

PROJECTO DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS
LICENCIAMENTO

MEMÓRIA DESCRITIVA

REQUALIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO DOS BALNEÁRIOS
DO POLIDESPORTIVO DE ESPORÕES
JUNTA DE FREGUESIA DE ESPORÕES
ESPORÕES | BRAGA

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	2
2.	DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	2
3.	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E FUNDAÇÕES	2
4.	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	2
4.1.	Regulamentação	2
4.2.	Acções Consideradas.....	3
4.2.1.	Considerações Gerais.....	3
4.3.	Materiais	4
4.3.1.	Betão.....	4
4.3.2.	Aço.....	4
4.4.	Métodos de Análise e Dimensionamento.....	4
4.4.1.	Modelo de Cálculo Global	4
4.5.	Pilares.....	4
4.5.1.	Verificação ao Estado Limite Último	4
4.6.	Lajes.....	5
4.6.1.	Verificação do Estado Limite de Deformações.....	6
4.6.2.	Verificação do Estado Limite de Fendilhação	6
4.6.3.	Verificação do Estado Limite Último à Flexão.....	6
4.7.	Vigas.....	6
4.8.	Fundações.....	6
4.8.1.	Acções actantes.....	7
5.	DURABILIDADE	7
5.1.	Elementos em Betão Armado.....	7
6.	ELEMENTOS RELATIVOS A INFRA-ESTRUTURAS.....	7
7.	RESPONSABILIDADES DO ADJUCATÁRIO	7
7.1.	Materiais reaproveitáveis	7
7.2.	Drenagem Provisória	8
7.3.	Plano de Higiene e Segurança	8
7.4.	Contenção Periférica e Escavação	8
7.5.	Estruturas vizinhas e solos.....	8

1. INTRODUÇÃO

Refere-se a presente memória ao Projecto de Fundações e Estruturas ao projecto de requalificação do edifício dos balneários do Polidesportivo de Esporões, sita na **Rua Padre Manuel Carvalho**, freguesia de **Esporões**, concelho de **Braga**, cujo **licenciamento** foi requerido pela **Junta de Freguesia de Esporões**.

2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

Trata-se de um edifício destinado a albergar os balneários do polidesportivo. Todo o edifício estende-se num único piso tendo entradas independentes directamente do exterior. Ficando a zona técnica restrita num dos topos do edifício e não comunicando com os restantes espaços. Na fase de concepção da estrutura do edifício, procurou-se, respeitando o conceito de base arquitectónica, transmitir as acções verticais ou gravíticas, resultado das acções permanentes e sobrecargas previstas, assim como as acções horizontais, resultantes quer da actuação do vento quer do sismo, da forma mais eficaz possível.

3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E FUNDAÇÕES

Não foi efectuado qualquer reconhecimento geológico - geotécnico do terreno interessado pela nova construção pelo que se admitiu, nesta fase de projecto, um valor máximo para tensão admissível do solo, para fundações directas de 200 kPa.

No decurso dos trabalhos deverá ser verificada a capacidade de carga dos terrenos para as acções transmitidas.

4. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

4.1. Regulamentação

Todo o dimensionamento é feito obedecendo ao estipulado nos seguintes documentos:

RSA	Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (Decreto Lei nº 235/85 de 31 de Maio).
REBAP	Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (Decreto Lei nº 349/C/83 de 30 de Julho).
NP ENV 1992	Eurocódigo 2 - Projectos de estruturas de betão.
NP ENV 206	Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade.
NP ENV 1995	Eurocódigo 5 – Projecto de Estruturas de Madeira

Tem-se ainda em consideração as recomendações dos seguintes documentos:

LNEC E 378	Betões. Guia para a utilização de ligantes hidráulicos.
CEB-FIP MODEL CODE 1990	Comité Euro-International du Béton
EUROCODE 1	Bases de cálculo e acções (Pré-norma Europeia)

EUROCODE 7
EUROCODE 8

Projecto geotécnico (Pré-norma Europeia)
Projecto sísmico (Pré-norma Europeia)

4.2. Acções Consideradas

4.2.1. Considerações Gerais

As acções consideradas são as definidas nos capítulos III, IV, V, VII e VIII do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA, e ainda no capítulo V do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, REBAP.

O peso próprio obtém-se com base na volumetria de cada elemento e tomando como peso específico dos materiais os seguintes valores:

$$\gamma_{bet} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{aço} = 77 \text{ kN/m}^3$$

Restante cargas permanentes:

Revestimentos Cobertura: 1.50 kN/m²

Sobrecargas:

Cobertura: 1.00 kN/m²

Vento:

Para o estudo da acção do vento sobre a edificação é utilizado o método preconizado no Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

A quantificação da acção do vento é feita admitindo as pressões dinâmicas da zona A e considerando a rugosidade do terreno tipo II.

Sismo:

É feita uma análise (método de sobreposição modal) com base nos seguintes pressupostos: zona sísmica B e terreno tipo II.

Impulso de Terras:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

4.3. Materiais

4.3.1. Betão

O betão a utilizar é o betão C25/30, excepto quando utilizado como betão de regularização, devendo aí ser utilizado o betão C12/15.

4.3.2. Aço

Utilizou-se o aço A500NR em armaduras passivas, de acordo com o REBAP e o aço A500EL em redes electrosoldadas.

4.4. Métodos de Análise e Dimensionamento

A determinação de esforços e tensões nos elementos estruturais é feita utilizando programas de cálculo automático de estruturas devidamente testados em obras diversas. O programa desenvolve-se num ambiente de CAD e os resultados tanto se podem obter por listagem numérica como por via gráfica.

Devido à alta capacidade destes programas, o dimensionamento de estruturas é feito para uma envolvente de esforços, obtida pelo uso de um grande número de combinações.

O programa de cálculo possibilita uma análise tridimensional que assegura a distribuição precisa dos esforços provocados por acções horizontais por todos os elementos estruturais.

4.4.1. Modelo de Cálculo Global

Neste programa a análise das solicitações realiza-se mediante um cálculo espacial em 3D, por métodos matriciais de rigidez, formulando todos os elementos que definem a estrutura – pilares, paredes, vigas e lajes.

Para o dimensionamento das secções de betão armado em estado limite último é utilizado o método parábola-rectângulo, com os diagramas tensão-deformação do betão e aço, de acordo com a norma vigente (CEB/FIP Model Code 1990).

Utilizam-se os limites exigidos pelas normas relativos a armaduras, tanto geométricos como mecânicos, assim como as disposições indicadas referentes ao número de varões, diâmetros mínimos e afastamentos mínimos e máximos.

