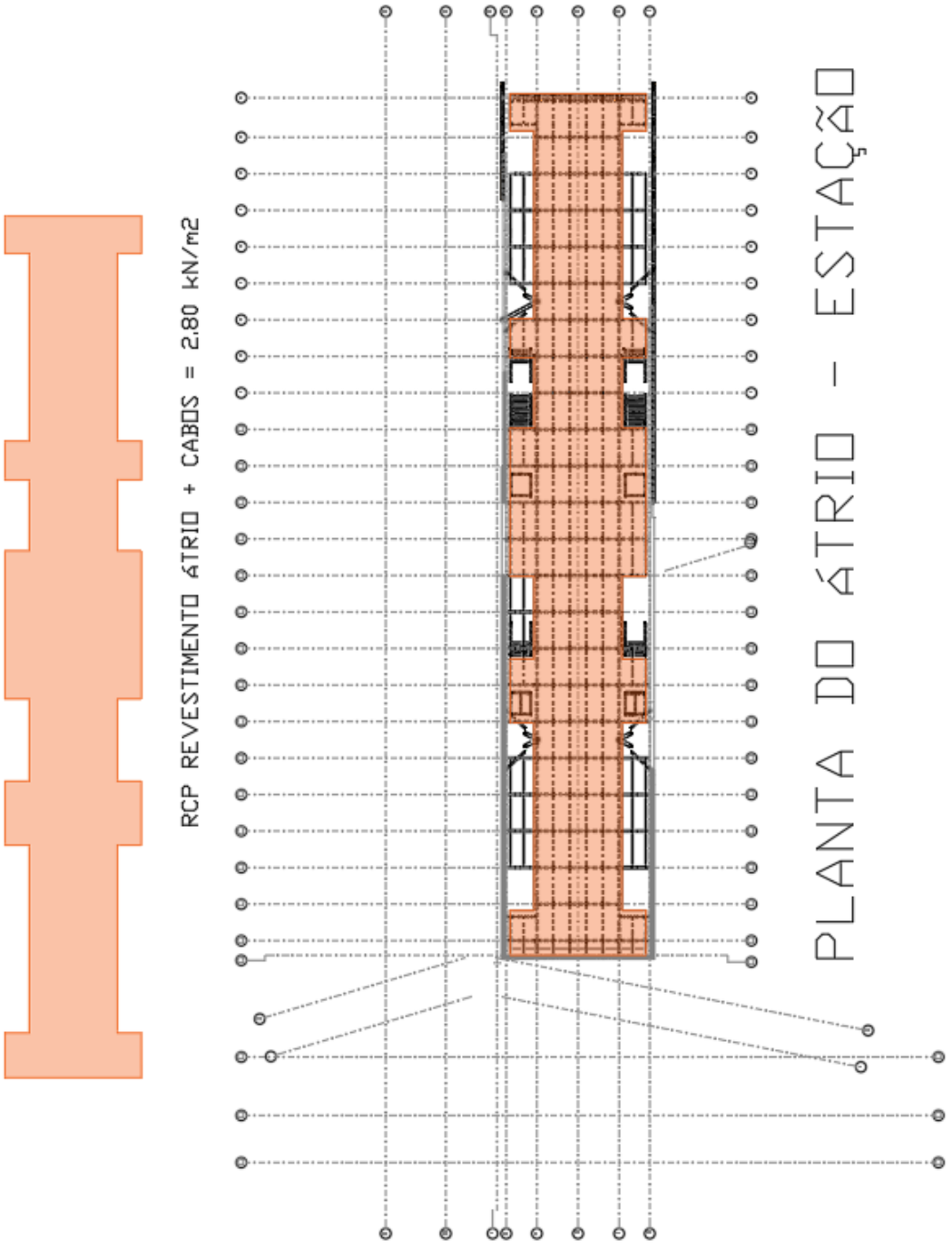


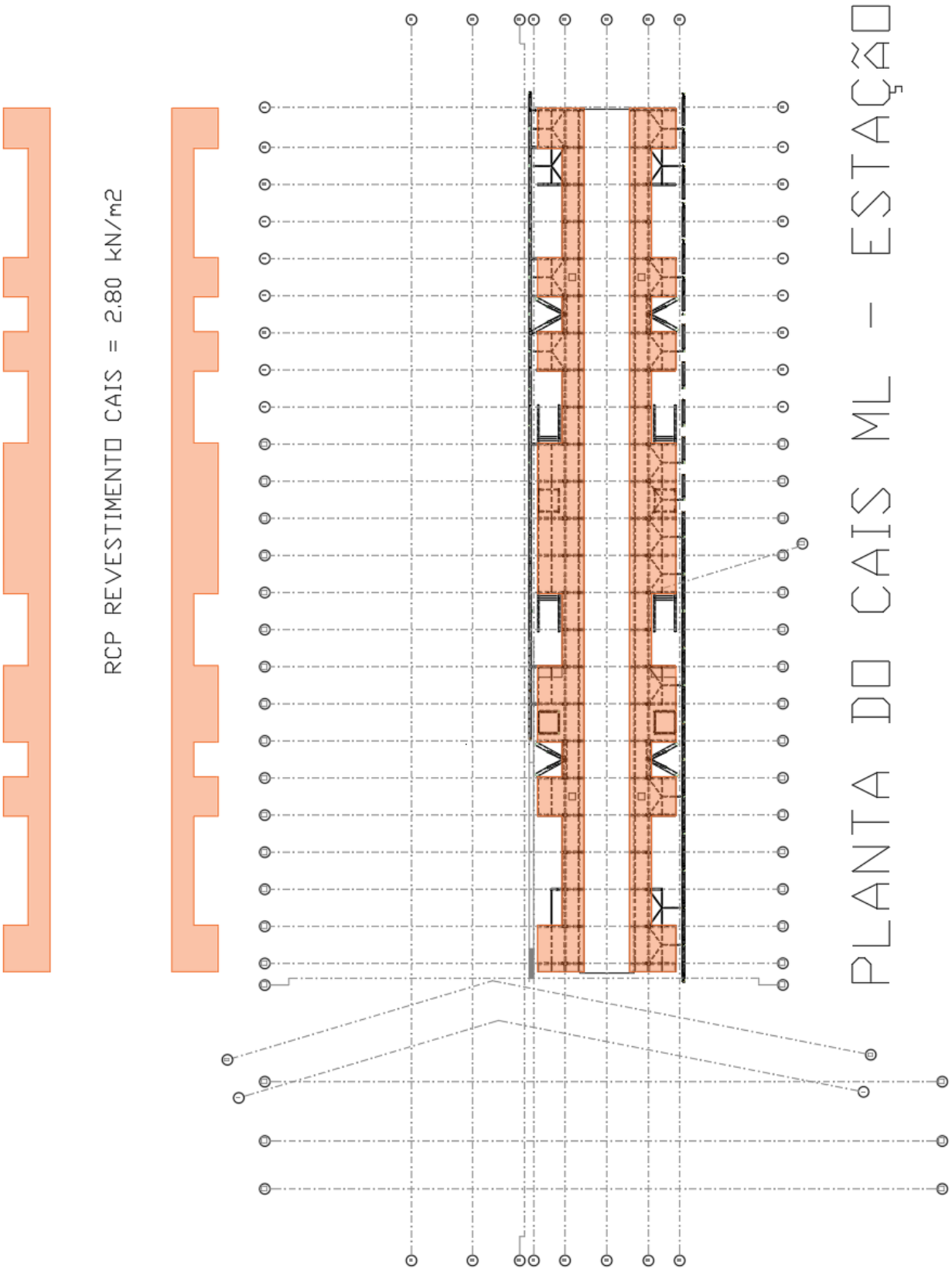

PISO 2
RCP SALAS EQUIPAMENTOS = 5.25 kN/m2
RCP EQUIPAMENTOS = 5.25 kN/m2
RCP ARRUMOS = 5.0 kN/m2
RCP ESCRITÓRIOS = 7.10 kN/m2

