



**ALICE EDUARDA SANTOS**

**DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS E ESTUDO DO EFEITO  
DE GRUPO NOS RECALQUES PREVISTOS NAS  
FUNDAÇÕES**

**LAVRAS – MG  
2019**

**ALICE EDUARDA SANTOS**

**DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS E ESTUDO DO EFEITO DE GRUPO NOS  
RECALQUES PREVISTOS NAS FUNDAÇÕES**

Monografia apresentada à  
Universidade Federal de  
Lavras, como parte das  
exigências do Curso de  
Engenharia Civil, para a  
obtenção do título de bacharel.

Prof.<sup>a</sup> Ma. Raquel Mariano Linhares  
Orientadora

**LAVRAS – MG  
2019**

**ALICE EDUARDA SANTOS**

**DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS E ESTUDO DO EFEITO DE GRUPO NOS  
RECALQUES PREVISTOS NAS FUNDAÇÕES**

Monografia apresentada à  
Universidade Federal de  
Lavras, como parte das  
exigências do Curso de  
Engenharia Civil, para a  
obtenção do título de bacharel.

APROVADA em 12 de novembro de 2019  
Ma. Raquel Mariano Linhares UFLA  
Me. Eduardo Souza Cândido UFLA  
Me. Keoma Defaveri do Carmo e Silva UFLA

Prof<sup>a</sup>. Ma. Raquel Mariano Linhares  
Orientadora

**LAVRAS – MG  
2019**

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, em primeiro lugar, por ter me dado forças para concluir esse trabalho e superar as dificuldades.

A minha família, especialmente meus pais, minha irmã e minha avó, pelo carinho, apoio e incentivo durante todo o período da faculdade.

Aos meus amigos da faculdade e professores, que estiveram comigo nessa jornada.

A minha orientadora que me auxiliou no desenvolvimento do trabalho.

E a todos que direta ou indiretamente contribuíram para minha formação profissional e pessoal, muito obrigada.

## RESUMO

As fundações são elementos estruturais que têm como finalidade transmitir a carga da superestrutura para o solo. Estas podem ser superficiais ou profundas, a depender do perfil geológico-geotécnico local e da estrutura que será construída. O trabalho tem como objetivo o dimensionamento geotécnico da fundação do Prédio de Apoio à Gestão da Universidade Federal de Lavras, bem como a análise do efeito de grupo em termos de recalque. Inicialmente foi determinada a fundação que seria utilizada, sendo escolhida a fundação profunda, por estacas, em decorrência das características do terreno. O solo é constituído de argila mole nas camadas superficiais, apresentando baixo índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Além disso, há uma variação do  $N_{SPT}$  ao longo do perfil geológico, sendo encontrados valores menores em camadas mais profundas. Escolhido o tipo de fundação, foi calculada a capacidade de carga, os recalques das estacas isoladas e foi feito o dimensionamento do bloco de coroamento de acordo com a quantidade de estacas. A análise do efeito de grupo foi feita por meio de três metodologias, sendo elas Fleming *et al.* (1985), Estaca Equivalente e Fleming *et al.* (1992). O método da Estaca equivalente foi o mais conservador, apresentando os maiores valores de recalque, devido ao método não considerar a interação entre as estacas, visto que supõe uma estaca representativa do grupo. O método de Fleming *et al.* (1992) é o que apresenta maiores considerações no cálculo do fator de interação para determinar o recalque do grupo, sendo assim o método mais coerente. O recalque do grupo foi maior que o da estaca isolada em todos os métodos e o acréscimo de recalque devido ao grupo foi maior nos grupos que possuíam maior número de estacas.

Palavras-chave: Fundação profunda. Efeito de grupo. Recalque. Grupo de Estacas.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Tipos de ruptura .....	3
Figura 2. Estaca submetida à carga de ruptura de compressão .....	4
Figura 3. Parcelas de recalque da estaca.....	11
Figura 4. Principais modos de deformação da estrutura.....	12
Figura 5. Distorções angulares e danos associados .....	13
Figura 6. Diagrama de esforço normal na estaca.....	15
Figura 7. Propagação de tensões devido à reação de ponta.....	17
Figura 8. Propagação de tensões devido às cargas laterais.....	17
Figura 9. Massa de solo mobilizada pelo carregamento de uma estaca isolada e de um grupo de estacas .....	19
Figura 10. Estaca Equivalente .....	22
Figura 11. Ábaco do coeficiente $e_1$ de Fleming <i>et al.</i> (1992) .....	23
Figura 12. Ábaco dos coeficientes $c_1$ a $c_4$ de Fleming <i>et al.</i> (1992).....	23
Figura 13. Bloco sobre estacas .....	24
Figura 14. Bloco sobre uma estaca .....	25
Figura 15. Bloco sobre duas estacas .....	26
Figura 16. Corte do bloco sobre duas estacas.....	27
Figura 17. Bloco sobre três estacas .....	28
Figura 18. Corte do bloco .....	43
Figura 19. Dimensões dos blocos de coroamento .....	43

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Fatores de correção F1 e F2.....	6
Tabela 2. Coeficiente K e fator de atrito $\alpha$ .....	7
Tabela 3. Coeficiente C .....	9
Tabela 4. Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do solo .....	9
Tabela 5. Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do solo .....	9
Tabela 6. Carga nos pilares, dimensões e sondagens. ....	30
Tabela 7. Peso específico de solos argilosos – Godoy (1992).....	32
Tabela 8. Módulo de Elasticidade por sondagem.....	33
Tabela 9. Coeficiente de Poisson - Teixeira e Godoy (1998).....	34
Tabela 10. Coeficiente de Poisson por sondagem .....	34
Tabela 11. Coeficientes de Fleming <i>et al.</i> (1992).....	34
Tabela 12. Resistência lateral .....	35
Tabela 13. Resistência de Ponta .....	36
Tabela 14. Capacidade de Carga. ....	37
Tabela 15. Número de Estacas .....	38
Tabela 16. Recalque total das estacas (Parte 1).....	39
Tabela 17. Recalque total das estacas (Parte 2).....	40
Tabela 18. Recalque do grupo .....	41
Tabela 19. Altura do bloco de coroamento.....	43

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>Contextualização</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivo do trabalho</b> .....	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>Capacidade de Carga</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Aspectos Gerais</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Método Aoki-Velloso (1975)</b> .....	<b>4</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Método Décourt-Quaresma (1996)</b> .....	<b>7</b>
<b>2.2</b>	<b>Recalques</b> .....	<b>10</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Aspectos Gerais</b> .....	<b>10</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Métodos para a estimativa de recalque</b> .....	<b>13</b>
<b>2.3</b>	<b>Efeito de Grupo</b> .....	<b>18</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Aspectos Gerais</b> .....	<b>18</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Método de Fleming <i>et al.</i> (1985)</b> .....	<b>20</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Método da Estaca Equivalente</b> .....	<b>21</b>
<b>2.3.4</b>	<b>Método de Fleming <i>et al.</i> (1992)</b> .....	<b>22</b>
<b>2.4</b>	<b>Dimensionamento do bloco de coroamento</b> .....	<b>24</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Aspectos Gerais</b> .....	<b>24</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Bloco sobre uma estaca</b> .....	<b>25</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Bloco sobre duas estacas</b> .....	<b>25</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Bloco sobre três estacas</b> .....	<b>28</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAL E MÉTODOS</b> .....	<b>30</b>
<b>3.1</b>	<b>Edificação e Terreno</b> .....	<b>30</b>
<b>3.2</b>	<b>Capacidade de Carga</b> .....	<b>31</b>
<b>3.3</b>	<b>Escolha do diâmetro das estacas</b> .....	<b>32</b>
<b>3.4</b>	<b>Recalque</b> .....	<b>32</b>
<b>3.5</b>	<b>Efeito de Grupo</b> .....	<b>33</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>35</b>
<b>4.1</b>	<b>Capacidade de Carga</b> .....	<b>35</b>
<b>4.2</b>	<b>Recalque</b> .....	<b>37</b>
<b>4.3</b>	<b>Efeito de Grupo</b> .....	<b>40</b>
<b>4.4</b>	<b>Bloco de coroamento</b> .....	<b>42</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>44</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>45</b>
	<b>ANEXO A – Planta de Locação dos Pilares</b> .....	<b>47</b>
	<b>ANEXO B – Sondagem 1</b> .....	<b>48</b>



<b>ANEXO C – Sondagem 2 .....</b>	<b>49</b>
<b>ANEXO D – Sondagem 3 .....</b>	<b>50</b>
<b>ANEXO E – Sondagem 4.....</b>	<b>51</b>
<b>ANEXO F – Locação das sondagens .....</b>	<b>52</b>
<b>APÊNDICE A – Planta de locação dos blocos de coroamento .....</b>	<b>53</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contextualização

Fundações são elementos estruturais que têm como função transmitir os esforços para as camadas mais resistentes do solo, garantindo compatibilidade de tensões e deslocamentos entre o solo e a superestrutura.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) classifica as fundações em superficiais e profundas. De acordo com a norma o elemento de fundação é dito superficial quando a transmissão das tensões no solo é realizada sob a base da fundação. Além disso, a profundidade de embutimento da fundação, em relação ao terreno, deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. As fundações superficiais podem ser radier, bloco e sapata, por exemplo. Hachich *et al.* (1998, p.234) destaca que as fundações superficiais não são aplicáveis em solos fracos, que possuem índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) menor do que 6.

A fundação profunda, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), é o elemento de fundação que transmite as tensões ao solo ou pela base (resistência de ponta) ou pela superfície lateral (resistência de fuste) ou por ambas. A base da fundação deve estar em uma profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão, sendo no mínimo três metros, em relação ao nível do terreno. As fundações profundas se dividem em tubulões e estacas.

Segundo Velloso e Lopes (2010) e Hachich *et al.* (1998) alguns elementos são fundamentais para o desenvolvimento de um projeto de fundações, sendo eles: topografia da área, perfil geológico-geotécnico e informações tanto da estrutura a construir como das construções vizinhas. Esses elementos guiam a escolha do melhor tipo de fundação, baseados, por exemplo, no tipo e resistência do solo e características do terreno e da construção. Ainda segundo os autores, a fundação dimensionada corretamente deve apresentar segurança em relação aos possíveis modos de colapso, atendendo ao Estado Limite Último (ELU). Além disso, deve atender ao Estado Limite de Serviço (ELS), apresentando deslocamentos compatíveis com a superestrutura. Dessa forma, no projeto de fundações é necessário verificar a segurança em relação à perda da capacidade de carga, que é um dos principais modos de colapso, bem como avaliar os deslocamentos horizontais e verticais.

Neste trabalho, dar-se-á ênfase à fundação profunda do tipo estaca hélice contínua, uma estaca moldada *in loco*, sendo executada por meio da introdução de um trado helicoidal contínuo em rotação (NBR 6122 – ABNT, 2010). Neste tipo de estaca o concreto é injetado pela haste central do trado concomitantemente à sua retirada e a armadura é colocada após a concretagem da estaca.

As estacas podem trabalhar de forma isolada ou em grupo. De acordo com Velloso e Lopes (2010) os grupos ocorrem devido a duas situações: carga elevada nos pilares em comparação à carga admissível das estacas e esforços nas fundações, de forma que a utilização de grupos de estacas inclinadas ou em cavaletes proporciona melhor absorção de esforços.

Quando num bloco de coroamento há mais do que uma estaca, esta é influenciada pelo efeito de grupo. A NBR 6122 (ABNT, 2010) classifica o efeito de grupo como o processo de interação dos diversos elementos de fundação ao transmitirem os esforços aplicados ao solo. Essa interação provoca uma superposição de tensões, de forma que o recalque do grupo seja, usualmente, diferente do elemento de fundação isolado.

A análise solo-estrutura de um grupo de estacas é um problema bastante complexo, visto que é influenciada por vários fatores, dentre eles: modo dominante de transferência de carga (estaca flutuante ou de ponta); natureza do maciço do solo da fundação; presença e rigidez do bloco de coroamento; geometria do grupo (CHAN, 2006 apud BONAN, 2017).

## **1.2 Objetivo do trabalho**

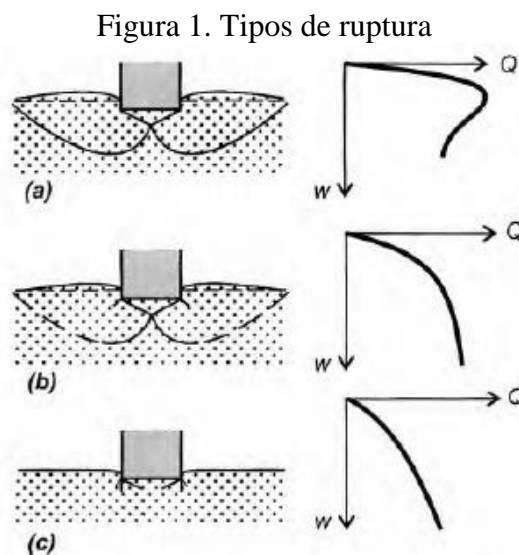
O trabalho tem como objetivos o dimensionamento geotécnico da fundação do Prédio de Apoio à Gestão da Universidade Federal de Lavras e a análise do efeito de grupo, em termos de recalque. Essa análise consiste na comparação entre as metodologias adotadas para o cálculo do recalque de estaca isolada e de grupo.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Capacidade de Carga

#### 2.1.1 Aspectos Gerais

A capacidade de carga corresponde à máxima resistência da fundação, ou seja, é o valor representativo da ruptura do sistema, em termos geotécnicos (CINTRA; AOKI, 2010). A capacidade de carga das fundações superficiais varia em função do tipo de ruptura e pode ser calculada por diferentes teorias, sendo a de Karl Terzaghi a mais conhecida. Estes diferentes modos de ruptura são: a) geral, b) local e c) punção (FIGURA 1). Na ruptura geral (frágil) ocorre um levantamento da superfície de solo para cima da superfície do terreno; já na ruptura por punção (dúctil), ocorrem deslizamentos significativos da fundação para baixo. A ruptura local é um caso intermediário das mencionadas anteriormente (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

A capacidade de carga das fundações profundas pode ser calculada por meio dos métodos estático e empírico. O método empírico estima superficialmente a máxima resistência da fundação com base apenas na classificação das camadas de solo atravessadas, não sendo muito utilizado (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 239). Já no método estático é considerado o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo [EQUAÇÃO (1) e FIGURA 2]. Tal método é dividido em Racionais ou Teóricos, que utilizam soluções teóricas da capacidade de carga e parâmetros do solo, e Semiempíricos, que se fundamentam em ensaios *in situ* de penetração (SPT e CPT).

$$R = R_p + R_L - P \quad (1)$$

Em que:

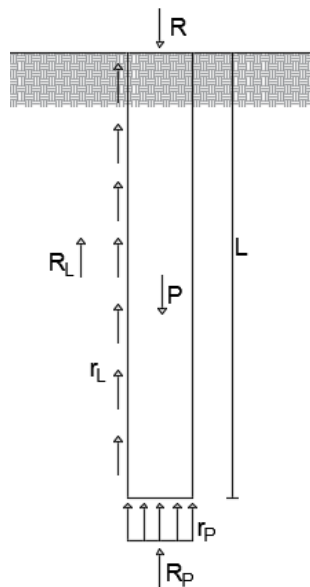
R: capacidade de carga total da estaca;

$R_p$ : capacidade de carga da base ou resistência de ponta;

$R_L$ : capacidade de carga do fuste ou resistência lateral;

P: peso próprio da estaca. Na maioria dos casos o peso é desprezado, visto que as cargas envolvidas são elevadas.

