

ANEXO DE CÁLCULO I
PROJECTO BASE



ÍNDICE

| | | |
|------------|---|----------|
| 1 | VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL | 3 |
| 1.1 | CÁLCULOS E RESULTADOS | 3 |
| 1.1.1 | PONTE-CAIS – ZONA REGULAR (SOLUÇÃO 3A E 3B)..... | 3 |
| 1.1.2 | PONTE-CAIS ADERENTE À RAMPA-VARADOURO (SOLUÇÃO 3A) | 25 |
| 1.1.3 | DOCA DE PÓRTICO (LADO NORTE E SUL DA SOLUÇÃO 3A E LADO SUL DA SOLUÇÃO 3B).. | 29 |
| 1.1.4 | PONTE-CAIS ADERENTE (SOLUÇÃO 3B)..... | 47 |
| 1.1.5 | ZONA DO TERRAPLENO POSTERIOR À DOCA DE PÓRTICO (SOLUÇÃO 3B)..... | 51 |
| 1.1.6 | CAIS DO CONTRA-MOLHE (SOLUÇÃO 3B)..... | 55 |



1 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL

1.1 CÁLCULOS E RESULTADOS

1.1.1 PONTE-CAIS – ZONA REGULAR (SOLUÇÃO 3A E 3B)

Combinações

Simultaneidade de acções considerada

- | | | |
|-----|------------------------|-----------|
| 1 - | PP + Acost | (Em BM) |
| 2 - | PP + sc | (Em BM) |
| 3 - | PP + Acost | (Em PM) |
| 4- | PP + 50%sc + sis + lhd | (N_médio) |

Em que:

PP – peso próprio

dh – desnível hidrostático

sis – acção sísmica

lhd – Impulso hidrostático

Acost – Força de acostagem

sc – Sobrecarga

Combinação 1

Peso próprio + Acostagem → Baixa-mar = +0,10 m

Cálculo do peso próprio:



$$W_{\text{base aduela}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 5,10 \times 2,00 \times 0,20 \times 15 = 30,60 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 4,60 \times 1,50 \times 3,20 \times 15 = 331,20 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 4,60 \times 1,50 \times 2,40 \times 25 = 414 \text{ kN}$$

$$W_{\text{tabuleiro}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 5,00 \times 4,00 \times 0,50 \times 25 = 250 \text{ kN}$$

$$W_{\text{escudo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 0,80 \times 0,50 \times 2,50 \times 25 = 25 \text{ kN}$$

$$W_{\text{escudo submerso}} = 0 \text{ kN}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{base aduela}} + W_{\text{corpo submerso}} + W_{\text{corpo emerso}} + W_{\text{tabuleiro}} + W_{\text{escudo emerso}} + W_{\text{escudo submerso}}$$

$$\text{Logo, } W_{\text{total}} = 30,60 + 331,20 + 414 + 250 + 25 = 1050,80 \text{ kN}$$

Cálculo da força de acostagem:

$$F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN} \rightarrow \text{devido ao tipo de defesa que é neste caso AN 300 E 1.0}$$

❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS

Horizontais:

$$F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN}$$

$B_{\text{acostagem}} = 3,90 \text{ m} \rightarrow$ normalmente considera-se 0,50 m acima do valor da baixa-mar, sendo o valor de 3,90 devido ao facto da ponte-cais se encontrar fundada à cota -3,30 m ; este braço devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$$M_{\text{central}} = F_{\text{acostagem}} \times B_{\text{acostagem}} = 148 \times 3,90 = 577,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{extremidade}} = F_{\text{acostagem}} \times B_{\text{acostagem}} = 148 \times 3,90 = 577,20 \text{ kN.m}$$

Verticais:



$$F_w = 1050,80 \text{ kN}$$

$$B_{w \text{ central}} = 0 \text{ m}$$

$$B_{w \text{ extremidade}} = B/2 = 5,10/2 = 2,55 \text{ m}$$

$$M_{\text{central}} = F_w \times B_{w \text{ central}} = 1050,80 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{extremidade}} = F_w \times B_{w \text{ extremidade}} = 1050,80 \times 2,55 = 2679,54 \text{ kN.m}$$

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w = 1050,80 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{\text{horizontais}} = F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN}$$

$$\text{tg } 40 = 0,84$$

$$\alpha \times \Sigma F_{\text{horizontais}} \leq \Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta)}{\Sigma F_{\text{horizontais}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{1050,80 \times \text{tg}(40)}{148} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 5,96 \rightarrow FS_{\text{deslizamento}} = 5,96$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao deslizamento.



❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = M_{w \text{ extremidade}} = 2679,54 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_{\text{instabilizante}} = M_{\text{acost. extremidade}} = 577,20 \text{ kN.m}$$

$$\alpha \times \Sigma M_{\text{instabilizante}} \leq \Sigma M_{\text{estabilizante}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma M_{\text{estabilizante}}}{\Sigma M_{\text{instabilizante}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{2679,54}{577,20} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 4,64 \rightarrow FS_{\text{derrubamento}} = 4,64$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao derrubamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA EXCENTRICIDADE MÁXIMA (ADUELA BASE 5,10 X 2,00)

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w = 1050,80 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{\text{centrais}} = M_{w \text{ central}} + M_{\text{acost. central}} = 0 + 577,20 = 577,20 \text{ kN.m}$$



$$e = \frac{Msd}{Nsd} = \frac{577,20}{1050,80} = 0,55 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{6} \Leftrightarrow e < \frac{5,10}{6} = 0,85 \text{ m}$$

Logo, visto que $0,55 \text{ m} < 0,85 \text{ m}$, então significa que o valor em questão se situa dentro do núcleo central da sapata e que a segurança em relação à excentricidade máxima é verificada.

Cálculo da tensão uniforme na base da sapata:

$$\sigma_{\text{uniforme}} = \frac{Nsd}{B_{\text{eff}} \times L}$$

Em que:

$$B_{\text{eff}} = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) = 2 \times \left(\frac{5,10}{2} - 0,55 \right) = 4,00 \text{ m}$$

Então:

$$\sigma_{\text{uniforme}} = \frac{Nsd}{B_{\text{eff}} \times L} = \frac{1050,80}{(4,00 \times 2,00)} = 131,30 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{\text{admissivel}}$$

NOTA:

$$\sigma_{\text{admissivel(TOT)}} = 400 \text{ kN/m}^2$$



Combinação 2

Peso próprio + Sobrecarga → Baixa-mar = +0,10 m

Cálculo do peso próprio:

$$W_{\text{base aduela}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 5,10 \times 2,00 \times 0,20 \times 15 = 30,60 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 4,60 \times 1,50 \times 3,20 \times 15 = 331,20 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 4,60 \times 1,50 \times 2,40 \times 25 = 414 \text{ kN}$$

$$W_{\text{tabuleiro}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 5,00 \times 4,00 \times 0,50 \times 25 = 250 \text{ kN}$$

$$W_{\text{escudo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 0,80 \times 0,50 \times 2,50 \times 25 = 25 \text{ kN}$$

$$W_{\text{escudo submerso}} = 0 \text{ Kn}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{base aduela}} + W_{\text{corpo submerso}} + W_{\text{corpo emerso}} + W_{\text{tabuleiro}} + W_{\text{escudo emerso}} + W_{\text{escudo submerso}}$$

$$\text{Logo, } W_{\text{total}} = 30,60 + 331,20 + 414 + 250 + 25 = 1050,80 \text{ kN}$$

