

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MAIELY MINOZZO

**MONITORAMENTO DE RECALQUE**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2016

MAIELY MINOZZO

## **MONITORAMENTO DE RECALQUE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Me. Gustavo Savaris

TOLEDO

2016



Ministério da Educação  
**Universidade Tecnológica Federal do Paraná**  
Campus Toledo  
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



---

## TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de N° 028

### Monitoramento de recalque

por

**Maiely Minozzo**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 13:00 h do dia **09 de Junho de 2016** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

---

Prof. Me. Guilherme Alan Souza Costa  
Junior

(UTFPR – TD)

---

Prof. Dr. Sérgio Antônio Brum

(UTFPR – SH)

---

Prof. Me. Gustavo Savaris  
(UTFPR – TD)  
Orientador

---

Visto da Coordenação  
Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim  
Coordenador da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

## RESUMO

MINOZZO, Maiely. Monitoramento de recalque. 2016. 79 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2016.

Este trabalho consistiu em um estudo de caso de uma edificação com fundações em estacas do tipo hélice contínua em solo de argila siltosa localizado na cidade de Toledo - PR. O recalque foi monitorado durante os seis primeiros meses de construção através de nível ótico de precisão e escalas graduadas fixadas em cinco pilares de um mesmo alinhamento. Não houve constatação de recalques diferenciais durante as medições *in loco*, provavelmente devido à rigidez da estrutura imposta pelas vigas de equilíbrio na fundação e o bloco de coroamento. Porém, devido à inexistência de um *bench-mark* não é possível afirmar que não houve um deslocamento uniforme nesta fundação. O terreno não possuía investigação do subsolo, desta forma utilizou-se o ensaio de SPT de um terreno próximo à edificação (SP-01) e o ensaio de SPT utilizado pela construtora (SPT-03) para o dimensionamento da fundação para estimar a capacidade de carga e recalques dos elementos de fundação. A capacidade de carga foi avaliada pelo método de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma e mostrou-se inferior à carga de projeto para os dois solos analisados. Os recalques foram estimados a partir do método racional de recalque do solo e do método de Poulos e Davis (1980), havendo variações dos resultados entre os métodos. Concluiu-se que a sondagem utilizada pela construtora apresentou características geotécnicas mais eficientes, o que nos leva a crer que a fundação foi subdimensionada e pode apresentar danos com o decorrer do tempo.

**Palavras-chave:** Recalque. Fundação. Capacidade de carga.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fases de execução de uma estaca hélice contínua .....	15
Figura 2 - Diagrama de esforço normal da estaca .....	22
Figura 3 – Propagação de tensões devido à reação da ponta .....	23
Figura 4 - Exemplos de eficiência de grupo de estacas .....	26
Figura 5 - Esquema de fundação com recalque diferencial .....	27
Figura 6 - Valores de distorção angular e danos associados .....	28
Figura 7 - Pinos de monitoramento .....	33
Figura 8 - Nível de referência profundo.....	33
Figura 9 - Sistema de medição de recalques com nível d'água .....	34
Figura 10 – Deformada de recalques e reações nos apoios .....	35
Figura 11 – Esquema de localização das sondagens .....	39
Figura 12 - Régua fixada nos pilares de referência.....	41
Figura 13 - Alinhamento de pilares.....	42
Figura 14 - Deslocamentos de uma estrutura .....	45
Figura 15 - Edificação no dia 04/05/2016 .....	56
Figura A1 - Fator $I_0$ .....	71
Figura A2 - Influência da compressibilidade na estaca .....	72
Figura A3 - Fator do coeficiente de Poisson do solo .....	72
Figura A4 - Fator da espessura (finita) do solo compressível .....	73
Figura A5 - Fator de correção para a base da estaca em solo mais rígido: (a) para $L/B=75$ ; (b) para $L/B=50$ ; (c) para $L/B=25$ ; (d) para $L/B=10$ ; (e) para $L/B=5$ .....	74

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente K e razão de atrito $\alpha$ .....	18
Tabela 2 - Fatores de correção F1 e F2.....	18
Tabela 3 - Fatores de correção F1 e F2 atualizados.....	19
Tabela 4 - Valores do fator $\alpha'$ e $\beta'$ em função do tipo de estaca e do tipo do solo....	20
Tabela 5 - Coeficiente característico do solo.....	20
Tabela 6 - Estimativa de carga na estrutura.....	36
Tabela 7 - Nomenclatura e carga dos pilares estudados .....	42
Tabela 8 - Capacidade de carga admissível da fundação de estudo e carga de projeto (tf) – SP-01 .....	46
Tabela 9 – Fator de segurança da fundação – SP-01 .....	47
Tabela 10 - Recalque da fundação para as cargas admissíveis – SP-01 .....	48
Tabela 11 - Carga e recalque estimado durante a execução – SP-01 .....	49
Tabela 12 - Recalque estimado para a carga de projeto – SP-01.....	50
Tabela 13 - Distorção angular para os recalques calculados com as cargas de projeto .....	51
Tabela 14 - Capacidade de carga admissível da fundação de estudo e carga de projeto (tf) – SPT-03.....	51
Tabela 15 – Fator de segurança da fundação – SP-01.....	52
Tabela 16 - Recalque da fundação para as cargas admissíveis – SPT-03 .....	53
Tabela 17 - Carga e recalque estimado durante a execução – SPT-03.....	53
Tabela 18 - Recalque estimado para a carga de projeto – SPT-03.....	54
Tabela 19 - Distorção angular para os recalques calculados com as cargas de projeto. ....	54