Figura 2. Estaca submetida à carga de ruptura de compressão



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

Segundo Barros (2012) os métodos teóricos não são muito usados para o cálculo da capacidade de carga devido à dificuldade de se obter os parâmetros do solo necessários. Já os métodos semiempíricos são mais empregados, visto que, utilizam parâmetros obtidos empiricamente através de ensaios *in situ*.

### 2.1.2 Método Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre os dados de provas de carga em estacas e ensaios *in situ*. Ele pode ser utilizado com resultados dos ensaios CPT e SPT.

A capacidade de carga é encontrada pela soma das resistências lateral ( $R_L$ ) e de ponta ( $R_p$ ), fornecidas, respectivamente, pela Equação (2) e Equação (3).

$$R_L = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta_L) \quad (2)$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (3)$$

Em que:

U: perímetro da estaca;

A<sub>P</sub>: área na ponta da estaca;

Δ<sub>L</sub>: espessura da camada de solo;

r<sub>L</sub> e r<sub>P</sub>: incógnitas geotécnicas.

As incógnitas são correlacionadas com os valores da resistência de ponta do cone ( $q_C$ ) e do atrito lateral unitário na luva ( $f_S$ ), resultantes do ensaio de penetração estática CPT, obtidos, por meio da Equação (4) e Equação (5), respectivamente.

$$r_P = \frac{q_C}{F_1} \quad (4)$$

$$r_L = \frac{f_S}{F_2} \quad (5)$$

Os fatores  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que consideram a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), bem como a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Entretanto, o ensaio CPT não é muito utilizado no Brasil, ao contrário do SPT, dessa forma, a resistência de ponta ( $q_C$ ) pode ser substituída por uma correlação com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), conforme Equação (6).

$$q_C = K \cdot N_{SPT} \quad (6)$$

A razão de atrito ( $\alpha$ ) expressa a relação entre  $f_S$  e  $q_C$ , conforme Equação (7).

$$\alpha = \frac{f_S}{q_C} \quad (7)$$

Dessa forma, o atrito lateral unitário na luva ( $f_S$ ) pode ser dado pela Equação (8).

$$f_S = \alpha \cdot q_C = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (8)$$

Sendo assim,  $r_L$  e  $r_P$  podem ser reescritas, conforme Equação (9) e Equação (10), respectivamente.

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (9)$$

$$r_P = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \quad (10)$$

Em que:

$N_P$ : índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca;

$N_L$ : índice de resistência à penetração médio, na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ .

Finalmente, a capacidade de carga ( $R$ ) da fundação profunda pode ser calculada por meio da Equação (11).

$$R = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \cdot A_P + \frac{U}{F_2} \sum \alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L \quad (11)$$

A Tabela 1 informa os valores dos fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$ .

Tabela 1. Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-Moldada	1+ (D/0,80)	2 F1
Escavada	3	2 F1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2	2 F1

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

O coeficiente  $K$  e fator de atrito  $\alpha$  dependem do tipo de solo e seus valores são informados na Tabela 2.

Tabela 2. Coeficiente K e fator de atrito  $\alpha$ 

<b>SOLO</b>	<b>K (kPa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia siltoargilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilossiltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argiloarenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenossiltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila siltoarenosa	330	3,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

A carga admissível da estaca é determinada conforme Equação (12).

$$Pa = \frac{R}{FS} \quad (12)$$

Em que:

FS: fator de segurança, que apresenta valor igual a 2;

O método de Aoki-Velloso utiliza o mesmo fator de segurança que o determinado pela norma NBR 6122 (ABNT, 2010).

### 2.1.3 Método Décourt-Quaresma (1996)

O método de Décourt-Quaresma se fundamenta somente nos ensaios de sondagem SPT para a determinação da capacidade de carga. De forma semelhante ao método de Aoki-Velloso, a capacidade de carga é calculada por meio do somatório das parcelas de resistência lateral e de ponta.

A resistência de ponta ( $r_p$ ), em unidade de tensão, pode ser calculada por meio da Equação (13).

$$r_p = C \cdot N_p \quad (13)$$



Em que:

$N_p$ : valor médio do índice de resistência à penetração, na ponta da estaca, obtido através de três valores: o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

$C$ : coeficiente que depende do tipo de solo.

Décourt (1982) propõe o cálculo do atrito lateral ( $r_L$ ), em unidade de tensão, segundo a Equação (14).

$$r_L = 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (\text{kPa}) \quad (14)$$

Em que:

$N_L$ : valor médio do  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo e sem considerar os  $N_{SPT}$  utilizados na resistência de ponta. Para o cálculo de  $N_L$  são adotados os limites  $N_L \geq 3$  e  $N_L \leq 15$ , para estacas Strauss e  $N_L \leq 50$ , para estacas de deslocamento e escavadas com betonita.

Décourt (1996) insere os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  nas parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, resultando no cálculo da capacidade de carga  $R$ , conforme Equação (15). Esses fatores são introduzidos para a aplicação do método a diferentes tipos de estacas. O método original (para estacas pré-moldadas) mantém  $\alpha = \beta = 1$ , sendo que esse valor pode ser utilizado para estacas metálicas e do tipo Franki.

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (15)$$

Em que:

$U$ : perímetro da estaca.

$L$ : comprimento da estaca.

O valor do coeficiente característico do solo,  $C$ , é mostrado na Tabela 3.

Tabela 3. Coeficiente C

<b>Tipo de solo</b>	<b>C (kPa)</b>
Argila	120
Silte Argiloso*	200
Silte Arenoso*	250
Areia	400

\*alteração de rocha  
(solos residuais)

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

A Tabela 4 e a Tabela 5 informam os valores dos fatores  $\alpha$  e  $\beta$ , respectivamente.

Tabela 4. Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do solo

<b>Tipo de Solo</b>	<b>Tipo de Estaca</b>				
	<b>Escavada em geral</b>	<b>Escavada (betonita)</b>	<b>Hélice Contínua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetadas sob altas pressões</b>
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

\* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 5. Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do solo

<b>Tipo de Solo</b>	<b>Tipo de Estaca</b>				
	<b>Escavada em geral</b>	<b>Escavada (betonita)</b>	<b>Hélice Contínua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetadas sob altas pressões</b>
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

\* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Em relação ao fator de segurança para o cálculo da carga admissível, Décourt propõe que ele seja calculado por meio da Equação (16).

$$F = F_p \cdot F_f \cdot F_d \cdot F_w \quad (16)$$

Em que:

$F_p$ : coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo, sendo igual a 1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta.

$F_f$ : coeficiente relativo à formulação adotada, apresentando valor igual a 1.

$F_d$ : coeficiente de segurança relativo à formulação adotada, sendo igual a 1 para o atrito lateral e 2,5 para a resistência de ponta.

$F_w$ : coeficiente de segurança relativo à carga de trabalho da estaca, apresentando valor de 1,2.

Dessa forma, tem-se:

Para a resistência lateral:  $F_s = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cong 1,3$

Para a resistência de ponta:  $F_p = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 1,2 \cong 4,0$

Desta forma, a carga admissível do método de Décourt-Quaresma pode ser calculada segundo a Equação (17).

$$Pa = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (17)$$

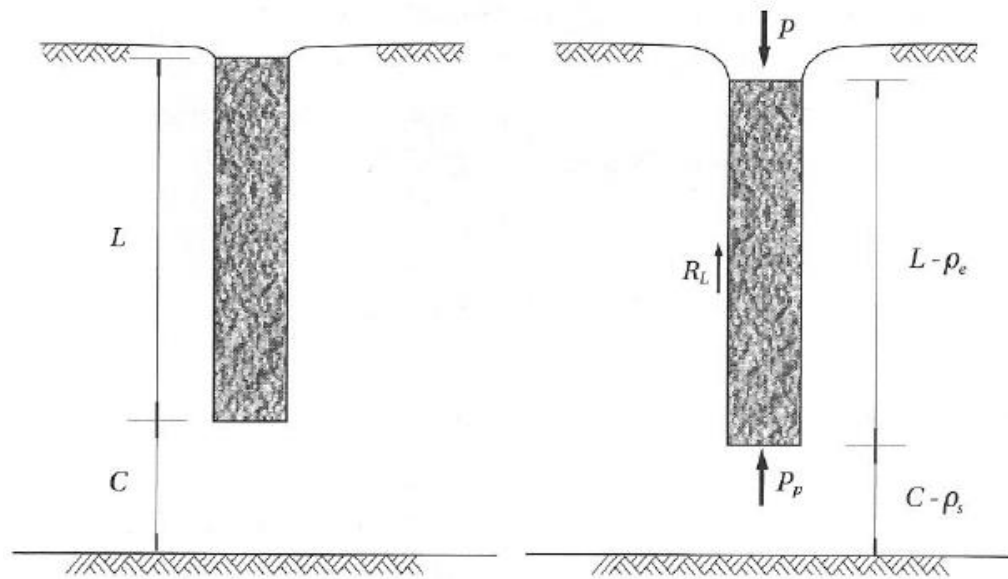
## 2.2 Recalques

### 2.2.1 Aspectos Gerais

Os recalques são os deslocamentos verticais sofridos pelo solo e pela estrutura. Rebello (2008, p.57) define recalque como a deformação que ocorre no solo quanto submetido a carregamento e essa deformação provoca movimentação da fundação. Segundo Cintra e Aoki (2010) todos os edifícios sofrem recalque e por isso a sua estimativa deve constar no projeto de fundações e apresentar valores menores do que os admissíveis.

A estaca quando submetida a uma carga axial sofrerá dois tipos de deformações, sendo elas o encurtamento elástico da própria estaca, resultando no recalque elástico, e as deformações verticais do solo abaixo da base da estaca, ocasionando o recalque do solo. Dessa forma, o recalque total é calculado pela soma das parcelas de recalque elástico e do solo (CINTRA; AOKI, 2010, p.54) (FIGURA 3).

Figura 3. Parcelas de recalque da estaca



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

A NBR 6122 (ABNT, 2010) não determina valores para o recalque admissível da fundação, sendo isto de responsabilidade do projetista, mas estabelece critérios que devem ser considerados para a determinação dos recalques, como a confiabilidade com o qual os valores de deslocamentos aceitáveis podem ser estabelecidos.

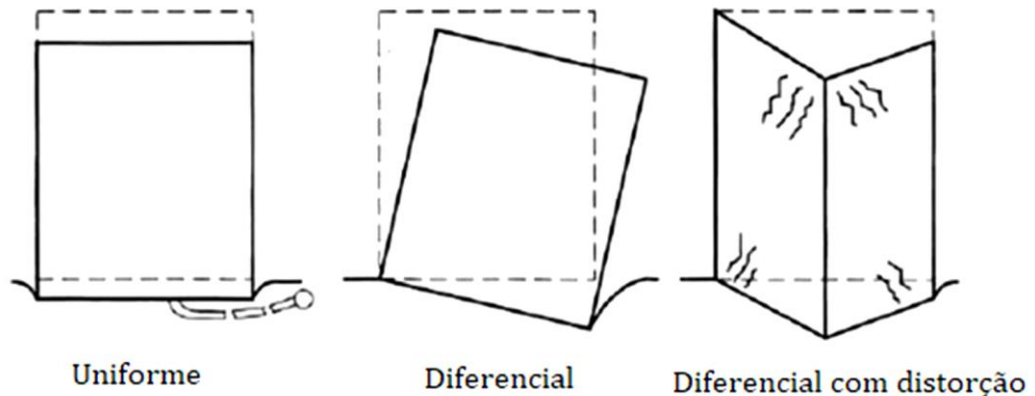
Velloso e Lopes (2010, p. 25) destacam que é importante ter o conhecimento dos recalques admissíveis. Entretanto, a determinação de tais valores é complexa, visto que apresenta muitas variáveis. Dentre elas, podemos destacar: a utilização é subjetiva; as estruturas apresentam grande variabilidade entre si, sendo difícil estabelecer orientações gerais quanto aos deslocamentos admissíveis.

Segundo Castro (2010), os recalques provocam danos à edificação e eles podem ser estéticos, funcionais e estruturais. Os danos estéticos são os danos que comprometem a aparência visual da edificação e não comprometem seu uso ou estabilidade. São exemplos: fissuras em paredes e acabamentos, desaprumo do edifício ou de muros de arrimo, rompimento de painéis de vidro. Os danos funcionais já comprometem a utilização da construção, sendo exemplos, empenamento de portas e janelas, desaprumo acentuado e problemas com tubulação de esgoto. Já os danos estruturais danificam os elementos estruturais, como fissuras em vigas, lajes e pilares. Dependendo da intensidade podem provocar o colapso da edificação.

Os recalques da fundação podem ser uniformes, diferenciais e diferenciais com distorção (distorcionais), de forma que cada um está relacionado a um dano à construção

(FIGURA 4). O recalque uniforme pode provocar danos funcionais e estéticos, caso os deslocamentos sejam muito elevados. O recalque diferencial pode causar danos estéticos resultantes da perda de prumo da construção e danos funcionais oriundos do desnivelamento de pisos. Já o recalque com distorção além dos danos estéticos e funcionais, podem acarretar danos estruturais.