Cálculo da Sobrecarga:

$$F_{\text{sobrecarga}} = A_{\text{tabuleiro}} \times Q = 5,0 \times 4,0 \times 10 = 200 \text{ kN}$$



❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS

Verticais:

$$F_w = 1050,80 \text{ kN}$$

$$F_{Sc} = 200 \text{ kN}$$

$$B_{w,Sc \text{ central}} = 0 \text{ m}$$

$$B_{w,Sc \text{ extremidade}} = B/2 = 5,10/2 = 2,55 \text{ m}$$

$$M_{w \text{ central}} = F_w \times B_{w \text{ central}} = 1050,80 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ central}} = F_{Sc} \times B_{Sc \text{ central}} = 200 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{w \text{ extremidade}} = F_w \times B_{w \text{ extremidade}} = 1050,80 \times 2,55 = 2679,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ extremidade}} = F_{Sc} \times B_{Sc \text{ extremidade}} = 200 \times 2,55 = 510 \text{ kN.m}$$

Cálculo da tensão máxima na fundação:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{N}{A} = \frac{(1050,80 + 200)}{(5,10 \times 2,00)} = 122,63 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \sigma_{admissivel}$$

Combinação 3

Peso próprio + Acostagem → Preia-mar = +2,00 m

Cálculo do peso próprio:

$$W_{base \text{ aduela}} = B \times L \times H \times \gamma_{betão \text{ submerso}} = 5,10 \times 2,00 \times 0,20 \times 15 = 30,60 \text{ kN}$$

$$W_{corpo \text{ submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{betão \text{ submerso}} = 4,60 \times 1,50 \times 5,10 \times 15 = 527,85 \text{ kN}$$



$$W_{\text{corpo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 4,60 \times 1,50 \times 0,50 \times 25 = 86,25 \text{ kN}$$

$$W_{\text{tabuleiro}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 5,00 \times 4,00 \times 0,50 \times 25 = 250 \text{ kN}$$

$$W_{\text{escudo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 0,80 \times 0,50 \times 0,50 \times 25 = 5 \text{ kN}$$

$$W_{\text{escudo submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 0,80 \times 0,50 \times 2,00 \times 15 = 12 \text{ kN}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{base aduela}} + W_{\text{corpo submerso}} + W_{\text{corpo emerso}} + W_{\text{tabuleiro}} + W_{\text{escudo emerso}} + W_{\text{escudo submerso}}$$

$$\text{Logo, } W_{\text{total}} = 30,60 + 527,85 + 86,25 + 250 + 5 + 12 = 911,70 \text{ kN}$$

Cálculo da força de acostagem:

$$F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN} \rightarrow \text{devido ao tipo de defesa que é neste caso AN 300 E 1.0}$$

❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS

Horizontais:

$$F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN}$$

$B_{\text{acostagem}} = 5,80 \text{ m} \rightarrow$ normalmente considera-se 0,50 m acima do valor da preia-mar, sendo o valor de 5,80 devido ao facto da ponte-cais se encontrar fundada à cota -3,30 m ; este braço devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$$M_{\text{central}} = F_{\text{acostagem}} \times B_{\text{acostagem}} = 148 \times 5,80 = 858,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{extremidade}} = F_{\text{acostagem}} \times B_{\text{acostagem}} = 148 \times 5,80 = 858,4 \text{ kN.m}$$

Verticais:



$$F_w = 911,70 \text{ kN}$$

$$B_{w \text{ central}} = 0 \text{ m}$$

$$B_{w \text{ extremidade}} = B/2 = 5,10/2 = 2,55 \text{ m}$$

$$M_{\text{central}} = F_w \times B_{w \text{ central}} = 911,70 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{extremidade}} = F_w \times B_{w \text{ extremidade}} = 911,70 \times 2,55 = 2324,84 \text{ kN.m}$$

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w = 911,70 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{\text{horizontais}} = F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN}$$

$$\text{tg } 40 = 0,84$$

$$\alpha \times \Sigma F_{\text{horizontais}} \leq \Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta)}{\Sigma F_{\text{horizontais}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{911,70 \times \text{tg}(40)}{148} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 5,17 \rightarrow FS_{\text{deslizamento}} = 5,17$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao deslizamento.



❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = M_{w \text{ extremidade}} = 2324,84 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_{\text{instabilizante}} = M_{\text{acost. extremidade}} = 858,40 \text{ kN.m}$$

$$\alpha \times \Sigma M_{\text{instabilizante}} \leq \Sigma M_{\text{estabilizante}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma M_{\text{estabilizante}}}{\Sigma M_{\text{instabilizante}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{2324,84}{858,40} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 2,71 \rightarrow FS_{\text{derrubamento}} = 2,71$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao derrubamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA EXCENTRICIDADE MÁXIMA (ADUELA BASE 5,10 X 2,00)

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w = 911,70 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{\text{centrais}} = M_{w \text{ central}} + M_{\text{acost. central}} = 0 + 858,40 = 858,40 \text{ kN.m}$$



$$e = \frac{Msd}{Nsd} = \frac{858,40}{911,70} = 0,94 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{6} \Leftrightarrow e < \frac{5,10}{6} = 0,85 \text{ m}$$

Logo, visto que $0,94 \text{ m} > 0,85 \text{ m}$, então significa que o valor em questão não se situa dentro do núcleo central da sapata e que a segurança em relação à excentricidade máxima não é verificada.

Cálculo da tensão uniforme na base da sapata:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L}$$

Em que:

$$B_{eff} = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) = 2 \times \left(\frac{5,10}{2} - 0,94 \right) = 3,22 \text{ m}$$

Então:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L} = \frac{911,70}{(3,22 \times 2,00)} = 141,70 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{admissivel}$$

NOTA:

$$\sigma_{admissivel(TOT)} = 400 \text{ kN/m}^2$$



Combinação 4

Peso próprio + 50% Sobrecarga + Sismo + Impulso Hidrostático → Nível médio
=+1,00 m

Cálculo do Peso Próprio:

$$W_{\text{base aduela}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 5,10 \times 2,00 \times 0,20 \times 15 = 30,60 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 4,60 \times 1,50 \times 4,10 \times 15 = 424,35 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 4,60 \times 1,50 \times 1,50 \times 25 = 258,75 \text{ kN}$$

$$W_{\text{tabuleiro}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 5,00 \times 4,00 \times 0,50 \times 25 = 250 \text{ kN}$$

$$W_{\text{escudo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 0,80 \times 0,50 \times 2,00 \times 25 = 20 \text{ kN}$$

$$W_{\text{escudo submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 0,80 \times 0,50 \times 0,50 \times 15 = 3 \text{ kN}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{base aduela}} + W_{\text{corpo submerso}} + W_{\text{corpo emerso}} + W_{\text{tabuleiro}} + W_{\text{escudo emerso}} + W_{\text{escudo submerso}}$$

$$\text{Logo, } W_{\text{total}} = 30,60 + 424,35 + 258,75 + 250 + 20 + 3 = 986,70 \text{ kN}$$

Cálculo de 50% Sobrecarga:

$$F_{\text{sobrecarga}} = A_{\text{tabuleiro}} \times Q = 5,0 \times 4,0 \times 5 = 100 \text{ kN}$$

Tendo em conta o coeficiente sísmico horizontal, $K_h = 0,15 \times g$, logo

$$F_{h\text{sobrecarga}} = F_{\text{sobrecarga}} \times K_h = 100 \times 0,15 = 15 \text{ kN}$$

