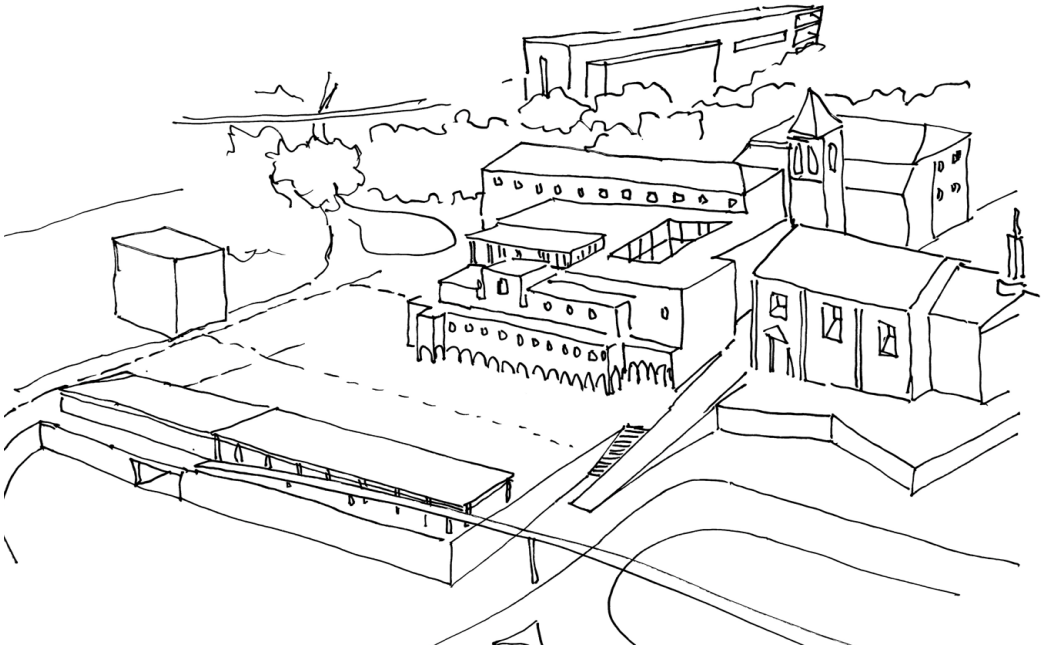
Jardins de Lacavém S.A.

SARAIVA+ASSOCIADOS

PROFICO
CONSULTORES DE ENGENHARIA

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

Projeto de Especialidades para a Urbanização do Empreendimento Clarissas



ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO E SUPORTE

Projeto de Execução

Fevereiro de 2026

Projeto de Especialidades para a Urbanização do Empreendimento Clarissas

Projeto de Execução

Memória Descritiva e Justificativa

INDICE

1.	INTRODUÇÃO	3
2.	CONDICIONAMENTOS	3
3.	SOLUÇÃO ESTRUTURAL	4
4.	MATERIAIS	7
5.	ACABAMENTOS	8
6.	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	9
6.1	Regulamentação, Normas e Especificações	9
6.2	Critérios de Verificação da Segurança	10
7.	SEGURANÇA E SAUDE	19

1. INTRODUÇÃO

A presente memória descritiva refere-se ao Projeto de Execução das Estruturas de Contenção e Suporte do Empreendimento das Clarissas em Sacavém.

2. CONDICIONAMENTOS

Os principais condicionamentos são os que dizem respeito principalmente ao projeto de paisagismo, à orografia do terreno e à geotecnia da zona.

3. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A solução proposta para os muros de suporte reflete as considerações tecidas nos pontos anteriores, incorporando os condicionamentos aí apresentados.

São propostas, genericamente, soluções em muro de betão armado com geometria em 'L' ou 'T' invertido, com geometria definida em função da altura de terras a conter e da sobrecarga aplicada no tardoz.

Face aos materiais ocorrentes no local de implantação da obra, as fundações do muro poderão ser diretas, por sapatas, que transmitem tensões baixas ao terreno de fundação, até cerca de 200kPa.

