

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS DE GALPÃO INDUSTRIAL**

LINEKER MAX GOULART COELHO

Sumário

INTRODUÇÃO	4
OBJETIVOS	4
MATERIAL E MÉTODOS	4
NORMAS	4
SOFTWARES UTILIZADOS	4
PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	5
DADOS GEOTÉCNICOS	5
DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	6
SOLUÇÃO ESTRUTURAL	7
AÇÕES CONSIDERADAS	7
COMBINAÇÕES DE CÁLCULO	7
Combinações para calculo de tensões sobre o terreno e deslocamentos: Ações características	7
E.L.U. Concreto em fundações	8
Esforços de cálculo	8
RESULTADOS	9
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	9
Dimensionamento estrutural dos blocos	9
Bloco tipo 1	10
Bloco tipo 2	15
Bloco tipo 3	17
Dimensionamento estrutural estacas	19
Dimensionamento ao esforço cortante – Armadura longitudinal	20
Estacas dos blocos tipo 1	20

Verificação aos esforços cortantes e de compressão	22
Estacas dos blocos tipo 2	25
Estacas dos blocos tipo 3	30
DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	32
Verificação da capacidade de carga	32
Estacas dos blocos tipo 1	32
Estacas dos blocos tipo 2	35
Estacas dos blocos tipo 3	36
Verificação dos Recalques	37
Estacas dos blocos tipo 1	37
Estacas dos blocos tipo 2 e 3	39
Recalque Diferencial	39
CONCLUSÃO	39
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	40

Introdução

As edificações industriais são compostas por sistemas complexos que exigem estruturas que são muitas vezes especiais e/ou pouco convencionais cujo projeto exige o desenvolvimento de soluções arrojadas e inovadoras ou mesmo a combinação harmônica entre alternativas já amplamente utilizadas. Sendo assim, o engenheiro apresenta papel fundamental na definição e compatibilização das várias estruturas adotadas. No caso das fundações particularmente, a definição da tecnologia a ser utilizada envolve o estudo das características do solo, grandeza e natureza das cargas a serem suportadas, tecnologias disponíveis e aspectos econômicos.

Além disso, deve-se chamar a atenção quanto ao dimensionamento das fundações o qual deve atender não apenas os critérios de resistência, mas também aos limites de recalques. Estes merecem atenção especial, pois podem impedir a perfeita utilização das estruturas bem como comprometer a segurança da estrutura devido ao surgimento de sobrecargas de recalque superiores as previstas em projeto.

No caso de edificações industriais, particularmente, muitas vezes na mesma área existem fundações rasas e profundas as quais podem apresentar comportamento do ponto de vista de recalques bem distintos. Sendo assim, é necessária uma análise detalhada de modo a limitar recalques absolutos e diferenciais para que estes sejam compatíveis evitando assim o mau funcionamento de equipamentos ou o comprometimento das funções da edificação devido a deformações diferenciais excessivas.

Objetivos

Apresentar a metodologia utilizada no dimensionamento geométrico, geotécnico e estrutural das fundações profundas de um galpão industrial bem como os resultados obtidos.

Material e métodos

Normas

- NBR 6118 (2007) Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento
- NBR 6122 (2010) Projeto e Execução de Fundações
- NBR 6123 (1980) Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 6120 (1980) Cargas para o cálculo de estruturas
- NBR 8681 (2003) Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento

Softwares Utilizados

- CYPECAD
- ESBELT
- STRAP

Propriedades dos materiais

- Concreto Estrutural: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Aço CA-50: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Classe de agressividade ambiental: III
- Cobrimento: 4 cm

Dados geotécnicos

Com base nas informações do documento de referência RL-VAL-12549-CVL-001 foram dotadas as informações geotécnicas do furo de sondagem mais desfavorável: SP-09.

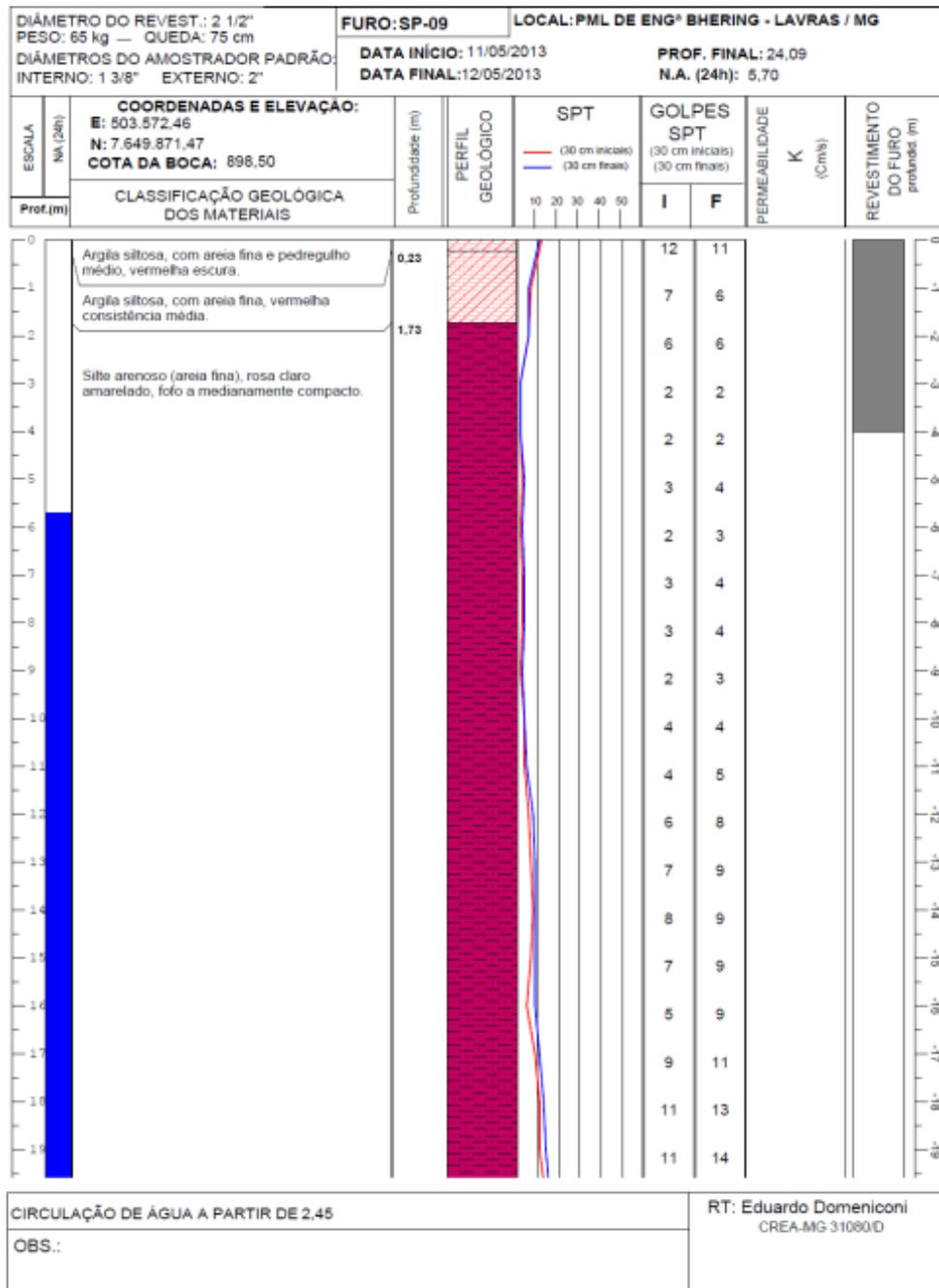


Figura 1 – Sondagem Furo SP09 – Parte 1

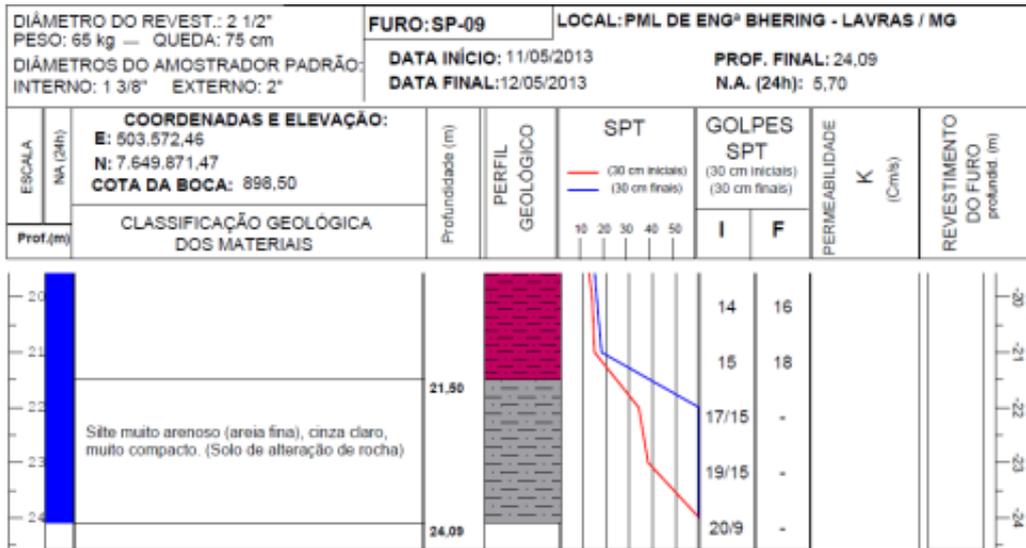


Figura 2 – Sondagem Furo SP09 - Parte 2

Descrição da estrutura

A Figura 3 apresenta o arranjo geral do galpão industrial para o qual a fundação será dimensionada, possuindo 96 metros de comprimento e 30 metros de largura.