4.5. Pilares

Os pilares foram integrados em pórticos, logo submetidos à acção conjunta do esforço axial e de momentos flectores (flexão composta desviada). Todos os pilares foram dimensionados com a majoração de momentos produzida pelas excentricidades devido a encurvadura definidas pelo R.E.B.A.P..

O programa considera a excentricidade accidental e a excentricidade adicional de encurvadura e limita ainda o valor de esbelteza mecânica de acordo com o regulamento.

4.5.1. Verificação ao Estado Limite Último

Define-se a altura livre dos pilares e o respectivo comprimento de encurvadura. Este comprimento tem em conta o tipo de ligação estabelecida entre os pilares e a fundação e os restantes elementos estruturais.

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

L - altura livre

L_0 - comprimento de encurvadura

λ - esbelteza

i - raio de giração da secção transversal, no eixo para o qual se está a considerar a flexão do pilar

I - inércia da secção, no eixo para o qual se está a considerar a flexão do pilar

A - área da secção transversal

A esbelteza dos pilares não deve ser superior a 140.

A verificação de segurança segundo uma dada direcção é efectuada considerando que o valor de cálculo do momento flector actuante considerado na secção mais desfavorável, M_{sd} , deve ser acrescido do momento definido pela actuação da carga axial com uma excentricidade adicional. Esta excentricidade corresponde ao somatório da excentricidade accidental, excentricidade de 2ª ordem e excentricidade por fluência.

$$M_{sd_{calc}} = M_{sd} + N_{sd} (e_a + e_2 + e_c)$$

A excentricidade accidental corresponde ao maior dos dois valores:
$$\begin{cases} e_a = \frac{L_0}{300} \\ e_a = 0.02m \end{cases}$$

A excentricidade de 2ª ordem é definida por:

$$\begin{cases} e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{L_0^2}{10} \\ \frac{1}{r} = \frac{5}{h \times 1000} \times \eta \quad \eta = \frac{0.40 f_{cd} A_c}{N_{sd}} \leq 1 \end{cases}$$

A excentricidade por fluência é dada pela expressão:

$$\left\{ e_c = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \times \left(e^{\frac{\varphi_c(t_\infty, t_0) N_{sg}}{N_E - N_{sg}}} - 1 \right) \right.$$

onde: M_{sg} , N_{sg} – esf. permanentes, não afectados do coeficiente de segurança;
 $\varphi_c(t_\infty, t_0)$ - coeficiente de fluência, pode tomar o valor de 2,0 em geral.

4.6. Lajes

As lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas apoiam em vigas de betão armado.

No modelo global realizado as lajes são simuladas por painéis de laje com funcionamento ortotrópico, unidireccional, com o peso próprio e as características de rigidez corrigidas de forma a simular as lajes reais.

As lajes maciças têm um comportamento fungiforme e apoiam em vigas de betão armado que por sua vez descarregam em pilares de betão armado.

4.6.1. Verificação do Estado Limite de Deformações

Pisos	Flecha diferida máx	L	L/350
Cobertura	0.8 cm	4.50 m	1.28 cm

4.6.2. Verificação do Estado Limite de Fendilhação

O regulamento considera satisfeita a verificação da segurança em relação ao estado limite de largura de fendas, quando se trate de armaduras ordinárias e de ambientes pouco ou moderadamente agressivos desde que sejam cumpridas as seguintes disposições:

- Espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal de vigas <20cm;
- Espaçamento dos varões da armadura principal não deve ser superior a 1.5 vezes a espessura da laje, com o máximo de 35cm;
- O estado limite de largura de fendas foi verificado controlando o espaçamento máximo entre varões nas secções mais esforçadas.

4.6.3. Verificação do Estado Limite Último à Flexão

A verificação ao estado limite último à flexão das lajes foi feita de acordo com o R.E.B.A.P. determinando-se as armaduras necessárias para que os momentos resistentes fossem superiores aos momentos de cálculo. Os referidos momentos de cálculo incluem uma composição entre os valores de flexão nas direcções XX e YY e os valores dos momentos de desvio Mxy. Os valores em causa foram obtidos através do programa.

4.7. Vigas

De um modo geral, as vigas foram calculadas para a globalidade de acções: verticais e horizontais. O seu dimensionamento foi efectuado através do programa de cálculo automático.

Está dispensada a verificação de segurança em relação aos Estados Limites de Utilização destes elementos estruturais. No que diz respeito ao Estado Limite de Deformação verificaram-se em todos os casos os elementos estruturais apresentarem altura superior aos valores mínimos exigidos para o efeito.

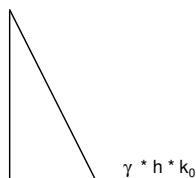
4.8. Fundações

Não foi efectuado qualquer reconhecimento geológico - geotécnico do terreno interessado pela nova construção pelo que se admitiu, nesta fase de projecto um valor máximo para tensão admissível do solo, para fundações directas de 250 kPa.

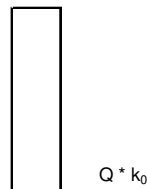
Os esforços ao nível das fundações resultam do cálculo global realizado, tendo sido o cálculo do ensoleiramento geral realizado com a ajuda de um programa de cálculo de elementos finitos, onde foram consideradas dois casos críticos, a resultante das acções verticais do edifício e o impulso hidrostático resultante do posicionamento do nível freático.

4.8.1. Acções actuantes

Impulso das terras em repouso



Sobrecarga no aterro



As combinações de acções realizadas para o dimensionamento foram:

$$1.35 \times It + 1.5 \times q$$

5. DURABILIDADE

5.1. Elementos em Betão Armado

A nível de concepção e pormenorização são consideradas as medidas necessárias no sentido de evitar o risco de infiltrações e de humidades de condensação estagnadas e ainda garantir no exterior o escoamento, drenagem e evaporação das águas.

Todo o betão usado em elementos enterrados, como as paredes dos muros de suporte do lado do tardo, sapatas, plintos e lintéis de fundação, será protegido com duas demãos cruzadas de um produto impermeabilizante tipo "Flintkot" ou equivalente. Além disso, nesses elementos, deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "Plastocrete-N" ou equivalente.

6. ELEMENTOS RELATIVOS A INFRA-ESTRUTURAS

Nos trabalhos a efectuar deverá ser tida em conta a proximidade de alguns edifícios vizinhos. Todos os movimentos nas estruturas e edifícios atrás referidos devem ser limitados a 8mm durante a execução dos muros de suporte e a 25mm durante e após a execução da escavação.