Cálculo das Massas:

$$M_{\text{base}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão}} = 5,10 \times 2,00 \times 0,20 \times 25 = 51 \text{ kN}$$



$$M_{\text{corpo}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão}} = 4,60 \times 1,50 \times 5,60 \times 25 = 966 \text{ kN}$$

$$M_{\text{tabuleiro}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão}} = 5,00 \times 4,00 \times 0,50 \times 25 = 250 \text{ kN}$$

$$M_{\text{escudo}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão}} = 0,80 \times 0,50 \times 2,50 \times 25 = 25 \text{ kN}$$

$$M_{\text{total}} = M_{\text{base}} + M_{\text{corpo}} + M_{\text{tabuleiro}} + M_{\text{escudo}} = 51 + 966 + 250 + 25 = 1292 \text{ kN}$$

Tendo em conta o coeficiente horizontal sísmico, $K_h = 0,15 \times g$, logo

$$F_{h_w} = M_{\text{total}} \times K_h = 1292 \times 0,15 = 193,8 \text{ kN}$$

Tendo em conta o coeficiente vertical sísmico, $K_v = \pm 0,10 \times g$, logo

$$F_{v_w} = M_{\text{total}} \times (+ K_v) = 1292 \times (+ 0,10) = 129,20 \text{ kN}$$

$$F_{v_w} = M_{\text{total}} \times (- K_v) = 1292 \times (- 0,10) = - 129,20 \text{ kN}$$

Cálculo do Centro de Gravidade (Coordenada y):

$$Y_{cg} = \frac{\sum M_i \times y_{i_{cg}}}{M_{total}} = \frac{(M_{base} \times y_{cg}) + (M_{corpo} \times y_{cg}) + (M_{tabuleiro} \times y_{cg}) + (M_{escudo} \times y_{cg})}{M_{total}}$$

$$Y_{cg} = \frac{(51 \times 0,10) + (966 \times 3) + (250 \times 6,05) + (25 \times 5,05)}{1292} = 3,52 \text{ m}$$

Cálculo do Impulso Hidrostático:

A Pressão Hidrodinâmica da Água é calculada através da teoria de Westergaard:

$$q(z) = \frac{7}{8} \gamma_w \cdot k_h \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (\text{kN/m}^2)$$



Onde:

γ_w – Peso volúmico da água (kN/m^3)

K_h – Coeficiente sísmico horizontal

H – Altura de água total (m)

Z – Profundidade no ponto onde se quer calcular o efeito (m)

Neste caso:

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 0,15$$

$$H = 4,30 \text{ m}$$

$$Z = 4,30 \text{ m}$$

O Impulso Hidrostático obtido por aproximação e calculado através de uma folha de Excel tem o valor de 16,16 kN.

Cálculo do Centro de Gravidade (Coordenada y):

$$Y_{cg} = \frac{\sum A \times CG_y}{\sum A} = \frac{43,35}{16,16} = 2,68 \text{ m}$$

O valor de Y_{cg} foi calculado através de uma folha de Excel.

❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS → + K_v

Horizontais:

$$F_{Ihd} = 16,16 \text{ kN}$$

$$F_{hw} = 193,8 \text{ kN}$$

$$F_{hSc} = 15 \text{ kN}$$



$B_{Ihd} = 2,68 \text{ m} \rightarrow$ este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$B_w = 3,52 \text{ m} \rightarrow$ este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$B_{Sc} = 6,30 \text{ m} \rightarrow$ este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$$M_{Ihd \text{ central}} = F_{Ihd} \times B_{Ihd} = 16,16 \times 2,68 = 43,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ihd \text{ extremidade}} = F_{Ihd} \times B_{Ihd} = 16,16 \times 2,68 = 43,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{hw \text{ central}} = F_{hw} \times B_w = 193,8 \times 3,52 = 681,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{hw \text{ extremidade}} = F_{hw} \times B_w = 193,8 \times 3,52 = 681,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ central}} = F_{h_{Sc}} \times B_{Sc} = 15 \times 6,30 = 94,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ extremidade}} = F_{h_{Sc}} \times B_{Sc} = 15 \times 6,30 = 94,50 \text{ kN.m}$$

Verticais:

$$F_w = 986,70 \text{ kN}$$

$$F_{V_w} = 129,20 \text{ kN}$$

$$B_{w;V_w \text{ central}} = 0 \text{ m}$$

$$B_{w;V_w \text{ extremidade}} = B/2 = 5,10/2 = 2,55 \text{ m}$$

$$M_w \text{ central} = F_w \times B_{w \text{ central}} = 986,70 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_w \text{ extremidade} = F_w \times B_{w \text{ extremidade}} = 986,70 \times 2,55 = 2516,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{V_w \text{ central}} = F_{V_w} \times B_{V_w \text{ central}} = 129,20 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{V_w \text{ extremidade}} = F_{V_w} \times B_{V_w \text{ extremidade}} = 129,20 \times 2,55 = 329,46 \text{ kN.}$$



❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{V_w} = 986,70 + 129,20 = 1115,90 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{\text{horizontais}} = F_{Ihd} + F_{h_w} + F_{h_{Sc}} = 16,16 + 193,80 + 15 = 224,96 \text{ kN}$$

$$\text{tg } 40 = 0,84$$

$$\alpha \times \Sigma F_{\text{horizontais}} \leq \Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta)}{\Sigma F_{\text{horizontais}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{1115,90 \times \text{tg}(40)}{224,96} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 4,17 \rightarrow FS_{\text{deslizamento}} = 4,17$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao deslizamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = M_{w \text{ extremidade}} = 2516,09 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{instabilizante}} &= M_{Ihd \text{ extremidade}} + M_{hw \text{ extremidade}} + M_{Sc \text{ extremidade}} - M_{Vw \text{ extremidade}} \\ &= 43,35 + 681,28 + 94,50 - 329,46 = 489,67 \text{ kN.m} \end{aligned}$$



$$\alpha \times \Sigma M_{instabilizante} \leq \Sigma M_{estabilizante} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma M_{estabilizante}}{\Sigma M_{instabilizante}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{2516,09}{489,67} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 5,14 \rightarrow FS_{derrubamento} = 5,14$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao derrubamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA EXCENTRICIDADE MÁXIMA (ADUELA BASE 5,10 X 2,00)

$$\Sigma F_{verticais} = F_w + F_{V_w} = 986,70 + 129,20 = 1115,90 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{centrais} = M_{Ihd \text{ central}} + M_{hw \text{ central}} + M_{Sc \text{ central}}$$

$$= 43,35 + 681,28 + 94,50 = 819,13 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{819,13}{1115,90} = 0,73 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{3} \Leftrightarrow e < \frac{5,10}{3} = 1,70 \text{ m}$$



Logo, visto que $0,73 \text{ m} < 1,70 \text{ m}$, então significa que o valor em questão se situa dentro do núcleo central da sapata e que a segurança em relação à excentricidade máxima é verificada.