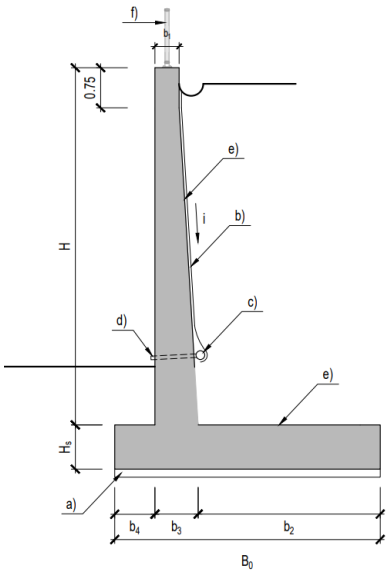


Figura 1 – Corte dos Muros de Suporte

Está prevista a execução de um reservatório de água enterrado, localizado sob o estacionamento da Rua 5, ente os Lotes 8A e 9A.

Este reservatório tem dimensões em planta de 17m de largura por 47m de comprimento e uma altura útil de 3,85m. Está enterrado cerca de 2,50m sob o estacionamento. Encontra-se divido longitudinalmente em duas câmaras independentes. A laje de fundo tem espessura de 0,50m e as paredes e laje superior têm espessura de 0,35m. Cada câmara tem ainda uma viga central apoiada em pilares espaçados entre si de 5m.

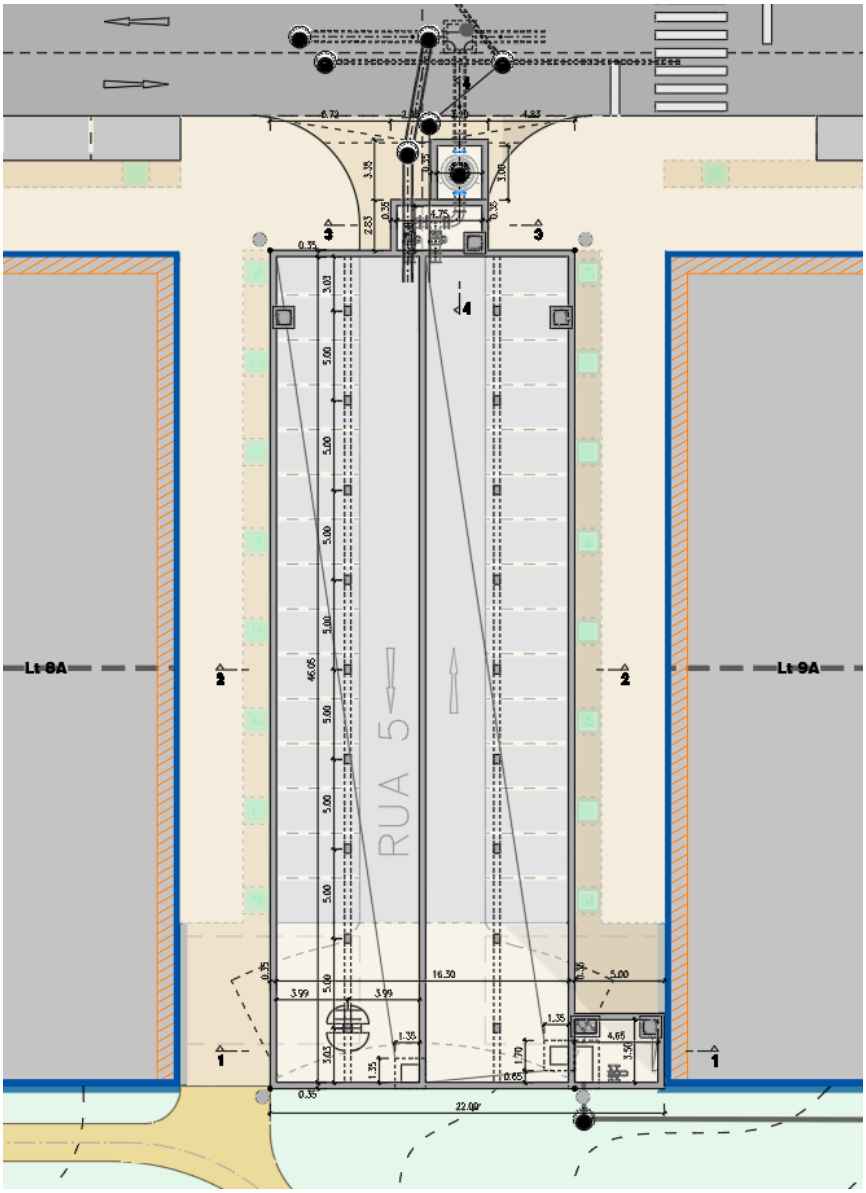


Figura 2 – Planta do Reservatório

Por último, é executada uma bancada elevada junto à Rua 8. A banca constituída por degraus/ assentos pré-fabricados e por uma estrutura de vigas e pilares em betão armado betonado *in-situ*.