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\rho$	Recalque total
$\rho_i$	Recalque imediato devido à deformação tridimensional
$\rho_p$	Recalque por adensamento primário
$\rho_s$	Recalque por adensamento secundário
$C_r$	Índice de recompressão no ensaio de adensamento
$H$	Profundidade
$e_0$	Índice de vazios do solo correspondente à pressão efetiva inicial
$\sigma'_v$	Pressão efetiva total atuante à meia altura da profundidade $H$
$\sigma'_a$	Pressão de pré-adensamento de solo compressível
$C_c$	Índice de compressão no ensaio de adensamento
$e_a$	Índice de vazios do solo correspondente à pressão de pré-adensamento
$C_a$	Índice de compressão secundária
$t_1$	Tempo necessário para ocorrer 100% do recalque primário
$e_1$	Índice de vazios do solo correspondente a $t_1$
$t_2$	Tempo em que se deseja conhecer o recalque secundário
$e_2$	Índice de vazios do solo correspondente a $t_2$
$Q$	Capacidade de carga última de um elemento isolado de fundação
$K$	Valores adotados que dependem do tipo de solo
$\alpha'$	Valores adotados que dependem do tipo de solo
$F_1$	Fator de escala
$F_2$	Fator de execução
$N_{SPT}$	Número de golpes do SPT
$N_p$	$N_{SPT}$ da ponta da estaca
$A_p$	Área da ponta da estaca
$U$	Perímetro da estaca
$n$	Quantidade de camadas de solo
$\Delta L$	Espessura da camada de solo
$\beta'$	Valor adotado que depende do tipo de solo e estaca
$C$	Coefficiente característico do solo
$N_{ml}$	Média dos valores de $N_{SPT}$ ao longo do fuste
$A_l$	Área do fuste, dada pelo produto do perímetro e do comprimento da estaca
$\rho_e$	Recalque elástico da estaca
$A$	Área da seção transversal do fuste
$E_c$	Módulo de elasticidade do material da estaca
$P_i$	Valores médios do esforço normal nos segmentos da estaca
$L_i$	Comprimento do segmento da estaca
$R_L$	Resistência lateral
$P$	Carga vertical
$w$	Recalque por Poulos e Davis (1980)
$Q$	Carga aplicada
$E$	Módulo de elasticidade do solo
$D$	Diâmetro da estaca
$I$	Fatores para o cálculo de recalque de estacas
$I_0$	Fator de influência
$R_k$	Fator de correção para a compressibilidade da estaca
$R_h$	Fator de correção para a espessura (finita) do solo compressível

$R_v$	Fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo
$R_b$	Fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido, sendo $E_b$ o módulo de Young do solo sob a base
$\Delta\sigma_p$	Acréscimo de tensão ocasionado pela força aplicada no solo na ponta da estaca
$P_p$	Força aplicada no solo na ponta da estaca
$h$	Distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada analisada
$\alpha$	Ângulo de espraçamento
$R_L$	Resistência lateral
$\Delta\sigma$	Acréscimo total de tensões na camada
$E_s$	Módulo de deformabilidade da camada de solo
$E_o$	Módulo de deformabilidade da camada de solo antes da execução da estaca
$\sigma_0$	Tensão geostática no centro da camada analisada
$n$	Expoente que depende da natureza do solo
$\Delta$	Recalque diferencial
$L$	Distância entre pilares
$\beta$	Distorção angular