Cálculo da tensão uniforme na base da sapata:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L}$$

Em que:

$$B_{eff} = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) = 2 \times \left(\frac{5,10}{2} - 0,73 \right) = 3,63 \text{ m}$$

Então:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L} = \frac{1115,90}{(3,63 \times 2,00)} = 153,63 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{admissivel}$$

NOTA:

$$\sigma_{admissivel(TOT)} = 600 \text{ kN/m}^2$$



❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS → - K_v

Horizontais:

$$F_{Ihd} = 16,16 \text{ kN}$$

$$F_{hw} = 193,8 \text{ kN}$$

$$F_{hSc} = 15 \text{ kN}$$

$B_{Ihd} = 2,68 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$B_w = 3,52 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$B_{Sc} = 6,30 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$$M_{Ihd \text{ central}} = F_{Ihd} \times B_{Ihd} = 16,16 \times 2,68 = 43,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ihd \text{ extremidade}} = F_{Ihd} \times B_{Ihd} = 16,16 \times 2,68 = 43,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{hw \text{ central}} = F_{hw} \times B_w = 193,8 \times 3,52 = 681,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{hw \text{ extremidade}} = F_{hw} \times B_w = 193,8 \times 3,52 = 681,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ central}} = F_{hSc} \times B_{Sc} = 15 \times 6,30 = 94,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ extremidade}} = F_{hSc} \times B_{Sc} = 15 \times 6,30 = 94,50 \text{ kN.m}$$

Verticais:

$$F_w = 986,70 \text{ kN}$$

$$F_{Vw} = - 129,20 \text{ kN}$$

$$B_{w;Vw \text{ central}} = 0 \text{ m}$$

$$B_{w;Vw \text{ extremidade}} = B/2 = 5,10/2 = 2,55 \text{ m}$$

$$M_{w \text{ central}} = F_w \times B_{w \text{ central}} = 986,70 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$



$$M_{w \text{ extremidade}} = F_w \times B_{w \text{ extremidade}} = 986,70 \times 2,55 = 2516,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{Vw \text{ central}} = F_{Vw} \times B_{Vw \text{ central}} = - 129,20 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{Vw \text{ extremidade}} = F_{Vw} \times B_{Vw \text{ extremidade}} = - 129,20 \times 2,55 = - 329,46 \text{ kN.}$$

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{Vw} = 986,70 - 129,20 = 857,50 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{\text{horizontais}} = F_{\text{hd}} + F_{h_w} + F_{h_{Sc}} = 16,16 + 193,80 + 15 = 224,96 \text{ kN}$$

$$\text{tg } 40 = 0,84$$

$$\alpha \times \Sigma F_{\text{horizontais}} \leq \Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta)}{\Sigma F_{\text{horizontais}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{857,50 \times \text{tg}(40)}{224,96} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 3,20 \rightarrow FS_{\text{deslizamento}} = 3,20$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao deslizamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = M_{w \text{ extremidade}} = 2516,09 \text{ kN.m}$$



$$\begin{aligned}\Sigma M_{\text{instabilizante}} &= M_{\text{Ihd}} \text{ extremidade} + M_{\text{hw}} \text{ extremidade} + M_{\text{Sc}} \text{ extremidade} - M_{\text{Vw}} \text{ extremidade} \\ &= 43,35 + 681,28 + 94,50 + 329,46 = 1148,59 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\alpha \times \Sigma M_{\text{instabilizante}} \leq \Sigma M_{\text{estabilizante}} \quad \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma M_{\text{estabilizante}}}{\Sigma M_{\text{instabilizante}}} \quad \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{2516,09}{1148,59} \quad \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 2,19 \rightarrow FS_{\text{derrubamento}} = 2,19$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao derrubamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA EXCENTRICIDADE MÁXIMA (ADUELA BASE 5,10 X 2,00)

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{Vw} = 986,70 - 129,20 = 857,50 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{\text{centrais}} &= M_{\text{Ihd}} \text{ central} + M_{\text{hw}} \text{ central} + M_{\text{Sc}} \text{ central} \\ &= 43,35 + 681,28 + 94,50 = 819,13 \text{ kN.m}\end{aligned}$$



$$e = \frac{Msd}{Nsd} = \frac{819,13}{1115,90} = 0,96 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{3} \Leftrightarrow e < \frac{5,10}{3} = 1,70 \text{ m}$$

Logo, visto que $0,96 \text{ m} < 1,70 \text{ m}$, então significa que o valor em questão se situa dentro do núcleo central da sapata e que a segurança em relação à excentricidade máxima é verificada.

Cálculo da tensão uniforme na base da sapata:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L}$$

Em que:

$$B_{eff} = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) = 2 \times \left(\frac{5,10}{2} - 0,96 \right) = 3,19 \text{ m}$$

Então:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L} = \frac{857,50}{(3,19 \times 2,00)} = 134,43 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{admissivel}$$

NOTA:

$$\sigma_{admissivel(TOT)} = 600 \text{ kN/m}^2$$



1.1.2 PONTE-CAIS ADERENTE À RAMPA-VARADOURO (SOLUÇÃO 3A)

Combinações

Simultaneidade de acções considerada

- | | | |
|-----|------------------------|-----------|
| 1 - | PP + Cab + sc + dh | (Em BM) |
| 2 - | PP + cab +sc | (Em PM) |
| 3- | PP + 50%sc + sis + lhd | (N_médio) |

Em que:

PP – peso próprio

dh – desnível hidrostático

sis – acção sísmica

lhd – Impulso hidrostático

Cab – Força nos cabeços

sc – Sobrecarga

Resultados

Combinação 1

Excentricidades

| JUNTA | EXCENTRIC | ADMISSIVEL |
|-------|-----------|------------|
| +1.90 | 0.174 | 0.767 |



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

P á g i n a 26

| | | |
|-------|-------|-------|
| +0.50 | 0.197 | 0.767 |
| -1.90 | 0.253 | 0.767 |
| -3.30 | 0.304 | 0.767 |

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | Deslizamento | Derrubamento |
|-------|--------------|--------------|
| +1.90 | 5.274 | 13.225 |
| +0.50 | 7.532 | 11.673 |
| -1.90 | 5.103 | 8.390 |
| -3.30 | 4.678 | 6.748 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|--------|--------|
| Tensão | 164.79 |
|--------|--------|

Combinação 2

Excentricidades

| JUNTA | EXCENTRIC | ADMISSIVEL |
|-------|-----------|------------|
| +1.90 | 0.212 | 0.767 |
| +0.50 | 0.253 | 0.767 |
| -1.90 | 0.261 | 0.767 |



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

P á g i n a 27

| | | |
|-------|-------|-------|
| -3.30 | 0.284 | 0.767 |
|-------|-------|-------|

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | Deslizamento | Derrubamento |
|-------|--------------|--------------|
| +1.90 | 4.336 | 10.874 |
| +0.50 | 6.844 | 9.086 |
| -1.90 | 5.938 | 8.031 |
| -3.30 | 5.546 | 7.015 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|--------|--------|
| Tensão | 136.70 |
|--------|--------|

Combinação 3

Excentricidades

| JUNTA | +CV | -CV | ADMISSIVEL |
|-------|-------|-------|------------|
| +1.90 | 0.116 | 0.144 | 1.533 |
| +0.50 | 0.277 | 0.355 | 1.533 |
| -1.90 | 0.567 | 0.712 | 1.533 |



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

| | | | |
|-------|-------|-------|-------|
| -3.30 | 0.734 | 0.927 | 1.533 |
|-------|-------|-------|-------|

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | DESLIZAMENTO | | DERRUBAMENTO | |
|-------|--------------|-------|--------------|--------|
| | +CV | -CV | +CV | -CV |
| +1.90 | 3.607 | 2.987 | 17.956 | 14.918 |
| +0.50 | 2.916 | 2.338 | 7.584 | 6.117 |
| -1.90 | 2.141 | 1.681 | 3.923 | 3.132 |
| -3.30 | 2.115 | 1.650 | 3.000 | 2.389 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|-----|--------|
| +CV | 244.83 |
| -CV | 211.89 |



1.1.3 DOCA DE PÓRTICO (LADO NORTE E SUL DA SOLUÇÃO 3A E LADO SUL DA SOLUÇÃO 3B)

NOTA: Atenção ao facto de no lado sul da solução 3B as aduelas da parede ter as dimensões em planta 5,0 x 1,50m, com 1,50m de altura.