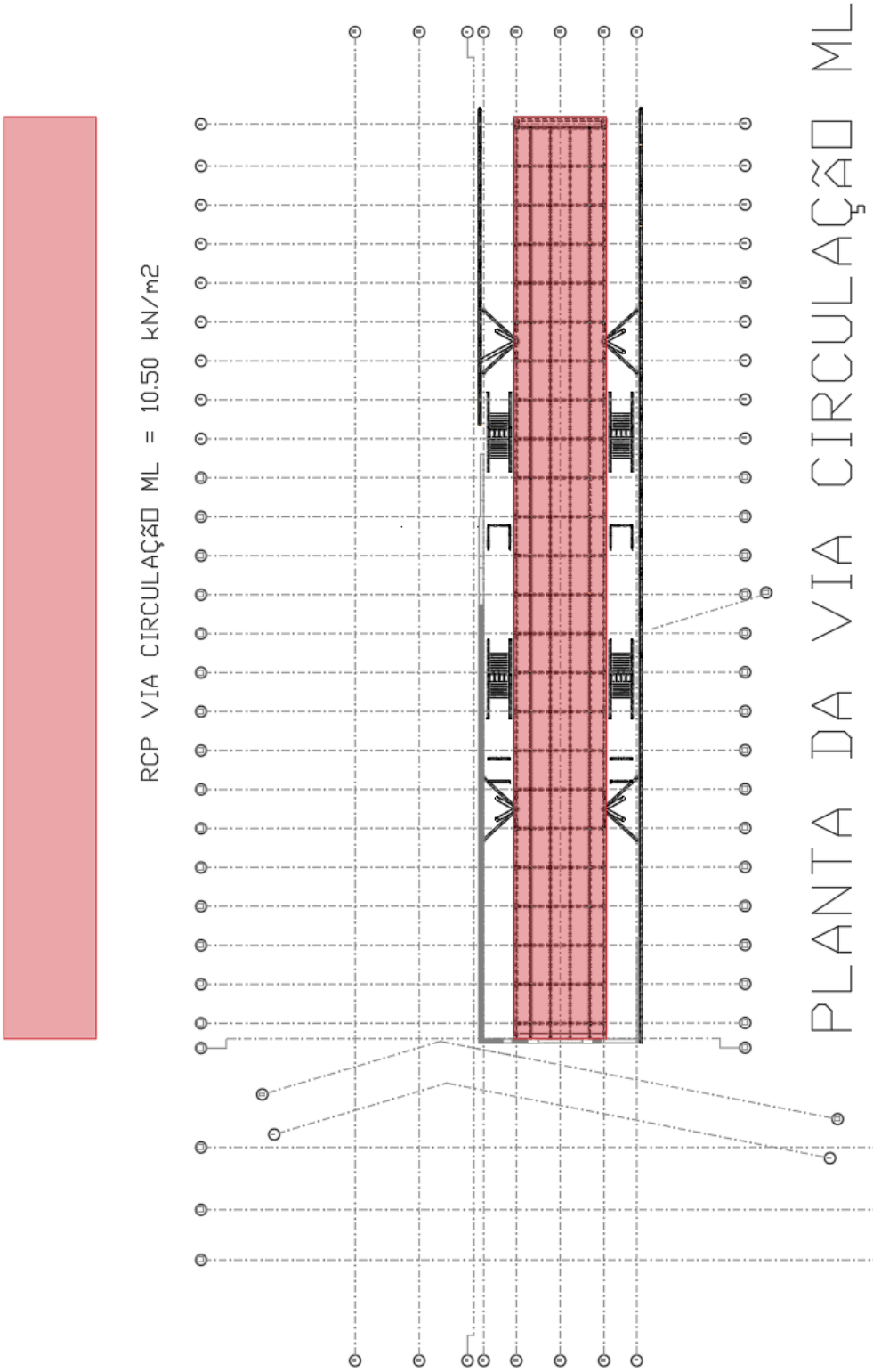

COBERTURA
h terra = 0.30 m
RCP SOLO VEGETAL ENTRE:
75.0 kN/m2 E 6.0 kN/m2
h terra = 3.75 m
h terra = 0.30 m
RCP SOLO VEGETAL = 6.0 kN/m2
h terra = 0.30 m
RCP SOLO VEGETAL ENTRE:
26.0 kN/m2 E 6.0 kN/m2
h terra = 1.30 m
h terra = 1.0 m
h terra = 2.50 m
RCP SOLO VEGETAL ENTRE:
50.0 kN/m2 E 20.0 kN/m2