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>10</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	11
1.2 OBJETIVO GERAL E OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	12
1.2.1 Objetivos específicos.....	12
1.3 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA .....	12
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>13</b>
2.1 FUNDAÇÃO PROFUNDA – HÉLICE CONTÍNUA.....	15
2.2 CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	16
2.2.1 Métodos racionais .....	17
2.2.2 Métodos empíricos .....	17
2.2.3 Métodos semi-empíricos .....	17
2.2.3.1 Método Aoki-Velloso (1975) .....	17
2.2.3.2 Método Décourt-Quaresma (1982).....	19
2.3 MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	20
2.3.1 Métodos semi-empíricos .....	20
2.3.2 Métodos racionais .....	21
2.3.2.1 Encurtamento elástico .....	21
2.3.2.2 Recalque do solo.....	22
2.3.2.3 Contribuição de Poulos e Davis (1980) .....	24
2.4 EFEITO DE GRUPO .....	25
2.5 LIMITES ADMISSÍVEIS PARA RECALQUES DIFERENCIAIS .....	26
2.6 POSSÍVEIS CAUSAS DE RECALQUES EXCESSIVOS .....	29
2.6.1 Colapsibilidade e expansibilidade .....	30
2.6.2 Ações da água .....	30
2.6.3 Existência de espessas camadas compressíveis.....	31
2.6.4 Existência de camada de argila rija .....	31
2.7 MÉTODOS DE MONITORAMENTO DE RECALQUES DE EDIFÍCIOS .....	31
2.7.1 Medição de recalques através de níveis óticos .....	32
2.7.2 Medição de recalques através de nível d'água .....	34
2.8 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA ESTRUTURA NOS RECALQUES .....	35
2.9 CONSIDERAÇÕES SOBRE RECALQUES .....	36
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>38</b>
3.1 DESCRIÇÃO DA OBRA .....	38
3.1.1 Tipo de fundação.....	38
3.1.2 Caracterização do solo do local .....	39
3.2 SISTEMA DE MONITORAMENTO DE RECALQUES .....	40
3.3 COLETA DE DADOS .....	41
3.4 METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	43
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>46</b>
4.1 SP-01 .....	46
4.2 SPT-03 .....	51
4.3 DISCUSSÕES.....	55
<b>5 CONCLUSÃO</b> .....	<b>57</b>
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>59</b>
<b>APÊNDICE A – ETAPAS DA OBRA DURANTE O MONITORAMENTO</b> .....	<b>62</b>
<b>APÊNDICE B (A) – CAPACIDADE DE CARGA SP-01 POR AOKI-VELLOSO</b> .....	<b>65</b>

APÊNDICE B (B) – CAPACIDADE DE CARGA SP-01 POR DECOURT-QUARESMA .....	66
APÊNDICE C (A) – CAPACIDADE DE CARGA SPT-03 POR AOKI-VELLOSO ....	67
APÊNDICE C (A) – CAPACIDADE DE CARGA SPT-03 POR DECOURT-QUARESMA .....	68
APÊNDICE D – SEQUÊNCIA DA LEITURA DOS RECALQUES .....	69
ANEXO A – ÁBACOS REFERENTES À TEORIA DE POULOS E DAVIS .....	71
ANEXO B – PROJETO ESTRUTURAL.....	75
ANEXO C (A) – PERFIL DE SONDAGEM SP-01 .....	76
ANEXO C (B) – PERFIL DE SONDAGEM SPT-03 .....	77
ANEXO D – PLANTA DE LOCAÇÃO .....	78
ANEXO E - PLANTA DE LOCAÇÃO DE PILARES E CARGAS .....	79

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo Alonso (1991), as fundações devem ser projetadas e executadas com o intuito de garantir as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade, sob a ação das cargas de serviço. Portanto, uma boa fundação baseia-se na eficiência do projeto, da execução e do controle da qualidade.

Tendo em vista ainda que as fundações ficam enterradas e conseqüentemente impossíveis de serem inspecionadas constantemente, evidencia-se a importância do controle de qualidade durante todas as fases de construção das mesmas.

Durante a elaboração do projeto seleciona-se o tipo de fundação a ser executada em função das características geotécnicas, cargas atuantes e das técnicas disponíveis, tornando assim possível estimar os recalques da fundação. Estes recalques ocorrem devido a diferentes causas, podendo ser ocasionados por características do solo onde a fundação se encontra, ações da água como o carreamento das partículas de solo ou influência do nível d'água, falhas durante as investigações geotécnicas, entre outras.

O recalque absoluto consiste no recalque de um elemento isolado. Já o recalque diferencial ocorre quando um elemento da fundação sofre maior deformação que outro.

O recalque diferencial está entre uma das maiores causas de patologias em edificações, podendo ocasionar problemas estéticos (trincas e fissuras) e problemas de ordem estrutural, que possivelmente resultam na ruína do empreendimento.

Em 1977 o Edifício Elmar, localizado no bairro do Leme no Rio de Janeiro apresentava uma velocidade de recalque de 0,5 mm/hora, sendo demolido em setembro de 1979 devido ao comprometimento da estrutura acarretado pelo aumento da velocidade de recalque. Em outubro de 1979 foi demolido, também, um edifício localizado no Leblon – Rio de Janeiro devido ao surgimento de recalques elevados e ameaça eminente de desabamento (CAPUTO, 2013).

Mesmo que os recalques encontrados não sejam suficientemente elevados a ponto de justificar a demolição de uma edificação, o simples fato de constatar a ocorrência dos mesmos causa um desconforto na população leiga, podendo inclusive influenciar no valor do imóvel e gerar dificuldades durante a negociação.