Figura 4. Principais modos de deformação da estrutura



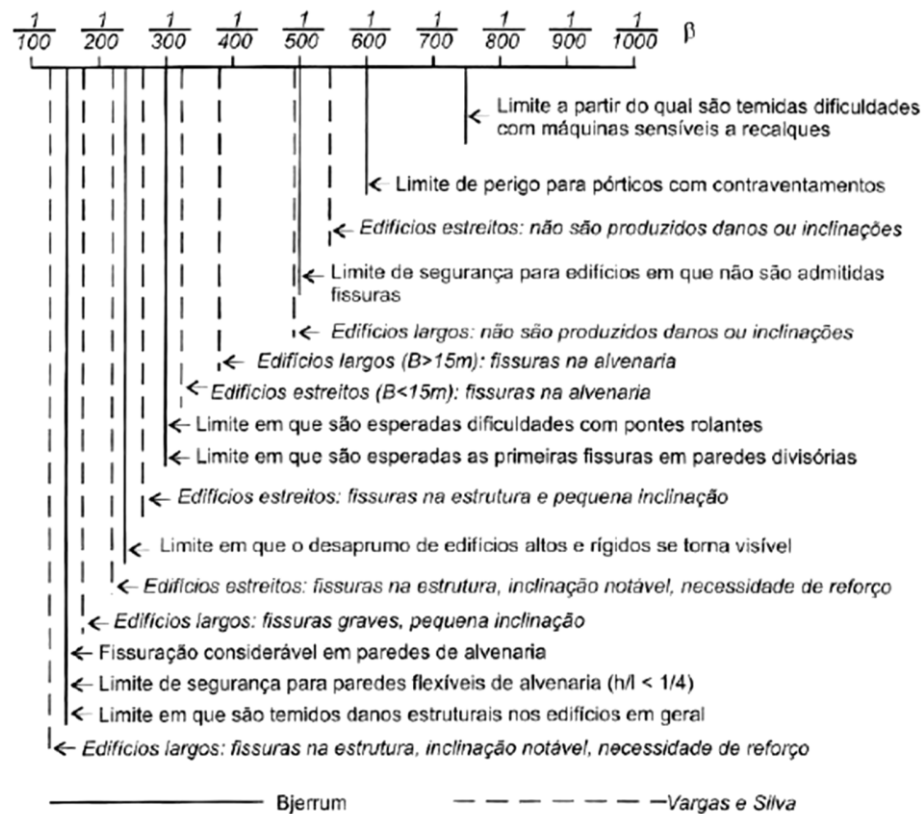
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

O recalque diferencial ( $\Delta$ ) pode ser entendido como a diferença de recalque total entre dois elementos de fundações. A distorção angular ( $\delta$ ) é a razão entre o recalque diferencial e a distância entre o centro dos pilares ( $L$ ), conforme Equação (18).

$$\delta = \frac{\Delta}{L} \quad (18)$$

A Figura 5 apresenta os valores de distorção angular e os danos associados sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973).

Figura 5. Distorções angulares e danos associados



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

### 2.2.2 Métodos para a estimativa de recalque

Os métodos para a previsão do recalque em estacas isoladas podem ser baseados na Teoria da Elasticidade, numéricos e semiempíricos. Os métodos numéricos estão sendo muito utilizados visto que fornecem uma análise criteriosa e com bons resultados. Dentre eles se destacam o método dos elementos de contorno e métodos dos elementos finitos (MAGALHÃES, 2005).

Os métodos baseados na Teoria da Elasticidade dividem a estaca em elementos e calculam o recalque por meio da compatibilização do deslocamento da estaca com o deslocamento do solo. A diferença entre os métodos é o modo como cada um discretiza o carregamento ao longo da estaca. O recalque do solo é obtido por meio da equação de Mindlin (1936) (MAGALHÃES, 2005). Os métodos de Poulos e Davis (1980) e Randolph e Wroth (1978) se destacam no cálculo baseado pela teoria da elasticidade.

Os métodos semiempíricos determinam o recalque a partir da interação solo-estrutura, considerando as propriedades do solo no contato com a fundação (PRUNUNCIATI; GARCIA; RODRIGUEZ, 2018). O método descrito por Cintra e Aoki (2010) é um exemplo

de método semiempírico e foi o adotado para o cálculo do recalque das estacas isoladas neste trabalho.

- **Método de Cintra e Aoki (2010)**

O recalque da estaca segundo o método de Cintra e Aoki (2010) é calculado por meio da Equação (19).

$$\rho_T = \rho_e + \rho_s \quad (19)$$

Em que:

$\rho_e$ : encurtamento elástico.

$\rho_s$ : recalque do solo.

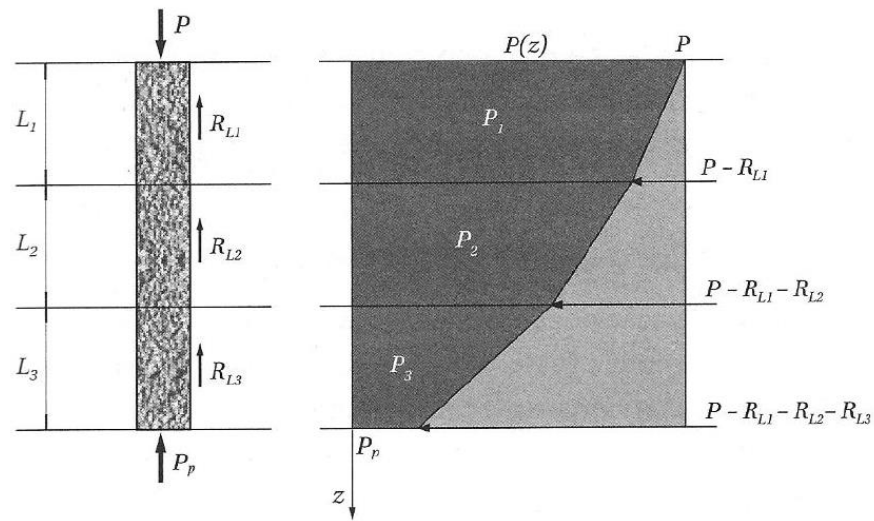
Para o cálculo do encurtamento elástico, deve-se admitir:

- A carga vertical aplicada na estaca deve apresentar um valor intermediário entre a resistência lateral ( $R_L$ ) e a capacidade de carga ( $R$ ). Dessa forma, todo o atrito lateral será mobilizado, sendo necessário utilizar a resistência de ponta;
- A reação na ponta da estaca ( $P_p$ ) deve ser inferior à resistência de ponta ( $R_p$ ) e suficiente para o equilíbrio das forças, de forma que respeite a relação mostrada na Equação (20).

$$P_p = P - R_L < R_p \quad (20)$$

Na cabeça da estaca o esforço normal é máximo ( $P$ ), já na ponta da estaca esse valor é mínimo ( $P_p$ ). Essa diminuição ao longo da profundidade ocorre devido à transferência de carga que acontece da estaca para o solo envolvente, devido à resistência lateral que o solo oferece (FIGURA 6).

Figura 6. Diagrama de esforço normal na estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Aplicando a Lei de Hooke, se obtém o encurtamento elástico ( $\rho_e$ ) da estaca por meio da Equação (21).

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_C} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (21)$$

Em que:

A: área da seção transversal do fuste da estaca;

$E_C$ : módulo de elasticidade do concreto;

$P_i$ : esforço normal médio na estaca na camada  $i$ ;

$L_i$ : comprimento da camada  $i$ .

Na ausência do valor específico de  $E_C$ , pode-se considerar:

$E_C$ : 28 a 30 GPa para estaca pré moldada;

$E_C$ : 21 GPa para estaca hélice contínua, Franki e estação;

$E_C$ : 18 GPa para estaca Strauss e escavada a seco.

A estaca transfere cargas ao solo ao longo do seu comprimento e da sua base. Dessa forma, o recalque do solo é dividido em duas parcelas, sendo referentes à reação de ponta e à reação das cargas laterais.

A primeira é calculada por meio do acréscimo de tensão gerado nas camadas de solo subjacentes. Admitindo que a camada subjacente tenha espessura  $H$ , que  $h$  seja a distância entre o ponto de aplicação da força e topo da camada e supondo uma propagação de tensão de



1:2, o acréscimo de tensão na linha média dessa camada, pode ser calculado segundo Equação (22).

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \cdot \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2} \quad (22)$$

Em que:

$\Delta\sigma_p$ : acréscimo de tensão;

$P_p$ : força aplicada na ponta;

D: diâmetro da base da estaca;

h: distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H;

H: espessura da camada subjacente.

De forma análoga, a segunda parcela de recalque é obtida considerando que tais reações produzem uma tensão adicional na camada de solo subjacente [EQUAÇÃO (23)].

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 \cdot R_{Li}}{\pi \cdot \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2} \quad (23)$$

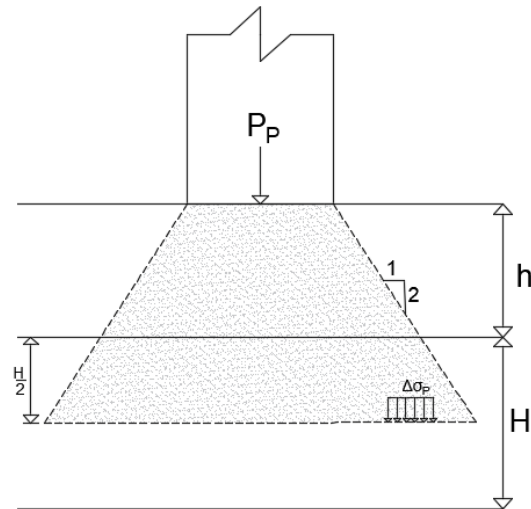
Em que:

$\Delta\sigma_i$ : acréscimo de tensão devido à camada i;

$R_{Li}$  resistência de atrito lateral da camada i.

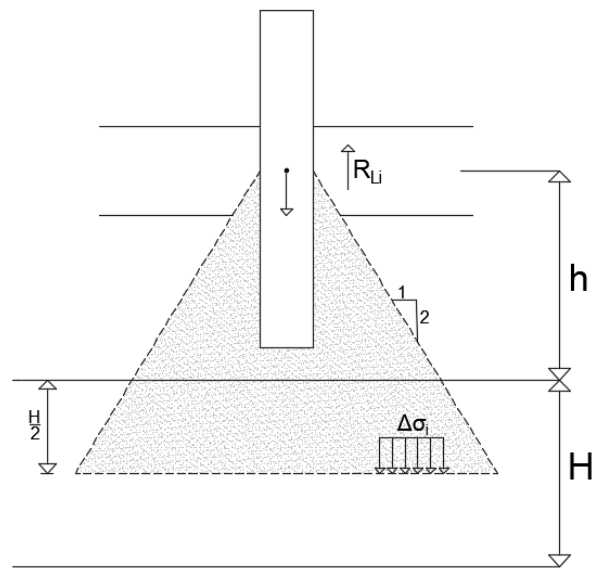
A propagação de tensões devido à reação de ponta é exemplificada na Figura 7 e a propagação de tensões devido às cargas laterais é mostrada na Figura 8.

Figura 7. Propagação de tensões devido à reação de ponta



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Figura 8. Propagação de tensões devido às cargas laterais



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Finalmente, o recalque devido ao solo, pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear, conforme Equação (24).

$$\rho_s = \sum \left( \frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (24)$$

Em que:

$\rho_s$ : recalque devido ao solo;

$\Delta\sigma$ : soma das tensões devido à reação de ponto e parcela de atrito lateral;

$E_s$ : módulo de deformabilidade da camada de solo.

O módulo de deformabilidade do solo pode ser obtido por meio da Equação (25), adaptada de Janbu (1963).

$$E_s = E_o \cdot \left( \frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n \quad (25)$$

Em que:

$E_o$ : módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

$\sigma_o$ : tensão geostática no centro da camada;

$n$ : expoente que depende da natureza do solo:  $n = 0,5$  para materiais granulares e  $n = 0$  para argilas duras e rijas.

Para determinar o valor de  $E_o$ , Aoki (1984) propõe:

$E_o$ :  $6 \cdot K \cdot N_{SPT}$ , para estacas cravadas;

$E_o$ :  $4 \cdot K \cdot N_{SPT}$ , para estacas hélice contínua;

$E_o$ :  $3 \cdot K \cdot N_{SPT}$ , para estacas escavadas;

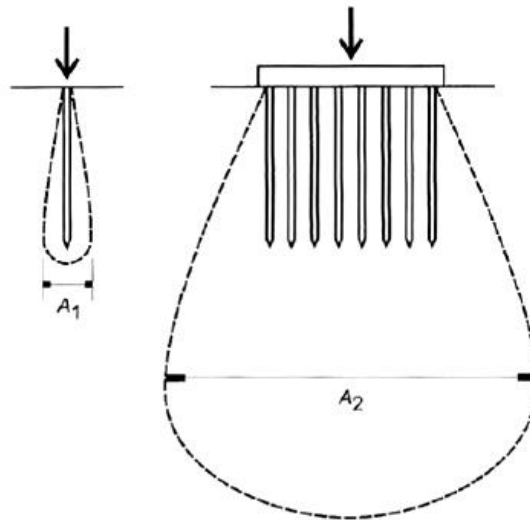
Onde o coeficiente  $K$  é referente ao tipo de solo (TABELA 2).

## 2.3 Efeito de Grupo

### 2.3.1 Aspectos Gerais

Santana (2008) define o efeito de grupo como o processo de interação, através do solo, entre estacas ou tubulões, espaçados de certa distância, em que o estado de tensão gerado por um elemento de fundação influencia no comportamento do outro (FIGURA 9).

Figura 9. Massa de solo mobilizada pelo carregamento de uma estaca isolada e de um grupo de estacas



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Segundo Velloso e Lopes (2010), a capacidade de carga e os recalques do grupo são distintos dos apresentados por uma estaca isolada e o efeito de grupo deve ser estudado de forma separada para cada um deles.

Segundo Cooke *et al.* (1980) apud Santana (2008), os recalques de uma estaca em uma área afetada por outras estacas, dependem de suas características e cargas solicitantes, como também das características das estacas vizinhas, de seus respectivos carregamentos e espaçamento entre elas.

A análise solo-estrutura de um grupo de estacas é um problema bastante complexo, devido aos diversos fatores que a influenciam. Santana (2008) em seu trabalho listou os principais fatores que interferem no efeito de grupo, bem como seus efeitos (QUADRO 1).

A rigidez do bloco de coroamento é outro fator que influencia o efeito de grupo, de forma que há duas situações extremas: blocos rígidos e blocos flexíveis. Nos blocos rígidos as estacas do grupo possuem recalques uniformes, com maiores cargas nas estacas periféricas. Já nos blocos flexíveis os recalques são maiores nas estacas centrais do grupo e as cargas se distribuem igualmente entre as estacas. A hipótese do bloco rígido é a que melhor se assemelha aos casos reais (POULOS, 1968 apud SANTANA, 2008).

As análises de grupo em estacas podem avaliar ou não a interação entre estacas através do solo (“interação estaca-solo-estaca”), sendo que aquelas que não fazem essa consideração podem cometer erros excessivos nas análises de recalques (SANTANA, 2008). Na literatura existem diversos métodos que podem ser utilizados para a determinação do recalque de um grupo de estacas. Os métodos utilizados no trabalho serão descritos a seguir.