A bancada tem geometria trapezoidal em planta. A largura dos 19 degraus é variável entre 14,4m e 18,0m. O comprimento de cada degrau é de 0,90m, totalizando 19x0,90 = 17,10m de bancada.

A estrutura é formada por quatro vigas com 0,60m de largura por 0,70m de altura que apoiam em três alinhamentos de pilares. Nas vigas serão modelados os "degraus" correspondentes ao assentos da bancada, com uma largura de 0.90m e uma altura de 0,42m.

As fundações dos pilares serão diretas, por sapatas, que transmitem tensões baixas ao terreno de fundação, até cerca de 100kPa.

No tardoz da bancada está prevista a execução de uma laje, assente nas paredes existentes.

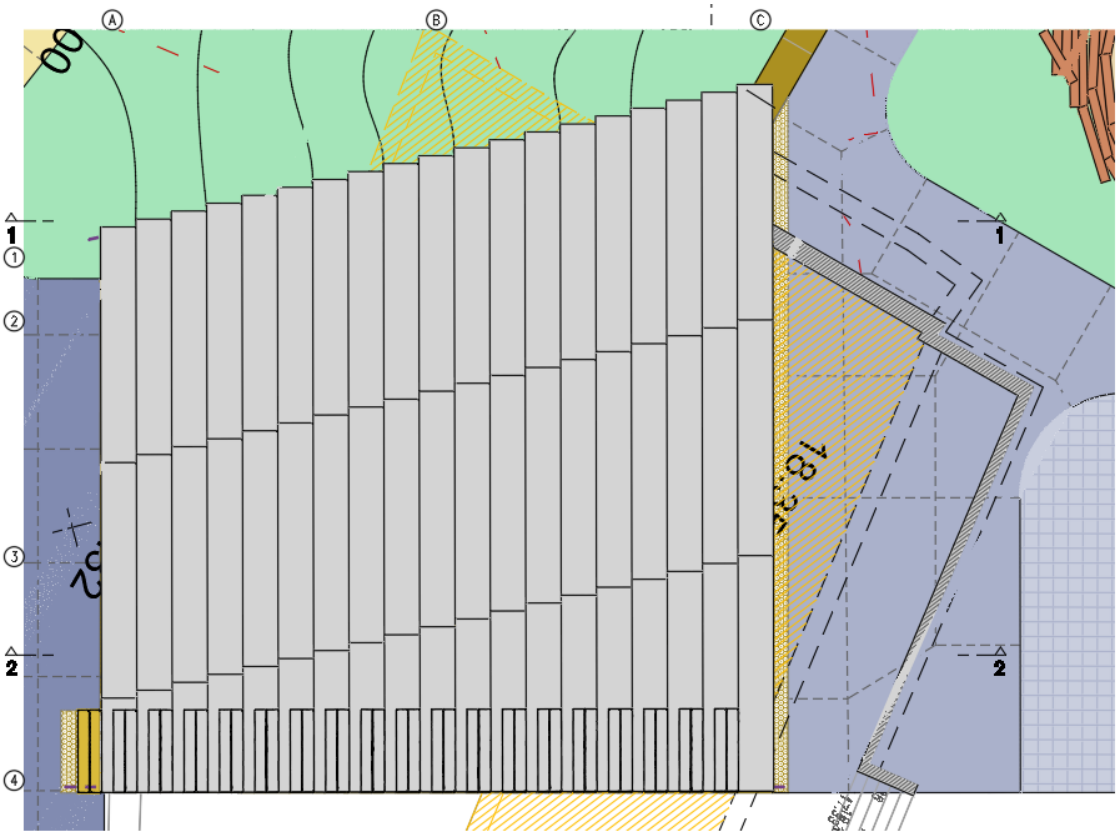


Figura 3 – Planta da Bancada

4. MATERIAIS

Os materiais a utilizar são os seguintes:

- Betões (classificados de acordo com a NP EN 206-1):

Peça	Classe de Resistência	Classe de Exposição	Teor de Cloretos	Dmax	Classe Consist	Recobr (mm)
Betão de Regularização	C 16/20	X0 (P)	Cl 1.0			
Sapatas	C 30/37	XC2 (P)	Cl 0.40	22	S3	50
Consolas de Muros	C 30/37	XC4 (P)	Cl 0.40	22	S3	50

- Aços:

  A500 NR SD em varão para betão armado (E460-2010);

Classe de exposição de acordo com a norma NP EN 206-1 e a especificação LNEC E464

Vida Útil da Estrutura (NP EN 206-1 - DNA 5.3.1): Categoria 4 (50 anos)

Classe Estrutural (EC 2): S4

Classe de Inspeção (NP ENV 13670-1 – Quadro G.1): 2

5. ACABAMENTOS

O acabamento principal dos muros de suporte é o betão à vista descofrado.