MAPA DE CARGAS – NÚCLEO CENTRAL

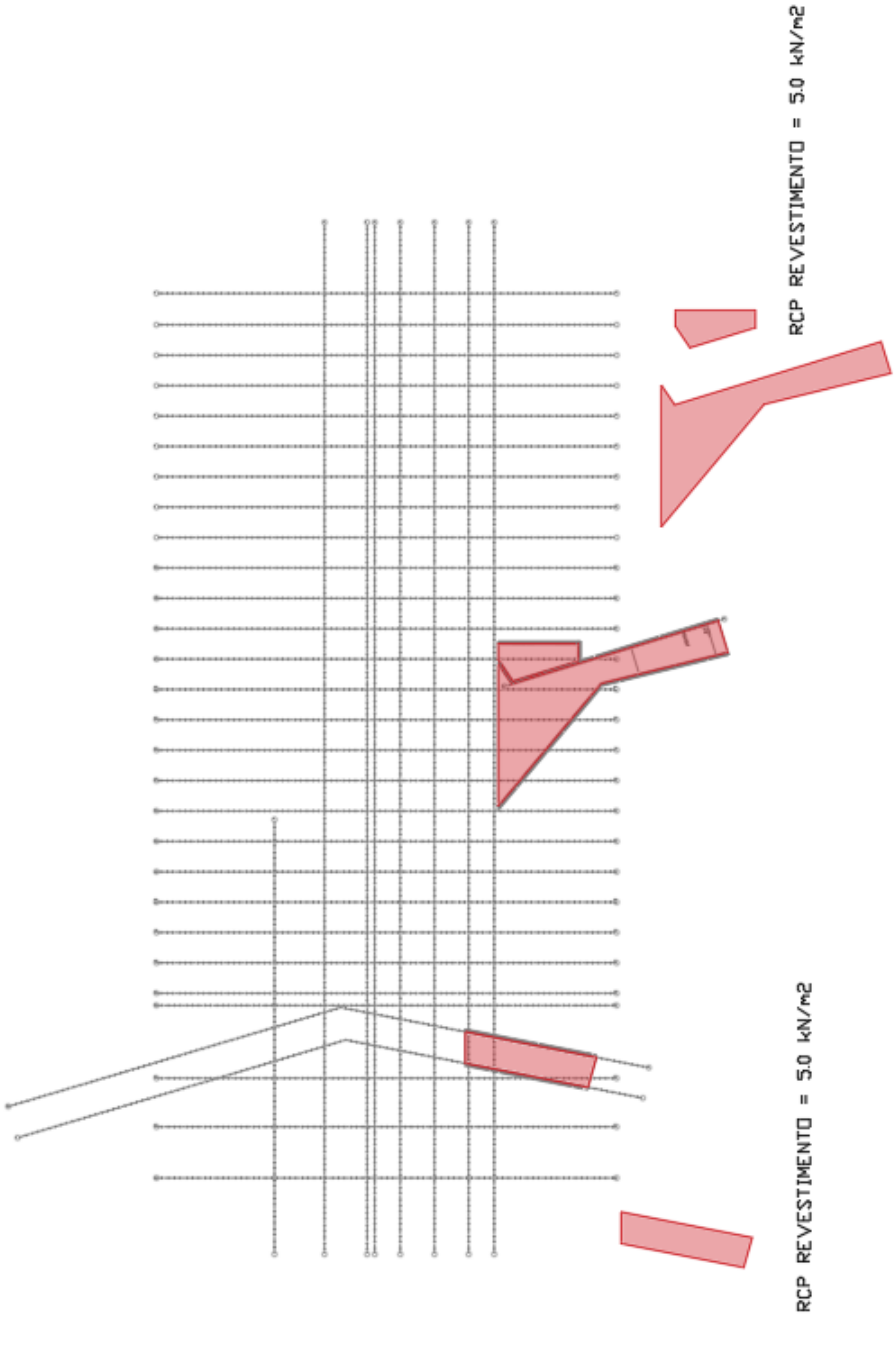


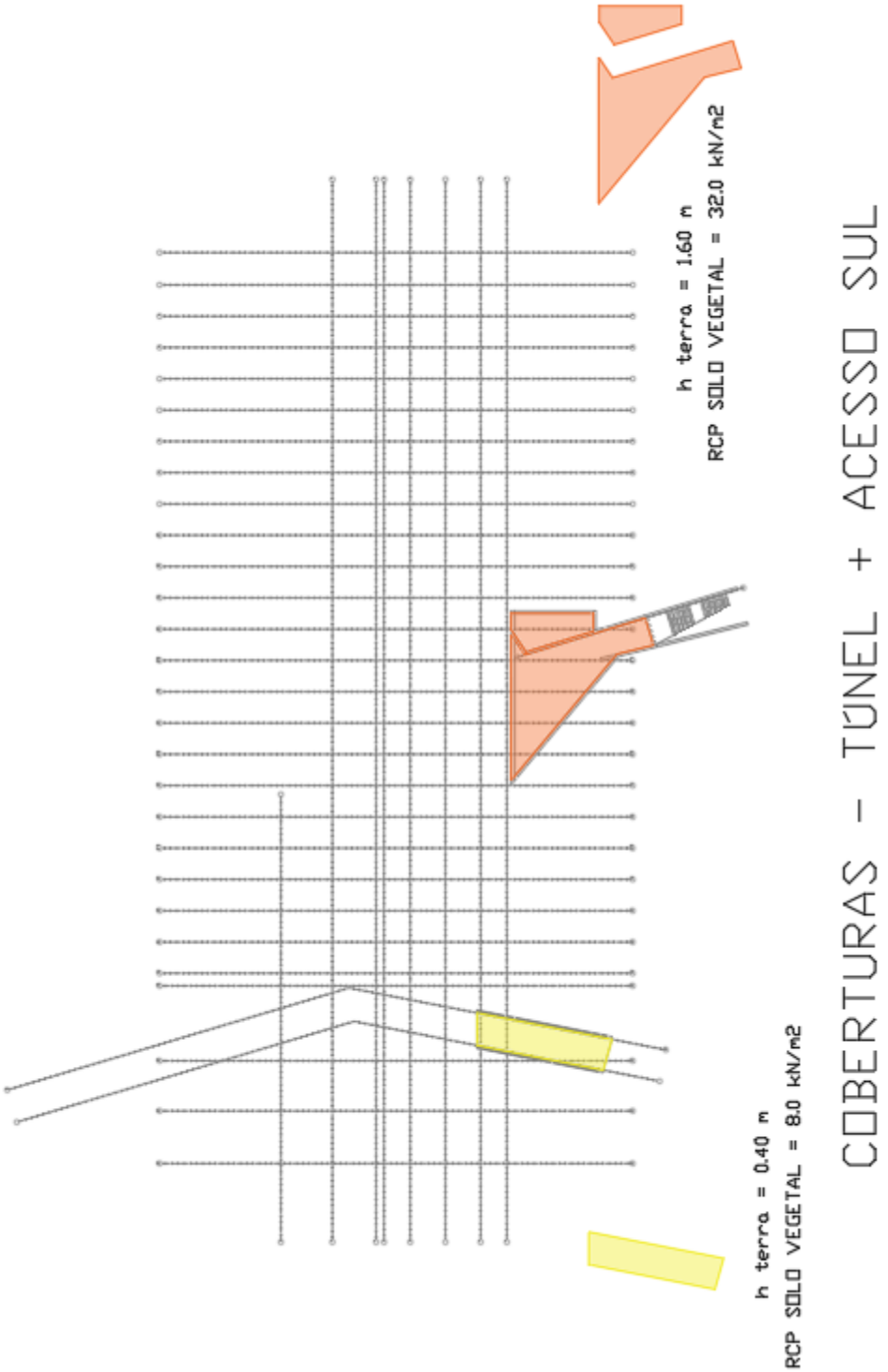

RCP REVESTIMENTO ÁTRIO + CABOS = 2,80 kN/m2
PLANTA DO ÁTRIO - ESTAÇÃO


RCP REVESTIMENTO CAIS = 2.80 kN/m2
PLANTA DO CAIS ML - ESTAÇÃO



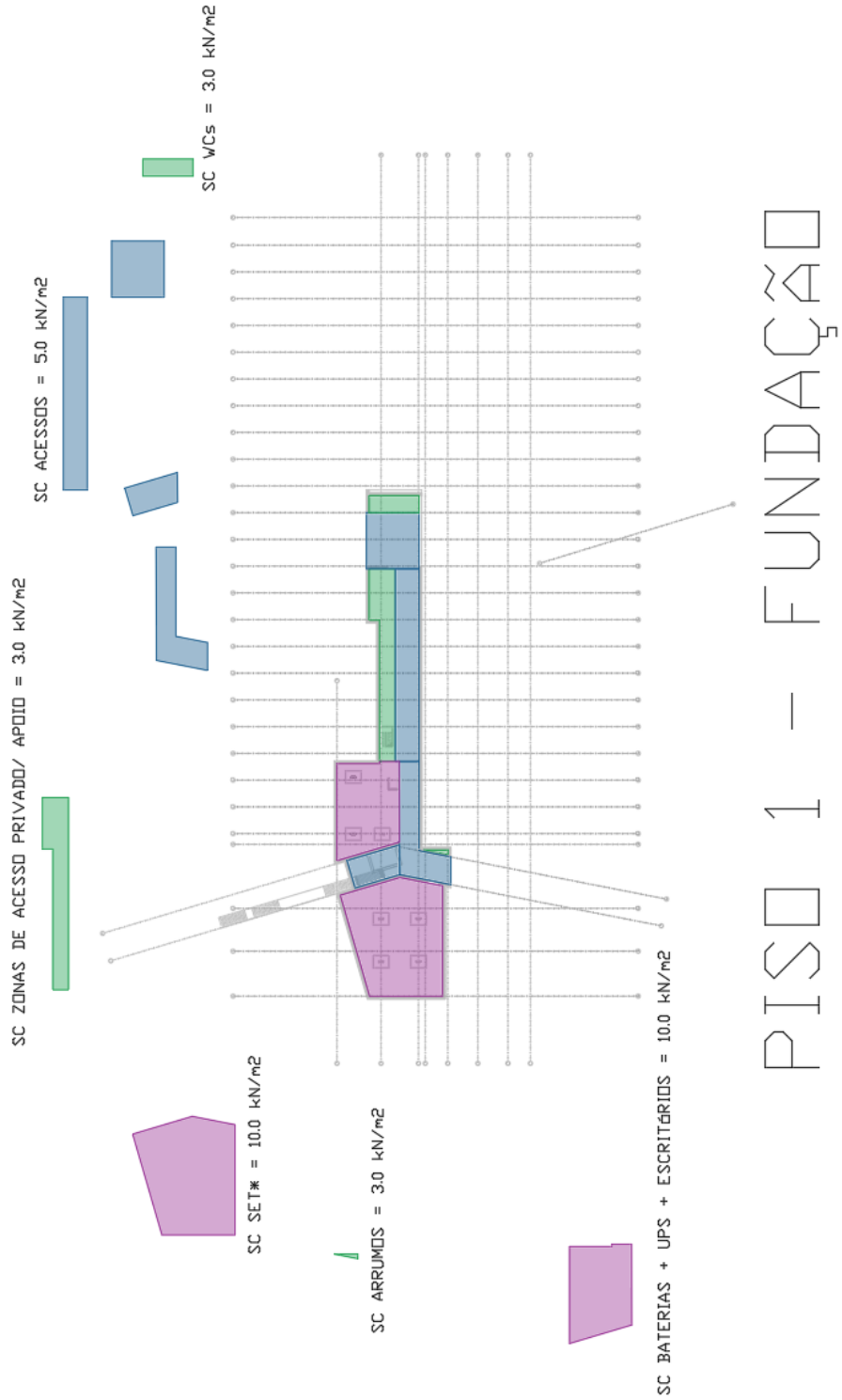