Tendo em vista a importância da estabilidade da fundação, este trabalho propôs monitorar os recalques durante a construção de um edifício no município de Toledo- PR. O acompanhamento efetuou-se através de escalas graduadas fixadas nos pilares monitorados, sendo a leitura de níveis realizada utilizando nível ótico. Durante a coleta de dados foram anotadas as etapas da obra e serviços já executados com o intuito de estimar a carga atuante sobre a fundação da edificação, para posterior cálculo de recalque teórico.

### 1.1 JUSTIFICATIVA

O surgimento de recalques absolutos, dependendo de sua magnitude, pode acarretar em problemas de funcionalidade. Contudo, se houver a ocorrência de recalques diferenciais a estrutura estará sujeita a fissuras de ordem estética, e efeitos de flexão na superestrutura não previstos no projeto, podendo levar a estrutura ao colapso.

Atualmente, no Brasil, não existe uma cultura por parte das construtoras no monitoramento de recalque em fundações. Durante a etapa de construção o monitoramento fica comprometido devido à obstrução dos pontos de medição, estocagem de materiais nos primeiros pavimentos e, possivelmente, à paralisação da execução da obra para a realização das leituras, o que diminui o interesse de pesquisadores e engenheiros em prosseguir com o acompanhamento devido aos poucos dados coletados. Esta falta de cultura evidencia-se também após a conclusão da edificação, quando raramente ocorre o acompanhamento dos recalques da fundação.

Tendo em mente a importância do acompanhamento de recalques perante a sociedade e o fato de que intervenções realizadas nos edifícios supracitados só foram possíveis através deste método, demonstra-se a necessidade de se adquirir uma cultura de monitoramento de recalques, tanto durante as etapas da construção quanto após o término da execução da edificação, como método de controle e de prevenção para futuras intervenções.

## 1.2 OBJETIVO GERAL E OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Monitorar o recalque dos pilares de uma edificação durante o período de sua construção e comparar aos modelos teóricos de estimativa de recalques.

### 1.2.1 Objetivos específicos

- Avaliar a possibilidade de utilização do nível ótico de precisão como ferramenta de monitoramento de recalques diferenciais.
- Comparar os recalques diferenciais e as distorções angulares com dados da literatura.
- Comparar os métodos de estimativa de carga e recalques com a leitura experimental.

## 1.3 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

O presente trabalho consiste em um estudo de caso em uma edificação com fundações em estacas do tipo hélice contínua em solo de argila siltosa localizado na cidade de Toledo - PR.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Qualquer material, quando submetido a um estado de tensões diferente do inicial, apresenta deformações, sendo que o grau destas depende da rigidez do elemento e da forma e intensidade com que as forças são aplicadas (BARROS, 2005).

O comportamento do solo a partir dos carregamentos verticais na superfície depende do estado em que este se encontra e de suas propriedades. As deformações apresentadas em decorrência das cargas podem ocorrer rapidamente após a construção ou se desenvolver lentamente após a aplicação dessas cargas. Os solos argilosos e arenosos não saturados apresentam deformações mais rápidas devido ao fato de não haver necessidade da expulsão da água dos vazios (PINTO, 2006), enquanto os solos saturados apresentam deformações mais lentas.

Para Alonso (1991) o deslocamento vertical descendente de um elemento corresponde ao recalque absoluto. Denomina-se recalque diferencial a diferença entre os recalques absolutos de dois ou mais elementos da fundação, sua ocorrência impõe distorções à estrutura que podem ocasionar em fissuras, dependendo de sua magnitude.

Segundo Rebello (2008) o recalque absoluto pode não resultar em danos à edificação, porém, com os recalques diferenciais surgem esforços adicionais nas estruturas e podem causar danos à edificação.

O recalque total é dado pela Equação 1, válida somente quando a camada compressível sofra deformação vertical.

$$\rho = \rho_i + \rho_p + \rho_s \quad (1)$$

Onde:

$\rho_i$ : recalque imediato devido à deformação tridimensional;

$\rho_p$ : recalque por adensamento primário;

$\rho_s$ : recalque por adensamento secundário.

Segundo Rebello (2008), o recalque por adensamento é causado pelo fechamento dos vazios onde originalmente encontrava-se água, expulsa pela pressão causada pelas cargas, ocorrendo então à diminuição aparente do volume de solo.

Alonso (1991) afirma ainda que, se a pressão efetiva final, no meio de uma determinada profundidade, for superior à pressão de pré-adensamento, ocorrerá recalque por adensamento. Tal grandeza é dada por:

$$\rho_p = \frac{C_r \times H}{1+e_0} \times \log \frac{\sigma'_a}{\sigma'_{v_0}} + \frac{C_c \times H}{1+e_a} \times \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_a} \quad (2)$$

Onde:

$C_r$ : índice de recompressão no ensaio de adensamento;

$C_c$ : índice de compressão no ensaio de adensamento;

$e_0$ : índice de vazios do solo correspondente à pressão efetiva inicial;

$e_a$ : índice de vazios do solo correspondente à pressão de pré-adensamento;

$\sigma'_v$ : pressão efetiva total atuante à meia altura da profundidade H;

$\sigma'_a$ : pressão de pré-adensamento de solo compressível.