As superfícies enterradas são impermeabilizadas com aplicação de emulsão betuminosa.

As arestas de betão serão chanfradas a 2cmx2cm.

As juntas entre elementos de betão serão preenchidas por aglomerado negro de cortiça com 0.02m de espessura, rematado por cordão de poliuretano e cordão de mástique.

No tardoz do muro será colocado um dreno Ø200mm, envolto em brita e em geotêxtil, com inclinação mínima de 0.5%, e com descarga para a caixa da rede de drenagem.

6. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

6.1 Regulamentação, Normas e Especificações

No desenvolvimento dos estudos e projetos seguiu-se o estipulado na seguinte regulamentação:

Regulamentação Nacional:

- RSA – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes;
- REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;

Normas Europeias e Eurocódigos Estruturais:

- Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas
- Eurocódigo 1 – Ações em estruturas
- Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão
- Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço
- Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas aço-betão
- Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico
- Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos
- NP EN 206-1: 2007 – Betão. Parte 1: Desempenho, especificação, produção e conformidade
- NP EN 13670:2011/Emenda 1:2012 – Execução de estruturas em betão

Especificações LNEC:

- Especificação LNEC E 464:2005 – Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais
- Especificação LNEC E 465:2005 – Betões. Metodologia para estimar as propriedades do desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS

A utilização dos Eurocódigos foi efetuada de acordo com o indicado no Caderno de Encargos da IP com a prevalência da regulamentação nacional ou do Eurocódigo conforme prescrito.

6.2 Critérios de Verificação da Segurança

A verificação da segurança dos elementos estruturais respeita o disposto nos Eurocódigos, e no caso em que estes são omissos, respeita a regulamentação portuguesa em vigor.

Para os muros com geometria em 'T' invertido verifica-se a estabilidade global em relação aos estados limites últimos por perda de equilíbrio ao derrube e deslizamento e em relação à capacidade de carga da fundação. Estudam-se ainda os estados limites últimos de resistência à flexão e ao corte da consola e da sapata de fundação para todos os muros.

Será verificado o E. L. Fendilhação para as combinações quase permanentes de ações. O limite para a abertura de fendas para peças de betão armado depende da classe de exposição da peça, o que para esta obra limita a abertura máxima de fendas a valores de 0.3mm.

7. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

7.1 Ações

Referem-se sucintamente as ações consideradas.

7.1.1 Ações Permanentes

7.1.1.1 Peso Próprio

Para o peso próprio (PP) dos elementos de betão armado considerou-se um peso específico de 25.0 kN/m^3.

7.1.1.2 Restantes Cargas Permanentes

A ação das restantes cargas permanentes (RCP) foi simulada através de cargas uniformemente distribuídas.

Na Bancada foi considerada uma RCP correspondente ao peso dos "degraus" pré-fabricados em betão armado. Consideraram-se degraus com 0.15m de espessura, correspondendo a uma carga distribuída de 5.5 kN/m^2.

7.1.2 Ações Variáveis

Foram consideradas as ações do tráfego pedonal e rodoviário.

7.1.2.1 Ações do Tráfego Pedonal

De acordo com a NP EN 1991-2 considera-se a atuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída na Bancada de 6 kN/m^2 (Categoria C5).

Os valores reduzidos de combinação destas ações são: Ψ_0 = 0.40; Ψ_1 = 0.40; Ψ_2 = 0.00.

7.1.2.2 Ações do Tráfego Rodoviário

Na verificação do reservatório foram consideradas sobrecargas rodoviárias a atuar na Rua 5 e nos estacionamentos. Consideraram-se os parâmetros/coeficientes estabelecidos para as Estradas Nacionais - Classe II, de acordo com a NP EN1991-2.