MAPA DE CARGAS – ACESSO SUL ML + ACESSO SUL LIÓS


RCP REVESTIMENTO = 5.0 kN/m2
RCP REVESTIMENTO = 5.0 kN/m2
FUNDAÇÕES - TÚNEL + ACESSO SUL

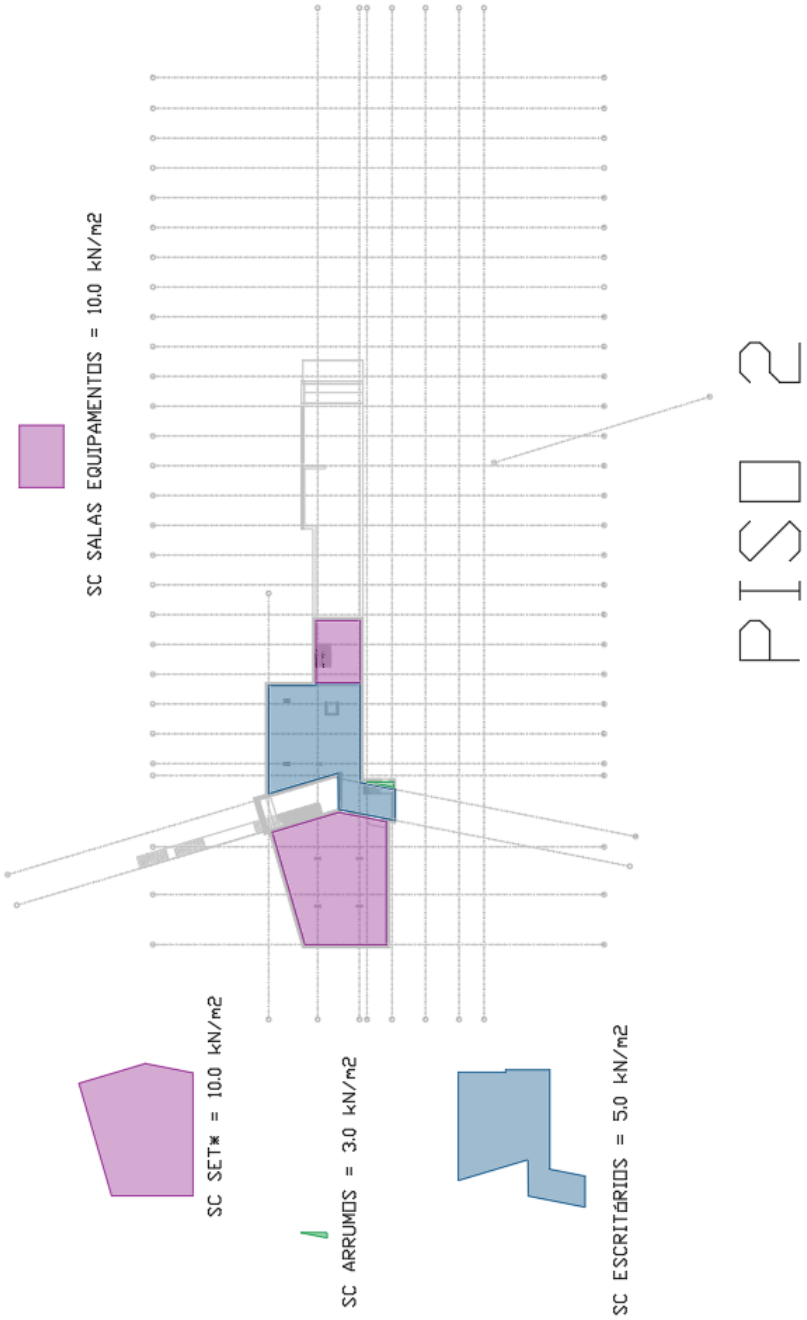

COBERTURAS - TÚNEL + ACESSO SUL
h terra = 1.60 m
RCP SOLO VEGETAL = 32.0 kN/m2
h terra = 0.40 m
RCP SOLO VEGETAL = 8.0 kN/m2