O recalque por adensamento secundário ocorre após o primário e continua a se deformar devido à tensão efetiva contínua, sendo atribuído a uma deformação viscoelástica do esqueleto sólido da argila. Porém, este fenômeno ainda não é totalmente explicado (ALONSO, 1991). A Equação 3 corresponde ao recalque por adensamento secundário.

$$\rho_s = \frac{C_a \times H}{1+e_1} \times \log \frac{t_2}{t_1} \quad (3)$$

Onde:

$C_a$ : índice de compressão secundária;

$t_1$ : tempo necessário para ocorrer 100% do recalque primário;

$e_1$ : índice de vazios do solo correspondente a  $t_1$ ;

$t_2$ : tempo em que se deseja conhecer o recalque secundário;

$e_2$ : índice de vazios do solo correspondente a  $t_2$ ;

Sabe-se que as cargas não são aplicadas instantaneamente sobre o solo e que o recalque ocorre gradativamente durante o período construtivo em decorrência das cargas aplicadas. Tendo em vista estas considerações, Pinto (2006) cita que Terzaghi desenvolveu duas hipóteses a fim de simplificar os cálculos de recalque e gerar uma solução aproximada. Tais hipóteses são descritas a seguir:

Hipótese 1: Se o carregamento ocorreu de maneira aproximadamente linear com o tempo, após sua conclusão, os recalques serão iguais aos que

corresponderiam ao carregamento total feito no instante médio do período construtivo.

Hipótese 2: Os recalques são admitidos como proporcionais ao carregamento.

Estas hipóteses permitem calcular o recalque em uma fundação durante a construção de um edifício de maneira mais simples e com uma precisão consideravelmente boa, tendo em vista que se trata de hipóteses para resultados aproximados.

## 2.1 FUNDAÇÃO PROFUNDA – HÉLICE CONTÍNUA

As estacas do tipo hélice contínua são executadas com máquinas perfuratrizes equipadas com trado contínuo, consistindo em uma hélice espiral em torno de um tubo central, como pode ser observado na Figura 1. O trado é introduzido no solo através da rotação e peso próprio da hélice e do solo contido nela. O concreto é injetado pela haste central do trado simultaneamente à retirada do solo, sendo a armadura colocada após a concretagem da estaca (JOPPERT JUNIOR, 2007).

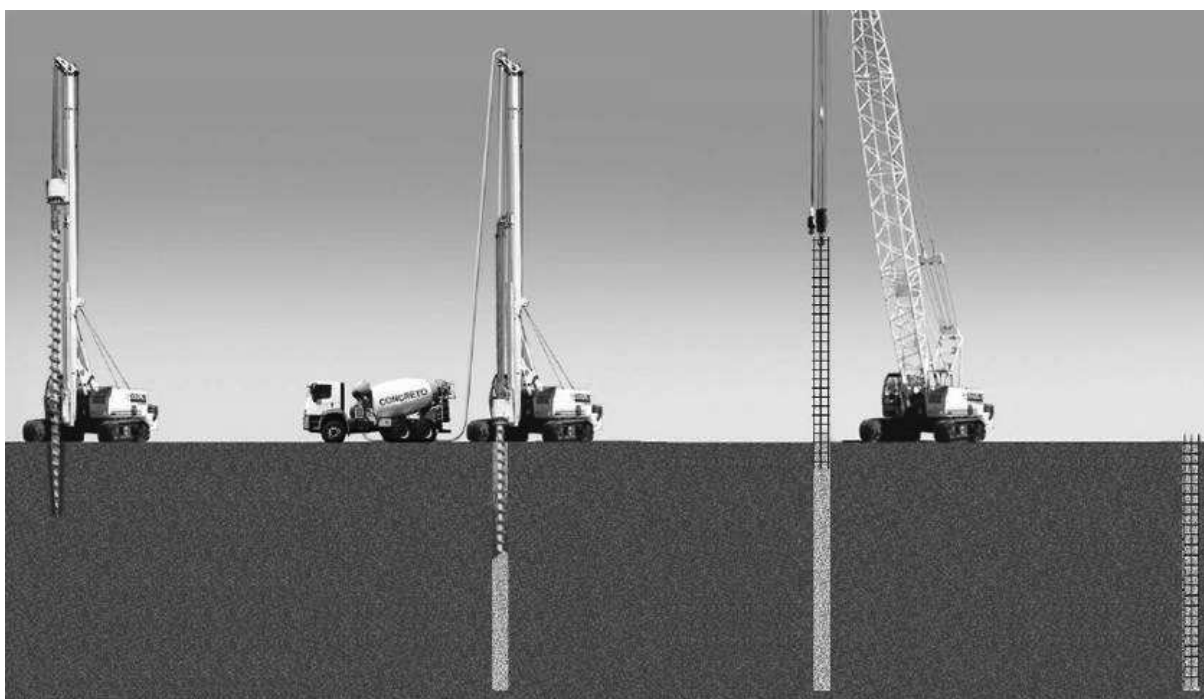


Figura 1 - Fases de execução de uma estaca hélice contínua  
Fonte: Geofund (2015).