Combinações

Simultaneidade de acções considerada

- | | | |
|-----|------------------------|-----------|
| 1 - | PP + sc + Portico | (Em BM) |
| 2 - | PP + Acost + Portico | (Em PM) |
| 3- | PP + 50%sc + sis + lhd | (N_médio) |

Em que:

PP – peso próprio

dh – desnível hidrostático

sis – acção sísmica

lhd – Impulso hidrostático

Acost – Força de acostagem

sc – Sobrecarga

Pórtico – considera-se a actuação da carga equivalente a 1 roda do pórtico (1/4 da carga do pórtico) a actuar num conjunto de 2 aduelas (colocadas lado a lado).

Combinação 1

Peso próprio + Sobrecarga + Pórtico → Baixa-mar = +0,10 m

Cálculo do peso próprio:



$$W_{\text{corpo submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 4,60 \times 3,00 \times 3,40 \times 15 = 703,80 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 4,60 \times 3,00 \times 2,90 \times 25 = 1000,5 \text{ kN}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{corpo submerso}} + W_{\text{corpo emerso}}$$

$$\text{Logo, } W_{\text{total}} = 703,80 + 1000,5 = 1704,3 \text{ kN}$$

Cálculo da Sobrecarga:

$$F_{\text{sobrecarga}} = A_{\text{conjunto de aduelas}} \times Q = 4,60 \times 3,0 \times 10 = 138 \text{ kN}$$

Cálculo da Força do Pórtico:

Considera-se a actuação da carga equivalente a 1 roda do pórtico (1/4 da carga do pórtico) a actuar num conjunto de 2 aduelas (colocadas lado a lado).

A doca foi dimensionada para suportar um pórtico de 4 rodas de 75 toneladas, isto é, 750 kN.

$$F_{\text{pórtico}} = \frac{1}{4} F_{\text{pórtico}} = 750/4 = 187,50 \text{ kN}$$

❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS

Verticais:

$$F_w = 1704,30 \text{ kN}$$

$$F_{Sc} = 138 \text{ kN}$$

$$F_{\text{pórtico}} = 187,50 \text{ kN}$$

$$B_{w,Sc \text{ central}} = 0 \text{ m}$$



$$B_{\text{pórtico central}} = 1,50 \text{ m}$$

$$B_{w,Sc \text{ extremidade}} = B/2 = 3,00/2 = 1,50 \text{ m}$$

$$B_{\text{pórtico extremidade}} = 0 \text{ m}$$

$$M_w \text{ central} = F_w \times B_w \text{ central} = 1704,3 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ central}} = F_{Sc} \times B_{Sc \text{ central}} = 138 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{pórtico central}} = F_{\text{pórtico}} \times B_{\text{pórtico central}} = 187,50 \times 1,50 = 281,25 \text{ kN.m}$$

$$M_w \text{ extremidade} = F_w \times B_w \text{ extremidade} = 1704,3 \times 1,50 = 2556,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ extremidade}} = F_{Sc} \times B_{Sc \text{ extremidade}} = 138 \times 1,50 = 207 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{pórtico extremidade}} = F_{\text{pórtico}} \times B_{\text{pórtico extremidade}} = 187,50 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

Cálculo da tensão máxima na fundação:

$$\sigma_{\text{uniforme}} = \frac{N}{A} = \frac{(1704,30 + 138 + 187,50)}{(4,60 \times 3,00)} = 147,09 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{\text{admissível}}$$

Combinação 2

Peso próprio + Acostagem + Pórtico → Preia-mar = +2,00 m

Cálculo do Peso Próprio:

$$W_{\text{corpo submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 4,60 \times 3,00 \times 5,30 \times 15 = 1097,1 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 4,60 \times 3,00 \times 1,00 \times 25 = 345 \text{ kN}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{corpo submerso}} + W_{\text{corpo emerso}}$$



Logo, $W_{\text{total}} = 1097,1 + 345 = 1442,10 \text{ kN}$

Cálculo da Força de Acostagem:

$F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN} \rightarrow$ devido ao tipo de defesa que é neste caso AN 300 E 1.0

Cálculo da Força do Pórtico:

$F_{\text{pórtico}} = 187,50 \text{ kN}$

❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS

Horizontais:

$F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN}$

$B_{\text{acostagem}} = 5,80 \text{ m} \rightarrow$ normalmente considera-se 0,50 m acima do valor da preia-mar, sendo o valor de 5,80 devido ao facto da ponte-cais se encontrar fundada à cota -3,30 m ; este braço devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$M_{\text{central}} = F_{\text{acostagem}} \times B_{\text{acostagem}} = 148 \times 5,80 = 858,4 \text{ kN.m}$

$M_{\text{extremidade}} = F_{\text{acostagem}} \times B_{\text{acostagem}} = 148 \times 5,80 = 858,4 \text{ kN.m}$

Verticais:

$F_w = 1442,10 \text{ kN}$

$F_{\text{pórtico}} = 187,50 \text{ kN}$

$B_{w \text{ central}} = 0 \text{ m}$

$B_{\text{pórtico central}} = 1,50 \text{ m}$



$$B_w \text{ extremidade} = B/2 = 3,00/2 = 1,50 \text{ m}$$

$$B_{\text{pórtico}} \text{ extremidade} = 0 \text{ m}$$

$$M_{\text{central}} = F_w \times B_w \text{ central} = 1442,10 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{extremidade}} = F_w \times B_w \text{ extremidade} = 1442,10 \times 1,50 = 2163,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{pórtico central}} = F_{\text{pórtico}} \times B_{\text{pórtico}} \text{ central} = 187,50 \times 1,50 = 281,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{pórtico extremidade}} = F_{\text{pórtico}} \times B_{\text{pórtico}} \text{ extremidade} = 187,50 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{\text{pórtico}} = 1442,10 + 187,50 = 1629,60 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{\text{horizontais}} = F_{\text{acostagem}} = 148 \text{ kN}$$

$$\text{tg } 40 = 0,84$$

$$\alpha \times \Sigma F_{\text{horizontais}} \leq \Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta)}{\Sigma F_{\text{horizontais}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{1629,60 \times \text{tg}(40)}{148} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 9,25 \rightarrow FS_{\text{deslizamento}} = 9,25$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao deslizamento.



❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = M_{w \text{ extremidade}} = 2163,15 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_{\text{instabilizante}} = M_{\text{acost. extremidade}} = 858,40 \text{ kN.m}$$

$$\alpha \times \Sigma M_{\text{instabilizante}} \leq \Sigma M_{\text{estabilizante}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma M_{\text{estabilizante}}}{\Sigma M_{\text{instabilizante}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{2163,65}{858,40} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 2,52 \rightarrow FS_{\text{derrubamento}} = 2,52$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao derrubamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA EXCENTRICIDADE MÁXIMA (ADUELA BASE 4,60 X 3,00)

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{\text{pórtico}} = 1442,10 + 187,50 = 1629,60 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{\text{centrais}} = M_{w \text{ central}} + M_{\text{acost. central}} + M_{\text{pórtico central}} = 0 + 858,40 + 281,25 = 1139,65 \text{ kN.m}$$



$$e = \frac{Msd}{Nsd} = \frac{1139,65}{1629,60} = 0,70 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{6} \Leftrightarrow e < \frac{4,60}{6} = 0,77 \text{ m}$$

Logo, visto que $0,70 \text{ m} < 0,77 \text{ m}$, então significa que o valor em questão se situa dentro do núcleo central da sapata e que a segurança em relação à excentricidade máxima é verificada.

Cálculo da tensão uniforme na base da sapata:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L}$$

Em que:

$$B_{eff} = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) = 2 \times \left(\frac{4,60}{2} - 0,70 \right) = 3,20 \text{ m}$$

Então:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L} = \frac{1629,60}{(3,20 \times 3,00)} = 169,68 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{admissivel}$$

NOTA:

$$\sigma_{admissivel(TOT)} = 400 \text{ kN/m}^2$$



Combinação 3

Peso próprio + 50% Sobrecarga + Sismo + Impulso Hidrostático → Nível médio
=+1,00 m

Cálculo do Peso Próprio:

$$W_{\text{corpo submerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão submerso}} = 4,60 \times 3,00 \times 4,30 \times 15 = 890,10 \text{ kN}$$

$$W_{\text{corpo emerso}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão emerso}} = 4,60 \times 3,00 \times 2,00 \times 25 = 690 \text{ kN}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{corpo submerso}} + W_{\text{corpo emerso}}$$

Logo, $W_{\text{total}} = 890,10 + 690 = 1580,10 \text{ kN}$

Cálculo de 50% Sobrecarga:

$$F_{\text{sobrecarga}} = A_{\text{conjunto de aduelas}} \times Q = 4,60 \times 3,00 \times 5 = 69 \text{ kN}$$

Tendo em conta o coeficiente sísmico horizontal, $K_h = 0,15 \times g$, logo

$$F_{h_{\text{sobrecarga}}} = F_{\text{sobrecarga}} \times K_h = 69 \times 0,15 = 10,35 \text{ kN}$$

Cálculo das Massas:

$$M_{\text{corpo}} = B \times L \times H \times \gamma_{\text{betão}} = 4,60 \times 3,00 \times 6,30 \times 25 = 2173,5 \text{ kN}$$

$$M_{\text{total}} = M_{\text{corpo}} = 2173,5 \text{ kN}$$

Tendo em conta o coeficiente horizontal sísmico, $K_h = 0,15 \times g$, logo

$$F_{h_w} = M_{\text{total}} \times K_h = 2173,5 \times 0,15 = 326,03 \text{ kN}$$

Tendo em conta o coeficiente vertical sísmico, $K_v = \pm 0,10 \times g$, logo



$$F_{V_w} = M_{\text{total}} \times (+ K_v) = 2173,5 \times (+ 0,10) = 217,35 \text{ kN}$$

$$F_{V_w} = M_{\text{total}} \times (- K_v) = 2173,5 \times (- 0,10) = - 217,35 \text{ kN}$$

Cálculo do Centro de Gravidade (Coordenada y):

$$Y_{cg} = \frac{6,30}{2} = 3,15 \text{ m}$$

Cálculo do Impulso Hidrostático:

A Pressão Hidrodinâmica da Água é calculada através da teoria de Westergaard:

$$q(z) = \frac{7}{8} \gamma_w \cdot k_h \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (\text{kN/m}^2)$$

Onde:

γ_w – Peso volúmico da água (kN/m^3)

K_h – Coeficiente sísmico horizontal

H – Altura de água total (m)

Z – Profundidade no ponto onde se quer calcular o efeito (m)

Neste caso:

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 0,15$$

$$H = 4,30 \text{ m}$$

$$Z = 4,30 \text{ m}$$

O Impulso Hidrostático obtido por aproximação e calculado através de uma folha de Excel tem o valor de 16,16 kN.



Cálculo do Centro de Gravidade (Coordenada y):

$$Y_{cg} = \frac{\sum A \times CG_y}{\sum A} = \frac{43,35}{16,16} = 2,68 \text{ m}$$

O valor de Y_{cg} foi calculado através de uma folha de Excel.

❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS → + K_v

Horizontais:

$$F_{Ihd} = 16,16 \text{ kN}$$

$$F_{hw} = 326,03 \text{ kN}$$

$$F_{hSc} = 10,35 \text{ kN}$$

$B_{Ihd} = 2,68 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$B_w = 3,15 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$B_{Sc} = 6,30 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$$M_{Ihd \text{ central}} = F_{Ihd} \times B_{Ihd} = 16,16 \times 2,68 = 43,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ihd \text{ extremidade}} = F_{Ihd} \times B_{Ihd} = 16,16 \times 2,68 = 43,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{hw \text{ central}} = F_{hw} \times B_w = 326,03 \times 3,15 = 1026,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{hw \text{ extremidade}} = F_{hw} \times B_w = 326,03 \times 3,15 = 1026,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ central}} = F_{hSc} \times B_{Sc} = 10,35 \times 6,30 = 65,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ extremidade}} = F_{hSc} \times B_{Sc} = 10,35 \times 6,30 = 65,21 \text{ kN.m}$$



Verticais:

$$F_w = 1580,10 \text{ kN}$$

$$F_{V_w} = 217,35 \text{ kN}$$

$$B_{w;V_w \text{ central}} = 0 \text{ m}$$

$$B_{w;V_w \text{ extremidade}} = B/2 = 3,00/2 = 1,50 \text{ m}$$

$$M_{w \text{ central}} = F_w \times B_{w \text{ central}} = 1580,10 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{w \text{ extremidade}} = F_w \times B_{w \text{ extremidade}} = 1580,10 \times 1,50 = 2370,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{V_w \text{ central}} = F_{V_w} \times B_{V_w \text{ central}} = 217,35 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{V_w \text{ extremidade}} = F_{V_w} \times B_{V_w \text{ extremidade}} = 217,35 \times 1,50 = 326,03 \text{ kN.}$$

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{V_w} = 1580,10 + 217,35 = 1797,45 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{\text{horizontais}} = F_{Ihd} + F_{h_w} + F_{h_{Sc}} = 16,16 + 326,03 + 10,35 = 352,54 \text{ kN}$$

$$\text{tg } 40 = 0,84$$

$$\alpha \times \Sigma F_{\text{horizontais}} \leq \Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta)}{\Sigma F_{\text{horizontais}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{1797,45 \times \text{tg}(40)}{352,54} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 4,28 \rightarrow FS_{\text{deslizamento}} = 4,28$$

α – Coeficiente de segurança



- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao deslizamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = M_{\text{w extremidade}} = 2370,15 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{instabilizante}} &= M_{\text{Ihd extremidade}} + M_{\text{hw extremidade}} + M_{\text{Sc extremidade}} - M_{\text{Vw extremidade}} \\ &= 43,35 + 1026,98 + 65,21 - 326,03 = 809,51 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\alpha \times \Sigma M_{\text{instabilizante}} \leq \Sigma M_{\text{estabilizante}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma M_{\text{estabilizante}}}{\Sigma M_{\text{instabilizante}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{2370,15}{809,51} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 2,93 \rightarrow FS_{\text{derrubamento}} = 2,93$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao derrubamento.