# 100.2 Anexo B – Mapas de cargas verticais nos pisos (Q)

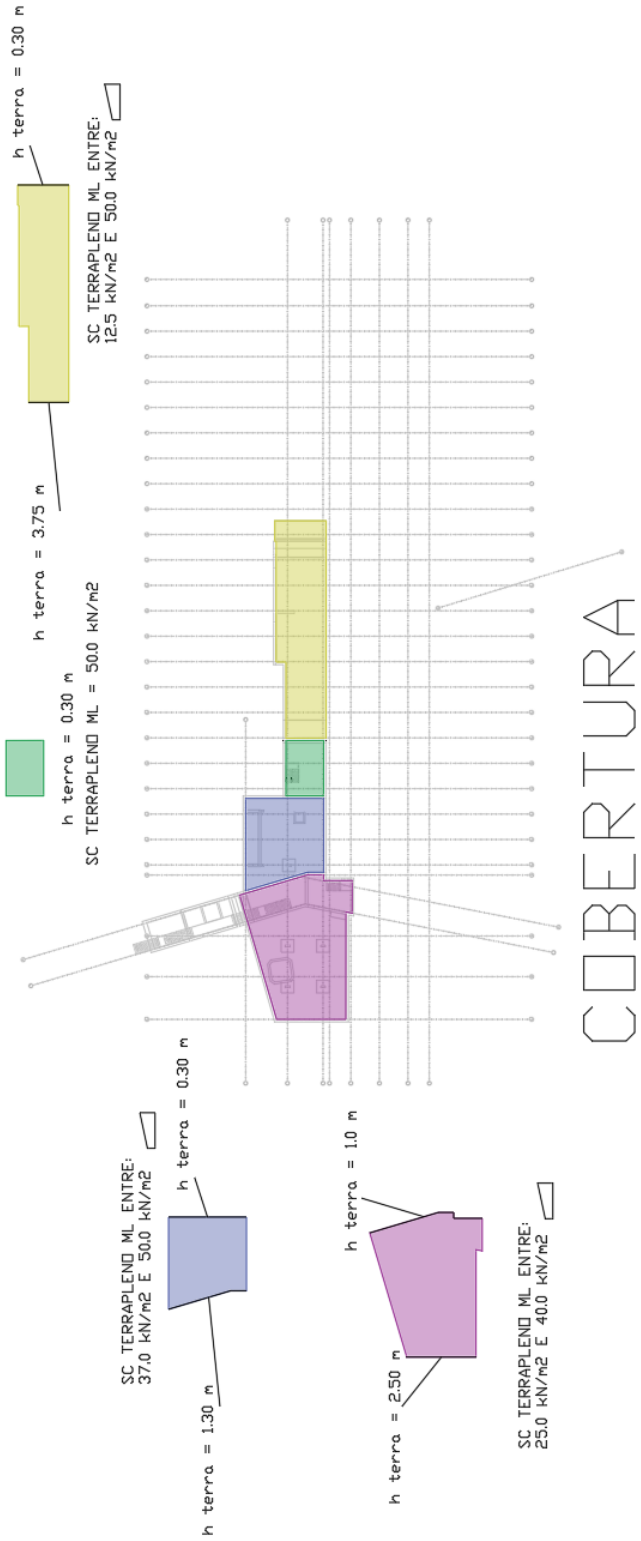
MAPA DE CARGAS – NÚCLEO NORTE



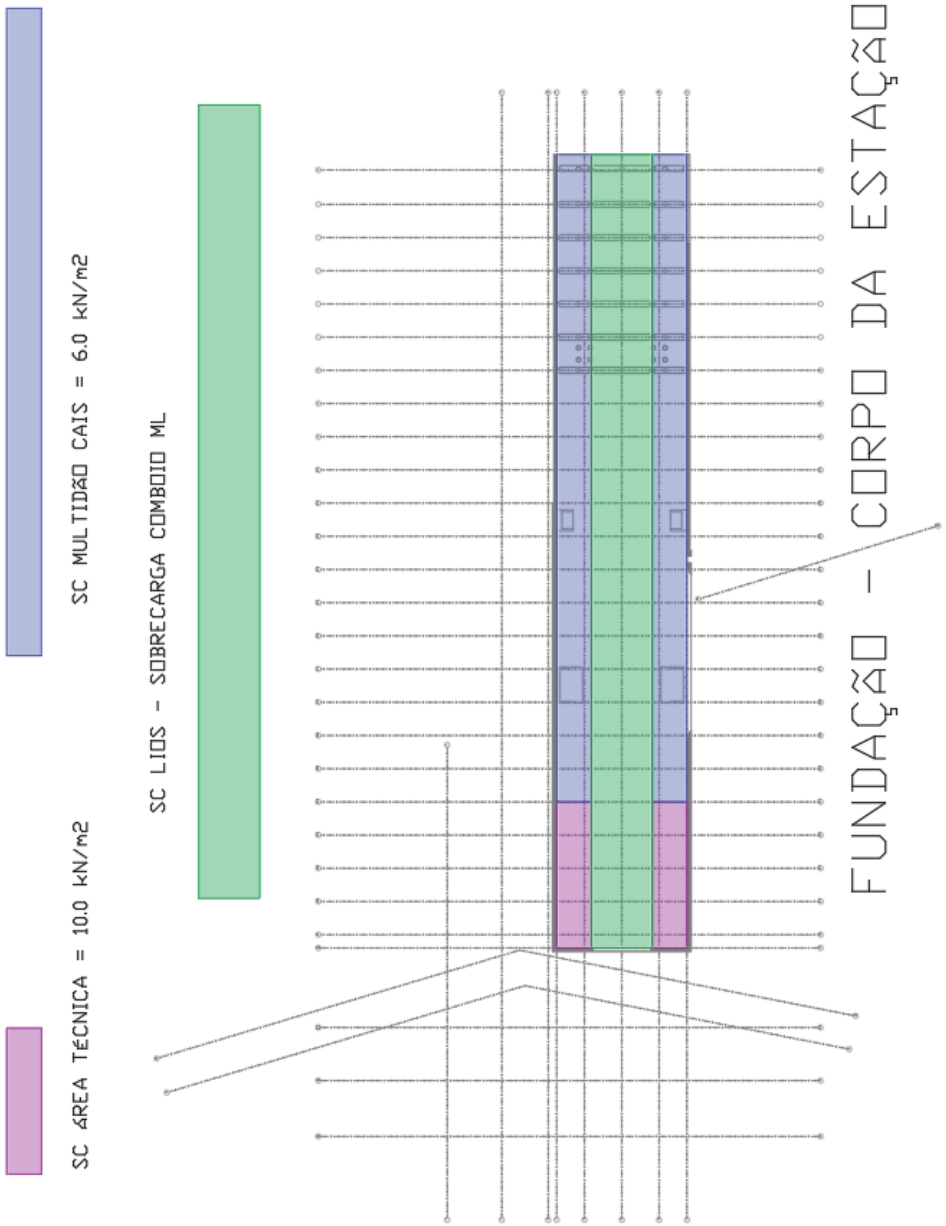

* A sala de equipamentos poderá apresentar valores de sobrecarga pontuais sup. a 10 kN/m$^2$ – aguarda confirmação e localização destes equip. por parte da EFACEC