Durante a execução pode-se controlar o comprimento da estaca, inclinação, torque, velocidade de rotação, velocidade de penetração do trado, pressão do concreto, velocidade de extração do trado, volume de concreto e sobre consumo de concreto. Tais critérios objetivam avaliar a estaca executada para fins de projeto (VELLOSO e LOPES, 2010).

Segundo Antunes e Tarozzo (1998) este tipo de estaca oferece como vantagem a elevada produtividade, adaptabilidade à maioria dos terrenos, além de não produzir detritos poluídos, não causar vibrações e descompressão do solo. Porém, em decorrência do porte do equipamento, as áreas de trabalho devem ser de fácil acesso e planas, além de haver a necessidade de um equipamento próprio para limpeza, considera-se ainda uma desvantagem o fato de ser necessário um número mínimo de estacas para que esta fundação seja comercialmente vantajosa.

A estaca hélice contínua apresenta-se como solução técnica e econômica para centros urbanos onde não pode ocorrer vibração ou descompressão do terreno, para obras de grande porte onde haja grande quantidade de estacas com as mesmas características e como estrutura de contenção (ANTUNES E TAROZZO, 1998). Portanto, apresentando-se como solução eficiente para a fundação do edifício em estudo, tendo em vista que este se encontra em terreno privilegiado no centro do município.

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo Décourt (1998) estacas submetidas a um carregamento vertical resistirão a esta solicitação parcialmente pelas tensões normais geradas em sua ponta e parcialmente pela resistência ao cisalhamento ao longo do fuste. A soma destas duas parcelas é chamada de capacidade de carga última de uma estaca.

Os métodos para a determinação da capacidade de carga da fundação podem ser divididos em métodos racionais, métodos empíricos e métodos semi-empíricos.

### 2.2.1 Métodos racionais

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o método racional utiliza soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo, como ângulo de atrito e coesão.

A diversidade de recursos apresentados como solução para a determinação de capacidade de carga em fundações por estacas resulta da dificuldade de ajustar um modelo físico e matemático à questão da ruptura neste tipo de fundação (CINTRA e AOKI, 2010).

### 2.2.2 Métodos empíricos

Os métodos empíricos apresentam, somente, uma estimativa da capacidade de carga de uma fundação profunda através de avaliações com base nas camadas de solo atravessadas pela estaca (VELLOSO e LOPES, 2010).

### 2.2.3 Métodos semi-empíricos

Segundo Cintra e Aoki (2010), estes métodos propõem soluções baseadas em correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados dos ensaios de penetração *in situ*. Os métodos citados a seguir relacionam-se com o ensaio de sondagem à percussão (SPT).

#### 2.2.3.1 Método Aoki-Velloso (1975)

Segundo Velloso e Lopes (2010), este método foi desenvolvido através de estudos que comparam os resultados de provas de carga em estacas e de SPT, podendo ser utilizado com dados do ensaio SPT ou ensaio de penetração de cone (CPT).

A expressão de capacidade de carga a seguir relaciona a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com o resultado do ensaio *in situ*.

$$Q = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \times K \times N_{SPT} \times \Delta L) \quad (4)$$

Onde:

$Q$ : capacidade de carga última de um elemento isolado de fundação;

$K$  e  $\alpha$ : valores adotados que dependem do tipo de solo;

$F_1$  e  $F_2$ : fatores de escala e execução;

$N_{SPT}$ : valor de  $N_{SPT}$  na camada;

$N_p$ : valor de  $N_{SPT}$  das camadas de solo da ponta da estaca;

$A_p$ : área da ponta da estaca;

$U$ : perímetro da estaca;

$n$ : quantidade de camadas de solo;

$\Delta L$ : espessura da camada de solo.

Os valores dos parâmetros  $K$  e  $\alpha$  podem ser obtidos a partir da Tabela 1.

**Tabela 1 - Coeficiente K e razão de atrito  $\alpha$**

Solo	K (MPa)	$\alpha$ (%)
<b>Areia</b>	1,00	1,4
<b>Areia siltosa</b>	0,80	2,0
<b>Areia siltoargilosa</b>	0,70	2,4
<b>Areia argilosa</b>	0,60	3,0
<b>Areia argilossiltosa</b>	0,50	2,8
<b>Silte</b>	0,40	3,0
<b>Silte arenoso</b>	0,55	2,2
<b>Silte arenoargiloso</b>	0,45	2,8
<b>Silte argiloso</b>	0,23	3,4
<b>Silte argiloarenoso</b>	0,25	3,0
<b>Argila</b>	0,20	6,0
<b>Argila arenosa</b>	0,35	2,4
<b>Argila arenossiltosa</b>	0,30	2,8
<b>Argila siltosa</b>	0,22	4,0
<b>Argila siltoarenosa</b>	0,33	3,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Os fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  são apresentados na Tabela 2.