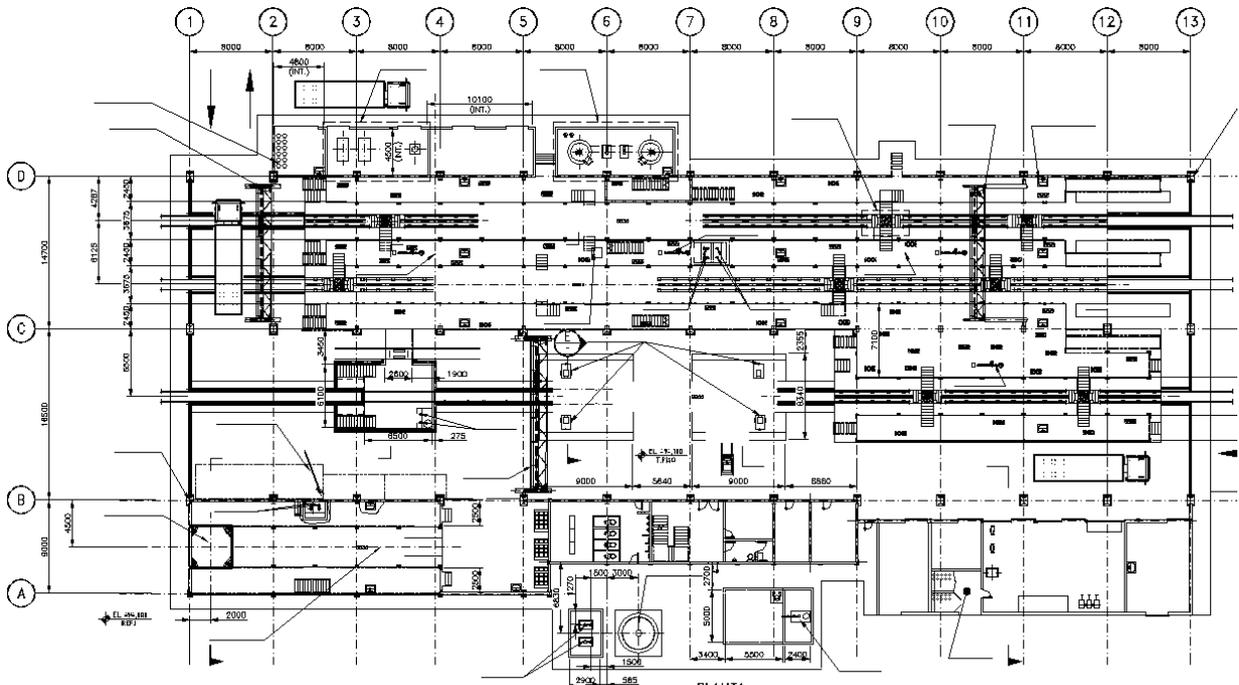


Figura 3 – Arranjo do novo galpão do PML.

Solução estrutural

O galpão é construído em pórticos de estrutura metálica os quais estão apoiadas nos blocos de fundação.

Ações consideradas

Carregamentos superestrutura metálica

Foram aplicados no topo dos pilaretes dos blocos de fundação os carregamentos mais desfavoráveis resultantes das combinações do projeto da superestrutura metálica do galpão, sendo eles:

- Peso próprio das estruturas metálicas;
- Carga dinâmica das pontes rolantes;
- Sobrecargas da estrutura metálica;
- Sobrecarga devido ao vento.

Combinações de cálculo

A partir dos carregamentos característicos obteve-se o valor dos esforços máximos de cálculo por meio das combinações de cálculo conforme NBR 6120 e 6118. Sendo:

G_k Ação permanente

Q_k Ação variável

γ_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento
($i > 1$)

$\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal

$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento
($i > 1$)

Combinações para cálculo de tensões sobre o terreno e deslocamentos: Ações características

Tabela 1 – Combinações e coeficientes – ações características.

Comb.	AP	SCU	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000					
2	1.000	1.000				
3	1.000		1.000			
4	1.000	1.000	1.000			
5	1.000			1.000		
6	1.000	1.000		1.000		
7	1.000				1.000	
8	1.000	1.000			1.000	
9	1.000					1.000
10	1.000	1.000				1.000

E.L.U. Concreto em fundações

Uso da edificação: Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas.

Tabela 2 – Combinações e coeficientes – ações de cálculo.

Comb.	AP	SCU	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000					
2	1.400					
3	1.000	1.400				
4	1.400	1.400				
5	1.000		1.400			
6	1.400		1.400			
7	1.000	1.120	1.400			
8	1.400	1.120	1.400			
9	1.000	1.400	0.840			
10	1.400	1.400	0.840			
11	1.000			1.400		
12	1.400			1.400		
13	1.000	1.120		1.400		
14	1.400	1.120		1.400		
15	1.000	1.400		0.840		
16	1.400	1.400		0.840		
17	1.000				1.400	
18	1.400				1.400	
19	1.000	1.120			1.400	
20	1.400	1.120			1.400	
21	1.000	1.400			0.840	
22	1.400	1.400			0.840	
23	1.000					1.400
24	1.400					1.400
25	1.000	1.120				1.400
26	1.400	1.120				1.400
27	1.000	1.400				0.840
28	1.400	1.400				0.840

Esforços de cálculo

Além destas cargas aplicadas no topo do pilar tem-se ainda os esforços devido ao peso próprio das estruturas de concreto. Os esforços de cálculo resultantes das combinações mais desfavoráveis aplicados no topo dos pilaretes dos blocos para a combinação dos carregamentos acima descritos são:

- n: esforço normal (kN)
- t: Esforço de torção (kN)
- mx: momento com relação ao eixo Y (kNm)
- my: momento com relação ao eixo X (kNm)

- q_x : cortante no eixo X (kN)
- q_y : cortante no eixo Y (kN)

Tabela 3 – Esforço máximo de cálculo Pilaretes dos blocos tipo 1

Combinação	N	Mx	my	q_x	Qy	T
1	-35	-0,408	6	-0,257	0,866	-0,011
2	-16	-0,481	-142	0,484	18	0,112
3	1.720	-0,095	318	0,01	14	0,001
4	1.599	-0,578	434	33	33	0,124
5	535	-3	434	6	-61	-1
6	132	-2	-319	46	37	-0,735
7	623	-1	-172	-50	-1	-1
8	594	-0,17	-170	-60	-5	-1
9	954	-3	326	13	-102	-1
10	1.516	-3	15	16	-76	-0,8
11	66	-1	-295	-16	36	-1
12	1.046	0,337	352	-12	-106	-0,926
13	472	-2	-392	-60	34	-2

Tabela 4 – Esforço máximo de cálculo Pilaretes Blocos tipo 2.

Combinação	N	mx	My	Qx	Qy
1	187,309	-0,006	15,82	-0,027	-9,309
2	180,129	-0,011	25,236	-0,025	-14,591
3	192,181	-0,235	-3,982	-0,236	2,341
4	178,204	-0,011	24,741	-0,024	-14,381
5	25,236	-0,004	-0,011	-14,591	180,129
6	98,11	-4,068	8,029	-7,088	-4,722

Tabela 5 – Esforço máximo de cálculo Pilaretes dos blocos tipo 3.

Combinação	N	mx	My	Qx	Qy
1	7	21	0	7	0

Resultados

Dimensionamento estrutural

Dimensionamento estrutural dos blocos

Foram dimensionados três tipos de blocos. A seguir são apresentadas os resultados de dimensionamento para as condições mais desfavoráveis para cada tipo de bloco.

Bloco tipo 1

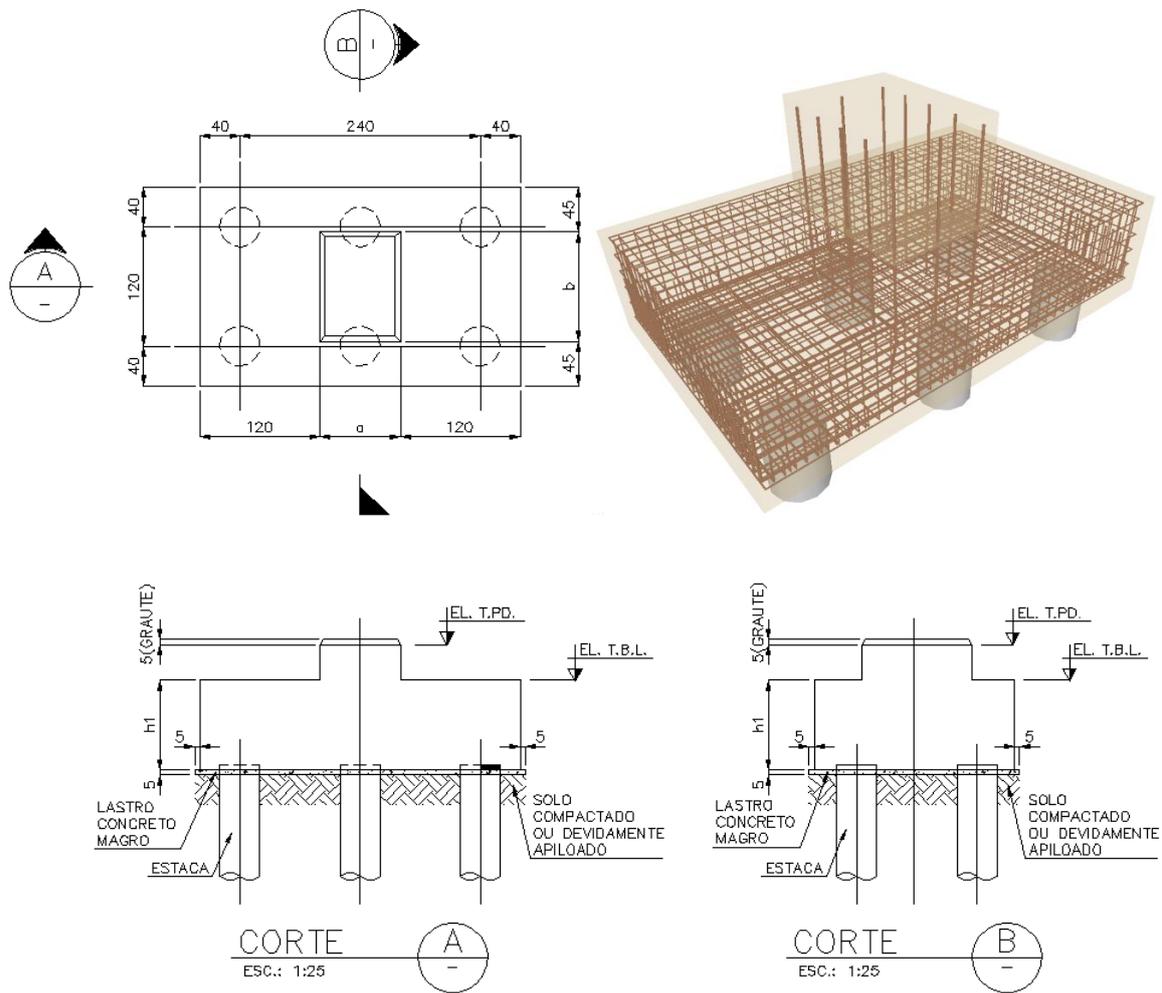


Figura 4 – Bloco tipo 1.

Dados Armaduras:

- Malha inferior X: $\text{Ø}10\text{c}/15$
- Malha inferior Y: $\text{Ø}10\text{c}/15$
- Malha superior X: $\text{Ø}12.5\text{c}/15$
- Malha superior Y: $\text{Ø}12.5\text{c}/15$
- Armadura perimetral: 6 $\text{Ø}10$, trespasse 33 cm
- Viga paralela X: Armadura inferior: 10 $\text{Ø}16$
- Viga paralela Y: Armadura inferior: 10 $\text{Ø}10$

Tabela 6 – Dimensionamento do bloco tipo 1.