De igual modo os movimentos nos terrenos circundantes à área de escavação, devem ser limitados a 15mm com uma deformação horizontal máxima de 10mm.

O Adjudicatário deve inteirar-se da existência e localização de todas as infra-estruturas existentes no interior ou exterior do lote de terreno para poder tomar as devidas precauções de modo a não as danificar durante a execução dos trabalhos.

7. RESPONSABILIDADES DO ADJUCATÁRIO

7.1. Materiais reaproveitáveis

Poderão ser reaproveitados determinados solos (com boas características para aterro, ou com boas características para zonas ajardinadas). Nesse caso, a Fiscalização definirá uma área na obra para deposição das terras em causa.

7.2. Drenagem Provisória

É importante e terá de ser previsto, em todas as fases da obra, que haja a preocupação de manter as plataformas, taludes e todos os demais trabalhos com meios para evitar a acumulação de águas, formação de regueiras ou possibilidade de estragos nos trabalhos.

O Adjudicatário terá de assegurar uma correcta drenagem superficial das frentes de trabalho como forma de evitar situações potencialmente perigosas em termos de condições de trabalho, bem como evitar que as águas pluviais estraguem o trabalho já executado.

Também, o adjudicatário deve ter o equipamento necessário para bombear a água caso esta afluja em caudais superiores ao esperado.

7.3. Plano de Higiene e Segurança

Todos os trabalhos serão executados de acordo com um plano de higiene e segurança a ser elaborado pelo Adjudicatário, devidamente autorizado pelo Dono de Obra e pelas autoridades competentes.

7.4. Contenção Periférica e Escavação

O Adjudicatário é responsável pela fase provisória da execução do edifício. Serão da responsabilidade do Adjudicatário, a análise e avaliação das características dos solos interceptados, da fracturação e influência desta na estabilidade de eventuais maciços rochosos interceptados e o eventual dimensionamento e execução de pregagens e/ou ancoragens, ou qualquer contenção provisória, que se mostrem necessárias. O Adjudicatário obriga-se a executar as mesmas, sem alteração do preço global proposto.

7.5. Estruturas vizinhas e solos

É da responsabilidade do Adjudicatário qualquer dano em estruturas ou infra-estruturas vizinhas. O Adjudicatário, deverá por isso, inteirar-se das infra-estruturas existentes de forma a tomar as medidas necessárias como forma de evitar os danos atrás mencionados.

Braga, 28 de Abril de 2021

O Autor,

Nuno Eduardo Santos Gonçalves



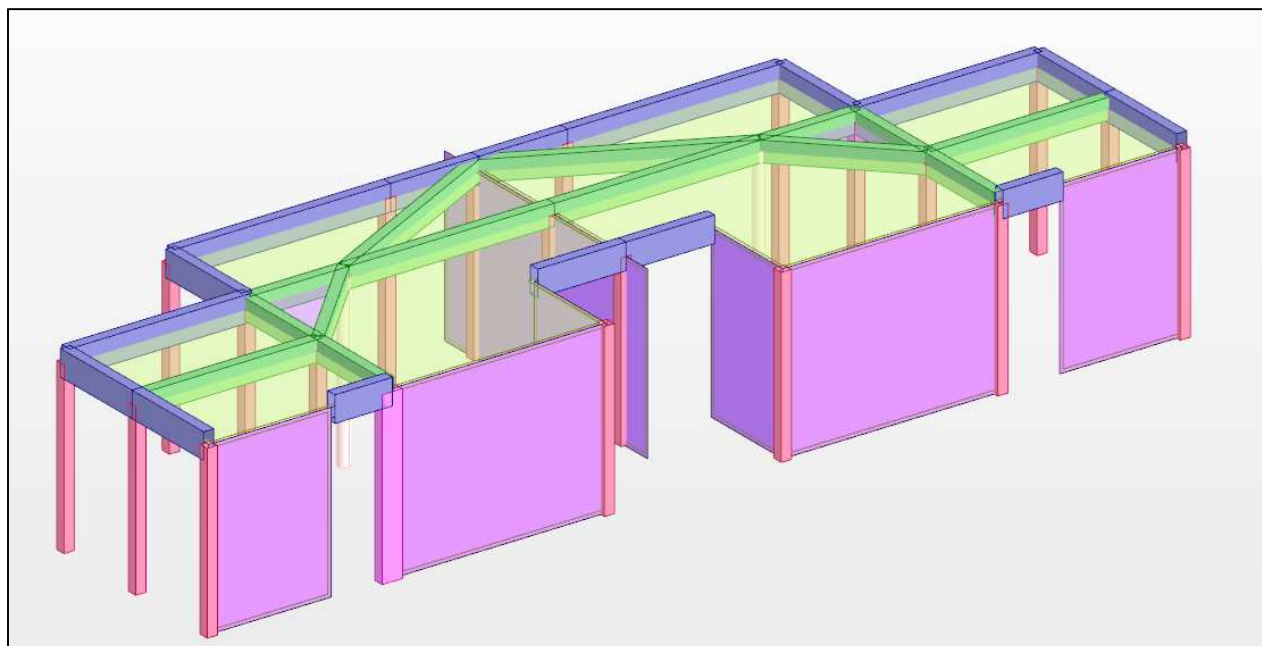
PROJECTO DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS
LICENCIAMENTO