Quadro 1. Fatores intervenientes no efeito de grupo em estacas

<b>Variável</b>	<b>Efeito</b>
Número de estacas	O efeito de grupo é tão mais acentuado quanto maior o número de estacas do grupo.
Esbeltez relativa	Quanto mais esbeltas as estacas em um grupo, mais pronunciado é o efeito de grupo.
Coefficiente de Poisson	Quanto menor o coeficiente de Poisson do solo, mais acentuado é o efeito de grupo.
Profundidade Relativa	O aumento da profundidade relativa (relação entre espessura da camada compressível e comprimento da estaca) induz maior interação entre as estacas, acentuando o efeito de grupo.
Geometria do grupo	Além do número de estacas de um grupo, sua distribuição tem influência no efeito de grupo, já que interfere na distribuição de tensões no solo.
Compressibilidade relativa estaca-solo	O aumento da compressibilidade relativa estaca-solo incrementa a interação entre estacas no caso de estacas flutuantes e a reduz no caso de estacas de ponta.
Modo de transferência de carga da estaca ao solo	Estacas que transferem mais carga ao solo pelo fuste do que pela base tem efeito de grupo mais pronunciado
Efeito de instalação da estaca	A instalação de uma estaca altera as propriedades do solo. Esse efeito é ainda mais acentuado na instalação de um grupo. Assim o grupo pode ter recalques maiores, ou eventualmente menores, que a estaca isolada submetida a carregamento equivalente.

Fonte: Santana (2008)

### 2.3.2 Método de Fleming *et al.* (1985)

O método de Fleming *et al.* (1985) é um método empírico e pode ser utilizado tanto para argila quanto para areia. O recalque do grupo ( $\rho_G$ ) é dado pelo recalque da estaca isolada ( $\rho_i$ ) multiplicado por uma relação [EQUAÇÃO (26)].

$$\rho_G = \rho_i \cdot N^\eta \quad (26)$$

Em que:

N: número de estacas do grupo;

$\eta$ : expoente que varia entre 0,4 e 0,6 para a maioria dos grupos. Poulos (1989) apud Velloso e Lopes (2010) sugerem 0,33 para o grupo de estacas flutuantes em areia e 0,5 para estacas em argila.

### 2.3.3 Método da Estaca Equivalente

Poulos e Davis (1980) propuseram o método da estaca equivalente. Ele calcula o recalque médio do grupo de estacas transformando-o em uma estaca circular, com área equivalente à do grupo ( $A_g$ ) (FIGURA 10). O diâmetro dessa estaca ( $D_{eq}$ ) é dado pela Equação (27).

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_g} \quad (27)$$

O módulo de elasticidade da estaca equivalente ( $E_{eq}$ ) é calculado segundo Equação (28).

$$E_{eq} = E_s + (E_p - E_s) \cdot \left( \frac{A_T}{A_g} \right) \quad (28)$$

Em que:

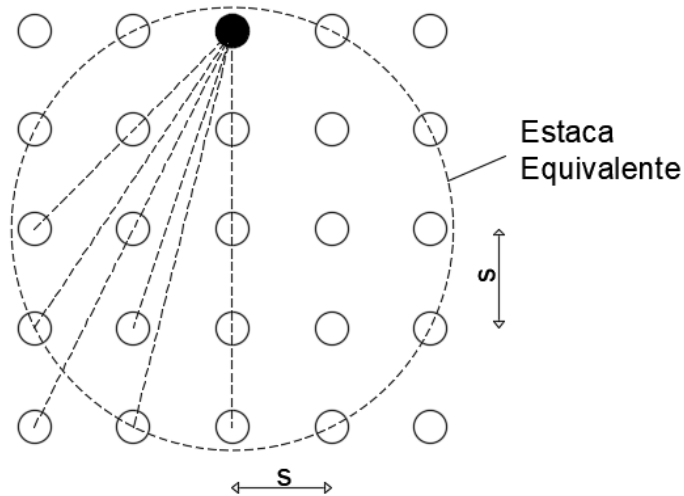
$E_s$ : módulo de elasticidade do solo;

$E_p$ : módulo de elasticidade da estaca;

$A_T$ : somatório das seções das estacas do grupo.

O recalque da estaca equivalente pode ser calculado com metodologias de estaca isolada. Randolph (1994) apud Santana (2008) indica o uso dessa metodologia para a estimativa de recalques de estacas pouco espaçadas.

Figura 10. Estaca Equivalente



Fonte: Adaptado de Randolph (1994) apud Santana (2008)

#### 2.3.4 Método de Fleming *et al.* (1992)

O recalque do grupo de estacas ( $\rho_G$ ) pode ser dado pela Equação (29).

$$\rho_G = \frac{\rho_i}{n^{-e}} \quad (29)$$

Em que:

$\rho_i$ : recalque da estaca isolada;

$n$ : número de estacas do grupo;

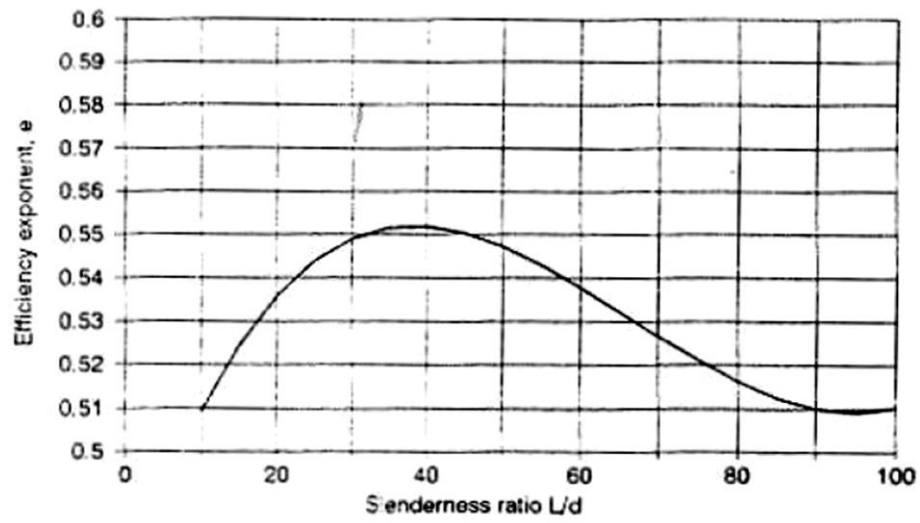
$e$ : expoente de eficiência do grupo, que varia entre 0,4 e 0,6 para a maioria dos grupos.

O expoente de eficiência do grupo é influenciado por diversos fatores: esbeltez relativa das estacas ( $L/d$ ), rigidez relativa estaca-solo ( $k=E_p/E_s$ ), espaçamento entre as estacas ( $s/d$ ), heterogeneidade do solo ( $\rho$ ) e o coeficiente de Poisson do solo ( $\nu$ ). Os coeficientes  $e_1$ ,  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  e  $c_4$  se referem nessa ordem com os fatores apresentados [EQUAÇÃO (30)].

$$e = e_1 \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \quad (30)$$

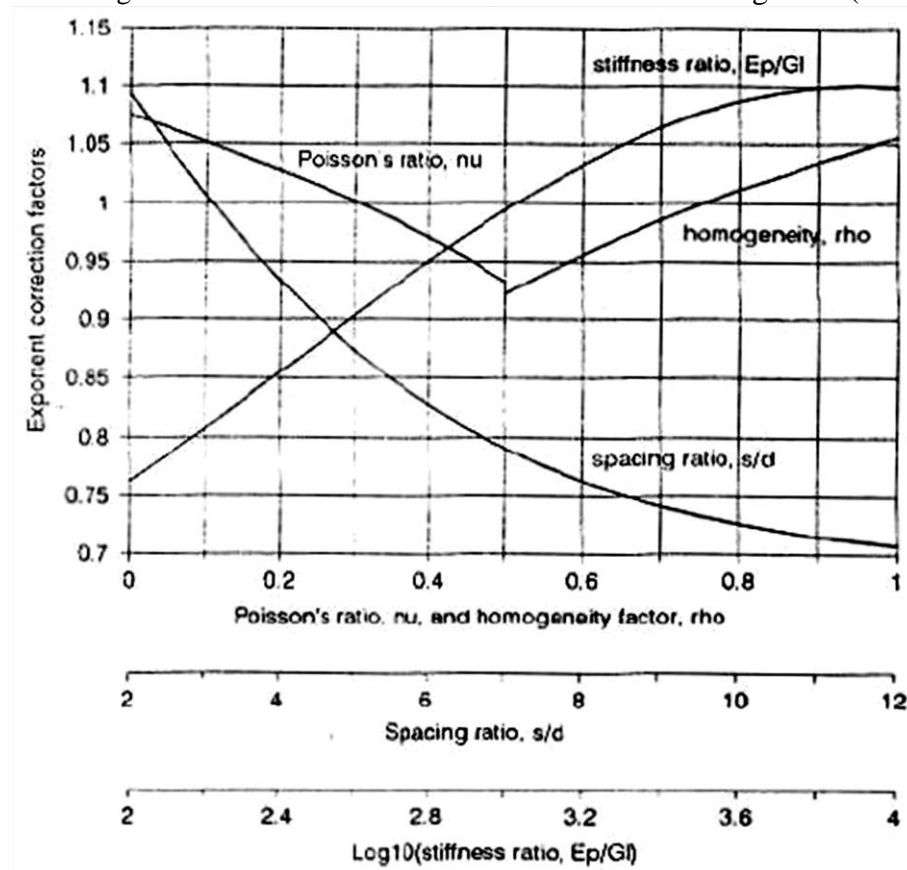
Os valores de tais coeficientes podem ser retirados dos ábacos da Figura 11 e Figura 12 e atendem a grupos de estacas com afastamentos de até 12 diâmetros.

Figura 11. Ábaco do coeficiente  $e_1$  de Fleming *et al.* (1992)



Fonte: Santana (2008)

Figura 12. Ábaco dos coeficientes  $c_1$  a  $c_4$  de Fleming *et al.* (1992)



Fonte: Santana (2008)

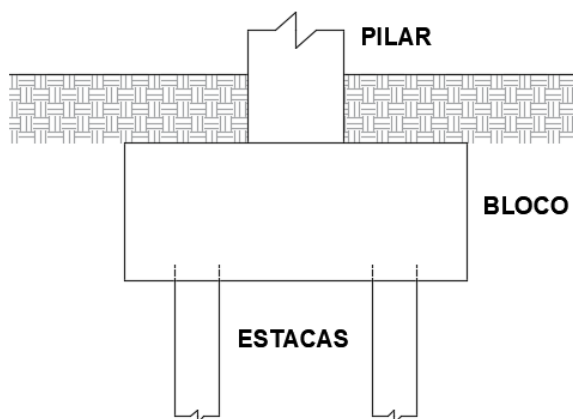


## 2.4 Dimensionamento do bloco de coroamento

### 2.4.1 Aspectos Gerais

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) blocos são estruturas de volume que tem a função de transmitir às estacas ou tubulões as cargas de fundação, e podem ser rígidos ou flexíveis (FIGURA 13).

Figura 13. Bloco sobre estacas



Fonte: Adaptado de Bastos (2017)

Segundo Bastos (2017), os blocos sobre estacas podem ser teoricamente para “n” estacas, dependendo especialmente da capacidade de carga da estaca e das características do solo. No caso de blocos de coroamento sobre uma estaca, eles possuem a função de ser um elemento de transferência de carga, necessário por razões construtivas, para a locação correta dos pilares e correção de pequenas excentricidades da estaca, por exemplo. (BASTOS, 2017).

No Brasil, o “Método das Bielas” (Blévet, de 1967), o método do CEB-70 e mais recentemente os modelos tridimensionais de bielas e tirantes são os modelos de cálculo utilizados no dimensionamento dos blocos rígidos. Já no caso de blocos flexíveis são aplicados métodos clássicos utilizados para vigas e lajes (BASTOS, 2017).

O método das bielas é o método simplificado mais utilizado, visto que possui amplo suporte experimental (116 ensaios de Blévet), grande tradição no Brasil e parte de um modelo intuitivo (modelo da treliça) (BASTOS, 2017).

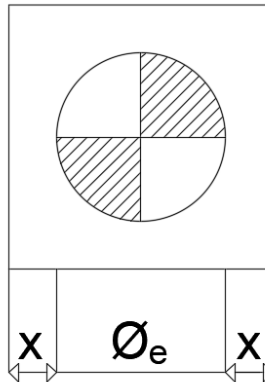
As dimensões em planta dos blocos sobre estacas, em sua maioria, dependem da disposição das estacas, sendo adotado geralmente, o menor espaçamento possível entre elas. Para estacas pré-moldadas é adotado o espaçamento equivalente a 2,5 diâmetros, já para estacas moldadas in loco é utilizado 3 diâmetros. Nos dois casos o espaçamento não pode ser

inferior a 60 cm. Além disso, deve ser respeitada uma distância mínima entre a face da estaca e as extremidades do bloco. (ALVA, 2007).

#### 2.4.2 Bloco sobre uma estaca

O comprimento do bloco sobre uma estaca (FIGURA 14) pode ser determinado conforme Equação (31).

Figura 14. Bloco sobre uma estaca



Fonte: Adaptado de Bastos (2017)

$$A = \varnothing_e + 2 \cdot x \quad (31)$$

Em que:

A: comprimento do bloco de coroamento;

$\varnothing_e$ : diâmetro da estaca;

x: distância entre a estaca e o bloco. Pode ser adotado 10 ou 15 cm dependendo da carga vertical, capacidade de carga da estaca, por exemplo.

No caso de estaca circular, pode ser adotado bloco quadrado de forma que a largura do bloco seja igual ao seu comprimento.

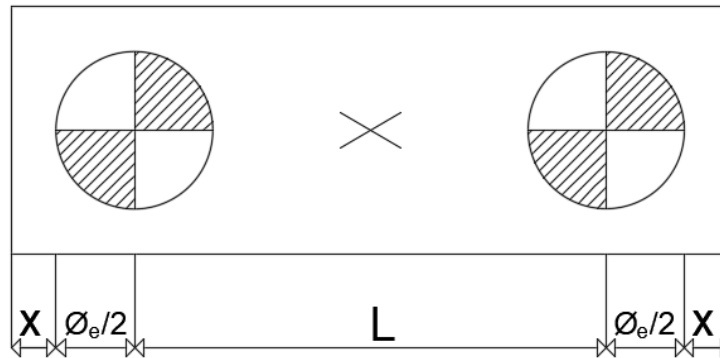
O cálculo da altura do bloco (d) pode ser feito por meio da Equação (32).

$$d = 1,2 \cdot \varnothing_e \quad (32)$$

#### 2.4.3 Bloco sobre duas estacas

O comprimento do bloco (A) sobre duas estacas (FIGURA 15) pode ser dado pela Equação (33).