❖ VERIFICAÇÃO DA EXCENTRICIDADE MÁXIMA (ADUELA BASE 4,60 X 3,00)

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{V_w} = 1580,10 + 217,35 = 1797,45 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{centrais}} &= M_{\text{Ihd central}} + M_{\text{Hw central}} + M_{\text{Sc central}} \\ &= 43,35 + 1026,98 + 65,21 = 1135,54 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{1135,54}{1797,45} = 0,63 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{3} \Leftrightarrow e < \frac{4,60}{3} = 1,53 \text{ m}$$

Logo, visto que $0,63 \text{ m} < 1,53 \text{ m}$, então significa que o valor em questão se situa dentro do núcleo central da sapata e que a segurança em relação à excentricidade máxima é verificada.

Cálculo da tensão uniforme na base da sapata:

$$\sigma_{\text{uniforme}} = \frac{N_{sd}}{B_{\text{eff}} \times L}$$

Em que:

$$B_{\text{eff}} = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) = 2 \times \left(\frac{4,60}{2} - 0,63 \right) = 3,34 \text{ m}$$



Então:

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L} = \frac{1797,45}{(3,34 \times 3,00)} = 179,57 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{admissivel}$$

NOTA:

$$\sigma_{admissivel(TOT)} = 600 \text{ kN/m}^2$$

❖ CÁLCULO DAS FORÇAS E MOMENTOS → - K_v

Horizontais:

$$F_{lhd} = 16,16 \text{ kN}$$

$$F_{hw} = 326,03 \text{ kN}$$

$$F_{hSc} = 10,35 \text{ kN}$$

$B_{lhd} = 2,68 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$B_w = 3,15 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$B_{Sc} = 6,30 \text{ m}$ → este valor devido ao facto de a força ser horizontal é igual para o centro ou para a extremidade.

$$M_{lhd \text{ central}} = F_{lhd} \times B_{lhd} = 16,16 \times 2,68 = 43,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{lhd \text{ extremidade}} = F_{lhd} \times B_{lhd} = 16,16 \times 2,68 = 43,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{hw \text{ central}} = F_{hw} \times B_w = 326,03 \times 3,15 = 1026,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{hw \text{ extremidade}} = F_{hw} \times B_w = 326,03 \times 3,15 = 1026,98 \text{ kN.m}$$



$$M_{Sc \text{ central}} = F_{h_{Sc}} \times B_{Sc} = 10,35 \times 6,30 = 65,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sc \text{ extremidade}} = F_{h_{Sc}} \times B_{Sc} = 10,35 \times 6,30 = 65,21 \text{ kN.m}$$

Verticais:

$$F_w = 1580,10 \text{ kN}$$

$$F_{V_w} = - 217,35 \text{ kN}$$

$$B_{w;V_w \text{ central}} = 0 \text{ m}$$

$$B_{w;V_w \text{ extremidade}} = B/2 = 3,00/2 = 1,50 \text{ m}$$

$$M_w \text{ central} = F_w \times B_w \text{ central} = 1580,10 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_w \text{ extremidade} = F_w \times B_w \text{ extremidade} = 1580,10 \times 1,50 = 2370,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{V_w \text{ central}} = F_{V_w} \times B_{V_w \text{ central}} = - 217,35 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{V_w \text{ extremidade}} = F_{V_w} \times B_{V_w \text{ extremidade}} = - 217,35 \times 1,50 = - 326,03 \text{ kN.m}$$

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{V_w} = 1580,10 - 217,35 = 1362,75 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{\text{horizontais}} = F_{I_{hd}} + F_{h_w} + F_{h_{Sc}} = 16,16 + 326,03 + 10,35 = 352,54 \text{ kN}$$

$$\text{tg } 40 = 0,84$$

$$\alpha \times \Sigma F_{\text{horizontais}} \leq \Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma F_{\text{verticais}} \times \text{tg}(\delta)}{\Sigma F_{\text{horizontais}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{1362,75 \times \text{tg}(40)}{352,54} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 3,25 \rightarrow FS_{\text{deslizamento}} = 3,25$$



α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao deslizamento.

❖ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = M_{w \text{ extremidade}} = 2370,15 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{instabilizante}} &= M_{Ihd \text{ extremidade}} + M_{hw \text{ extremidade}} + M_{Sc \text{ extremidade}} - M_{Vw \text{ extremidade}} \\ &= 43,35 + 1026,98 + 65,21 + 326,03 = 1461,57 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\alpha \times \Sigma M_{\text{instabilizante}} \leq \Sigma M_{\text{estabilizante}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq \frac{\Sigma M_{\text{estabilizante}}}{\Sigma M_{\text{instabilizante}}} \Leftrightarrow \alpha \leq \frac{2370,15}{1461,57} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha \leq 1,62 \rightarrow FS_{\text{derrubamento}} = 1,62$$

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

Logo, é verificada a segurança ao derrubamento.



❖ VERIFICAÇÃO DA EXCENRICIDADE MÁXIMA (ADUELA BASE 4,60 X 3,00)

$$\Sigma F_{\text{verticais}} = F_w + F_{V_w} = 1580,10 - 217,35 = 1362,75 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{centrais}} &= M_{\text{Ihd central}} + M_{\text{hw central}} + M_{\text{Sc central}} \\ &= 43,35 + 1026,98 + 65,21 = 1135,54 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{1135,54}{1362,75} = 0,83 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{3} \Leftrightarrow e < \frac{4,60}{3} = 1,53 \text{ m}$$

Logo, visto que $0,83 \text{ m} < 1,53 \text{ m}$, então significa que o valor em questão se situa dentro do núcleo central da sapata e que a segurança em relação à excentricidade máxima é verificada.

Cálculo da tensão uniforme na base da sapata:

$$\sigma_{\text{uniforme}} = \frac{N_{sd}}{B_{\text{eff}} \times L}$$

Em que:

$$B_{\text{eff}} = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) = 2 \times \left(\frac{4,60}{2} - 0,83 \right) = 2,93 \text{ m}$$

Então:



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

P á g i n a 46

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L} = \frac{1362,75}{(2,93 \times 3,00)} = 154,85 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \sigma_{admissivel}$$

NOTA:

$$\sigma_{admissivel(TOT)} = 600 \text{ kN} / \text{m}^2$$



1.1.4 PONTE-CAIS ADERENTE (SOLUÇÃO 3B)

Combinações

Simultaneidade de acções considerada

- | | | |
|-----|------------------------|-----------|
| 1 - | PP + Cab + sc + dh | (Em BM) |
| 2 - | PP + cab +sc | (Em PM) |
| 3- | PP + 50%sc + sis + lhd | (N_médio) |

Em que

PP – peso próprio

dh – desnível hidrostático

sis – acção sísmica

lhd – Impulso hidrostático

Cab – Força nos cabeços

sc – Sobrecarga

Resultados

Combinação 1

Excentricidades

| JUNTA | EXCENTRIC | ADMISSIVEL |
|-------|-----------|------------|
| | | |



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

P á g i n a 48

| | | |
|-------|-------|-------|
| +1.20 | 0.148 | 0.833 |
| -0.30 | 0.184 | 0.833 |
| -1.80 | 0.265 | 0.833 |
| -3.30 | 0.391 | 0.833 |