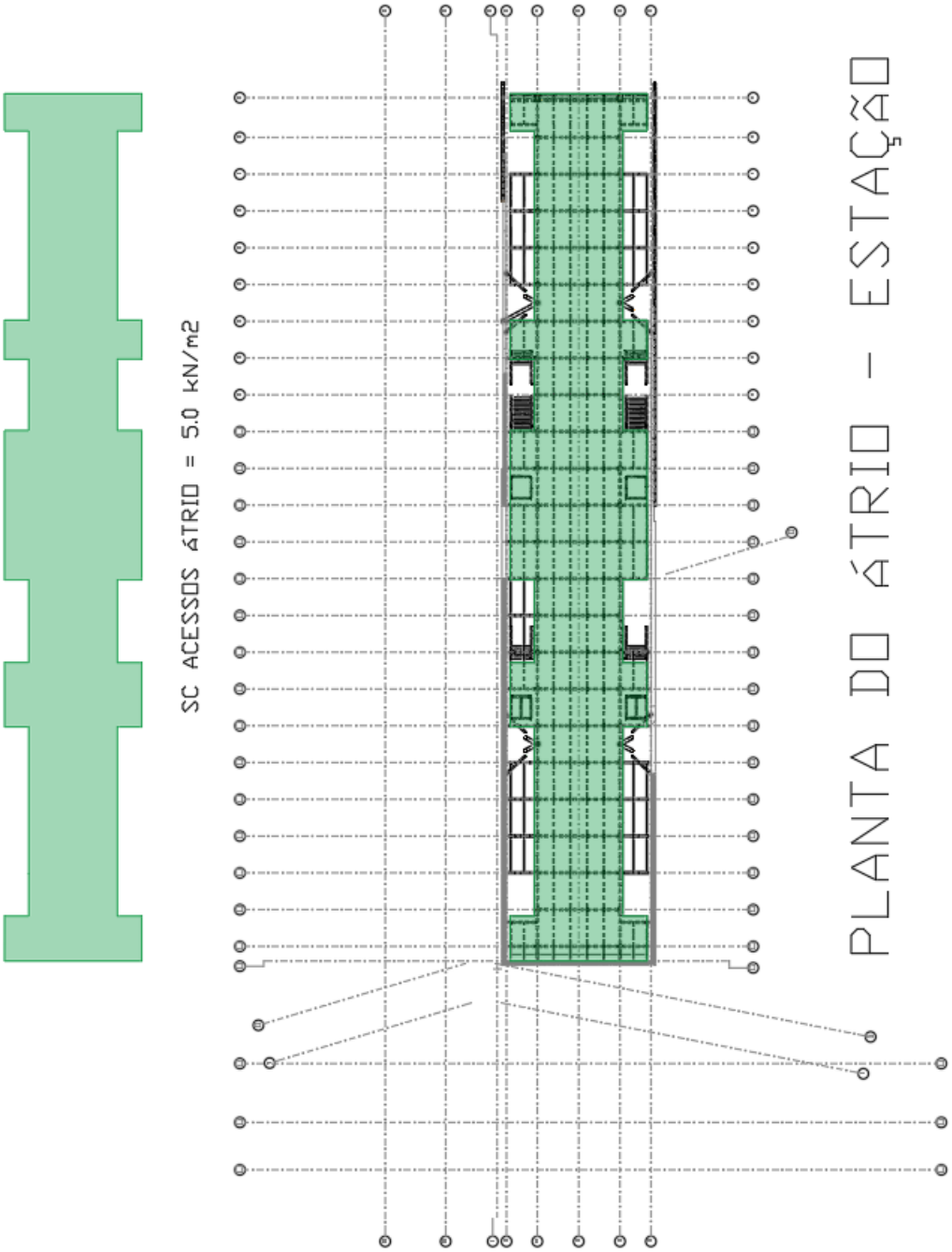


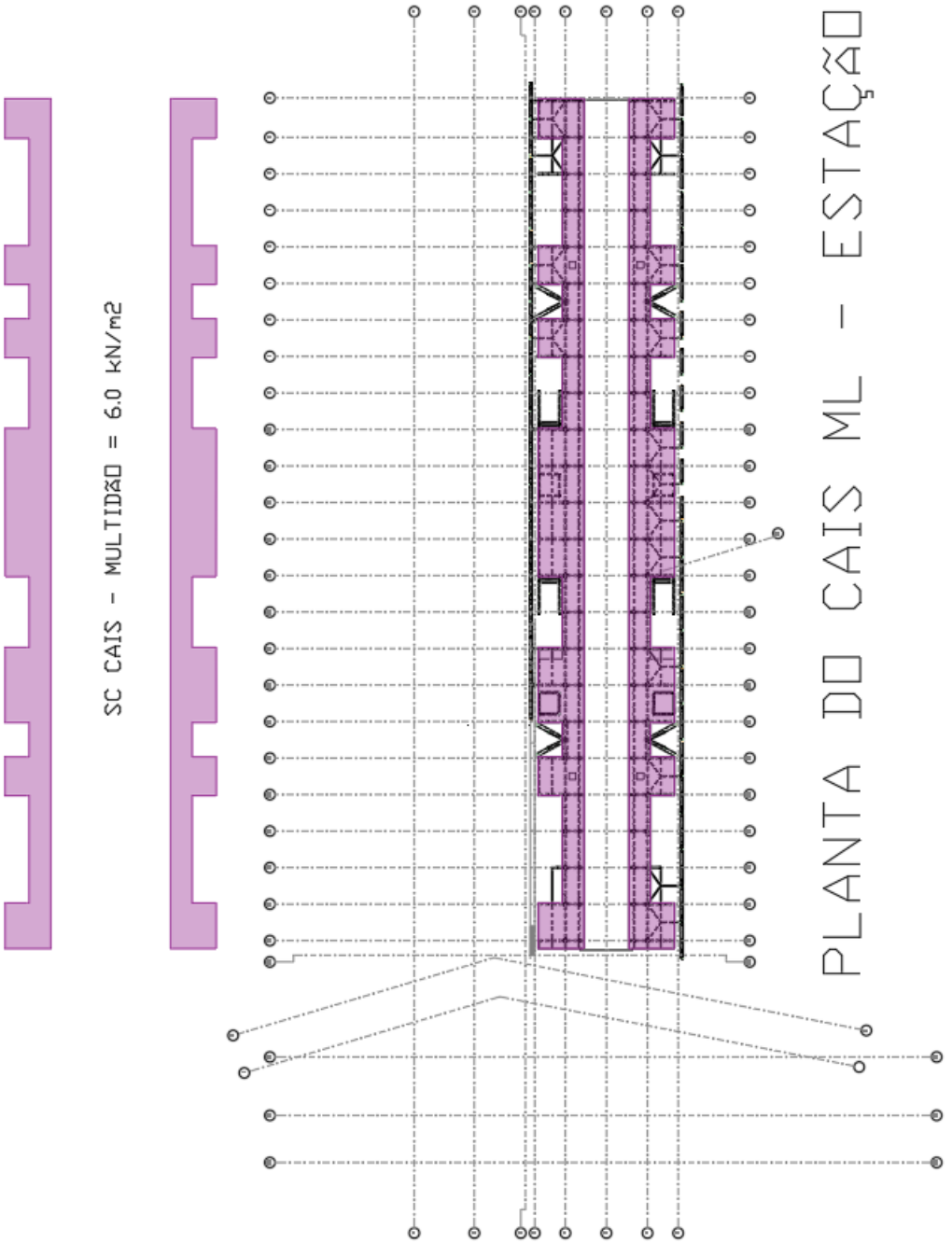

* A sala de equipamentos poderá apresentar valores de sobrecarga pontuais sup. a 10 kN/m$^2$ – aguarda confirmação e localização destes equip. por parte da EFACEC