7.1.2.2.1 Cargas Verticais

Para representar o tráfego rodoviário no âmbito das verificações dos estados limites últimos e estados limites de utilização adotou-se como modelo de carga vertical o Modelo de Carga 1 (LM1), constituído por cargas concentradas e uniformemente distribuídas.

Modelo de Carga 1 é constituído por dois sistemas parciais:

- Cargas concentradas de eixo duplo (sistema em tandem: TS);

- Cargas uniformemente distribuídas (sistema UDL).

Quadro 4 – Modelo de Carga 1: valores característicos

Localização	Sistema em tandem *TS*	Sistema *UDL*
	Cargas por eixo Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ou q_{rk}) (kN/m^2)
Via número 1	300	9
Restante	-	2.5

Os valores dos coeficientes de redução (αQi, αqi, αqr) foram selecionados em função classificação da estrada que a ponte restabelece e do seu do tráfego expectável, de acordo com a classificação que consta no ponto f) NA-4.3.2(3) (Notas 1 e 2) do Anexo Nacional da NP EN1991-2. Sendo a obra inserida no restabelecimento de uma Estrada Municipal EM, a obra foi classificada como obra da Classe II, conforme indicação da I.P., sendo assim considerados os seguintes coeficientes de redução:

αQ1 = 0.9; αQi = 0.8;
αq1 = 0.7; αqi = 1 0; αqr = 1.0

Os valores reduzidos de combinação destas ações são:

- TS com $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.75$ e $\Psi_2 = 0.00$,

- UDL com $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.40$ e $\Psi_2 = 0.00$.

7.1.2.3 Impulso de terras

O impulso de terras foi calculado de acordo com a teoria de Rankine para um muro vertical com terrapleno de nível.

Considerou-se, para o solo, um peso específico de 21 kN/m^2 e um ângulo de atrito interno de 30º. Deste modo, obtiveram-se coeficientes de impulso ativo e em repouso de k_a = 0.33 e k_0 = 0.50, respetivamente.

Na determinação do impulso associado à sobrecarga pedonal considerou-se uma carga uniformemente distribuída com o valor característico de 5 kN/m^2.

7.1.2.4 Impulso de água

Considerou-se, para a água, um peso específico de 10 kN/m^2 e um coeficientes de impulso k_w = 1.00.

7.1.2.5 Ação Sísmica

A ação sísmica foi quantificada tendo por base os espectros de resposta definidos na NP EN 1998 1 e respetivo anexo nacional.

De acordo com anexo nacional a obra encontra-se localizada na zona sísmica 3, para a ação sísmica do Tipo 1 (sismo afastado) e na zona sísmica 3, para a ação sísmica do Tipo 2 (sismo próximo). Com base neste zonamento define-se a aceleração máxima de referência, $a_{g,R}$, que corresponde a:

$a_{g,R}(1.3) = 1.50$ m/s^2

$a_{g,R}(2.3) = 1.70$ m/s^2

O valor de cálculo da aceleração corresponde à aceleração máxima de referência afetada do coeficiente de importância, γ_I, que depende da categoria da obra em questão. Neste caso a obra pertence à categoria II e foi considerado um tempo de vida útil 50 anos, pelo que γ_I = 1.0.

Considerou-se que o solo de fundação corresponde ao terreno do tipo B, de acordo com a ENV 1998-1, ao qual correspondem os seguintes coeficientes de solo, S, que amplificam a aceleração de cálculo:

$S(1.3) = 1.29$

S(2.3) = 1.27

Foi considerado um coeficiente de comportamento de 1.5, correspondente a estrutura de ductilidade limitada.

Na análise modal consideraram-se os modos cuja soma das massas modais efetivas representa pelo menos 90% da massa total da estrutura. A combinação das respostas modais foi efetuada pela combinação quadrática completa (CQC) enquanto a combinação da resposta nas componentes horizontais foi realizada com uma ponderação de 100%-30%-30% para as direções horizontais ortogonais e direção vertical (alternadamente segundo o eixo longitudinal, a direção perpendicular e a direção vertical).