ANEXOS DE CÁLCULO

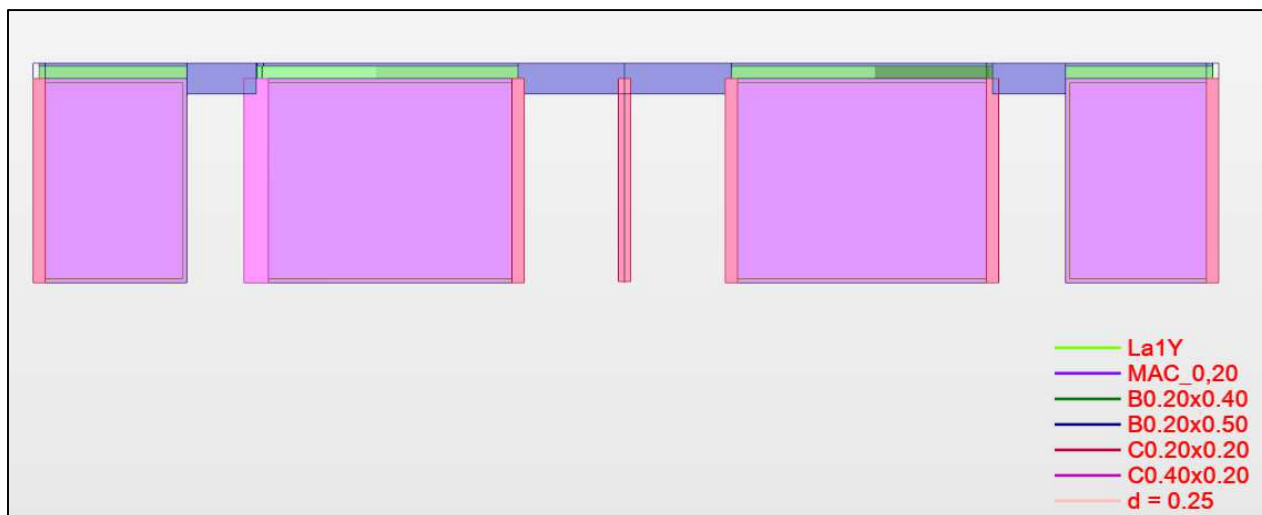
**REQUALIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO DOS BALNEÁRIOS
DO POLIDESPORTIVO DE ESPORÕES**
JUNTA DE FREGUESIA DE ESPORÕES
ESPORÕES | BRAGA