Figura 15. Bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptado de Bastos (2017)

$$A = L + \varnothing_e + 2 \cdot x \quad (33)$$

Em que:

L: espaçamento entre as estacas. Pode ser 2,5 diâmetros (estaca pré-moldada) ou 3 diâmetros (estaca moldada in loco);

$\varnothing_e$ : diâmetro da estaca;

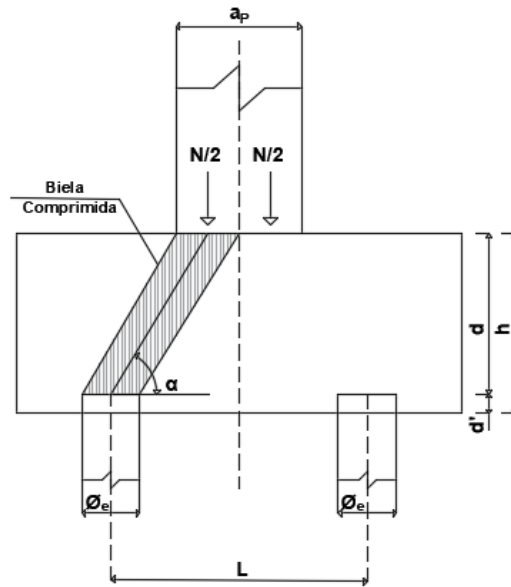
x: distância entre a estaca e o bloco. Podem ser adotados 10 ou 15 cm dependendo da carga vertical, capacidade de carga da estaca, por exemplo.

A largura do bloco (B) pode ser calculada pela Equação (34).

$$B = \varnothing_e + 2 \cdot x \quad (34)$$

Os parâmetros geométricos podem ser mais bem visualizados na Figura 16.

Figura 16. Corte do bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptado de Barros (2017)

O parâmetro  $\alpha$  representa o ângulo de inclinação da biela comprimida. Segundo Machado (1985), deve-se ter  $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$  para que as bielas comprimidas não apresentem risco por punção, resultando em um valor para  $d$  mínimo e máximo. A Equação (35) e Equação (36) informam como calcular os valores de  $d$ .

$$d_{\min} = 0,5 \cdot \left( L - \frac{a_p}{2} \right) \quad (35)$$

$$d_{\max} = 0,71 \cdot \left( L - \frac{a_p}{2} \right) \quad (36)$$

Em que:

$a_p$ : maior dimensão do pilar.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que o bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque de pilares.

A altura total do bloco é dada pela soma dos valores de  $d$  e  $d'$ .

O valor de  $d$  deve ser maior que o comprimento de ancoragem da armadura do pilar.

O valor de  $d'$  pode ser encontrado por meio da Equação (37).

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm} \\ a_{est} \\ 5 \end{array} \right\} \quad (37)$$

Em que:

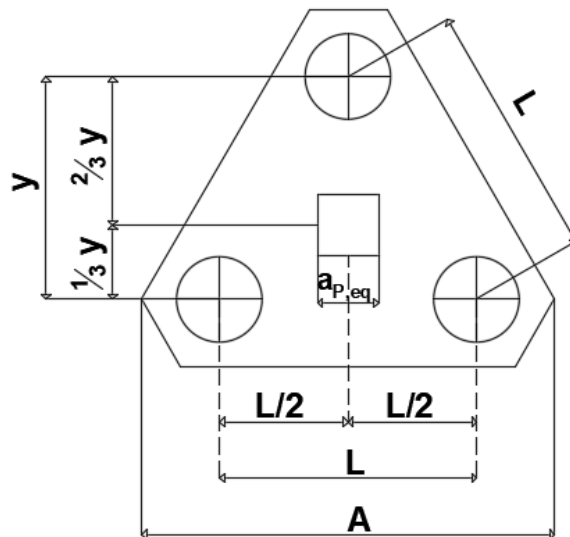
$a_{est}$ : lado de uma seção quadrada, com mesma área da estaca de seção circular, determinado através da Equação (38).

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \Phi_e \quad (38)$$

#### 2.4.4 Bloco sobre três estacas

Para o dimensionamento do bloco sobre três estacas, o pilar é suposto com seção quadrada, com centro geométrico semelhante ao do bloco (FIGURA 17), onde pode ser observado o comprimento do bloco (A), o espaçamento horizontal e diagonal (L) entre as estacas e o espaçamento vertical (y).

Figura 17. Bloco sobre três estacas



Fonte: Adaptado de Bastos (2017)

Para pilares retangulares, pode ser adotado pilar de seção quadrada equivalente ( $a_{p,eq}$ ), de acordo com a Equação (39).

$$a_{p,eq} = \sqrt{(a_p \cdot b_p)} \quad (39)$$

Em que:

$a_p$ : maior dimensão do pilar;

$b_p$ : menor dimensão do pilar.

De forma semelhante ao bloco de duas estacas, o intervalo para o ângulo de inclinação da biela comprimida é o sugerido por Machado (1985),  $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$ , resultando em valores para  $d$  conforme Equação (40) e Equação (41).

$$d_{\min} = 0,58 \cdot \left( L - \frac{a_{p,eq}}{2} \right) \quad (40)$$

$$d_{\max} = 0,825 \cdot \left( L - \frac{a_{p,eq}}{2} \right) \quad (41)$$

Os valores de  $d'$ , altura total e comprimento (A) do bloco podem ser encontrados de forma semelhante à descrita para bloco com duas estacas.

### 3 MATERIAL E MÉTODOS

#### 3.1 Edificação e Terreno

O dimensionamento da fundação foi feito para o Prédio de Apoio à Gestão da Universidade Federal de Lavras. A Tabela 6 informa os pilares, suas solicitações, dimensões e respectivas sondagens (SP). A planta de locação dos pilares está no Anexo A. As sondagens do terreno 1, 2, 3 e 4 estão nos Anexos B, C, D e E, respectivamente. A localização das sondagens está no Anexo F.

Em todas as sondagens pode ser verificado que o  $N_{SPT}$  apresenta valores maiores do que 6 a partir da profundidade de 4 metros, sugerindo utilização de fundações profundas (Hachich *et al.*, 1998). Ademais, os autores não recomendam o emprego de sapatas em terrenos em que o solo apresente características inferiores ao da camada de suporte, o que também ocorre em todas as sondagens. Dessa forma, fica enfatizada a importância da realização da investigação do subsolo para guiar o projeto de fundação.

Tabela 6. Carga nos pilares, dimensões e sondagens.

Pilar	Carga (kN)	Dim. (cm)	SP	Pilar	Carga (kN)	Dim. (cm)	SP
P1	478,562	25 x 40	1	P32	787,470	19 x 60	4
P2	601,145	19 x 60	1	P37	783,547	19 x 60	2
P4	599,183	19 x 60	3	P38	1274,858	19 x 60	2
P5	477,581	25 x 40	3	P39	1242,496	19 x 60	4
P6	359,902	25 x 40	1	P40	775,702	19 x 60	4
P7	367,748	25 x 40	3	P45	762,953	19 x 60	2
P8	424,626	25 x 40	1	P46	1290,549	19 x 60	2
P9	717,843	19 x 40	1	P47	1278,781	19 x 60	4
P10	706,075	ø 40	1	P48	762,953	19 x 60	4
P11	222,610	19 x 40	1	P53	469,736	19 x 60	2
P12	176,519	19 x 40	3	P57	807,083	19 x 60	2
P13	648,216	ø 40	3	P58	807,083	19 x 60	4
P14	711,959	19 x 40	3	P62	472,678	19 x 60	4
P15	432,471	25 x 60	3	E1	74,530	ø 30	1
P16	414,819	19 x 40	2	E2	120,621	ø 30	1
P17	274,585	19 x 40	4	E3	120,621	ø 30	3
P23	180,441	19 x 19	2	E4	44,130	ø 30	3
P25	203,977	19 x 19	4	E5	75,511	ø 30	3
P29	790,412	19 x 60	2	E6	74,530	ø 30	2
P30	1267,993	19 x 60	2	E7	99,047	ø 30	2
P31	1219,941	19 x 60	4	E8	74,530	ø 30	4

Fonte: Autora

O prédio está localizado dentro de uma universidade, de forma que não é interessante, que o processo executivo da estaca envolva elevados ruídos e vibrações. Além disso, a estaca utilizada deve ser capaz de ultrapassar o nível d'água, conforme evidenciado na sondagem do terreno. Diante das condições apresentadas, as estacas cravadas e escavadas que não conseguem ultrapassar o nível d'água não poderiam ser empregadas.

A estaca hélice contínua satisfaz as restrições do terreno e da área em que está inserida a construção e possui grande velocidade de execução, não necessitando de fluido estabilizante, dessa forma, foi escolhida para a fundação do prédio.

### **3.2 Capacidade de Carga**

Os métodos utilizados para o cálculo da capacidade de carga da estaca foram os métodos de Aoki-Velloso e o de Décourt-Quaresma.

O método de Décourt-Quaresma utiliza para o cálculo da resistência de ponta o fator de coeficiente característico do solo (C), mostrado na Tabela 3. Entretanto, os valores para tal coeficiente não englobam o solo argila arenosa, presente no terreno. Diante disso, inicialmente foi adotado para o solo argila arenosa um valor mediano entre o valor da argila (120 kPa) e da areia (400 kPa), resultando num valor de C igual a 260 kPa. Contudo, tal se mostrou inconsistente com a realidade, por se tratar de um solo menos resistente que o solo subsequente, silte arenoso (250 kPa). Sendo assim, foi adotado o valor de 200 kPa para o coeficiente C.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o número de golpes ( $N_{SPT}$ ) empregado nos projetos de engenharia é resultante da soma dos valores correspondentes aos últimos 30 cm de penetração do amostrador nos ensaios SPT. Entretanto, nem sempre é possível conseguir cravações com exatamente 15 cm, sendo aconselhado anotar os valores reais (Exemplo: 2/14, 2/16 e 3/18). Tal situação ocorreu algumas vezes nas sondagens do terreno. Como os valores de penetração, ficaram muito próximos de 15 cm, que é o valor padrão, para encontrar o valor do  $N_{SPT}$  foi realizada a soma das frações nos últimos 30 cm.

Acredita-se que o critério de parada das sondagens tenha sido a profundidade de 12 metros, visto que todas são interrompidas nesta mesma profundidade. Para determinar o  $N_{SPT}$  médio para a cota de 12 metros para o método de Décourt, utilizou-se o  $N_{SPT}$  da profundidade de 12 metros como se também o fosse daquela de 13 metros.

Nas sondagens houve mudança do tipo de solo em pontos intermediários da camada de espessura um metro. Nestes casos, foi adotado o solo menos resistente em todo o metro de transição.



### 3.3 Escolha do diâmetro das estacas

Para determinar o diâmetro das estacas, foi calculado inicialmente o número de estacas e o volume de concreto para diâmetros de 30, 35 e 40 cm. A quantidade de estacas diminuiu à medida que o diâmetro aumenta. O volume de concreto, ao contrário, aumentou à medida que o diâmetro fica maior.

O diâmetro de 40 cm foi descartado por apresentar no máximo duas estacas por bloco, o que não seria interessante para a análise do efeito de grupo deste trabalho. O diâmetro de 30 cm apresentou no máximo quatro estacas por bloco e o de 35 cm no máximo três. Com o intuito de equilibrar o gasto com volume de concreto e o efeito de grupo foi escolhido o diâmetro intermediário de 35 cm.

### 3.4 Recalque

Para o cálculo do recalque foi utilizado o método de Cintra e Aoki (2010), visto que se trata de um método semiempírico, utilizando as informações fornecidas pelos ensaios de penetração *in situ* (SPT).

A tensão geostática é dada pelo produto entre o peso específico do solo e a profundidade. Para o solo acima do nível d'água foi considerado o peso específico saturado e para o solo abaixo o peso específico submerso (subtração entre o peso específico do solo saturado e o peso específico da água).

O peso específico do primeiro tipo de solo, argila arenosa, foi determinado segundo a Tabela 7. O peso específico do segundo solo, silte arenoso, foi definido conforme Tito (2014), sendo o valor adotado de 17 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 7. Peso específico de solos argilosos – Godoy (1992)

$N_{SPT}$	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Tito (2014)

O valor do expoente  $n$  da Equação (25) foi adotado como 0, visto que não se trata de um solo granular. Além disso, nas camadas subsequentes a ponta da estaca a medida do  $N_{SPT}$  é maior que do que 20, sendo este o valor que classifica a argila como dura (TABELA 7).

A quantidade de camadas subjacentes à ponta da estaca utilizadas para o cálculo do recalque total foi determinada de acordo com o incremento de recalques. As camadas foram acrescentadas até que este incremento fosse menor ou igual a 0,1 mm.

### 3.5 Efeito de Grupo

O efeito de grupo neste trabalho foi estudado em termos de recalque e este foi calculado pelas metodologias de Fleming *et al.* (1985), Estaca Equivalente e de Fleming *et al.* (1992).

Foi adotado espaçamento de 3 diâmetros entre as estacas e bloco de coroamento rígido, de forma que todas as estacas do grupo tivessem o mesmo valor de recalque.

No método de Fleming *et al.* (1985) foi utilizado o coeficiente para estaca flutuante, visto que a estaca trabalha predominantemente pelo fuste. Além disso, o solo considerado foi de argila, por melhor se assemelhar aos solos da sondagem: argila arenosa e silte arenoso.

O cálculo do recalque da estaca equivalente foi feito com o método de Cintra e Aoki (2010), o mesmo utilizado para o cálculo do recalque da estaca isolada.

Para o cálculo do recalque pelo método de Fleming *et al.* (1992) é necessário definir o módulo de elasticidade do solo, o coeficiente de Poisson e o fator de heterogeneidade.

Para determinar o módulo de elasticidade do solo de cada sondagem foi feita uma média ponderada com os tipos de solo (TABELA 8). O módulo de elasticidade do solo escolhido foi o menor dos valores apresentados por cada sondagem. O módulo de elasticidade foi calculado segundo a Equação (25).

Tabela 8. Módulo de Elasticidade por sondagem

$E_s$ (SP <sub>1</sub> )	$E_s$ (SP <sub>2</sub> )	$E_s$ (SP <sub>3</sub> )	$E_s$ (SP <sub>4</sub> )
23300	23700	23450	23300

Fonte: Autora

Para determinar o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foi feita uma média ponderada com os tipos de solo de cada sondagem (TABELA 10). Para o solo de argila arenosa foi considerado valor intermediário da argila saturada e para o solo silte arenoso foi adotado o valor intermediário do silte (TABELA 9). A sondagem 3 apresentou Poisson diferente das demais, visto que a transição de solo ocorre em profundidade diferente.

Tabela 9. Coeficiente de Poisson - Teixeira e Godoy (1998)

<b>Solo</b>	<b>v</b>
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: Hachich *et al.* (1998)

Tabela 10. Coeficiente de Poisson por sondagem

<b>v (SP<sub>1,2,4</sub>)</b>	<b>v (SP<sub>3</sub>)</b>
0,43	0,42

Fonte: Autora

O fator de heterogeneidade do solo não foi calculado. Diante da ausência de tal valor foi considerado o valor intermediário presente no ábaco da Figura 12.