Verificação	Valores	Estado
Distância mínima a partir do pilar: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.05 m Calculado: 0.45	Passa

<p>Distância mínima a partir do perímetro da estaca:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Direção qualquer: <p><i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i></p>	<p>Mínimo: 0.15 m Calculado: 0.2 m</p>	<p>Passa</p>
<p>Altura mínima do bloco:</p> <p><i>Artigo 59.8.1 (norma EHE-98)</i></p>	<p>Mínimo: 0.4 m Calculado: 0.9 m</p>	<p>Passa</p>
<p>Espaço para ancorar arranques na fundação:</p>	<p>Mínimo: 36.4326 Calculado: 83 cm</p>	<p>Passa</p>
<p>Espaçamento mínimo entre eixos de estacas:</p> <p><i>Critério da CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Mínimo: 1.2 m Calculado: 1.2 m</p>	<p>Passa</p>
<p>Largura mínima de estacas:</p> <p><i>Critério da CYPE Ingenieros.</i></p>	<p>Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.4 m</p>	<p>Passa</p>
<p>Espaçamento máximo da armadura de positivos:</p> <p><i>Artigo 42.3.1 (norma EHE-98)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Direção X (Viga lateral): - Direção Y (Viga lateral): 	<p>Máximo: 0.3 m Calculado: 0.06 Calculado: 0.06</p>	<p>Passa Passa</p>
<p>Espaçamento mínimo entre malhas:</p> <p><i>Artigo 67.3.1 (norma EHE-98)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Malha superior - X: - Malha superior - Y: - Malha inferior - X: - Malha inferior - Y: 	<p>Mínimo: 0.02 m Calculado: 0.1375 Calculado: 0.1375 Calculado: 0.14 Calculado: 0.14</p>	<p>Passa Passa Passa Passa</p>
<p>Espaçamento máximo entre malhas:</p> <p><i>Artigo 42.3.1 (norma EHE-98)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Malha superior - X: 	<p>Máximo: 0.3 m Calculado: 0.1375</p>	<p>Passa</p>

- Malha superior - Y:	Calculado: 0.1375	Passa
- Malha inferior - X:	Calculado: 0.14	Passa
- Malha inferior - Y:	Calculado: 0.14	Passa
Espaçamento mínimo entre diâmetros da armadura perimetral:		
- Estribos qualquer: <i>Artigo 67.3.1 (norma EHE-98)</i>	Mínimo: 0.02 m Calculado:	Passa
Espaçamento máximo entre diâmetros da armadura		
- Estribos qualquer: <i>Artigo 42.3.1 (norma EHE-98)</i>	Máximo: 0.3 m Calculado:	Passa
Diâmetro mínimo armaduras:		
- Estribos perimetrais: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: 10 mm Calculado: 10 mm	Passa
Diâmetro mínimo barras horizontais:		
<i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: 10 mm Calculado: 10 mm	Passa
Área máxima de armadura:		
<i>Critério do Eurocódigo (CEB)</i>		
- Direção X:	Máximo: 723.6 Calculado: 77.07	Passa
- Direção Y:	Máximo: 1159.2 Calculado:	Passa
Quantia geométrica mínima:		
- Armadura longitudinal: <i>Artigo 42.3.5 (norma EHE-98)</i>	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.002	Passa
Capacidade portante da estaca:		
<i>Valor introduzido pelo usuário</i>	Máximo: 420 kN Calculado: 385	Passa

<p>Compressão máxima:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Nó de bloco de coroamento de estacas rígido (Ações) <p><i>Norma EHE. Artigo 59.4.1.2.</i></p>	<p>Máximo: 1884.95 Calculado:</p>	<p>Passa</p>
<p>Tração nas bielas do concreto:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ações estáticas: <p><i>Artigo 59.4.1.2.2.2 (norma EHE-98)</i></p>	<p>Máximo: 2.00378 Calculado:</p>	<p>Passa</p>
<p>Área de aço necessária por cálculo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Direção X (Ações estáticas): <p><i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Direção Y (Ações estáticas): <p><i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Malhas superiores X (Ações estáticas): <p><i>Critério da CYPE Ingenieros</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Malhas superiores Y (Ações estáticas): <p><i>Critério da CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Mínimo: 16.853 Calculado: 20</p> <p>Mínimo: 5.50643 Calculado: 8 cm²</p> <p>Mínimo: 6.65857 Calculado:</p> <p>Mínimo: 2.03707 Calculado:</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Capacidade mecânica da armadura secundária horizontal:</p> <p><i>Artigo 59.4.1.2.2.1 (norma EHE-98)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Direção X (Ações estáticas): - Direção Y (Ações estáticas): 	<p>Mínimo: 168.53 Calculado: 428.8</p> <p>Mínimo: 82.5965 Calculado:</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Comprimento ancoragem armadura longitudinal:</p> <ul style="list-style-type: none"> - X(Ações estáticas): <p><i>Artigo 66.5 (norma EHE-98)</i></p>	<p>Mínimo: 19 cm Calculado: 33 cm</p>	<p>Passa</p>

<p>- Y(Ações estáticas):</p> <p><i>Artigo 66.5 (norma EHE-98)</i></p> <p>- Malhas inferiores X -Ø 10.0 mm - (Ações estáticas):</p> <p><i>Artigo 66.5 (norma EHE-98) ; Artigo 59.4.1.2.1 (norma EHE-98)</i></p> <p>- Malhas inferiores Y -Ø 10.0 mm - (Ações estáticas):</p> <p><i>Artigo 66.5 (norma EHE-98) ; Artigo 59.4.1.2.1 (norma EHE-98)</i></p> <p>- Malhas superiores X -Ø 12.5 mm - (Ações estáticas):</p> <p><i>Artigo 66.5 (norma EHE-98) ; Artigo 59.4.1.2.1 (norma EHE-98)</i></p> <p>- Malhas superiores Y -Ø 12.5 mm - (Ações estáticas):</p> <p><i>Artigo 66.5 (norma EHE-98) ; Artigo 59.4.1.2.1 (norma EHE-98)</i></p>	<p>Mínimo: 0 cm Calculado: 26 cm</p> <p>Mínimo: 0 cm Calculado: 77.7</p> <p>Mínimo: 0 cm Calculado: 77.7</p> <p>Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm</p> <p>Mínimo: 0 cm Calculado: 15 cm</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Armadura mínima por metro por motivos mecânicos:</p> <p><i>Artigo 42.3.2 (norma EHE-98)</i></p> <p>- Direção X (Ações estáticas):</p> <p>- Direção Y (Ações estáticas):</p>	<p>Mínimo: 14.7857</p> <p>Calculado: 30.01</p> <p>Calculado: -</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
Todas as verificações foram cumpridas		
Avisos:		
<p>- Existem estados de carga de tração sobre o bloco e a estaca</p> <p>- Tração máxima característica= 125 kN</p>		

Bloco tipo 2

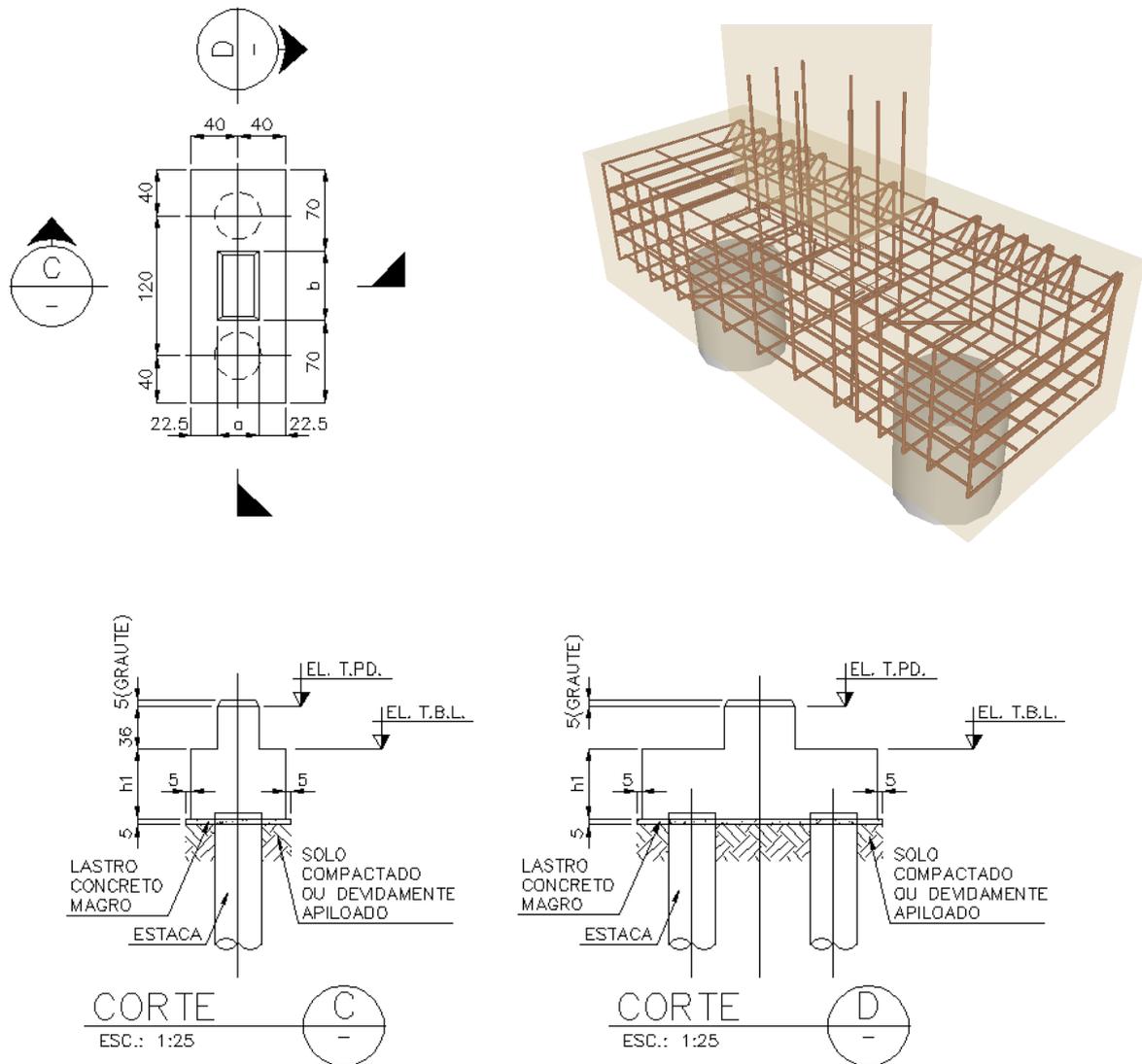


Figura 5 – Bloco tipo 2.