AC.1. Vistas

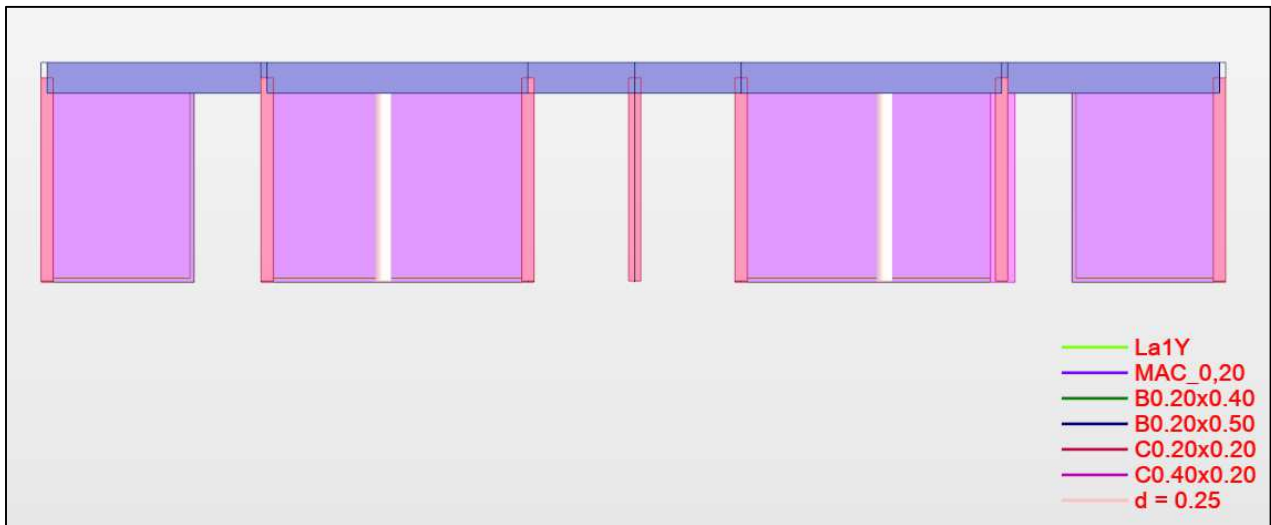
Vista Geral - moradia



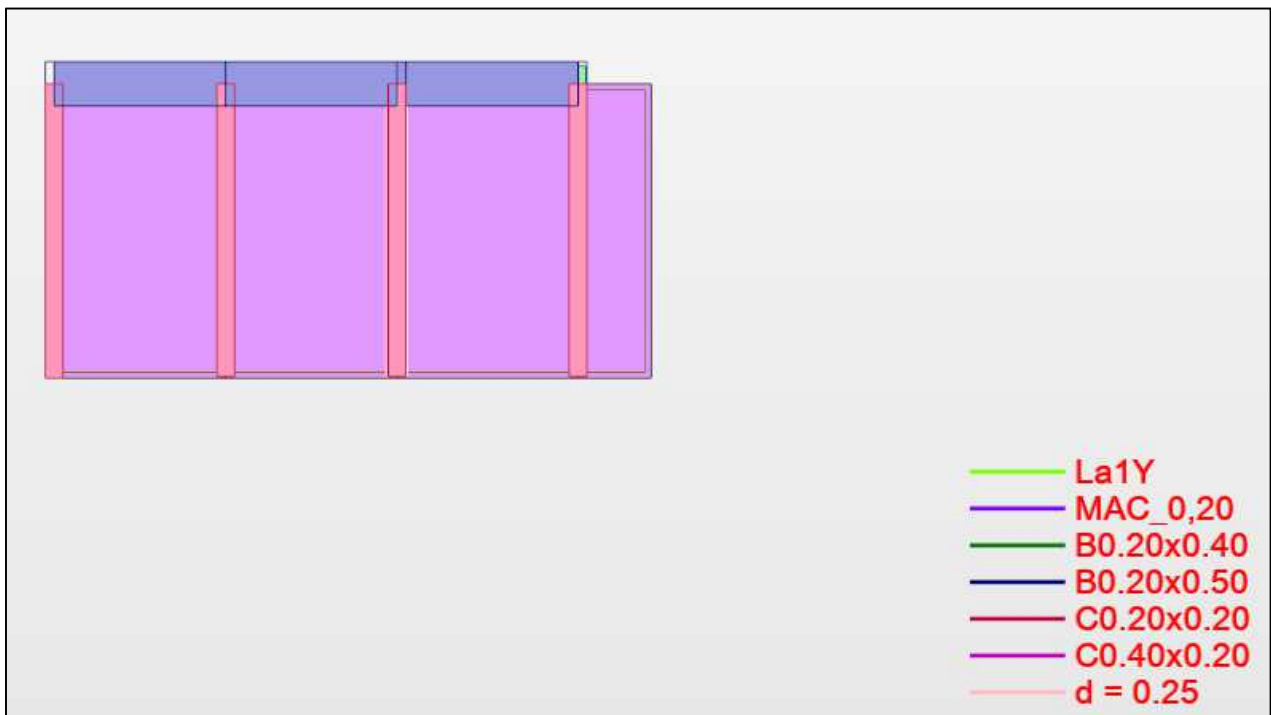
Alçado frontal



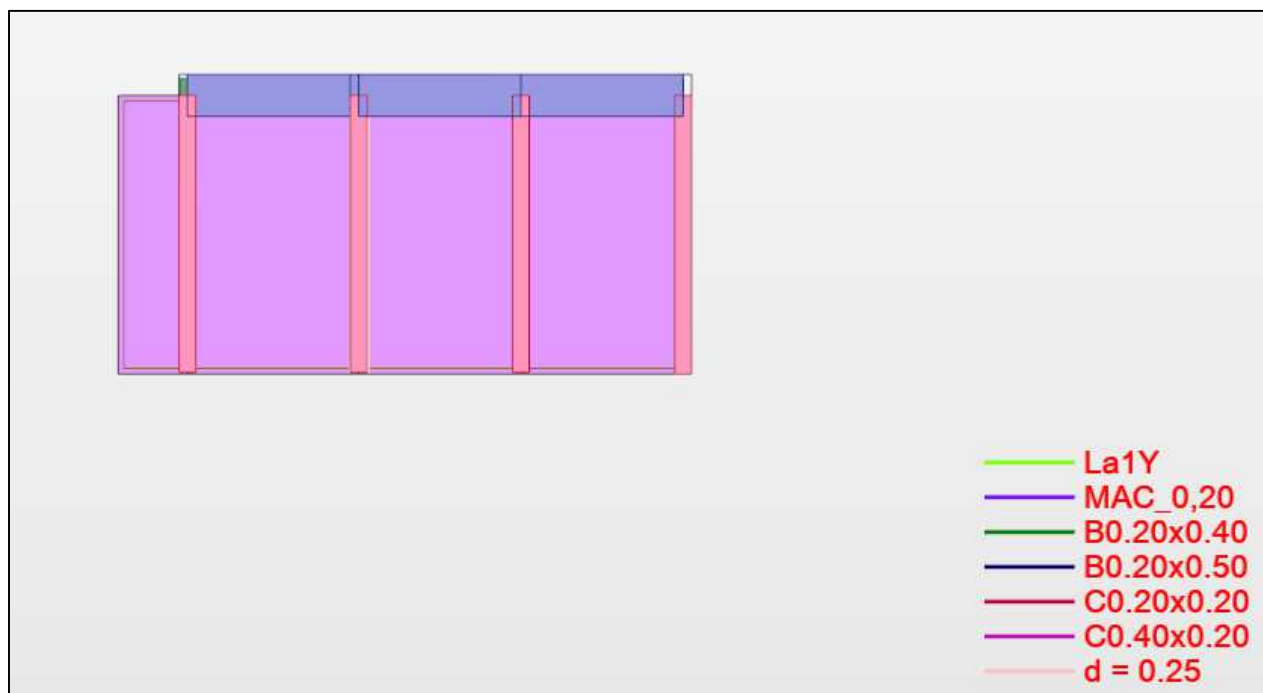
Alçado posterior



Alçado lateral direito



Alçado lateral esquerdo



AC.2. Acções

PISO: UTILIZAÇÃO	RESTANTES CARGAS PERMANENTES (RCP)		SOBRECARGA kN/m ²
	REVESTIMENTOS kN/m ²	DIVISÓRIAS kN/m ²	
COBERTURA: HABITAÇÃO	1.50 ⁽⁴⁾	0.00	1.00 ⁽⁵⁾

⁽¹⁾ Revestimento, incluindo enchimento leve (12 kN/m³) e acabamento conforme arquitectura.

⁽²⁾ Paredes conforme arquitectura.

⁽³⁾ Habitações - ($\psi_0=0.7$; $\psi_1=0.5$; $\psi_2=0.3$).

⁽⁴⁾ Cobertura conforme arquitectura.

⁽⁵⁾ Coberturas não acessíveis - ($\psi_0=\psi_1=\psi_2=0.0$).

Fachadas: parede simples conforme arquitectura = 9.00 kN/m

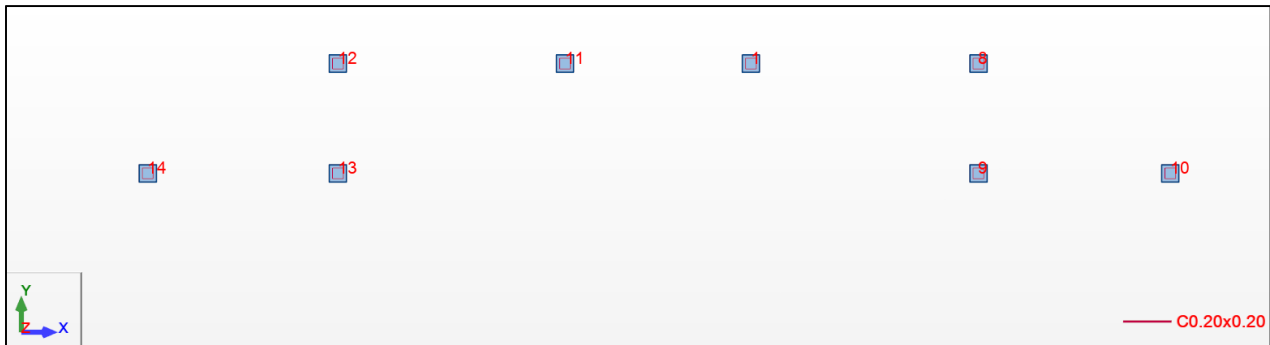
Vento: Zona B, rugosidade terreno tipo II, $W_k = 1.08$ kN/m²

Sismo: Zona A ($\alpha=0.3$), terreno tipo II, $\eta=2.0$, $\xi=5\%$

AC.3. Combinação de acções

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
101 (C)	ULS_1: (pp+rcp)	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35
102 (C)	ULS_2: avb(SOB) + ventox+	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35+(3+4)*1.50+5*0.90
103 (C)	ULS_3: avb(SOB) + ventox-	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35+(3+4)*1.50+6*0.90
104 (C)	ULS_4: avb(SOB) + ventoy+	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35+(3+4)*1.50+7*0.90
105 (C)	ULS_5: avb(SOB) + ventoy-	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35+(3+4)*1.50
106 (C)	ULS_6: avb(ventox+) + sob	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50
107 (C)	ULS_7: avb(ventox-) + sob	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35+3*1.05+6*1.50
108 (C)	ULS_8: avb(ventoy+) + sob	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35+3*1.05+7*1.50
109 (C)	ULS_9: avb(ventoy-) + sob	Linear Combination	ULS	live	(1+2)*1.35+3*1.05
110 (C)	SLS_CQP	Linear Combination	SLS:QPR	live	(1+2)*1.00+3*0.30