Os valores dos coeficientes utilizados no cálculo do expoente de eficiência do método de Fleming *et al.* (1992) são mostrados na Tabela 11. Eles foram obtidos através dos ábacos da Figura 11 e Figura 12. O resultado final para o expoente de eficiência foi de 0,53.

Tabela 11. Coeficientes de Fleming *et al.* (1992)

<b>Coeficientes de Fleming <i>et al.</i> (1992)</b>		
	<b>L = 11</b>	<b>L = 12</b>
<b>e<sub>1</sub></b>	0,550	0,552
<b>c<sub>1</sub></b>	0,99	
<b>c<sub>2</sub></b>	1,01	
<b>c<sub>3</sub></b>	1,00	
<b>c<sub>4</sub></b>	<b>(SP<sub>1,2,3,4</sub>)</b>	<b>(SP<sub>3</sub>)</b>
	0,96	0,97

Fonte: Autora

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Capacidade de Carga

O cálculo da capacidade de carga pelo método de Aoki-Velloso (AV) foi realizado de acordo com a Equação (11) e pelo método de Décourt-Quaresma (DQ) segundo Equação (15).

A resistência lateral do método de Aoki-Velloso apresenta valores menores do que a resistência lateral do método de Décourt-Quaresma. Tal fato pode ocorrer devido aos fatores de correção de cada método: no primeiro método o fator é 4 (TABELA 1), já no segundo o fator é 1 (TABELA 5). A comparação entre os valores é dada na Tabela 12.

Quando se analisa a resistência de ponta, ocorre o contrário da resistência lateral. O método de Aoki-Velloso apresenta valores maiores do que o método de Décourt-Quaresma. Os fatores de correção também podem influenciar à resistência lateral. O coeficiente do AV reduz em 50% (TABELA 1) e o de DQ reduz em 70% (TABELA 4) o valor da resistência de ponta. A Tabela 13 informa os valores de resistência de ponta de cada método.

Tabela 12. Resistência lateral

REISTÊNCIA LATERAL (kN)								
L (m)	SP1		SP2		SP3		SP4	
	AV	DQ	AV	DQ	AV	DQ	AV	DQ
1	0,00	11,00	0,00	11,00	0,00	11,00	0,00	11,00
2	18,47	21,99	13,85	21,99	18,47	21,99	18,47	21,99
3	27,71	76,97	27,71	65,97	27,71	76,97	27,71	76,97
4	36,95	102,63	36,95	102,63	36,95	102,63	36,95	102,63
5	69,27	128,28	46,18	128,28	57,73	128,28	57,73	128,28
6	83,13	197,92	69,27	153,94	74,36	175,93	83,13	175,93
7	96,43	230,91	82,58	205,25	90,99	205,25	96,43	230,91
8	109,74	263,89	102,53	234,57	107,62	234,57	109,74	234,57
9	133,02	263,89	129,14	263,89	124,25	263,89	123,04	263,89
10	202,87	329,87	202,32	293,22	190,77	293,22	202,87	293,22
11	282,70	403,17	268,84	403,17	277,25	403,17	266,07	403,17
12	382,48	527,79	368,63	527,79	360,41	483,81	362,52	483,81

Fonte: Autora

Tabela 13. Resistência de Ponta

<b>RESISTÊNCIA DE PONTA (kN)</b>								
<b>L (m)</b>	<b>SP1</b>		<b>SP2</b>		<b>SP3</b>		<b>SP4</b>	
	<b>AV</b>	<b>DQ</b>	<b>AV</b>	<b>DQ</b>	<b>AV</b>	<b>DQ</b>	<b>AV</b>	<b>DQ</b>
1	67,35	17,32	50,51	17,32	67,35	17,32	67,35	17,32
2	67,35	23,09	67,35	23,09	67,35	23,09	67,35	23,09
3	84,18	34,64	67,35	28,86	67,35	28,86	67,35	34,64
4	151,53	40,41	101,02	34,64	134,70	34,64	151,53	40,41
5	134,70	40,41	117,86	34,64	132,29	43,30	117,86	40,41
6	105,83	36,08	105,83	36,08	105,83	36,08	105,83	36,08
7	105,83	36,08	132,29	43,30	132,29	36,08	105,83	28,86
8	158,75	72,16	211,66	86,59	158,75	72,16	132,29	72,16
9	529,16	122,67	582,08	129,89	529,16	122,67	555,62	115,45
10	687,91	173,18	608,54	173,18	634,99	173,18	582,08	165,96
11	714,37	202,04	687,91	194,83	714,37	194,83	687,91	187,61
12	793,74	209,26	820,20	209,26	767,28	202,04	793,74	209,26

Fonte: Autora

Quando se analisou a capacidade de carga, o método de Décourt-Quaresma apresentou-se mais conservador, visto que seus valores foram menores, em sua maioria, ao longo da profundidade (TABELA 14). Para o dimensionamento geotécnico da fundação foi considerada a capacidade de carga calculada segundo o método de Aoki-Velloso, visto que ele considera as parcelas de atrito lateral de acordo com o tipo de solo, de forma semelhante ao método utilizado para o cálculo do recalque.

Tabela 14. Capacidade de Carga.

CAPACIDADE DE CARGA (kN)								
L (m)	SP1		SP2		SP3		SP4	
	AV	DQ	AV	DQ	AV	DQ	AV	DQ
1	67,35	28,31	50,51	28,31	67,35	28,31	67,35	28,31
2	85,82	45,08	81,20	45,08	85,82	45,08	85,82	45,08
3	111,89	111,61	95,06	94,84	95,06	105,83	95,06	111,61
4	188,48	143,03	137,97	137,26	171,64	137,26	188,48	143,03
5	203,97	168,69	164,04	162,92	190,02	171,58	175,59	168,69
6	188,96	234,00	175,10	190,02	180,19	212,01	188,96	212,01
7	202,26	266,99	214,87	248,55	223,28	241,33	202,26	259,77
8	268,48	336,05	314,20	321,16	266,37	306,73	242,03	306,73
9	662,18	386,56	711,22	393,78	653,41	386,56	678,66	379,35
10	890,78	503,05	810,85	466,40	825,77	466,40	784,95	459,18
11	997,06	605,21	956,75	598,00	991,62	598,00	953,98	590,78
12	1176,22	737,05	1188,83	737,05	1127,69	685,85	1156,27	693,06

Fonte: Autora

#### 4.2 Recalque

As sondagens apresentam informações até a cota de 12 metros, não informando valores de  $N_{SPT}$  das camadas subsequentes a essa cota. Devido à limitação do comprimento da sondagem, inicialmente tinha-se pensado em definir o comprimento da estaca em 6 metros. Desse modo, seriam utilizados valores reais de  $N_{SPT}$  ao longo de 6 metros abaixo da ponta da estaca para estimar os recalques.

Entretanto, os primeiros 6 metros do solo são pouco resistentes, apresentando baixos valores de  $N_{SPT}$  e conseqüentemente pequenas cargas admissíveis (Pa). Diante disso, os blocos de coroamento apresentaram um número muito elevado de estacas, na maioria dos casos (TABELA 15). O número de estacas é definido pela razão entre a carga solicitante do pilar e a carga admissível da estaca.

Tabela 15. Número de Estacas

<b>Pilar</b>	<b>Carga (kN)</b>	<b>Pa (kN)</b>	<b>Nº de Estacas (ø 35)</b>	<b>Pilar</b>	<b>Carga (kN)</b>	<b>Pa (kN)</b>	<b>Nº de Estacas (ø 35)</b>
P1	478,562	94,479	6	P32	787,470	94,479	9
P2	601,145	94,479	7	P37	783,547	87,552	9
P4	599,183	90,095	7	P38	1274,858	87,552	15
P5	477,581	90,095	6	P39	1242,496	94,479	14
P6	359,902	94,479	4	P40	775,702	94,479	9
P7	367,748	90,095	5	P45	762,953	87,552	9
P8	424,626	94,479	5	P46	1290,549	87,552	15
P9	717,843	94,479	8	P47	1278,781	94,479	14
P10	706,075	94,479	8	P48	762,953	94,479	9
P11	222,610	94,479	3	P53	469,736	87,552	6
P12	176,519	90,095	2	P57	807,083	87,552	10
P13	648,216	90,095	8	P58	807,083	94,479	9
P14	711,959	90,095	8	P62	472,678	94,479	6
P15	432,471	90,095	5	E1	74,530	94,479	1
P16	414,819	87,552	5	E2	120,621	94,479	2
P17	274,585	94,479	3	E3	120,621	90,095	2
P23	180,441	87,552	3	E4	44,130	90,095	1
P25	203,977	94,479	3	E5	75,511	90,095	1
P29	790,412	87,552	10	E6	74,530	87,552	1
P30	1267,993	87,552	15	E7	99,047	87,552	2
P31	1219,941	94,479	13	E8	74,530	94,479	1

Fonte: Autora

De modo a evitar um grande número de estacas por bloco de coroamento e tendo em vista que o trabalho possui fins didáticos, foram extrapolados valores de  $N_{SPT}$  a serem utilizados nas camadas de solo subsequentes à cota de 12 metros, para o cálculo dos recalques. Tais valores foram retirados por meio da média dos três últimos valores das sondagens e foram mantidos constantes para todas as camadas.

Para determinar o novo comprimento das estacas e a carga admissível foi analisado o comprimento que aproveitasse o máximo da resistência lateral e que sobrasse uma parcela para resistência de ponta, de acordo com a carga de cada estaca. A consideração de aproveitar a resistência de ponta foi feita porque o método de Cintra e Aoki (2010), utilizado no cálculo do recalque, é válido para estacas que trabalham com o fuste e com a ponta.

Com os valores de comprimento e carga admissível definidos, para cada estaca, foi possível o cálculo do recalque. A Tabela 16 e Tabela 17 informam o recalque de cada estaca.

Tabela 16. Recalque total das estacas (Parte 1)

<b>Pilar</b>	<b>Carga (kN)</b>	<b>Pa (kN)</b>	<b>Nº de Estacas (ø 35)</b>	<b>Carga na Estaca (kN)</b>	<b>L (m)</b>	<b><math>\rho_e</math> (mm)</b>	<b><math>\rho_s</math> (mm)</b>	<b><math>\rho_T</math> (mm)</b>
<b>P1</b>	478,562	588,112	1	478,562	12	2,028	4,802	6,830
<b>P2</b>	601,145	498,532	2	300,572	11	1,060	1,718	2,778
<b>P4</b>	599,183	495,811	2	299,592	11	1,062	1,760	2,822
<b>P5</b>	477,581	563,846	1	477,581	12	2,041	5,592	7,633
<b>P6</b>	359,902	498,532	1	359,902	11	1,383	4,109	5,492
<b>P7</b>	367,748	563,846	1	367,748	12	1,388	1,274	2,663
<b>P8</b>	424,626	588,112	1	424,626	12	1,707	2,755	4,462
<b>P9</b>	717,843	498,532	2	358,922	11	1,378	4,069	5,447
<b>P10</b>	706,075	498,532	2	353,038	11	1,346	3,832	5,178
<b>P11</b>	222,610	445,389	1	222,610	10	0,695	1,652	2,347
<b>P12</b>	176,519	326,706	1	176,519	9	0,535	3,281	3,816
<b>P13</b>	648,216	495,811	2	324,108	11	1,196	2,787	3,983
<b>P14</b>	711,959	495,811	2	355,980	11	1,369	4,084	5,453
<b>P15</b>	432,471	563,846	1	432,471	12	1,773	3,819	5,592
<b>P16</b>	414,819	594,414	1	414,819	12	1,711	2,894	4,604
<b>P17</b>	274,585	392,473	1	274,585	10	0,953	4,329	5,281
<b>P23</b>	180,441	355,611	1	180,441	9	0,554	3,174	3,728
<b>P25</b>	203,977	392,473	1	203,977	10	0,603	0,958	1,561
<b>P29</b>	790,412	594,414	2	395,206	12	1,594	2,158	3,752
<b>P30</b>	1267,993	594,414	3	422,664	12	1,757	3,188	4,945
<b>P31</b>	1219,941	578,134	3	406,647	12	1,630	2,804	4,434

Fonte: Autora



Tabela 17. Recalque total das estacas (Parte 2)

<b>Pilar</b>	<b>Carga (kN)</b>	<b>Pa (kN)</b>	<b>Nº de Estacas (ø 35)</b>	<b>Carga na Estaca (kN)</b>	<b>L (m)</b>	<b><math>\rho_e</math> (mm)</b>	<b><math>\rho_s</math> (mm)</b>	<b><math>\rho_T</math> (mm)</b>
<b>P32</b>	787,470	578,134	2	393,735	12	1,553	2,308	3,861
<b>P37</b>	783,547	594,414	2	391,774	12	1,574	2,029	3,603
<b>P38</b>	1274,858	594,414	3	424,953	12	1,771	3,274	5,045
<b>P39</b>	1242,496	578,134	3	414,165	12	1,675	3,092	4,767
<b>P40</b>	775,702	578,134	2	387,851	12	1,518	2,082	3,600
<b>P45</b>	762,953	594,414	2	381,477	12	1,513	1,642	3,155
<b>P46</b>	1290,549	594,414	3	430,183	12	1,802	3,470	5,272
<b>P47</b>	1278,781	578,134	3	426,260	12	1,747	3,557	5,303
<b>P48</b>	762,953	578,134	2	381,477	12	1,481	1,837	3,318
<b>P53</b>	469,736	594,414	1	469,736	12	2,037	4,955	6,992
<b>P57</b>	807,083	594,414	2	403,542	12	1,644	2,470	4,114
<b>P58</b>	807,083	578,134	2	403,542	12	1,612	2,684	4,296
<b>P62</b>	472,678	578,134	1	472,678	12	2,022	5,339	7,361
<b>E1</b>	74,530	101,984	1	74,530	5	0,099	2,968	3,093
<b>E2</b>	120,621	134,242	1	120,621	8	0,259	3,190	3,448
<b>E3</b>	120,621	133,184	1	120,621	8	0,283	3,254	3,537
<b>E4</b>	44,130	85,820	1	44,130	4	0,051	2,874	2,925
<b>E5</b>	75,511	95,009	1	75,511	5	0,115	5,431	5,579
<b>E6</b>	74,530	87,552	1	74,530	6	0,170	2,523	2,693
<b>E7</b>	99,047	107,434	1	99,047	7	0,203	4,736	4,939
<b>E8</b>	74,530	87,793	1	74,530	5	0,113	5,779	5,927

Fonte: Autora

Analisando a Tabela 16 e Tabela 17 é constatado que a parcela de recalque do solo é a que possui maior influência no recalque total das estacas, dado que apresenta valores maiores. O recalque do solo corresponde, em média, 67% do recalque total.