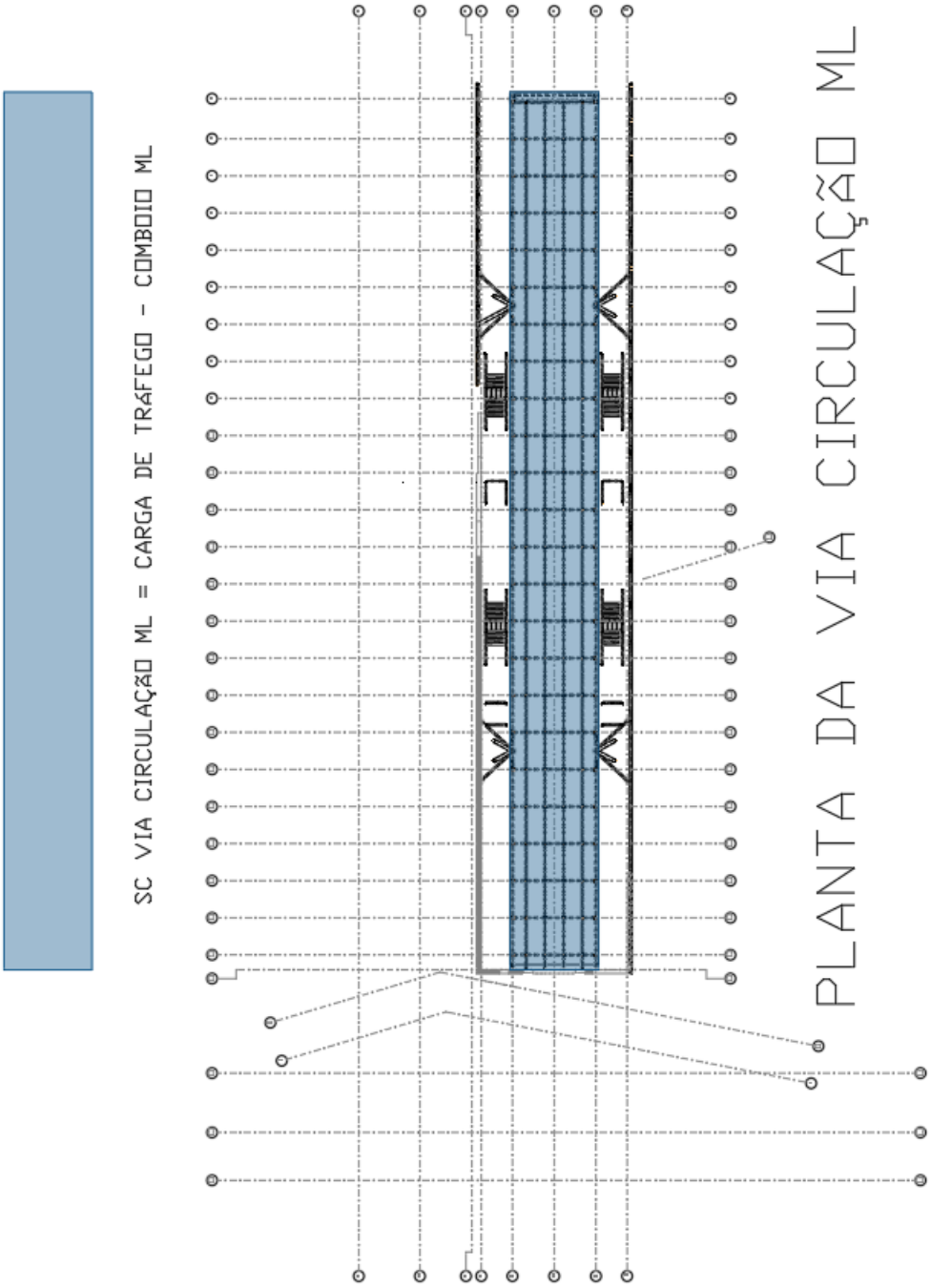

h terra = 0.30 m
SC TERRAPLENO ML ENTRE:
12.5 kN/m2 E 50.0 kN/m2
h terra = 3.75 m
h terra = 0.30 m
SC TERRAPLENO ML = 50.0 kN/m2
COBERTURA
h terra = 0.30 m
SC TERRAPLENO ML ENTRE:
37.0 kN/m2 E 50.0 kN/m2
h terra = 1.30 m
h terra = 1.0 m
h terra = 2.50 m
SC TERRAPLENO ML ENTRE:
25.0 kN/m2 E 40.0 kN/m2