**Tabela 2 - Fatores de correção F1 e F2**

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
<b>Franki</b>	2,50	5,00
<b>Metálica</b>	1,75	3,50
<b>Pré-moldada de concreto</b>	1,75	3,50
<b>Escavada</b>	3,00	6,00

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Cintra e Aoki (2010) apresenta modificações relacionadas aos valores de  $F_1$  e  $F_2$  obtidos na Tabela 2, tais modificações são apresentadas na Tabela 3.

**Tabela 3 - Fatores de correção F1 e F2 atualizados**

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
<b>Franki</b>	2,50	2 $F_1$
<b>Metálica</b>	1,75	2 $F_1$
<b>Pré-moldada</b>	1+D/0,80	2 $F_1$
<b>Escavada</b>	3,00	2 $F_1$
<b>Raiz, Hélice contínua e Ômega</b>	2,0	2 $F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Utiliza-se para este método o fator de segurança global para fundações profundas, ou seja igual a 2,0.

### 2.2.3.2 Método Décourt-Quaresma (1982)

A capacidade de carga de uma fundação pelo método de Décourt-Quaresma é dada pela expressão:

$$Q = \alpha' \times A_p \times C \times N_p + \beta' \times \left( \frac{N_{ml}}{3} + 1 \right) \times A_l \quad (5)$$

Onde:

$Q$ : capacidade de carga última de um elemento isolado de fundação;

$\beta'$  e  $\alpha'$ : valores adotados que dependem do tipo de solo e estaca;

$C$ : coeficiente característico do solo;

$N_p$ : média dos valores de  $N_{SPT}$  das camadas de solo da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo;

$N_{ml}$ : média dos valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste;

$A_l$ : área do fuste, dada pelo produto do perímetro e do comprimento da estaca;

$A_p$ : área da ponta da estaca.

Os fatores de segurança adotados para o método de Décourt-Quaresma segundo Velloso e Lopes (2010) são de 4,00 para a ponta e 1,30 para o fuste. Contudo, deve-se efetuar também a verificação para o fator de segurança global indicado pela NBR 6122 (ABNT, 2010).

A Tabela 4 apresenta os valores de  $\alpha$  e  $\beta$ , sendo que para as estacas pré-moldadas, metálicas e Franki os valores do fator  $\alpha$  e  $\beta$  são iguais a 1,00.

**Tabela 4 - Valores do fator  $\alpha'$  e  $\beta'$  em função do tipo de estaca e do tipo do solo**

Tipo de estaca	Tipo de solo					
	Argilas		Solos intermediários		Areias	
	$\alpha'$	$\beta'$	$\alpha'$	$\beta'$	$\alpha'$	$\beta'$
<b>Escavada em geral</b>	0,85	0,80*	0,60	0,65*	0,50	0,50*
<b>Escavada (bentonita)</b>	0,85	0,90*	0,60	0,75*	0,50	0,60*
<b>Hélice contínua</b>	0,30*	1,00*	0,30*	1,00*	0,30*	1,00*
<b>Raiz</b>	0,85*	1,50*	0,60*	1,50*	0,50*	1,50*
<b>Injetada sob altas pressões</b>	1,00*	3,00*	1,00*	3,00*	1,00*	3,00*

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

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Os valores relativos ao coeficiente característico do solo são apresentados na Tabela 5.

**Tabela 5 - Coeficiente característico do solo**

Tipo de solo	C (kPa)
<b>Argila</b>	120
<b>Silte argiloso</b>	200
<b>Silte arenoso</b>	250
<b>Areia</b>	400

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

## 2.3 MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Existem diversas formas de classificar os métodos de previsão de recalques, sendo que uma delas consiste em separar métodos racionais de semi-empíricos.

### 2.3.1 Métodos semi-empíricos

Os parâmetros de deformabilidade são compatibilizados a modelos para previsão de recalques teoricamente exatos ou adaptações destes modelos. Estes são obtidos *in situ* por correlação com ensaios de penetração (VELLOSO e LOPES, 2004).

### 2.3.2 Métodos racionais

Segundo Velloso e Lopes (2004), no método racional os parâmetros de deformabilidade do solo são combinados a modelos que estimam os recalques da fundação, teoricamente exatos. Estes podem ser obtidos em laboratório ou *in situ*.