### 4.3 Efeito de Grupo

O cálculo do recalque do grupo foi feito pela Equação (26) e Equação (29), segundo os métodos de Fleming *et al.* (1985) e Fleming *et al.* (1992), respectivamente. O cálculo do recalque para as estacas equivalentes foi realizado de forma semelhante aos das estacas isoladas. A Tabela 18 informa os valores de recalque de cada metodologia.

Analisando a Tabela 18, pode-se perceber que o recalque do grupo pelo método da estaca equivalente foi o maior, sendo em média 125,35% superior ao recalque da estaca

isolada. O recalque pelo método de Fleming *et al.* (1985) foi o que apresentou menor valor (acréscimo médio de 50,96% no valor do recalque) e pelo método de Fleming *et al.* (1992) valores intermediários (acréscimo médio de 54,78% no valor do recalque). O método da estaca equivalente é simplificado e considera uma estaca representativa do grupo, de forma que não leva em consideração fatores como: espaçamento entre elas, coeficiente de Poisson, rigidez relativa estaca-solo. Dessa forma, essa metodologia tende a superestimar os valores de recalque.

Tabela 18. Recalque do grupo

<b>Pilar</b>	<b>Nº de Estacas (Ø 35)</b>	<b><math>\rho_i</math> (mm)</b>	<b><math>\rho_G</math> (mm) (Fleming,1985)</b>	<b><math>\rho_G</math> (mm) (Fleming,1992)</b>	<b><math>\rho_G</math> (mm) (Estaca Equivalente)</b>
P2	2	2,78	3,93	4,01	6,15
P4	2	2,82	3,99	4,08	6,21
P9	2	5,45	7,70	7,87	8,28
P10	2	5,18	7,32	7,48	8,25
P13	2	3,98	5,63	5,75	7,03
P14	2	5,45	7,71	7,87	8,31
P29	2	3,75	5,31	5,42	8,09
P30	3	4,95	8,57	8,85	14,10
P31	3	4,43	7,68	7,94	13,63
P32	2	3,86	5,46	5,58	8,20
P37	2	3,60	5,09	5,20	7,98
P38	3	5,04	8,74	9,03	12,95
P39	3	4,77	8,26	8,53	13,96
P40	2	3,60	5,09	5,20	8,00
P45	2	3,15	4,46	4,56	7,42
P46	3	5,27	9,13	9,44	14,42
P47	3	5,30	9,19	9,49	14,48
P48	2	3,32	4,69	4,79	7,57
P57	2	4,11	5,82	5,94	8,36
P58	2	4,30	6,08	6,20	8,52

Fonte: Autora

Os métodos de Fleming *et al.* (1985) e de Fleming *et al.* (1992) são parecidos, visto que consideram um coeficiente de eficiência do grupo e a quantidade de estacas. Entretanto, a determinação de tal coeficiente é diferente entre eles. Na metodologia de Fleming *et al.* (1985) o coeficiente é determinado somente em função do tipo de solo. Já na metodologia de Fleming *et al.* (1992), o coeficiente é resultado de produto de diversos fatores, que levam em

consideração, por exemplo, a relação entre o comprimento da estaca e o seu diâmetro, espaçamento entre as estacas, módulo de elasticidade do solo. Dessa forma, apesar do recalque pelo método de Fleming *et al.* (1992) apresentar valores um pouco maiores, ele se mostra mais coerente em vista de suas diversas considerações.

Além disso, em todas as metodologias o recalque aumentou com o acréscimo de estacas no grupo. De acordo com Tomlinson (1994) apud Santana (2008) cada estaca possui um bulbo de tensões atuando no solo, sendo assim quando elas estão em grupo ocorre uma sobreposição desses bulbos. Dessa forma, a zona de atuação das tensões no solo é ampliada e os recalques se tornam maiores.

O método de Fleming *et al.* (1985) apresentou acréscimo, no recalque, de 41,42% para os grupo com 2 estacas e de 73,21% para grupos com 3 estacas. Já no método de Fleming *et al.* (1992) os grupos com 2 estacas apresentaram aumento de 44,39% no recalque e os de 3 estacas, 77,01%.

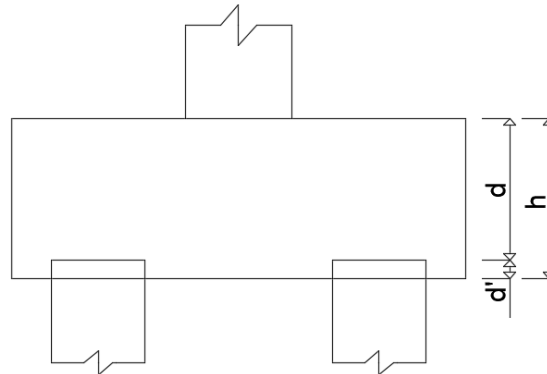
O método da Estaca Equivalente não seguiu um padrão de acréscimo para o recalque. O acréscimo, em média, para grupos com 2 estacas foi de 101,33%. Já para grupos com 3 estacas, o acréscimo, em média, nos valores de recalque foi de 181,41%.

Os valores de acréscimo do método da Estaca Equivalente foi maior que os demais, principalmente no recalque do grupo com 3 estacas, confirmando a supervalorização dos recalques devido a ausência de consideração de diversos fatores que influenciam no efeito de grupo.

#### **4.4 Bloco de coroamento**

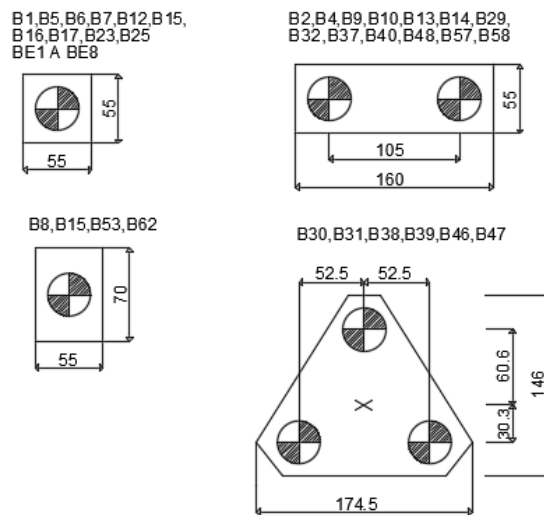
A planta de locação dos blocos de coroamento é mostrada no Apêndice A. A Figura 19 informa os blocos e suas dimensões em planta. O corte do bloco é válido para blocos com uma, duas ou três estacas (FIGURA 18) e a Tabela 19 informa a altura dos blocos.

Figura 18. Corte do bloco



Fonte: Autora

Figura 19. Dimensões dos blocos de coroamento



Fonte: Autora

Tabela 19. Altura do bloco de coroamento

BLOCO	d'	d	h
B1, B5, B6, B7, B8, B11, B12, B15, B16, B17, B23, B25, B53, B62, BE1, BE2, BE3, BE4, BE5, BE6, BE7, BE8	5	45	50
B9, B14	7	53	60
B2, B4, B29, B32, B37, B40, B45, B48, B57, B58	7	48	55
B10 e B13	7	53	60
B30, B31, B38, B39, B46, B47	7	63	70

Fonte: Autora

## 5 CONCLUSÃO

O projeto de fundações envolve muitas variáveis, como o tipo e local da construção, cargas solicitantes e principalmente o perfil geológico-geotécnico. Neste trabalho, pôde-se perceber que a sondagem foi determinante para a escolha da fundação profunda em vez da superficial, em decorrência das características do solo.

Na literatura existem diversas metodologias para o cálculo da capacidade de carga. As utilizadas neste trabalho apresentaram certa divergência em relação aos valores apresentados. Essa discrepância ocorre devido às considerações de cada método, que podem beneficiar ou não determinados valores.

O recalque do grupo de estacas foi maior que o da estaca isolada submetida à mesma carga em todos os casos e a diferença entre o recalque do grupo e o da estaca isolada, aumenta com o acréscimo de estacas no grupo. As metodologias de cálculo do recalque do grupo também apresentaram diferenças. Os valores de recalque são mais coerentes em métodos que consideram mais fatores que influenciam no efeito de grupo.

## REFERÊNCIAS

- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto Estrutural de Blocos sobre Estacas**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto. Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria. 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. 3 ed. Rio de Janeiro. 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. 2 ed. Rio de Janeiro. 2010. 91 p.
- BARROS, Nestor Benedito Fracasse de. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua**. 2012. 252 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de Fundação**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto III. Curso de Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. 2017.
- BONAN, Victor Hugo Fernandes. **Estudo Experimental do Efeito de Grupo de Estacas Escavadas em Perfil de Solo Granular**. 2017. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.
- CASTRO, Ranniere Moreira de. **Uso da planilha excel para estimativa de recalques diferenciais em fundações superficiais**. 2010. 67 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2010.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140 p.
- FLEMING, W. G. K et al. **Piling Engineering**. 2 ed. London. Surrey University Press. Halstead Press. 1992.
- HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998. 762p.
- MACHADO, C.P. **Edifícios de Concreto Armado: Fundações**. São Paulo: FDTE/EPUSP, 1985.
- MAGALHÃES, Paulo Henrique. **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalques de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga**. 2005. 243 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

POULOS, H. C; DAVIS, E. H. **Pile foudation analysis and desing**. New York: John Willey and sons, 1980. 397 p.

PRUNUNCIATI, Pedro Lucas; GARCIA, Jean Rodrigo; RODRIGUEZ, Tiago Garcia. **Recalques em Fundações Profundas – Análise em Estacas Hélice Contínua**. Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, [s.l.], v. 14, n. 1, p.112-123, 3 out. 2017. Universidade Federal de Goias. <http://dx.doi.org/10.5216/reec.v14i1.47915>.

RANDOLPH, M. F. **Design methods for pile groups and piled rafts**. Stateofthe-art Lecture. 13 ICSMFE. New Delhi, p. 61-82. 1994.

RANDOLPH, M. F; WROTH, C. P. **Analysis of deformation of vertically loaded piles**. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E,v.104, n. GT12, p. 1465-1488, 1978.

REBELLO, Yopanan C. P.. **FUNDAÇÕES: Guia Prático de Projeto, Execução e Dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Igrate, 2008. 238 p.

SANTANA, Christian Matos de. **Comparação entre Metodologias de Análise de Efeito de Grupo de Estacas**. 2008. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

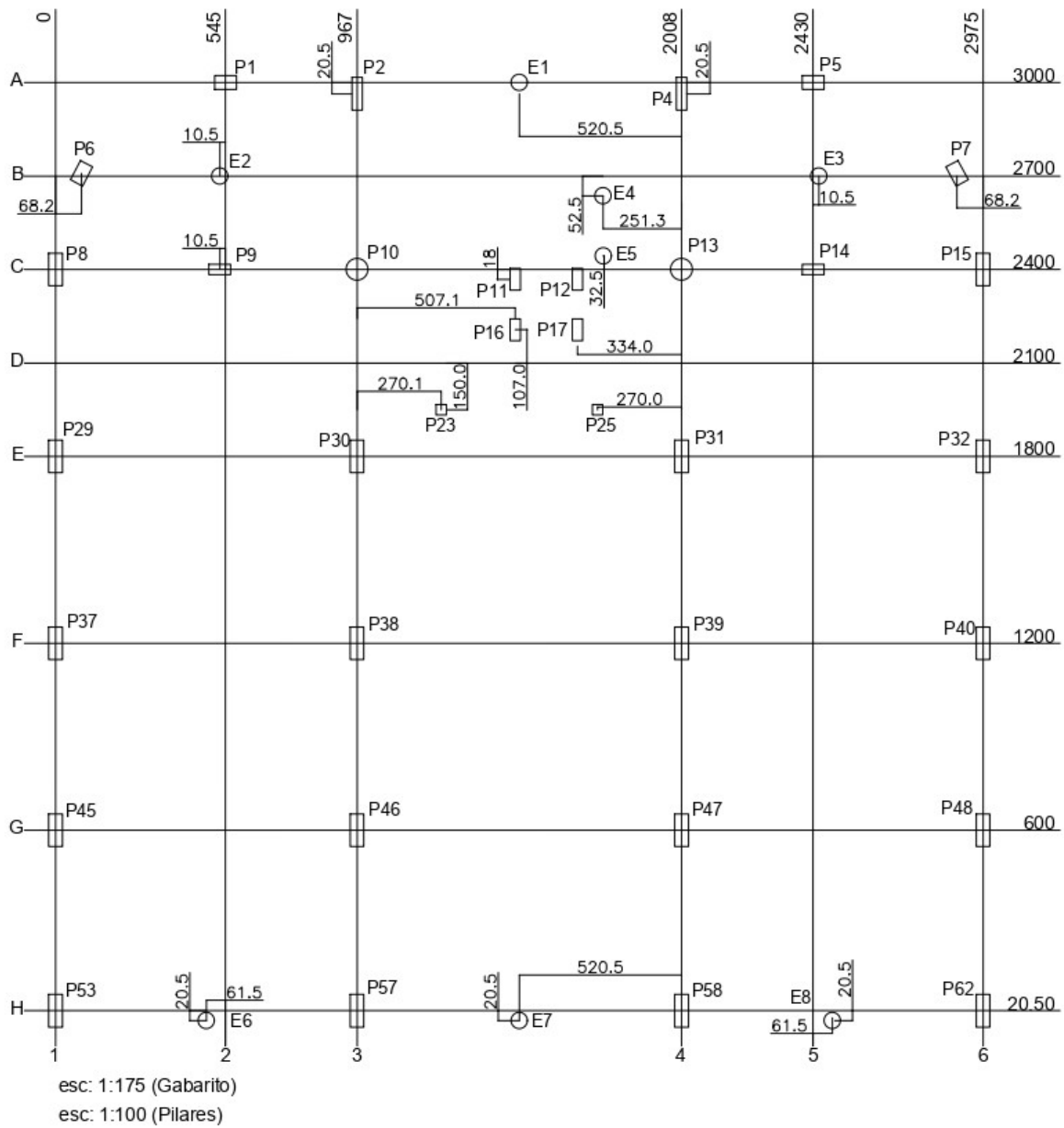
SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 254 p.

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas**. In: HACHICH, Waldemar et al. **FUNDAÇÕES: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7. p. 227-264.