7.2 Combinação de Ações

As combinações de ações baseiam-se nas regras dispostas no anexo A2 (2005) da NP EN 1990:2009. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

Combinações fundamentais:

$$S_d = \gamma_g.S_g + \gamma_p.S_P + \gamma_q[S_{q1} + \psi_o.S_{qi}]$$

$$S_d = S_g + S_P + S_E + \psi_2.S_{qi} \quad \text{(combinação sísmica)}$$

Combinações acidentais:

$$S_d = S_g + S_P + S_{Fa} + \psi_2.S_{qi}$$

Combinação caraterística:

$$S_{rara} = S_g + S_P + S_q + \psi_0.S_{qi}$$

Combinação frequente:

$$S_{freq} = S_g + S_P + \psi_1.S_q + \psi_2.S_{qi}$$

Combinação quase permanente:

$$S_{qp} = S_g + S_P + \psi_2.S_{qi}$$

S_d - Esforço de cálculo

S_g - Esforço resultante de uma ação permanente tomada com o seu valor característico.

S_P - Esforço resultante da ação do pré-esforço tomada com o seu valor característico.

S_{q1} - Esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico.

S_{qi} - Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico.

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

γ_g - Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de

- 1.35 para o peso próprio e para as restantes cargas permanentes, quando desfavorável, ou valor de 1.0 no caso contrário.
- 1.0 para a retração do betão, quando desfavorável, ou valor de 0.0 no caso contrário (2.4.2.1 da NP EN1992-1-1).
- 1.3 para a fluência do betão, quando desfavorável, ou valor de 0.0 no caso contrário (usa-se o coeficiente associado ao pré-esforço).

γ_p - Coeficiente de segurança a aplicar às cargas de pré-esforço que toma os seguintes valores (2.4.2.2 da NP EN1992-1-1):

- 1.3 quando desfavorável em análises globais;
- 1.2 na verificação dos efeitos locais, quando desfavorável;
- 1.0 quando favorável.

γ_q - Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que toma o valor 1.45 para o caso da sobrecarga ferroviária (1.2 no caso do comboio SW2), 1.35 para as sobrecargas rodoviárias e 1.5 para as restantes ações variáveis, quando estas têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário.

ψ_0, ψ_1 e ψ_2 - Valores reduzidos da ação variável i.

Os coeficientes parciais de segurança a aplicar para a verificação dos estados limites últimos estão definidos na NP EN1990, no Anexo A2, para a fase definitiva e para as fases provisórias (fases construtivas).

Os coeficientes de redução das ações são os apresentados na NP EN1990/A1, Anexo A2 são:

Quadro 5 – Coeficientes de redução para obras pedonais

AÇÕES			VALORES REDUZIDOS		
			Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
CARGAS PERMANENTES	PP		1	1	1
	PP_CONSTRUTIVA		1	1	1
	RCP		1	1	1
	PRÉ-ESFORÇO		1	1	1
	RETRAÇÃO		1	1	1
	FLUENCIA		1	1	1
SOBRECARGAS PEDONAIS	gr1		0.40	0.40	0
	Q_{fwk}		0	0	0
SOBRECARGAS RODOVIÁRIAS	gr1 a)	TS	0.75	0.75	0
		UDL	0.40	0.40	0
	gr1 b)		0	0.75	0
	gr2		0	0	0
	gr3		0	0	0
	gr4		0	0.75	0
	gr5		0	0	0
ACIDENTE			0	0	0

AÇÕES	VALORES REDUZIDOS		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
VENTO	0.6	0.2	0
NEVE	0.8	0	0
TEMPERATURA UNIFORME	0.6	0.6	0.5
TEMPERATURA DIFERENCIAL	0.6	0.6	0.5
ACÇÃO SISMICA	0	0	0

7.3 Modelos de cálculo

Os esforços e deformações foram obtidos a partir de modelos base tridimensional de elementos finitos criado através do programa de cálculo SAP2000, tendo por base a geometria das peças.

As ações consideradas são as definidas no EN 1991 e, no caso da análise sísmica, o definido na EN1998.

Os esforços obtidos nestes modelos foram combinados de acordo com os Eurocódigos, para aa verificações aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Utilização.