Dados armaduras

- Armadura inferior: 8 Ø12.5
- Armadura superior: 4 Ø10
- Estribos horizontais: 3 Ø12.5
- Estribos verticais: Ø15c/12.5

Tabela 7 – Dimensionamento do bloco tipo 2.

Verificação	Valores	Estado
Distância mínima a partir do perímetro da estaca: <i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed.</i>	Mínimo: 0.15 m	
-Direção X:	Calculado: 0.25 m	Passa
-Direção Y:	Calculado: 0.25 m	Passa

Distância mínima a partir do pilar: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.05 m Calculado: 0.25 m	Passa
Altura mínima do bloco: <i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i>	Mínimo: 0.56125 m Calculado: 0.60 m	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:	Mínimo: 16 cm Calculado: 52.5 cm	Passa
Altura útil máxima aconselhável: <i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i>	Máximo: 0.62835 m Calculado: 0.53125	Passa
Espaçamento mínimo entre eixos de estacas: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 1.2 m Calculado: 1.2 m	Passa
Largura mínima de estacas: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.4 m	Passa
Espaçamento máximo da armadura de positivos: -Direção X: <i>Artigo 42.3.1 (norma EHE-98)</i>	Máximo: 0.3 m Calculado:	Passa
Espaçamento máximo da armadura de negativos: -Direção X: <i>Artigo 42.3.1 (norma EHE-98)</i>	Máximo: 0.3 m Calculado: 0.258333	Passa
Diâmetro mínimo armaduras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (paa.129).</i> -Estribos verticais: -Estribos horizontais:	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.5 mm Calculado: 12.5 mm	Passa Passa
Diâmetro mínimo barras horizontais: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (paa.129).</i>	Mínimo: 10 mm Calculado: 10 mm	Passa
Quantia geométrica mínima: -Armadura longitudinal: <i>Artigo 42.3.5 (norma EHE-98)</i> -Estribos verticais: <i>Artigo 59.4.1.2.1.2 (norma EHE-98)</i> -Estribos horizontais: <i>Artigo 59.4.1.2.1.2 (norma EHE-98)</i>	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.002 Mínimo: 0.004 Calculado: 0.004 Mínimo: 0.004 Calculado: 0.004	Passa Passa Passa
Área máxima de armadura: -Direção X: <i>Critério do Eurocódigo (CEB)</i>	Máximo: 234 cm ² Calculado: 24.05 cm ²	Passa
Capacidade portante da estaca: <i>Valor introduzido pelo usuário</i>	Máximo: 420 kN Calculado: 330 kN	Passa
Compressão máxima: -Nó de bloco de coroamento de estacas rígido (Ações) <i>Norma EHE. Artigo 59.4.1.2.</i>	Máximo: 1884.95 kN Calculado: 354.059	Passa
Armadura longitudinal inferior de cálculo: -Ações estáticas: <i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i>	Mínimo: 8.47868 cm ² Calculado: 11.25 cm ²	Passa
Armadura mínima por metro por motivos mecânicos: -Direção X (Ações estáticas): <i>Artigo 42.3.2 (norma EHE-98)</i>	Mínimo: 9.35203 cm ² Calculado: 12.5 cm ²	Passa

Capacidade mecânica mínima armadura superior: -Ações estáticas: <i>Artigo 59.4.1.2.1.2 (norma EHE-98)</i>	Mínimo: 5.86957 kN Calculado: 166.957	Passa
Distância entre estribos: <i>Artigo 44.2.3.4.1 (norma EHE-98)</i> -Estribos verticais: -Estribos horizontais:	Máximo: 0.3 m Calculado: 0.22 m Calculado: 0.12 m	Passa Passa
Verificação área de cálculo aço p/ negativos: -Ações estáticas: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 3.55746 cm ² Calculado: 5.6 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Avisos: - Existem estados de carga de tração sobre o bloco e a estaca - Tração máxima característica= 73 kN		

Bloco tipo 3

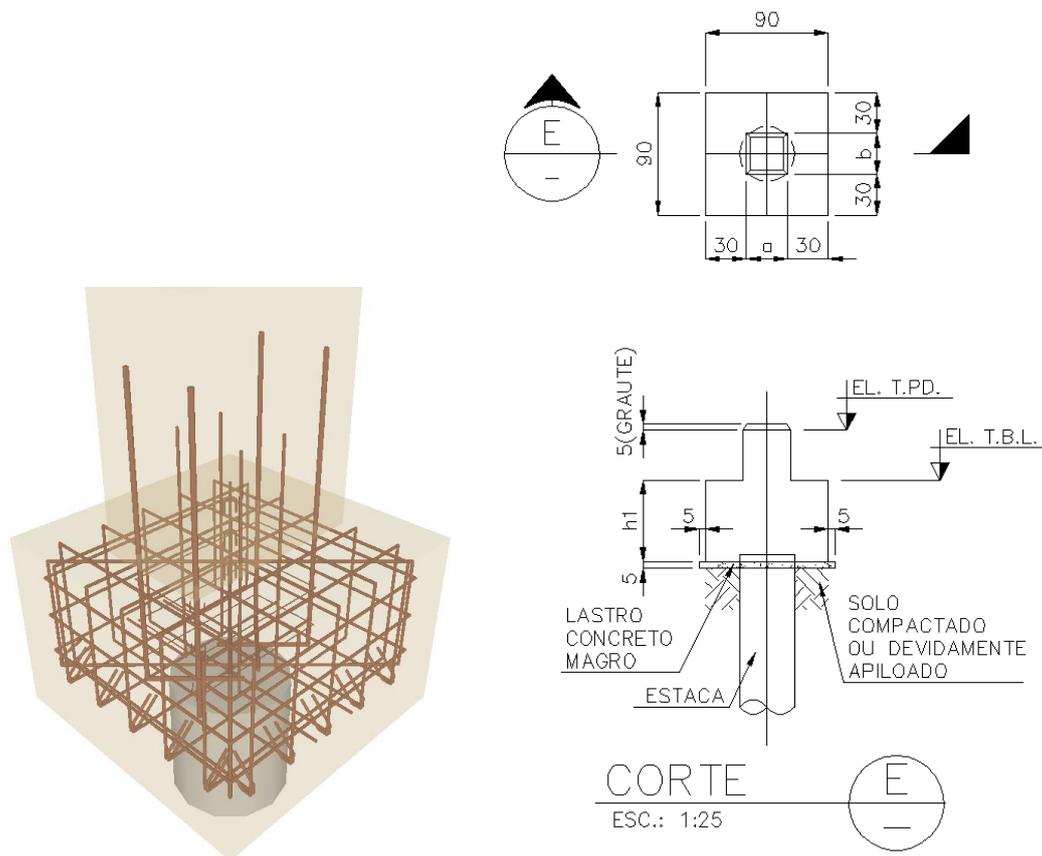


Figura 6 – Bloco tipo 3.

Dados armaduras

- Estribos horizontais: 3 Ø10
- Estribos verticais direção X: 5 Ø10
- Estribos verticais direção Y: 5 Ø10
- Estribos diagonais: 2 Ø10

Tabela 8 – Dimensionamento do bloco tipo 3.

Verificação	Valores	Estado
Distância mínima a partir do perímetro da estaca: <i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i>	Mínimo: 0.15 m	
-Direção X:	Calculado: 0.25 m	Passa
-Direção Y:	Calculado: 0.25 m	Passa
Dist.Máx. Pilar-Face Bl. aconselhável: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 1.1 m	
-Direção X:	Calculado: 0.25 m	Passa
-Direção Y:	Calculado: 0.25 m	Passa
Altura mínima do bloco: <i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i>	Mínimo: 0.3 m	Passa
	Calculado: 0.55 m	
Espaço para ancorar arranques na fundação:	Mínimo: 10 cm	Passa
	Calculado: 48 cm	
Altura máxima aconselhável: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 0.9 m	Passa
	Calculado: 0.55 m	
Largura mínima de estacas: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.25 m	Passa
	Calculado: 0.4 m	
Profundidade máxima da armadura: <i>Artigo 60.4 (norma EHE-98)</i>	Máximo: 0.4 m	Passa
	Calculado: 0.38375	
Distância mínima entre estribos: <i>Artigo 67.3.1 (norma EHE-98)</i>	Mínimo: 0.02 m	
-Estribos XZ:	Calculado: 0.12 m	Passa
-Estribos YZ:	Calculado: 0.12 m	Passa
Espaçamento mínimo entre estribos horizontais: <i>Artigo 67.3.1 (norma EHE-98)</i>	Mínimo: 0.02 m	Passa
	Calculado: 0.10125	
Distância máxima entre estribos: <i>Artigo 42.3.1 (norma EHE-98)</i>	Máximo: 0.3 m	
-Estribos XZ:	Calculado: 0.13 m	Passa
-Estribos YZ:	Calculado: 0.13 m	Passa
Distância entre estribos horizontais: <i>Artigo 42.3.1 (norma EHE-98)</i>	Máximo: 0.15 m	Passa
	Calculado: 0.10125	
Diâmetro mínimo estribos verticais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
-Estribos XZ:	Calculado: 10 mm	Passa
-Estribos YZ:	Calculado: 10 mm	Passa
Diâmetro estribos horizontais: <i>Arm.perimetral que envolve arm. comprimida. Art. 42.3.1(norma EHE-</i>	Mínimo: 8 mm	Passa
	Calculado: 10 mm	
Área máxima de armadura: <i>Critério do Eurocódigo (CEB)</i>	Calculado: 16 cm ²	
-Direção vertical:	Máximo: 324 cm ²	Passa
-Direção horizontal:	Máximo: 198 cm ²	Passa
Distância mínima a partir do pilar: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.05 m	Passa
	Calculado: 0.2 m	
Capacidade portante da estaca: <i>Valor introduzido pelo usuário</i>	Máximo: 200 kN	Passa
	Calculado: 175 kN	

Quantidade geométrica mínima: -Ações estáticas: <i>Quantidade geométrica na seção de concreto estaticamente necessária</i>	Mínimo: Calculado:	Passa
Compressão sobre bloco: -Ações estáticas: <i>Artigo 21.2.1 (norma NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 3214.29 kN Calculado: 238.692	Passa
Área resistente estribos horizontais: -Ações estáticas: <i>Recomendação do livro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes. ed. McGraw-Hill, 1976</i>	Mínimo: 0.372956 Calculado: 4.8 cm ²	Passa
Todas verificações foram cumpridas		

Dimensionamento estrutural estacas

A análise estrutural das estacas foi realizada utilizando o software STRAP 2011. Com base nos dados de sondagem do solo foi criado um modelo em que as rigidezes horizontais do solo foram modeladas como molas cujos coeficientes de reação para cada profundidade são apresentados na tabela abaixo.