TITO, Jose Carlos Solis. **Análise Numérica de Escavações Profundas em Solo**. 2014. 189 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014. Cap. 3.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

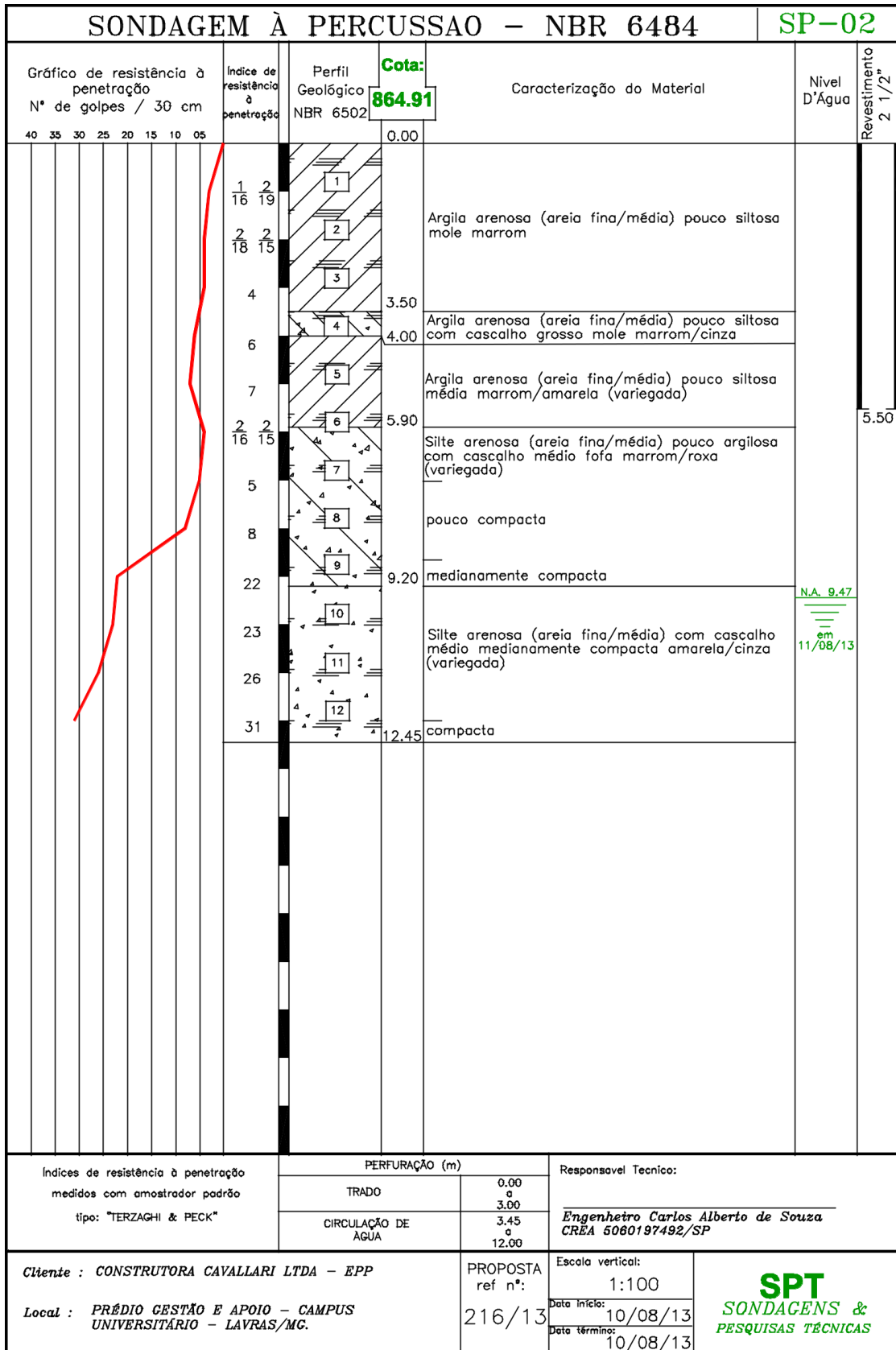
### ANEXO A – Planta de Locação dos Pilares







ANEXO C – Sondagem 2



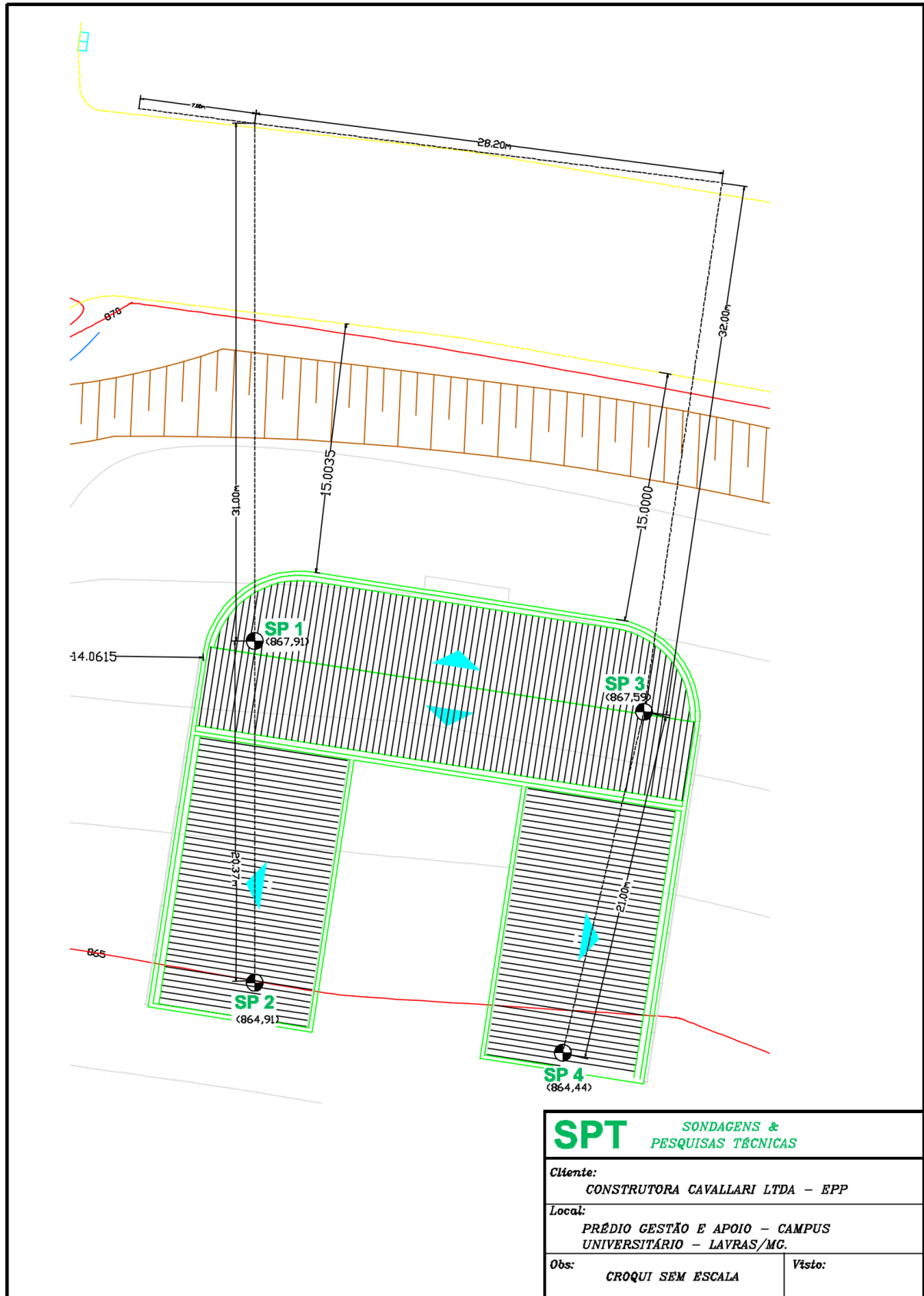
## ANEXO D – Sondagem 3

SONDAGEM À PERCUSSÃO – NBR 6484		SP-03									
Gráfico de resistência à penetração Nº de golpes / 30 cm 40 35 30 25 20 15 10 05	Índice de resistência à penetração	Perfil Geológico NBR 6502	Cota: <b>867.59</b>								
		Caracterização do Material									
		0.00 3.46 3.60 5.00 8.63 12.45	Argila arenosa (areia fina/média) pouco siltosa mole marrom Argila arenosa (areia fina/média) pouco siltosa com cascalho grosso mole marrom/cinza Argila arenosa (areia fina/média) pouco siltosa média marrom/amarela (variada) Silte arenoso (areia fina/média) pouco argiloso com cascalho médio pouco compacta marrom/roxa (variada) mole pouco compacta Silte arenoso (areia fina/média) com cascalho médio medianamente compacta amarela/cinza (variada)								
				2 18 2 15 4 2 17 2 14 8 5 4 5 6 4 5 6 20 24 27 29	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12	5.00	Revestimento 2 1/2"				
								N.A. 10.05 em 11/08/13			
								Índices de resistência à penetração medidos com amostrador padrão tipo: "TERZAGHI & PECK"		PERFURAÇÃO (m)	
								TRADO		0.00 a 3.00	
								CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		3.45 a 12.00	
								Responsável Técnico:		Engenheiro Carlos Alberto de Souza CREA 5080197492/SP	
								Cliente : CONSTRUTORA CAVALLARI LTDA – EPP		PROPOSTA ref n°: 216/13	
								Local : PRÉDIO GESTÃO E APOIO – CAMPUS UNIVERSITÁRIO – LAVRAS/MG.		Escala vertical: 1:100 Data início: 10/08/13 Data término: 10/08/13	
										SPT SONDAGENS & PESQUISAS TÉCNICAS	

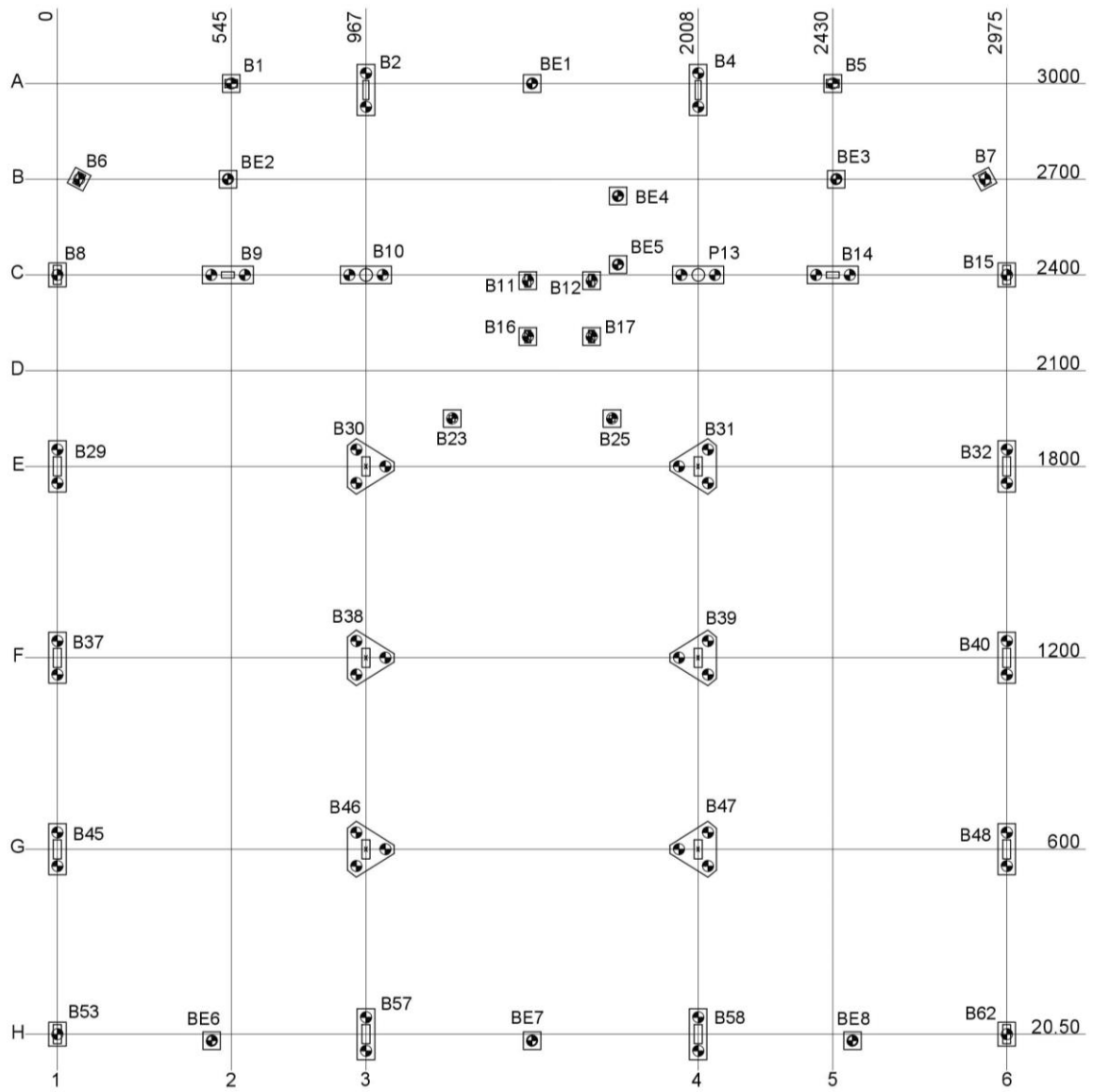
## ANEXO E – Sondagem 4

SONDAGEM À PERCUSSÃO – NBR 6484						SP-04	
Gráfico de resistência à penetração Nº de golpes / 30 cm		Índice de resistência à penetração	Perfil Geológico NBR 6502	Cota: 864.91	Caracterização do Material	Nível D'Água	Revestimento 2 1/2"
40	35	30	25	20	15	10	05
		2 18	2 16	0.00			
		2 15	2 16		Argila arenosa (areia fina/média) pouco siltosa mole marrom		
		4		3.10			
		4		3.56	Argila arenosa (areia fina/média) pouco siltosa com cascalho mole marrom/cinza		
		9			Argila arenosa (areia fina/média) pouco siltosa rija marrom/amarela (variegada)		
		7		5.30			
		2 15	2 17		Silte arenoso (areia fina/média) pouco argiloso com cascalho médio fofo marrom/roxa (variegada)		6.00
		4					
		5		8.55	pouco compacta		
		21					
		22			Silte arenoso (areia fina/média) com cascalho médio medianamente compacta amarela/cinza (variegada)		N.A. 9.61 em 11/08/13
		26					
		30		12.45			
Índice de resistência à penetração medidos com amostrador padrão tipo: "TERZAGHI & PECK"		PERFURAÇÃO (m)		Responsável Técnico:			
		TRADO	0.00	Engenheiro Carlos Alberto de Souza CREA 5060197492/SP			
		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	3.45 o 12.00				
Cliente : CONSTRUTORA CAVALLARI LTDA – EPP		PROPOSTA ref n°:	216/13	Escala vertical:	SPT SONDAGENS & PESQUISAS TÉCNICAS		
Local : PRÉDIO GESTÃO E APOIO – CAMPUS UNIVERSITÁRIO – LAVRAS/MG.				1:100			
				Data início:	10/08/13		
				Data término:	10/08/13		

## ANEXO F – Locação das sondagens



## APÊNDICE A – Planta de locação dos blocos de coroamento



Planta de Locação dos Blocos de Coroamento  
esc 1:175