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | Deslizamento | Derrubamento |
|-------|--------------|--------------|
| +1.20 | 4.130 | 14.031 |
| -0.30 | 4.231 | 10.416 |
| -1.80 | 3.649 | 7.395 |
| -3.30 | 3.510 | 5.238 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|--------|--------|
| Tensão | 188.31 |
|--------|--------|

Combinação 2

Excentricidades

| JUNTA | EXCENTRIC | ADMISSIVEL |
|-------|-----------|------------|
| +1.20 | 0.181 | 0.833 |
| -0.30 | 0.241 | 0.833 |
| -1.80 | 0.286 | 0.833 |



| | | |
|-------|-------|-------|
| -3.30 | 0.373 | 0.833 |
|-------|-------|-------|

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | Deslizamento | Derrubamento |
|-------|--------------|--------------|
| +1.20 | 3.461 | 11.615 |
| -0.30 | 3.754 | 8.281 |
| -1.80 | 3.936 | 6.918 |
| -3.30 | 4.092 | 5.427 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|--------|--------|
| Tensão | 157.90 |
|--------|--------|

Combinação 3

Excentricidades

| JUNTA | +CV | -CV | ADMISSIVEL |
|-------|-------|-------|------------|
| +1.20 | 0.119 | 0.142 | 1.667 |
| -0.30 | 0.303 | 0.371 | 1.667 |
| -1.80 | 0.519 | 0.647 | 1.667 |
| -3.30 | 0.857 | 1.071 | 1.667 |



Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | DESLIZAMENTO | | DERRUBAMENTO | |
|-------|--------------|-------|--------------|--------|
| | +CV | -CV | +CV | -CV |
| +1.20 | 2.973 | 2.488 | 16.940 | 14.311 |
| -0.30 | 2.196 | 1.792 | 6.902 | 5.729 |
| -1.80 | 1.810 | 1.441 | 4.215 | 3.444 |
| -3.30 | 1.764 | 1.396 | 2.671 | 2.175 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|-----|--------|
| +CV | 278.80 |
| -CV | 242.81 |



1.1.5 ZONA DO TERRAPLENO POSTERIOR À DOCA DE PÓRTICO (SOLUÇÃO 3B)

Combinações

Simultaneidade de acções considerada

- | | | |
|-----|------------------------|-----------|
| 1 - | PP + Cab + sc + dh | (Em BM) |
| 2 - | PP + cab +sc | (Em PM) |
| 3- | PP + 50%sc + sis + lhd | (N_médio) |

Em que

PP – peso próprio

dh – desnível hidrostático

sis – acção sísmica

lhd – Impulso hidrostático

Cab – Força nos cabeços

sc – Sobrecarga

Resultados

Combinação 1

Excentricidades

| | | |
|-------|-----------|------------|
| JUNTA | EXCENTRIC | ADMISSIVEL |
|-------|-----------|------------|



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

P á g i n a 52

| | | |
|-------|-------|-------|
| +1.80 | 0.227 | 0.587 |
| -0.30 | 0.342 | 0.587 |
| -2.30 | 0.570 | 0.587 |

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | Deslizamento | Derrubamento |
|-------|--------------|--------------|
| +1.80 | 2.856 | 6.856 |
| -0.30 | 2.866 | 4.822 |
| -2.30 | 2.531 | 2.937 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|--------|--------|
| Tensão | 207.72 |
|--------|--------|

Combinação 2

Excentricidades

| JUNTA | EXCENTRIC | ADMISSIVEL |
|-------|-----------|------------|
| +1.80 | 0.276 | 0.587 |
| -0.30 | 0.428 | 0.587 |
| -2.30 | 0.589 | 0.587 |



Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | Deslizamento | Derrubamento |
|-------|--------------|--------------|
| +1.80 | 2.395 | 5.687 |
| -0.30 | 2.583 | 3.878 |
| -2.30 | 2.773 | 2.804 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|--------|--------|
| Tensão | 174.92 |
|--------|--------|

Combinação 3

Excentricidades

| JUNTA | +CV | -CV | ADMISSIVEL |
|-------|-------|-------|------------|
| +1.80 | 0.130 | 0.155 | 1.173 |
| -0.30 | 0.446 | 0.532 | 1.173 |
| -2.30 | 0.918 | 1.109 | 1.173 |

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | DESLIZAMENTO | | DERRUBAMENTO | |
|-------|--------------|-------|--------------|-------|
| | +CV | -CV | +CV | -CV |
| +1.80 | 2.703 | 2.280 | 10.891 | 9.303 |
| -0.30 | 1.815 | 1.492 | 3.675 | 3.092 |



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

| | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|
| -2.30 | 1.565 | 1.267 | 1.851 | 1.545 |
|-------|-------|-------|-------|-------|

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|-----|--------|
| +CV | 319.91 |
| -CV | 317.11 |



1.1.6 CAIS DO CONTRA-MOLHE (SOLUÇÃO 3B)

Combinações

Simultaneidade de acções considerada

- | | | |
|-----|------------------------|-----------|
| 1 - | PP + Cab + sc + dh | (Em BM) |
| 2 - | PP + cab +sc | (Em PM) |
| 3- | PP + 50%sc + sis + lhd | (N_médio) |

Em que

PP – peso próprio

dh – desnível hidrostático

sis – acção sísmica

lhd – Impulso hidrostático

Cab – Força nos cabeços

sc – Sobrecarga

Resultados

Combinação 1

Excentricidades

| JUNTA | EXCENTRIC | ADMISSIVEL |
|-------|-----------|------------|
| +0.70 | 0.395 | 0.417 |
| 1.30 | 0.493 | 0.494 |
| -3.30 | 0.348 | 0.550 |



Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | Deslizamento | Derrubamento |
|-------|--------------|--------------|
| +0.70 | 2.139 | 3.064 |
| 1.30 | 2.270 | 3.065 |
| -3.30 | 2.147 | 2.590 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|--------|--------|
| Tensão | 195.22 |
|--------|--------|

Combinação 2

Excentricidades

| JUNTA | EXCENTRIC | ADMISSIVEL |
|-------|-----------|------------|
| +0.70 | 0.362 | 0.417 |
| 1.30 | 0.476 | 0.494 |
| -3.30 | 0.339 | 0.550 |

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | Deslizamento | Derrubamento |
|-------|--------------|--------------|
| +0.70 | 1.700 | 2.368 |
| 1.30 | 2.271 | 2.661 |
| -3.30 | 2.461 | 2.629 |



Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|--------|--------|
| Tensão | 162.16 |
|--------|--------|

Combinação 3

Excentricidades

| JUNTA | +CV | -CV | ADMISSIVEL |
|-------|-------|-------|------------|
| +0.70 | 0.241 | 0.278 | 0.833 |
| 1.30 | 0.618 | 0.738 | 1.029 |
| -3.30 | 0.760 | 0.998 | 1.100 |

Coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento

| JUNTA | DESLIZAMENTO | | DERRUBAMENTO | |
|-------|--------------|-------|--------------|-------|
| | +CV | -CV | +CV | -CV |
| +0.70 | 2.107 | 1.784 | 4.829 | 4.180 |
| 1.30 | 1.545 | 1.262 | 2.447 | 2.060 |
| -3.30 | 1.387 | 1.120 | 1.711 | 1.432 |

Tensões na Fundação (kgf.cm²)

| | |
|-----|--------|
| +CV | 315.36 |
| -CV | 328.46 |