Tabela 9 – Coeficientes de reação horizontal do solo versus profundidade.

Profundidade	Coefficiente de reação horizontal do solo [kN/m]
1	2400,00
2	2400,00
3	2400,00
4	2400,00
5	3600,00
6	4200,00
7	4200,00
8	4800,00
9	4200,00
10	4200,00
11	5400,00
12	7800,00
13	10200,00
14	10800,00
15	10800,00
16	10800,00
17	12000,00
18	14400,00
19	16200,00
20	18000,00
21	20400,00
22	34800,00

Dimensionamento ao esforço cortante – Armadura longitudinal

Nenhuma estaca apresentou esforço cortante de cálculo superior a 40 kN. Sendo assim todas as estacas possuem armadura longitudinal mínima de diâmetro 6,3 com passo de 15 cm.

Tabela 10 – Dimensionamento de estacas ao esforço cortante - parte 1.

b =	0,40	m
fck =	20	MPa
Ecs =	21287367	kN/m ²
fyk =	500	MPa
Es =	2,10E+05	MPa
eyd =	2,07E-03	
esu =	1,00E-02	
ecu =	3,50E-03	
gs =	1,15	
gc =	1,4	
gm =	1,4	
n =	2,25	
fctm =	2210,42	kN/m ²
wlim =	0,3	mm

Tabela 11 – Dimensionamento de estacas ao esforço cortante - parte 2.

V _k (kN)	h (m)	d (m)	d' (m)	b (m)	τ _{wd} (kN/m ²)	τ _{wu} (kN/m ²)	ψ ₃	τ _c (kN/m ²)	τ _d (kN/m ²)	Seção	A _{sw/s} (cm ² /m)	(A _{sw/s}) _{min} (cm ² /m)
40,0	0,00	-0,05	0,05	0,40	445,63	3548,57	0,09	663,13	0,00	OK!	0,00	3,54

Tabela 12 – Dimensionamento de estacas ao esforço cortante - parte 3.

Φ _{est} (mm)	n _{pernas}	s (cm)	s - adotado (cm)
6,30	2	17,63	15,00

Estacas dos blocos tipo 1 Esforços

Tabela 13 – Esforços nas estacas - bloco tipo 1.

Combinação	Descrição	Esforço Vertical de cálculo no topo da estaca (kN)	Esforço horizontal de cálculo no topo da estaca (kN)
Comb 1	Máxima Compressão	539	7,8
Comb 2	Máxima Cortante	160	24
Comb 3	Máxima Tração	175	17,5

Tabela 14 – Reação do solo estacas - bloco tipo 1.

Reação horizontal de cálculo do solo sobre a estaca (kN)			
Profundidade (m)	Comb 1	Comb 2	Comb 3
1	7,8	24,0	17,5
2	-7,4	-22,7	-16,7
3	-1,8	-5,5	-3,9
4	-0,8	-2,5	-1,8
5	0,2	0,5	0,4
6	0,6	1,8	1,3
7	0,7	2,1	1,5
8	0,4	1,4	1,0
9	0,3	0,8	0,6
10	0,2	0,5	0,4

Tabela 15 – Armadura estacas - bloco tipo 1.

Tipo	Diametro (mm)	Quantidade/Espaçamento	Comprimento
Longitudinal	12,5	6 barras	11,40 m
Transversal	6,3	Passo de 15 cm	-

Diagrama momento fletor

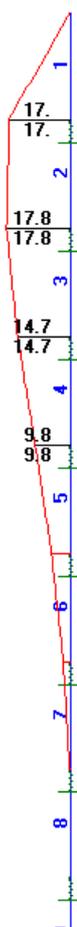


Figura 7 – Diagrama momento fletor kN.m

Verificação aos esforços cortantes e de compressão

A análise foi realizada no software ESBELT.

Figura 8 – Resultados ESBELT - Combinação 1

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

Pilar engastado-livre

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO CIRCULAR

Diâmetro h da seção = 40,0 cm

Distância d linha = 4,5 cm

Armadura distribuída - Bitola constante
Múltiplos eixos de simetria

6 barras de aço com área total = 7,32 cm²
Área de uma só barra = 1,22 cm²

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

$f_{ck} = 2,00$ kN/cm²

$\gamma_{c} = 1,80$

$f_{yk} = 50,00$ kN/cm²

$\gamma_{s} = 1,15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 21000$ kN/cm²

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 539 kN

Excentricidade dessa força = 0,00 m

Cargas horizontais ao longo do eixo do pilar (unidades kN e cm):

H _{di} (1) = 7,8	distHi(1) = 0,1
H _{di} (2) = -7,4	distHi(2) = 1,0
H _{di} (3) = -1,8	distHi(3) = 2,0
H _{di} (4) = -0,8	distHi(4) = 3,0
H _{di} (5) = 0,2	distHi(5) = 4,0
H _{di} (6) = 0,6	distHi(6) = 5,0
H _{di} (7) = 0,7	distHi(7) = 6,0
H _{di} (8) = 0,4	distHi(8) = 7,0
H _{di} (9) = 0,3	distHi(9) = 8,0
H _{di} (10) = 0,2	distHi(10) = 9,0
H _{di} (11) = 0,1	distHi(11) = 10,0

DADOS SOBRE O PILAR:

Comprimento geométrico do pilar = $l_{zero} = 500$ cm

Comprimento equivalente do pilar = $l_{equiv} = 1000$ cm

Índice de esbeltez = $\lambda = 100$

Taxa de armadura $\rho = 0,58$ % Taxa mecânica $\omega = 0,27$

Coefficiente η de fluência = 2,00

Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo

Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90$

Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10

As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 1494,3 kN

Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 561,0$ kN

Reação horizontal na base do pilar = $R_{h0} = 0,3$ kN

Momento fletor no engastamento da base do pilar = $M_{d0} = 26,5$ kN.m

Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência: Fator = 1,30

DEFORMADA FINAL (cm):
Ordenada

ydj(10) = 1,46
ydj(9) = 1,20
ydj(8) = 0,96
ydj(7) = 0,74
ydj(6) = 0,55
ydj(5) = 0,39
ydj(4) = 0,25
ydj(3) = 0,14
ydj(2) = 0,06
ydj(1) = 0,01
ydj(0) = 0,00

SOLICITAÇÕES FINAIS (kN e m)

Sec	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdInv
10	14,6	0,0	14,6	539	74,1	-74,1
9	14,6	1,5	16,2	541	74,1	-74,1
8	14,7	3,0	17,6	543	74,1	-74,1
7	14,7	4,3	19,0	546	74,1	-74,1
6	14,8	5,4	20,2	548	74,1	-74,1
5	14,8	6,4	21,2	550	74,1	-74,1
4	14,9	7,2	22,1	552	74,1	-74,1
3	15,0	7,9	22,9	554	74,1	-74,1
2	15,0	8,4	23,4	557	74,1	-74,1
1	16,0	8,7	24,7	559	74,1	-74,1
0	17,8	8,7	26,5	561	74,1	-74,1

O PILAR É ESTÁVEL.

NÃO HÁ RUPTURA

Figura 9 – Resultados ESBELT - Combinação 2

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

Pilar engastado-livre

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO CIRCULAR

Diâmetro h da seção = 40,0 cm

Distância d linha = 4,5 cm

Armadura distribuída - Bitola constante
Múltiplos eixos de simetria

6 barras de aço com área total = 7,32 cm²
Área de uma só barra = 1,22 cm²

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

$f_{ck} = 2,00$ kN/cm²

$\gamma_{c} = 1,80$

$f_{yk} = 50,00$ kN/cm²

$\gamma_{s} = 1,15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 21000$ kN/cm²

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 160 kN

Excentricidade dessa força = 0,00 m

Cargas horizontais ao longo do eixo do pilar (unidades kN e cm):

H_{di}(1) = 24,0 distH_i(1) = 0,1

H_{di}(2) = -22,7 distH_i(2) = 1,0

H_{di}(3) = -5,5 distH_i(3) = 2,0

H_{di}(4) = -2,5 distH_i(4) = 3,0

H_{di}(5) = 0,5 distH_i(5) = 4,0

H_{di}(6) = 1,8 distH_i(6) = 5,0

H_{di}(7) = 2,1 distH_i(7) = 6,0

H_{di}(8) = 1,4 distH_i(8) = 7,0

H_{di}(9) = 0,8 distH_i(9) = 8,0

H_{di}(10) = 0,5 distH_i(10) = 9,0

H_{di}(11) = 0,2 distH_i(11) = 10,0

DADOS SOBRE O PILAR:

Comprimento geométrico do pilar = $l_{zero} = 500$ cm

Comprimento equivalente do pilar = $l_{equiv} = 1000$ cm

Índice de esbeltez = $\lambda = 100$

Taxa de armadura $\rho = 0,58$ % Taxa mecânica $\omega = 0,27$

Coefficiente η de fluência = 2,00

Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo

Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90$

Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10

As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 1494,3 kN

Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 182,0$ kN

Reação horizontal na base do pilar = $R_{h0} = 0,6$ kN

Momento fletor no engastamento da base do pilar = $M_{d0} = 7,9$ kN.m

Fator majorador de momento de 1.ordem, devido à fluência: Fator = 1,08

DEFORMADA FINAL (cm):
Ordenada

ydj(10) = 0,35
ydj(9) = 0,29
ydj(8) = 0,23
ydj(7) = 0,18
ydj(6) = 0,14
ydj(5) = 0,10
ydj(4) = 0,06
ydj(3) = 0,04
ydj(2) = 0,02
ydj(1) = 0,00
ydj(0) = 0,00

SOLICITAÇÕES FINAIS (kN e m)

Sec	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdlmv
10	4,3	0,0	4,3	160	59,9	-59,9
9	4,4	0,1	4,5	162	60,1	-60,1
8	4,4	0,2	4,6	164	60,3	-60,3
7	4,5	0,3	4,8	167	60,5	-60,5
6	4,6	0,4	4,9	169	60,7	-60,7
5	4,6	0,5	5,1	171	60,9	-60,9
4	4,7	0,5	5,2	173	61,1	-61,1
3	5,0	0,6	5,6	175	61,2	-61,2
2	5,8	0,6	6,4	178	61,4	-61,4
1	6,5	0,6	7,1	180	61,6	-61,6
0	7,3	0,6	7,9	182	61,8	-61,8

O PILAR É ESTÁVEL.

NÃO HÁ RUPTURA

Verificação aos esforços de tração

Análise realizada no software CYPECAD 2009.