AC.4. Fundações - Sapatas isoladas



Cálculo de Sapatas Isoladas

BLOKK

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS | Anexos de Cálculo | Sapatas Isoladas

2021/04/26

Materiais:

fck (MPa)

25

fyk (MPa)

500

σ_{max} (kPa)

200

Cálculo:

Sapata

▼

Nó

14

Cálculo

Sx (m)

1,20

Sy (m)

1,20

H (m)

0,50

Hterras (m)

0,50

Px (m)

0,20

Py (m)

0,20

ex (m)

0,02

ey (m)

0,02

σ_{solo} (kPa)

45

ved (MPa)

31

vrd (MPa)

941

AS, necessária

AS, real

As,x (cm²)

0,18

5,24

As,y (cm²)

0,18

5,24

σ_x (MPa)

11,90

σ_y (MPa)

11,90

Sapata

▼

Nó

13

Cálculo

Sx (m)

1,20

Sy (m)

1,20

H (m)

0,50

Hterras (m)

0,50

Px (m)

0,20

Py (m)

0,20

ex (m)

0,02

ey (m)

0,02

σ_{solo} (MPa)

66

ved (MPa)

59

vrd (MPa)

941

As,x (cm²)

0,35

5,24

As,y (cm²)

0,35

5,24

σ_x (MPa)

23,10

σ_y (MPa)

23,10

Sapata

▼

Nó

12

Cálculo

Sx (m)

1,20

Sy (m)

1,20

H (m)

0,50

Hterras (m)

0,50

Px (m)

0,20

Py (m)

0,20

ex (m)

0,02

ey (m)

0,02

σ_{solo} (MPa)

45

ved (MPa)

31

vrd (MPa)

941

As,x (cm²)

0,18

5,24

As,y (cm²)

0,18

5,24

σ_x (MPa)

12,11

σ_y (MPa)

12,11

Sapata

▼

Nó

11

Cálculo

Sx (m)

1,20

Sy (m)

1,20

H (m)

0,50

Hterras (m)

0,50

Px (m)

0,20

Py (m)

0,20

ex (m)

0,02

ey (m)

0,02

σ_{solo} (MPa)

55

ved (MPa)

44

vrd (MPa)

1063

As,x (cm²)

0,26

7,54

As,y (cm²)

0,26

7,54

σ_x (MPa)

11,92

σ_y (MPa)

11,92

Sapata

▼

Nó

1

Cálculo

Sx (m)

1,20

Sy (m)

1,20

H (m)

0,50

Hterras (m)

0,50

Px (m)

0,20

Py (m)

0,20

ex (m)

0,02

ey (m)

0,02

σ_{solo} (MPa)

54

ved (MPa)

43

vrd (MPa)

1063

As,x (cm²)

0,26

7,54

As,y (cm²)

0,26

7,54

σ_x (MPa)

11,71

σ_y (MPa)

11,71

Cálculo de Sapatas Isoladas

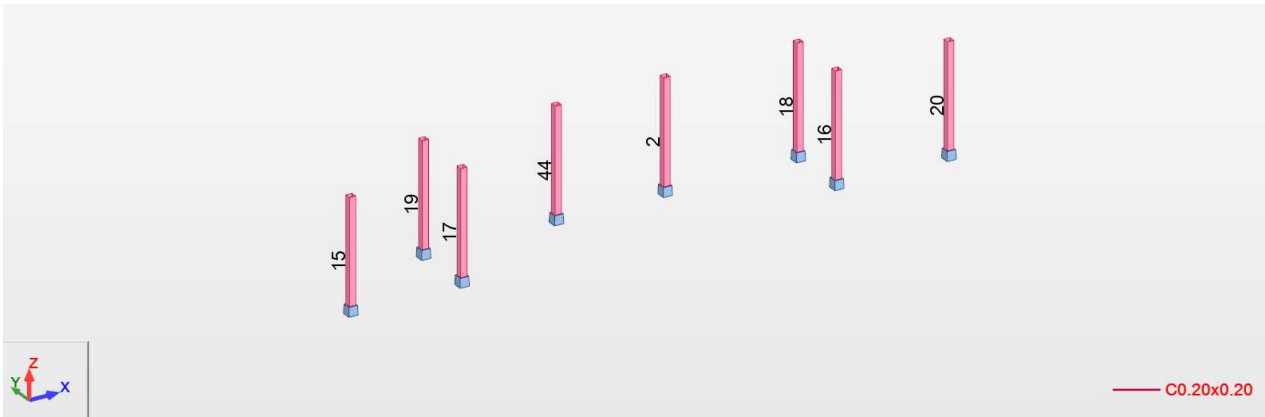


FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS | Anexos de Cálculo | Sapatas Isoladas

2021/04/26

Materiais:		fck (MPa)	25	fyk (MPa)	500	σ_{max} (kPa)	200			
Cálculo:										
Sapata		Sx (m)	1,20	Px (m)	0,20	σ_{solo} (kPa)	64	As, necessária	As, real	
Nó	9	Sy (m)	1,20	Py (m)	0,20			As, x (cm²)	0,34	5,24
Cálculo		H (m)	0,50	ex (m)	0,02	ved (MPa)	56	As, y (cm²)	0,34	5,24
		Hterras (m)	0,50	ey (m)	0,02	vrd (MPa)	941	σ_x (MPa)	22,14	
								σ_y (MPa)	22,14	
Sapata		Sx (m)	1,20	Px (m)	0,20	σ_{solo} (MPa)	46	As, x (cm²)	0,19	5,24
Nó	8	Sy (m)	1,20	Py (m)	0,20			As, y (cm²)	0,19	5,24
Cálculo		H (m)	0,50	ex (m)	0,02	ved (MPa)	32	σ_x (MPa)	12,54	
		Hterras (m)	0,50	ey (m)	0,02	vrd (MPa)	941	σ_y (MPa)	12,54	
Sapata		Sx (m)	1,20	Px (m)	0,20	σ_{solo} (MPa)	44	As, x (cm²)	0,18	5,24
Nó	10	Sy (m)	1,20	Py (m)	0,20			As, y (cm²)	0,18	5,24
Cálculo		H (m)	0,50	ex (m)	0,02	ved (MPa)	30	σ_x (MPa)	11,67	
		Hterras (m)	0,50	ey (m)	0,02	vrd (MPa)	941	σ_y (MPa)	11,67	
Sapata		Sx (m)	1,20	Px (m)	0,20	σ_{solo} (MPa)	55	As, x (cm²)	0,26	7,54
Nó	11	Sy (m)	1,20	Py (m)	0,20			As, y (cm²)	0,26	7,54
Cálculo		H (m)	0,50	ex (m)	0,02	ved (MPa)	44	σ_x (MPa)	11,92	
		Hterras (m)	0,50	ey (m)	0,02	vrd (MPa)	1063	σ_y (MPa)	11,92	