MAPA DE CARGAS – NÚCLEO CENTRAL

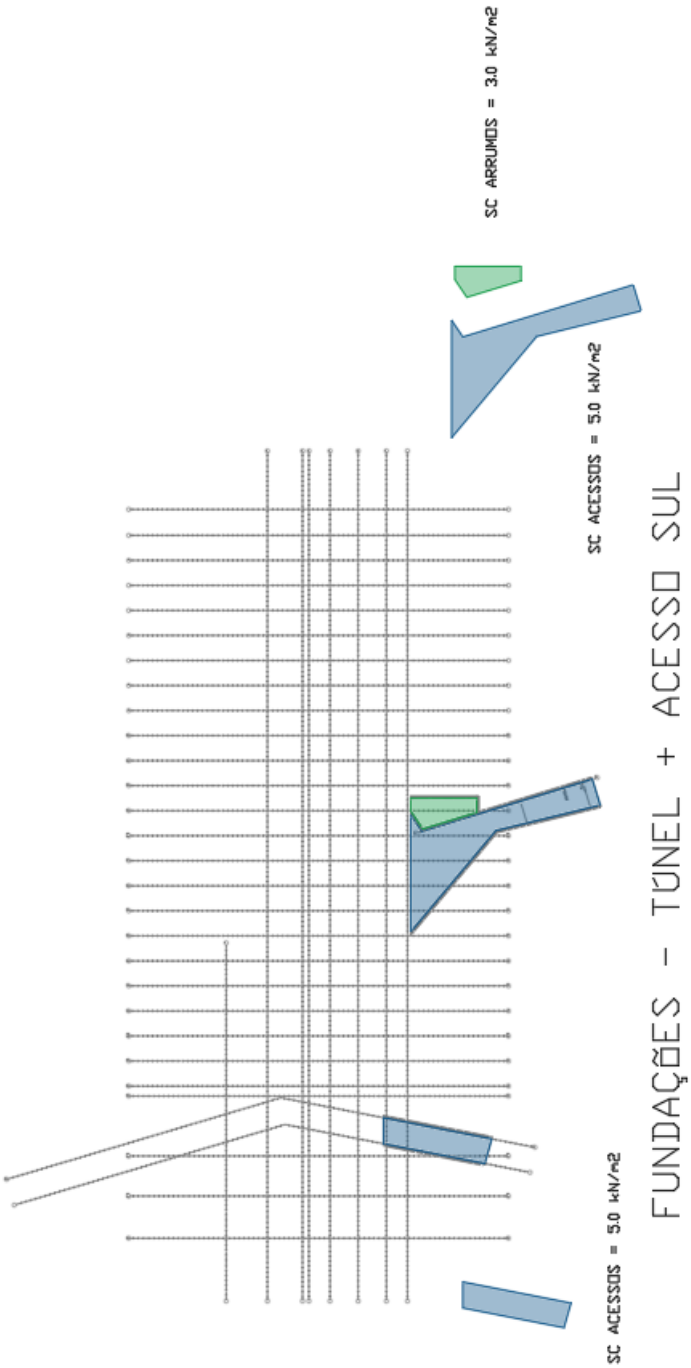


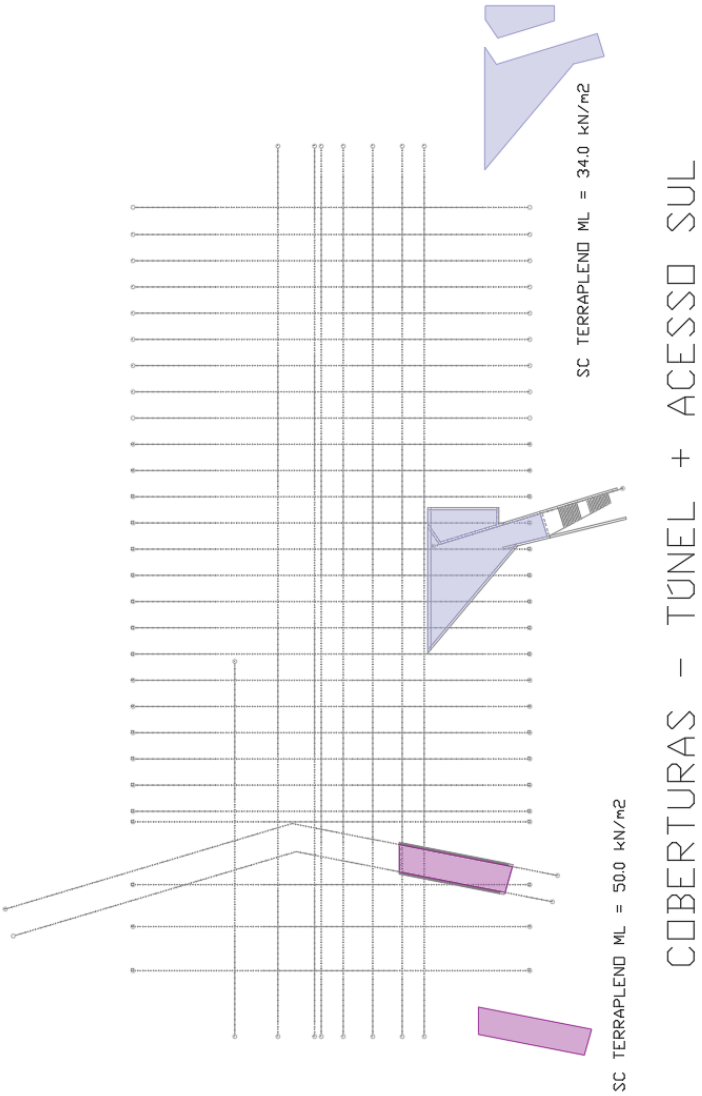

SC ACESSOS ÁTRIO = 5.0 kN/m2
PLANTA DO ÁTRIO - ESTAÇÃO


SC CAIS - MULTIDÃO = 6.0 kN/m2
PLANTA DO CAIS ML - ESTAÇÃO


SC VIA CIRCULAÇÃO ML = CARGA DE TRÁFEGO - COMBOIO ML
PLANTA DA VIA CIRCULAÇÃO ML

MAPA DE CARGAS – ACESSO SUL ML + ACESSO SUL LIÓS




SC TERRAPLEND ML = 34.0 kN/m2
SC TERRAPLEND ML = 50.0 kN/m2
COBERTURAS - TÚNEL + ACESSO SUL

Metropolitano de Lisboa

MOTA-ENGIL ENGENHARIA coba Portugal spie batignolles international JET SJ

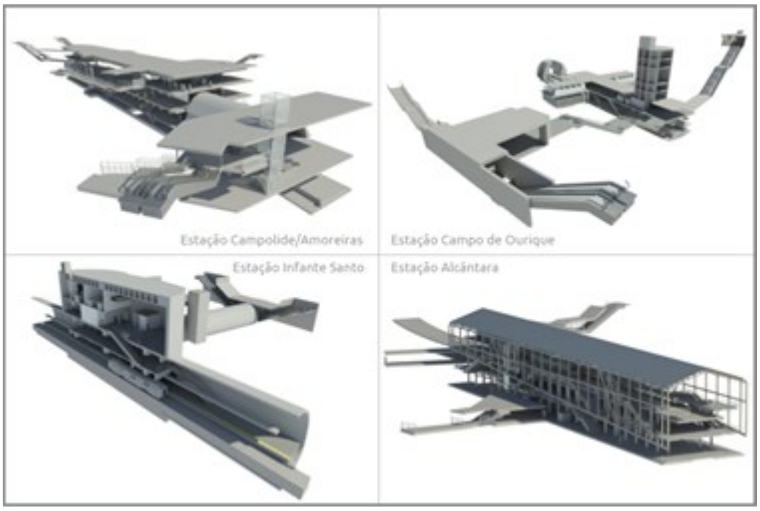
# METRO DE LISBOA

# LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

## EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO PROLONGAMENTO DA LINHA

## TOMO V – ESTAÇÕES

### PROJETO DE EXECUÇÃO




## VOLUME 4 – ESTAÇÃO DE ALCÂNTARA

## 02 – ESTRUTURAS

## ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FASEAMENTO CONSTRUTIVO

## NOTA DE CÁLCULO

| | |
|---|---|
| **Documento SAP:** | LVSSA MSA PE STR EST AC NC 085002 0 |

| | Nome | Assinatura | Data |
|---|---|---|---|
| Elaborado | José Bernardo Lobo | | 2024-10-03 |
| Revisto | Afonso Marques | | 2024-10-03 |
| Verificado | Sergio Notarianni | | 2024-10-03 |
| Coordenador Projeto | Rui Rodrigues | | |
| Aprovado | Raúl Pistone | | |

# Índice

1 OBJETIVO E ÂMBITO ..... 4
2 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE ..... 4
3 SISTEMA DE UNIDADES ..... 5
4 MATERIAIS ..... 5
4.1 Estruturas De Contenção Provisória ..... 5
4.2 Recobrimentos Nominais ..... 6
5 AÇÕES ..... 6
5.1 Ações Consideradas ..... 6
5.2 Zonamento e Parametrização Geológico-Geotécnico ..... 7
6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES ..... 13
6.1 Combinações De Ações Para Os Estados Limite E Abordagens De Cálculo ..... 13
7 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ..... 16
7.1 Estado Limite Último De Resistência À Flexão De Elementos ..... 17
7.2 Estado Limite Último De Resistência Ao Corte De Elementos ..... 18
7.3 Estado Limite Último De Capacidade De Carga Do Terreno ..... 18
7.4 Estado Limite Último De Resistência À Encurvadura Por Varejamento ..... 19
7.5 Estado Limite Último De Resistência À Tração ..... 19
8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS ..... 20
8.1 Descrição Da Estrutura Provisória ..... 20
8.2 Faseamento da Solução de Contenção Provisória ..... 26
8.3 Modelos Numéricos ..... 26
8.4 Verificação de Segurança ..... 32
1 ANEXO A – VALIDAÇÃO DO SOFTWARE SOFiSTiK ..... 56
1.1 Sobre o SOFiSTiK ..... 56
1.2 Caso de estudo 1 – Modelo Mohr-Coulomb ..... 57