Armadura Estacas

Tabela 16 – Armadura estacas - bloco tipo 1.

Pilar	Pi	Dimensão	Tramo	Armaduras	As/Ac(%)	Estribos	Est.	H	Hpx	Hpy	Desfavoráveis			Referência		
											N	Mx	My	N	Mx	My
P1	1	Diâm:0.40	4.50/9.00	6Ø12.5	0.60	Ø6.3c/15		9.00	9.00	9.00	-17.9	0.0	0.0	-17.9	0.0	0.0
				6Ø12.5	0.60	Ø5c/15		9.00	9.00	9.00	168.6	8.1	0.0	168.6	8.1	0.0

Verificação da resistência ao esforço cortante estacas de concreto

Tabela 17 – Verificação cisalhamento - bloco tipo 1.

Pilar	Pi	Dimensão	Tramo	Armaduras	Estribos	Desfavoráveis										Passa
						Nsd	Vsdx	Vrd1x	Vrd2x	Vsdy	Vrd1y	Vrd2y	VC	Origem		
P1	1	Diâm:0.40	4.50/9.00	6Ø12.5	Ø6.3c/15	-175.00	17.50	291.50	42.65	0.00	291.50	42.65	0.06	0.41	G	Sim
			0.00/4.50	6Ø12.5	Ø5c/15	-155.58	-4.52	292.96	27.22	0.00	292.96	27.22	0.02	0.17	G	Sim

Estacas dos blocos tipo 2

Esforços

Tabela 18 – Esforços sobre estaca - bloco tipo 2.

Combinação	Descrição	Esforço Vertical de cálculo no topo da estaca (kN)	Esforço horizontal de cálculo no topo da estaca (kN)
Comb 1	Máxima Compressão	371	1,1
Comb 2	Máxima Cortante	315	8
Comb 3	Máxima Tração	73	11,5

Tabela 19 – Reação solo sobre estaca - bloco tipo 2.

Reação horizontal de cálculo do solo sobre a estaca (kN)			
Profundidade (m)	Comb 1	Comb 2	Comb 3
1	-1,1	-7,6	-11,1
2	-0,3	-1,8	-2,7
3	-0,1	-0,8	-1,2
4	0,0	0,2	0,3
5	0,1	0,6	0,9
6	0,1	0,7	1,0
7	0,1	0,4	0,7
8	0,0	0,3	0,4

Armaduras

Como as estacas estão sujeitas a tração suas barras devem ser ancoradas nos blocos.

Tabela 20 – Armadura estacas - bloco tipo 2.

Tipo	Diametro (mm)	Quantidade/Espaçamento	Comprimento
Longitudinal	12,5	6 barras	9,90 m
Transversal	6,3	Passo de 15 cm	-

Diagrama momento Fletor



Figura 10 – Diagrama momento fletor kN.m

Verificação aos esforços cortantes e de compressão

Análise realizada no software ESBELT.

Figura 11 – Resultados ESBELT - Combinação 1

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA
Pilar engastado-livre Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO CIRCULAR

Diâmetro h da seção = 40,0 cm Distância d linha = 4,5 cm

Armadura distribuída - Bitola constante 6 barras de aço com área total = 7,32 cm²
Múltiplos eixos de simetria Área de uma só barra = 1,22 cm²

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

$f_{ck} = 2,00$ kN/cm² $\gamma_{mC} = 1,80$
 $f_{yk} = 50,00$ kN/cm² $\gamma_{mS} = 1,15$
Módulo de elasticidade do aço $E_s = 21000$ kN/cm²

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 371 kN
Excentricidade dessa força = 0,00 m

Cargas horizontais ao longo do eixo do pilar (unidades kN e cm):

H _{di} (1) = 1,1	distH _i (1) = 0,1
H _{di} (2) = -1,1	distH _i (2) = 1,0
H _{di} (3) = -0,2	distH _i (3) = 2,0
H _{di} (4) = -0,1	distH _i (4) = 3,0
H _{di} (6) = 0,1	distH _i (6) = 5,0
H _{di} (7) = 0,1	distH _i (7) = 6,0
H _{di} (8) = 0,1	distH _i (8) = 7,0

DADOS SOBRE O PILAR:

Comprimento geométrico do pilar = $l_{zero} = 500$ cm
Comprimento equivalente do pilar = $l_{equiv} = 1000$ cm
Índice de esbeltez = $\lambda = 100$
Taxa de armadura $\rho = 0,58$ % Taxa mecânica $\omega = 0,27$
Coeficiente η de fluência = 2,00
Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 1494,3 kN
Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 393,0$ kN
Reação horizontal na base do pilar = $R_{h0} = 0,0$ kN
Momento fletor no engastamento da base do pilar = $M_{d0} = 14,0$ kN.m
Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência: Fator = 1,19

DEFORMADA FINAL (cm):
Ordenada

ydj(10) = 0,81
ydj(9) = 0,66
ydj(8) = 0,53
ydj(7) = 0,41
ydj(6) = 0,30
ydj(5) = 0,21
ydj(4) = 0,13
ydj(3) = 0,07
ydj(2) = 0,03
ydj(1) = 0,01
ydj(0) = 0,00

SOLICITAÇÕES FINAIS (kN e m)

Sec	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdInv
10	10,0	0,0	10,0	371	72,6	-72,6
9	10,1	0,6	10,7	373	72,7	-72,7
8	10,1	1,2	11,3	375	72,7	-72,7
7	10,2	1,7	11,9	378	72,7	-72,7
6	10,3	2,1	12,4	380	72,8	-72,8
5	10,3	2,5	12,8	382	72,8	-72,8
4	10,4	2,8	13,2	384	72,8	-72,8
3	10,4	3,0	13,5	386	72,9	-72,9
2	10,5	3,2	13,7	389	72,9	-72,9
1	10,6	3,3	13,9	391	72,9	-72,9
0	10,6	3,4	14,0	393	72,9	-72,9

O PILAR É ESTÁVEL.

NÃO HÁ RUPTURA

Figura 12 – Resultados ESBELT - Combinação 2

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA
Pilar engastado-livre Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO CIRCULAR

Diâmetro h da seção = 40,0 cm Distância d linha = 4,5 cm

Armadura distribuída - Bitola constante 6 barras de aço com área total = 7,32 cm²
 Múltiplos eixos de simetria Área de uma só barra = 1,22 cm²

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

$f_{ck} = 2,00$ kN/cm² $\gamma_{mC} = 1,80$
 $f_{yk} = 50,00$ kN/cm² $\gamma_{mS} = 1,15$
 Módulo de elasticidade do aço $E_s = 21000$ kN/cm²

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 315 kN
 Excentricidade dessa força = 0,00 m

Cargas horizontais ao longo do eixo do pilar (unidades kN e cm):

$Hd_i(1) = 8,0$ $distH_i(1) = 0,1$
 $Hd_i(2) = -7,6$ $distH_i(2) = 1,0$
 $Hd_i(3) = -1,8$ $distH_i(3) = 2,0$
 $Hd_i(4) = -0,8$ $distH_i(4) = 3,0$
 $Hd_i(5) = 0,2$ $distH_i(5) = 4,0$
 $Hd_i(6) = 0,6$ $distH_i(6) = 5,0$
 $Hd_i(7) = 0,7$ $distH_i(7) = 6,0$
 $Hd_i(8) = 0,4$ $distH_i(8) = 7,0$
 $Hd_i(9) = 0,3$ $distH_i(9) = 8,0$

DADOS SOBRE O PILAR:

Comprimento geométrico do pilar = $l_{zero} = 500$ cm
 Comprimento equivalente do pilar = $l_{equiv} = 1000$ cm
 Índice de esbelteiz = $\lambda = 100$
 Taxa de armadura $\rho = 0,58\%$ Taxa mecânica $\omega = 0,27$
 Coeficiente η de fluência = 2,00
 Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo
 Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90$
 Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
 As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a $ndiv$ (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 1494,3 kN
 Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 337,0$ kN
 Reação horizontal na base do pilar = $R_{h0} = 0,0$ kN
 Momento fletor no engastamento da base do pilar = $M_{d0} = 11,4$ kN.m
 Fator majorador de momento de 1.ordem, devido à fluência: Fator = 1,16

DEFORMADA FINAL (cm):

Ordenada

$y_{dj}(10) = 0,66$
 $y_{dj}(9) = 0,53$
 $y_{dj}(8) = 0,43$
 $y_{dj}(7) = 0,33$
 $y_{dj}(6) = 0,24$
 $y_{dj}(5) = 0,17$
 $y_{dj}(4) = 0,11$
 $y_{dj}(3) = 0,06$
 $y_{dj}(2) = 0,03$
 $y_{dj}(1) = 0,01$
 $y_{dj}(0) = 0,00$

SOLICITAÇÕES FINAIS (kN e m)

Sec	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdInv
10	8,5	0,0	8,5	315	71,4	-71,4
9	8,6	0,4	9,0	317	71,5	-71,5
8	8,6	0,8	9,4	319	71,7	-71,7
7	8,7	1,1	9,8	322	71,8	-71,8
6	8,7	1,4	10,2	324	71,9	-71,9
5	8,8	1,7	10,5	326	71,9	-71,9
4	8,9	1,9	10,8	328	72,0	-72,0
3	8,9	2,1	11,0	330	72,0	-72,0
2	9,0	2,2	11,2	333	72,1	-72,1
1	9,0	2,3	11,3	335	72,1	-72,1
0	9,1	2,3	11,4	337	72,1	-72,1

O PILAR É ESTÁVEL.

NÃO HÁ RUPTURA

Verificação aos esforços de tração

Análise realizada no software CYPECAD 2009.

Armadura

Tabela 21 – Armadura estacas - bloco tipo2.

Pilar	Pi	Dimensão	Tramo	Armaduras	As/Ac(%)	Estribos	Est.	H	Hpx	Hpy	Desfavoráveis			Referência		
											N	Mx	My	N	Mx	My
P1	1	Diâm:0.40	4.50/9.00	6Ø12.5	0.60	Ø6.3c/15		9.00	9.00	9.00	-95.5	11.7	0.0	-95.5	11.7	0.0
			0.00/4.50	6Ø12.5	0.60	Ø6.3c/15		9.00	9.00	9.00	-82.8	4.6	0.0	-82.8	4.6	0.0

Verificação da resistência ao esforço cortante em estacas de concreto

Tabela 22 – Verificação cisalhamento estacas - bloco tipo 2.