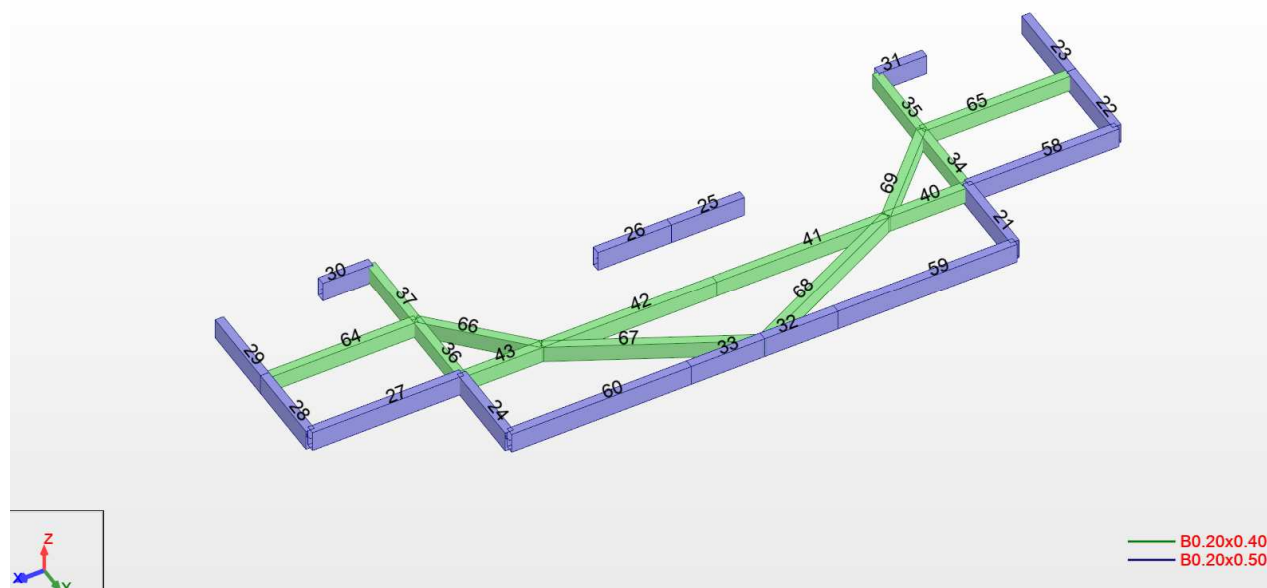
AC.5. Pilares



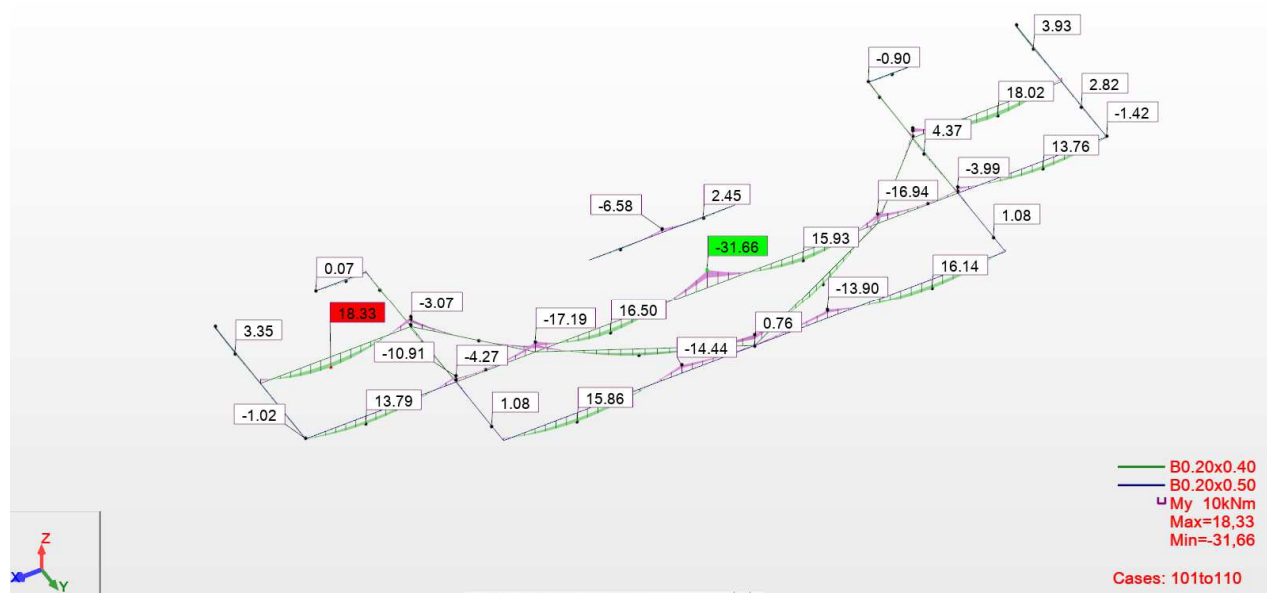
Bar	Required reinforcement along b (cm2)	Required reinforcement along h (cm2)	Provided reinforcement ratio (%)	Remarks
2	0,40	0,00	2,26	Calculations OK
15	0,40	0,00	2,26	Calculations OK
16	0,40	0,00	2,26	Calculations OK
17	0,40	0,00	2,26	Calculations OK
18	0,40	0,00	2,26	Calculations OK
19	0,40	0,00	2,26	Calculations OK
20	0,40	0,00	2,26	Calculations OK
44	0,40	0,00	2,26	Calculations OK