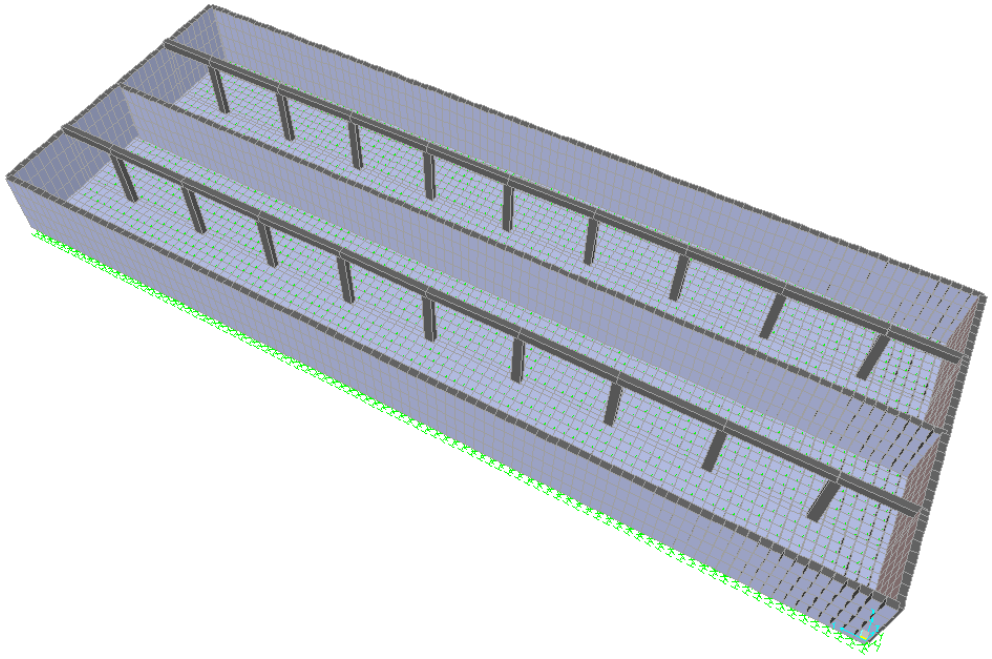


Figura 1 – Modelo de cálculo do Reservatório (sem a laje superior)

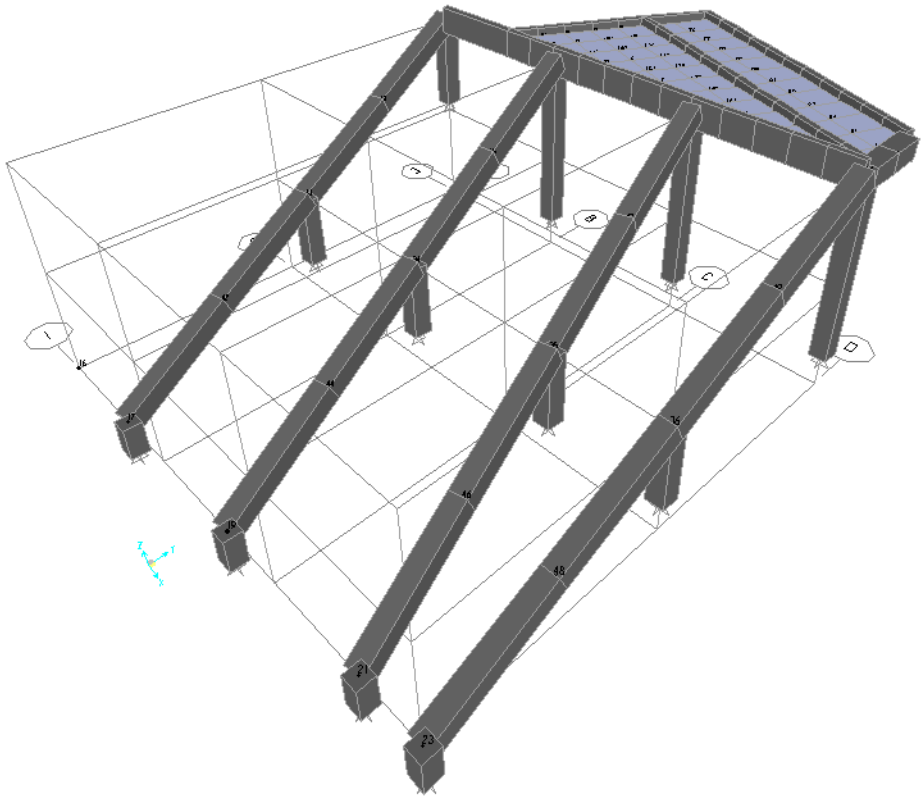


Figura 2 – Modelo de cálculo da Bncada

8. SEGURANÇA E SAUDE

As opções relativas à conceção das soluções estruturais e aos processos construtivos a utilizar visaram, em particular, limitar os riscos especiais que se encontrem enumerados no artigo 7º do Dec. Lei 273/2003 de 29 de outubro. São particularmente importantes neste caso os riscos associados à execução dos trabalhos de escavação para execução de fundações e os trabalhos em altura na execução das consolas de muros.