Pilar	Pi	Dimensão	Tramo	Armaduras	Estribos	Desfavoráveis										Passa
						Nsd	Vsdx	Vrd1x	Vrd2x	Vsdy	Vrd1y	Vrd2y	VC	Origem		
P1	1	Diâm:0.40	4.50/9.00	6Ø12.5	Ø6.3c/15	-102.20	11.48	292.96	27.22	0.00	292.96	27.22	0.04	0.42	G	Sim
			0.00/4.50	6Ø12.5	Ø6.3c/15	-82.78	-3.21	291.50	45.31	0.00	291.50	42.65	0.01	0.07	G	Sim

Estacas dos blocos tipo 3

Esforços

Tabela 23 – Esforços estacas - bloco tipo 3.

Combinação	Descrição	Esforço Vertical de cálculo no topo da estaca (kN)	Esforço horizontal de cálculo no topo da estaca (kN)
Comb 1	Máxima Compressão	245	-

Armaduras

Tabela 24 – Armadura estacas - bloco tipo 3.

Tipo	Diametro (mm)	Quantidade/Espaçamento	Comprimento
Longitudinal	16	6 barras	6 m
Transversal	6,3	Passo de 15 cm	-

Diagrama momento fletor



Figura 13 – Diagrama momento fletor kN.m

Verificação aos esforços cortantes e de compressão

Análise realizada no software ESBELT.

Figura 14 – Resultados ESBELT - Combinação 1

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

Pilar engastado-livre

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO CIRCULAR

Diâmetro h da seção = 40,0 cm

Distância d linha = 4,5 cm

Armadura distribuída - Bitola constante

6 barras de aço com área total = 7,32 cm²

Múltiplos eixos de simetria

Área de uma só barra = 1,22 cm²

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

$f_{ck} = 2,00$ kN/cm²

$\gamma_{c} = 1,80$

$f_{yk} = 50,00$ kN/cm²

$\gamma_{s} = 1,15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 21000$ kN/cm²

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 245 kN

Excentricidade dessa força = 0,00 m

DADOS SOBRE O PILAR:

Comprimento geométrico do pilar = $l_{zero} = 500$ cm

Comprimento equivalente do pilar = $l_{equiv} = 1000$ cm

Índice de esbeltez = $\lambda = 100$

Taxa de armadura $\rho = 0,58$ % Taxa mecânica $\omega = 0,27$

Coefficiente η de fluência = 2,00

Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo

Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90$

Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10

As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 1494,3 kN

Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 267,0$ kN

Reação horizontal na base do pilar = $R_{h0} = 0,0$ kN

Momento fletor no engastamento da base do pilar = $M_{d0} = 8,5$ kN.m

Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência: Fator = 1,12

DEFORMADA FINAL (cm):

Ordenada

$y_{dj}(10) = 0,48$

$y_{dj}(9) = 0,39$

$y_{dj}(8) = 0,31$

$y_{dj}(7) = 0,24$

$y_{dj}(6) = 0,18$

$y_{dj}(5) = 0,12$

$y_{dj}(4) = 0,08$

$y_{dj}(3) = 0,04$

$y_{dj}(2) = 0,02$

$y_{dj}(1) = 0,00$

$y_{dj}(0) = 0,00$

SOLICITAÇÕES FINAIS (kN e m)

Sec	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdInv
10	6,6	0,0	6,6	245	66,7	-66,7
9	6,7	0,2	6,9	247	66,9	-66,9
8	6,7	0,5	7,2	249	67,0	-67,0
7	6,8	0,7	7,5	252	67,2	-67,2
6	6,9	0,8	7,7	254	67,4	-67,4
5	6,9	1,0	7,9	256	67,5	-67,5
4	7,0	1,1	8,1	258	67,7	-67,7
3	7,0	1,2	8,2	260	67,8	-67,8
2	7,1	1,3	8,4	263	68,0	-68,0
1	7,1	1,3	8,5	265	68,1	-68,1
0	7,2	1,3	8,5	267	68,3	-68,3

O PILAR É ESTÁVEL

NÃO HÁ RUPTURA

Dimensionamento geotécnico

Verificação da capacidade de carga

A capacidade de carga das estacas, por sua vez, foi determinada utilizando o método proposto por Aoki & Velloso (1975). Além disso, o efeito de grupo foi considerado na capacidade de carga atribuindo a esta um fator de eficiência determinado pelos métodos de Converse-Labarre, Método de Los Angeles e Regra de Feld (Piancastelli, 2012).

Além disso, segundo Freitas (2010) e Meyerhof (1976) no caso de grupo de estacas além da capacidade de carga individual das estacas deve-se verificar também a possibilidade de colapso do solo por ruptura em uma linha ou fileira de estacas ou ainda a ruptura de toda área horizontal delimitada pelo estaqueamento (ruptura do bloco), conforme abaixo. Sendo assim, foi verificada também a possibilidade de ruptura em linha de estacas e ruptura do bloco baseando-se no método da *radier* fictício e da estaca equivalente conforme Velloso & Lopes (2010), Poulos & Davis (1980) e Meyerhof (1976).

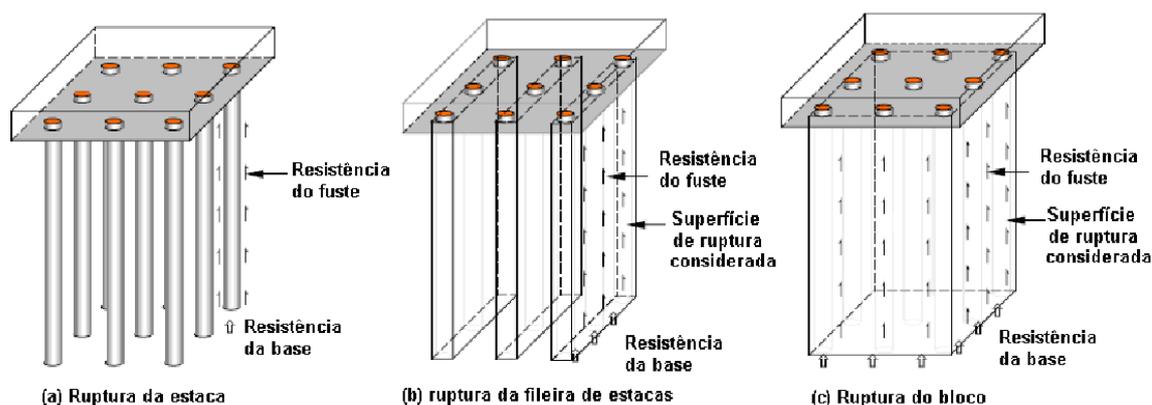


Figura 15 – Mecanismos de ruptura em grupo de estacas.

Estacas dos blocos tipo 1

- Verificação da ruptura das estacas

Esforço de compressão característico: 45,5 tf

Tabela 25 – Capacidade de carga Estacas do bloco tipo 1.

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS MÉTODO AOKI - VELLOSO/MONTEIRO (MODIFICADO)					
(valores alterados para estaca hélice contínua)					
OBRA:	GALPÃO DE MANUTENÇÃO DE LOCOMOTIVAS				
CASO:	SP-09				
DATA:	11/09/2013				
Características da Estaca		TABELA 01			
		Tipo de solo	n°	K	α (%)
Tipo:	HÉLICE	areia	1	7,3	2,1
Seção:		areia siltosa	2	6,8	2,3
		areia silto argilosa	3	6,3	2,4

diâmetro:	0,40	m	areia argilosa	4	5,4	2,8
			areia argilo siltosa	5	5,7	2,9
Área ponta:	1256,64	cm ²	silte	6	4,8	3,2
Perímetro:	125,66	cm	silte arenoso	7	5,0	3,0
F1 =	3,00		silte areno argiloso	8	4,5	3,2
F2 =	3,80		silte argiloso	9	3,2	3,6
			silte argilo arenoso	10	4,0	3,3
FS.:	2,0		Argila	11	2,5	5,5
			argila arenosa	12	4,4	3,2
			argila areno siltosa	13	3,0	3,8
			argila siltosa	14	2,6	4,5
			argila silto arenosa	15	3,3	4,1

TABELA 02

Z (m)	SPT	n°	K	α (%)	Qs (tf)	Qp (tf)	Qadm (tf)
1	11	7	5,00	3,00	0,00	0,00	0,00
2	6	7	5,00	3,00	0,00	0,00	0,00
3	6	7	5,00	3,00	2,98	12,57	7,77
4	2	7	5,00	3,00	5,95	4,19	5,07
5	2	7	5,00	3,00	6,94	4,19	5,57
6	4	7	5,00	3,00	7,94	8,38	8,16
7	3	7	5,00	3,00	9,92	6,28	8,10
8	4	7	5,00	3,00	11,41	8,38	9,89
9	4	7	5,00	3,00	13,39	8,38	10,89
10	3	7	5,00	3,00	15,38	6,28	10,83
11	4	7	5,00	3,00	16,87	8,38	12,62
12	5	7	5,00	3,00	18,85	10,47	14,66
13	8	7	5,00	3,00	21,33	16,76	19,04
14	9	7	5,00	3,00	25,30	18,85	22,07
15	9	7	5,00	3,00	29,76	18,85	24,31
16	9	7	5,00	3,00	34,23	18,85	26,54
17	9	7	5,00	3,00	38,69	18,85	28,77
18	11	7	5,00	3,00	43,16	23,04	33,10
19	13	7	5,00	3,00	48,61	27,23	37,92
20	14	7	5,00	3,00	55,06	29,32	42,19
21	16	7	5,00	3,00	62,01	33,51	47,76
22	18	7	5,00	3,00	69,94	37,70	53,82
23	40	7	5,00	3,00	78,87	83,78	81,32

Tabela 26 – Calculo eficiência - estacas do bloco tipo 1.

Calculo eficiência			
Θ (graus)	18,4		
S=	1,2	diâmetro estacas=	0,4
m=	2	n=	3
Método		Eficiência	
Formula de Converse Labarre		0,76	
Método de Los Angeles		0,83	
Regra de Feld		0,77	
Capacidade de carga estaca isolada			
81,32 tf			
Capacidade de carga com efeito de grupo			
63,90 tf			

- Verificação da ruptura do cubo de estacas:

Tabela 27 – Calculo ruptura em cubo bloco tipo 1.

Largura do grupo (m)	1,6
Comprimento do grupo (m)	2,8
Força resistente lateral (tf)	345,6
Força resistente de ponta (tf)	80,5
Força resistente total (tf)	426,1
Força atuante (tf)	351,0

- Verificação da ruptura por faixa de estacas:

Tabela 28 – Calculo ruptura em faixa de estavas do bloco tipo 1.

Largura do grupo (m)	0,4
Comprimento do grupo (m)	2,8
Força resistente lateral (tf)	251
Força resistente de ponta (tf)	20,2
Força resistente total (tf)	271,2
Força atuante (tf)	154,1

Estacas dos blocos tipo 2

Esforço de compressão característico: 33 tf

Tabela 29 – Capacidade de carga Estacas do bloco tipo 2.

**CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
MÉTODO AOKI - VELLOSO/MONTEIRO
(MODIFICADO)**

(valores alterados para estaca hélice contínua)

OBRA: GALPÃO DE MANUTENÇÃO DE LOCOMOTIVAS
CASO: SP-09
DATA: 11/09/2013

Características da Estaca

TABELA 01

		<i>Tipo de solo</i>	<i>n°</i>	<i>K</i>	<i>α (%)</i>
Tipo:	HÉLICE	areia	1	7,3	2,1
		areia siltosa	2	6,8	2,3
Seção:	Circular	areia silto argilosa	3	6,3	2,4
		areia argilosa	4	5,4	2,8
diâmetro:	0,40	m	5	5,7	2,9
		areia argilo siltosa	6	4,8	3,2
Área ponta:	1256,64	cm ²	7	5,0	3,0
Perímetro:	125,66	cm	8	4,5	3,2
F1 =	3,00		9	3,2	3,6
F2 =	3,80		10	4,0	3,3
FS.:	2,0	silte	11	2,5	5,5
		silte arenoso	12	4,4	3,2
		silte areno argiloso	13	3,0	3,8
		silte argiloso	14	2,6	4,5
		silte argilo arenoso	15	3,3	4,1

TABELA 02

Z (m)	SPT	n°	K	α (%)	Qs (tf)	Qp (tf)	Qadm (tf)
1	0	7	5,00	3,00	0,00	0,00	0,00
2	6	7	5,00	3,00	0,00	12,57	6,28
3	6	7	5,00	3,00	2,98	12,57	7,77
4	2	7	5,00	3,00	5,95	4,19	5,07
5	2	7	5,00	3,00	6,94	4,19	5,57
6	4	7	5,00	3,00	7,94	8,38	8,16
7	3	7	5,00	3,00	9,92	6,28	8,10
8	4	7	5,00	3,00	11,41	8,38	9,89
9	4	7	5,00	3,00	13,39	8,38	10,89
10	3	7	5,00	3,00	15,38	6,28	10,83
11	4	7	5,00	3,00	16,87	8,38	12,62
12	5	7	5,00	3,00	18,85	10,47	14,66
13	8	7	5,00	3,00	21,33	16,76	19,04
14	9	7	5,00	3,00	25,30	18,85	22,07
15	9	7	5,00	3,00	29,76	18,85	24,31
16	9	7	5,00	3,00	34,23	18,85	26,54
17	9	7	5,00	3,00	38,69	18,85	28,77
18	11	7	5,00	3,00	43,16	23,04	33,10
19	13	7	5,00	3,00	48,61	27,23	37,92
20	14	7	5,00	3,00	55,06	29,32	42,19

Tabela 30 – Calculo eficiência - estacas do bloco tipo 2.

Cálculo eficiencia											
Θ (graus)	18,4349488										
S=	1,2	diametro estacas=	0,4								
m=	2	n=	1								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Método</th> <th>Eficiência</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Formula de Converse Labarre</td> <td>0,90</td> </tr> <tr> <td>Método de Los Angeles</td> <td>0,95</td> </tr> <tr> <td>Regra de Feld</td> <td>0,77</td> </tr> </tbody> </table>				Método	Eficiência	Formula de Converse Labarre	0,90	Método de Los Angeles	0,95	Regra de Feld	0,77
Método	Eficiência										
Formula de Converse Labarre	0,90										
Método de Los Angeles	0,95										
Regra de Feld	0,77										
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Capacidade de carga estaca isolada</td> <td>42,19 tf</td> </tr> <tr> <td>Capacidade de carga com efeito de grupo</td> <td>38,91 tf</td> </tr> </tbody> </table>				Capacidade de carga estaca isolada	42,19 tf	Capacidade de carga com efeito de grupo	38,91 tf				
Capacidade de carga estaca isolada	42,19 tf										
Capacidade de carga com efeito de grupo	38,91 tf										

Estacas dos blocos tipo 3

Esforço de compressão característico: 21,5 tf

Tabela 31 – Capacidade de carga Estacas do bloco tipo 3.

**CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
MÉTODO AOKI - VELLOSO/MONTEIRO
(MODIFICADO)**

(valores alterados para estaca hélice contínua)

OBRA: GALPÃO DE MANUTENÇÃO DE LOCOMOTIVAS
CASO: SP-09
DATA: 11/09/2013

Características da Estaca

TABELA 01

		<i>Tipo de solo</i>	<i>n°</i>	<i>K</i>	<i>α (%)</i>
Tipo: Seção: diâmetro: Área ponta: Perímetro: F1 = F2 = FS.:	HÉLICE Circular 0,40 m 1256,64 cm ² 125,66 cm 3,00 3,80 2,0	areia	1	7,3	2,1
		areia siltosa	2	6,8	2,3
		areia silto argilosa	3	6,3	2,4
		areia argilosa	4	5,4	2,8
		areia argilo siltosa	5	5,7	2,9
		silte	6	4,8	3,2
		silte arenoso	7	5,0	3,0
		silte areno argiloso	8	4,5	3,2
		silte argiloso	9	3,2	3,6
		silte argilo arenoso	10	4,0	3,3
		argila	11	2,5	5,5
		argila arenosa	12	4,4	3,2
		argila areno siltosa	13	3,0	3,8
		argila siltosa	14	2,6	4,5
		argila silto arenosa	15	3,3	4,1

TABELA 02

Z (m)	SPT	n°	K	α (%)	Qs (tf)	Qp (tf)	Qadm (tf)
1	0	7	5,00	3,00	0,00	0,00	0,00
2	6	7	5,00	3,00	0,00	12,57	6,28
3	6	7	5,00	3,00	2,98	12,57	7,77
4	2	7	5,00	3,00	5,95	4,19	5,07
5	2	7	5,00	3,00	6,94	4,19	5,57
6	4	7	5,00	3,00	7,94	8,38	8,16
7	3	7	5,00	3,00	9,92	6,28	8,10
8	4	7	5,00	3,00	11,41	8,38	9,89
9	4	7	5,00	3,00	13,39	8,38	10,89
10	3	7	5,00	3,00	15,38	6,28	10,83
11	4	7	5,00	3,00	16,87	8,38	12,62
12	5	7	5,00	3,00	18,85	10,47	14,66
13	8	7	5,00	3,00	21,33	16,76	19,04
14	9	7	5,00	3,00	25,30	18,85	22,07

Verificação dos Recalques

Os recalques foram determinados por meio do cálculo do recalque pelo método de Randolph e nos casos de blocos com mais de uma estaca o efeito de grupo foi considerado usando o artifício do método da estaca equivalente e da sapata fictícia.

Estacas dos blocos tipo 1

Recalque estimado $0,9 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$ (valor máximo conforme MacDonald e Skempton).

Tabela 32 - Recalques bloco tipo 1 – Método da sapata fictícia.

Sapata fictícia	
diâmetro (m)	0,4
E do solo (kN/m ²)	40500
N	18
Poisson	0,3
tipo de solo silte arenoso	
B (largura) m	1,6
L (comprimento) m	2,8
I fator de influencia	1,3
alfa fator embutimento	0,95
esforço q kN	570
tensão no solo kN/m ²	127,2321
recalque do grupo (m)	0,005649
L/B	1,75
D/(LB) ^{0,5}	0,188982
camada recalçável H (m)	22
H/b	13,75

Tabela 33 - Recalques bloco tipo 1 – Método da estaca equivalente.

Estaca equivalente	
deq (m)	2,388329
Ag (m ²)	4,48
Ep	20000000
Eq	3399676
AT (m ²)	0,753982
numero de estacas	6
Area estaca (m ²)	0,125664
diametro (m)	0,4
Q (kN)	2040
Ro	1,194164
L (m)	22
E (kN/m ²)	40500
V	0,3
G (kN/m ²)	6923,077
rm=2,5L(1-v)	38,5
Ln(rm/ro)	3,473212
$4/1-v+2*\pi L/e=\ln(rm/ro)*ro$	39,04213
w (m)	0,00632
Estaca equivalente compressível	
Ep (kN/m ²)	3399676
Lambda	218,2508
μ	0,043014
Calculo de apoio	11,67506
w (m)	0,009393
RO=GL/GL/2	0,444444
GL	15576,92
GL/2	6923,077
nL	18
nL/2	8

Estacas dos blocos tipo 2 e 3

Recalque estimado $0,2 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$ (valor máximo conforme MacDonald e Skempton).

Tabela 34 - Recalques blocos tipo 2 e 3.

Estaca Isolada Incompressível	
Recalque	
Q	340
Ro	0,4
L	20
E	40500
V	0,3
G	6923,077
$rm=2,5L(1-v)$	35
$\ln(rm/ro)$	4,471639
$4/1-v+2*\pi L/e=\ln(rm/ro)*ro$	75,97024
w (m)	0,001616
Ep (kN/m ²)	20000000
Lambda	1283,951
μ	0,04666
	24,71609
w (m)	0,002208
GI/2/GI	0,444444
GL	15576,92
GL/2	6923,077
nL	18
nL/2	8

Recalque Diferencial

O recalque diferencial será de $0,9-0,2 = 0,7 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm}$ (valor máximo conforme MacDonald e Skempton)

Conclusão

O presente trabalho permitiu aplicar em um estudo de caso a teoria utilizada no dimensionamento de fundações profundas.

O projeto em questão apresentou, portanto, as principais verificações necessárias ao dimensionamento de blocos e estacas para fundações de galpões industriais bem como as ferramentas computacionais a serem utilizadas em cada uma delas, servindo como modelo de orientação para outros projetos semelhantes.

Referências bibliográficas

AOKI, N & VELLOSO, D. A. *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. 1975. V. 1, p.367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122 – Projeto e execução de fundações. 2010.

FREITAS, A. C. Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias. UERJ, Rio de Janeiro, 2010.

MEYERHOF, G.G. *Bearing capacity and settlement of pile foundation*, ASCE, GT 3, 1976.

PIANCASTELLI, E. M. Fundações em estacas: Dimensionamento geométrico e estrutural. UFMG, Belo horizonte, 2012.

POULOS, H.G. & DAVIS, E. H. *Pile foundation analysis and design*. Wiley, New York, 1980.

RANDOLPH, M. R. *A Theoretical study of the performance of piles*. 1977. PhD Thesis – University of Cambridge, Cambridge, 1977.

SILVEIRA, J. E. S. Curso de estruturas de fundação: Investigações geotécnicas, fundações profundas e fundações diretas. UFMG, Belo Horizonte, 2003.

VELLOSO, D. A. & LOPES, F. L. Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo, Oficina de Textos, 2010