AC.6. Vigas

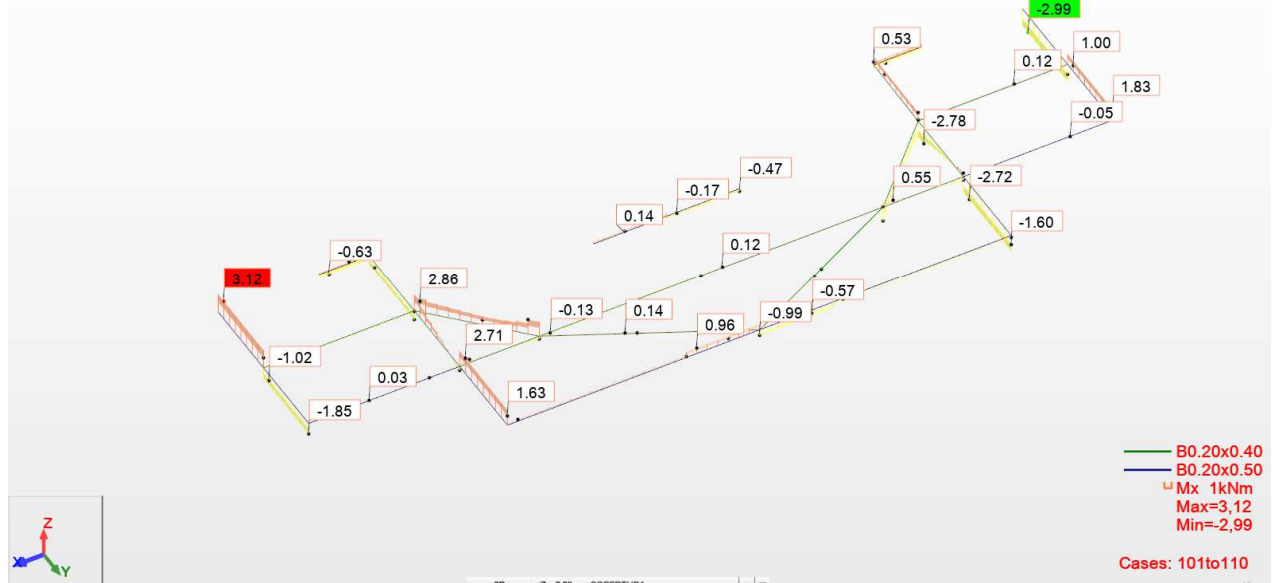
Cobertura



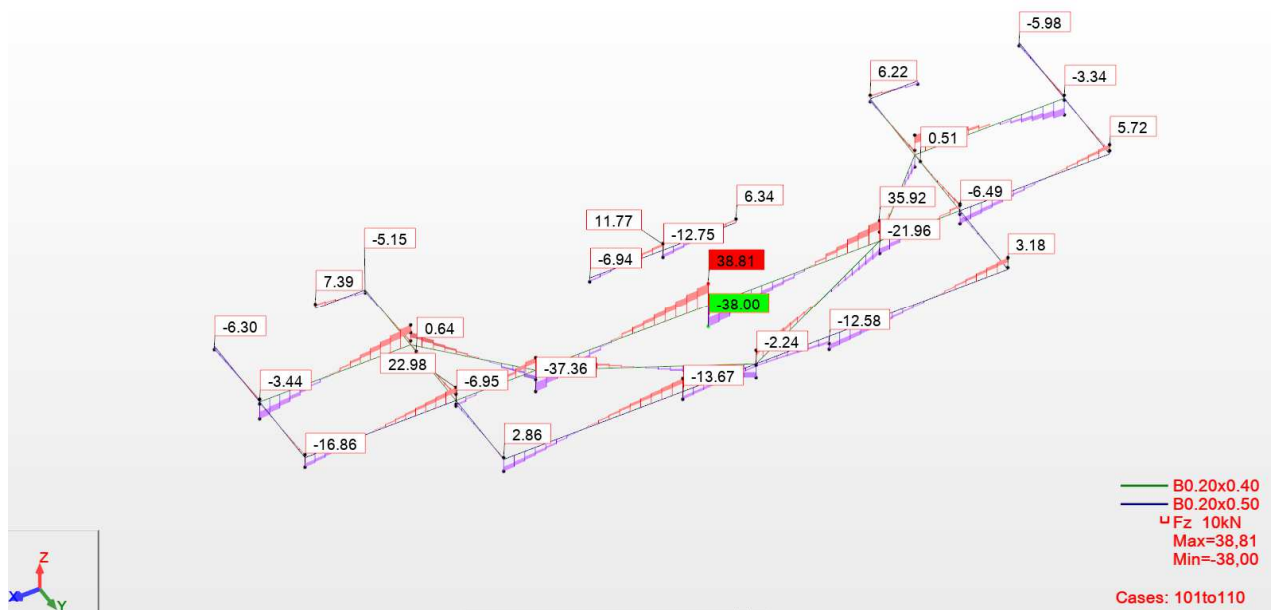
Momentos fletores



Momentos torsores



Esforço transverso



AC.7. Lajes aligeiradas



PAVINORTE

Jorge Silva Costa | S.A.

Rua do Monte D'Além, Nº 736

4575-135 Cabeça Santa / Penafiel

tel: 255 617 240 / email: geral@pavinorte.pt

Relatório Detalhado - Lajes Alijeiradas

Requerente:	Junta Esporões	Betão Complementar:	C25/30
Obra:	Balneários Esporões	Armadura sobre Apoios:	A 500
Data:	2021-02-09 12:39:55	Armadura de Distribuição:	A 500

<u>Geometria</u>	<u>Ações Características (kN/m2)</u>	<u>Ações de Cálculo (kN/m2)</u>
Laje: L1	Peso Próprio: 2,73	Sd: 8,60
Pavimento: V4-C 40x15-20	Revestimentos: 2,00	So: 4,73
Vão: 4,50 m	Paredes Divisórias: 0,00	
Altura: 20,0 cm	Outras: 0,00	
	Sobrecarga: 1,00	

<u>Esforços</u>			
Msd: 21,76 kNm/m	Mrd: 26,20 kNm/m		
Vsd: 19,34 kN/m	Vrd: 23,00 kN/m	Maciçamento:	-
Mo: 11,97 kNm/m	Mfctk: 15,60 kNm/m		

Consumos

<u>Arm. Apoios</u>	<u>Tarugos</u>	<u>Arm. Distribuição / Betão</u>	<u>Vigotas/Abobadilhas</u>
Ap: 0,42 cm ² /m	Nº Tarugos: 2	Malhasol: AR34	Vigotas: 1,92 m/m ²
Lap: 1,125 m	Afastam.: 1,50 m	Betão: 69,60 L/m ²	Abobadilhas: 7,69 un/m ²
	Armadura: 2 ϕ 8/Tarugo		

Esforços transversos provocados pelas ações permanentes e variáveis, não majoradas:	Vgk: 10,64 kN/m
	Vqk: 2,25 kN/m