Neste método o recalque pode ser estimado através de cálculo direto ou por cálculos “indiretos”. No primeiro caso, o recalque é fornecido diretamente pelo recurso utilizado, podendo ser através da Teoria da Elasticidade ou métodos numéricos (ARAGÃO, 2011). No segundo caso, divide-se o terreno em subcamadas e calcula-se a tensão geostática e o acréscimo de tensões no ponto médio de cada subcamada onde se deseja estimar o recalque, de posse destes dados e das propriedades de deformação do solo obtém-se a deformação média da subcamada. A soma dos produtos da deformação pela espessura da camada resulta no recalque total (VELLOSO e LOPES, 2004).

#### 2.3.2.1 Encurtamento elástico

Segundo Cintra e Aoki (2010), a aplicação de uma carga vertical no topo da estaca acarretará no encurtamento elástico do próprio elemento de fundação, o que corresponde a um recalque de mesma magnitude na cabeça da estaca, mantendo sua base imóvel.

A partir da lei de Hooke, o encurtamento elástico da estaca é dado pela Equação a seguir:

$$\rho_e = \frac{1}{A \times E_c} \times \sum (P_i \times L_i) \quad (6)$$

Onde:

$\rho_e$ : recalque elástico da estaca;

A: área da seção transversal do fuste;

$E_c$ : módulo de elasticidade do material da estaca, considerado igual a 21 GPa para estaca hélice contínua em concreto;

$P_i$ : valores médios do esforço normal nos segmentos da estaca;

$L_i$ : comprimento do segmento da estaca.

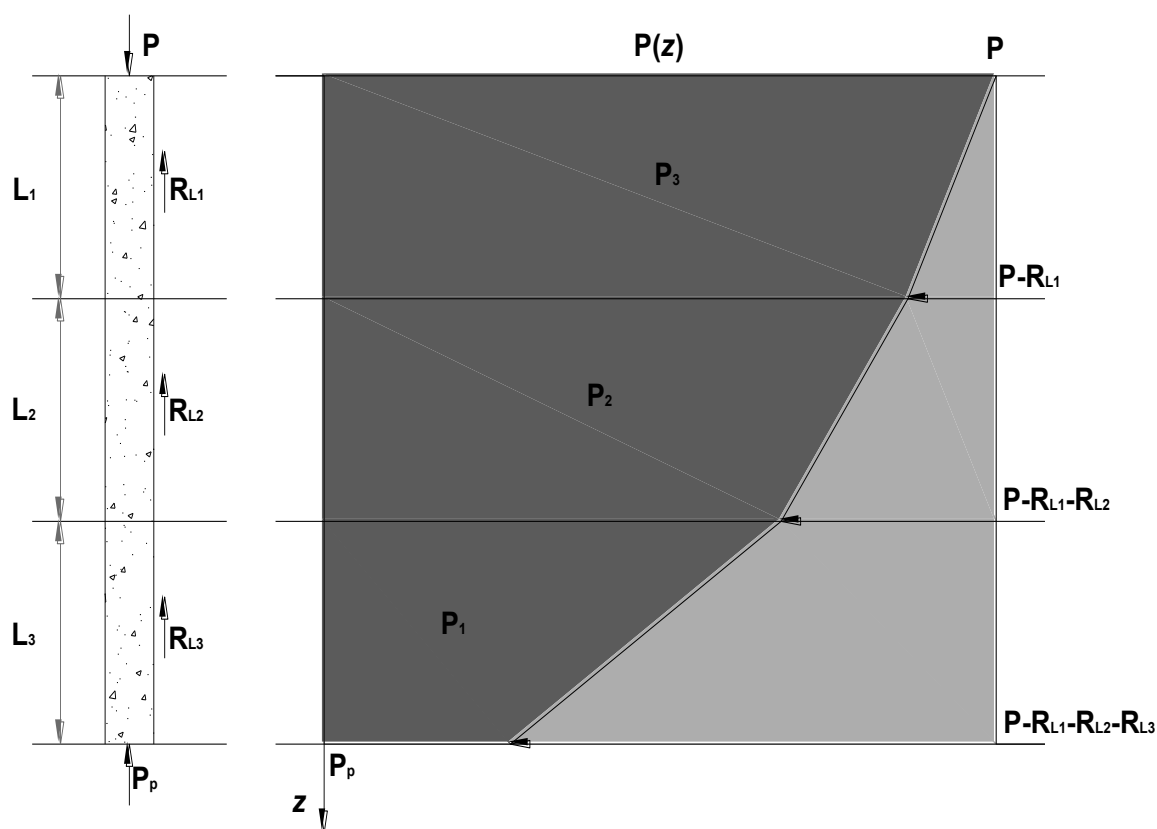
Os valores médios do esforço normal nos segmentos (Figura 2) é dado por:

$$P_i = P - R_{L1} - R_{L2} - \dots - \frac{R_{Li}}{2} \quad (7)$$

Onde:

$R_L$ : resistência lateral;

P: carga vertical.

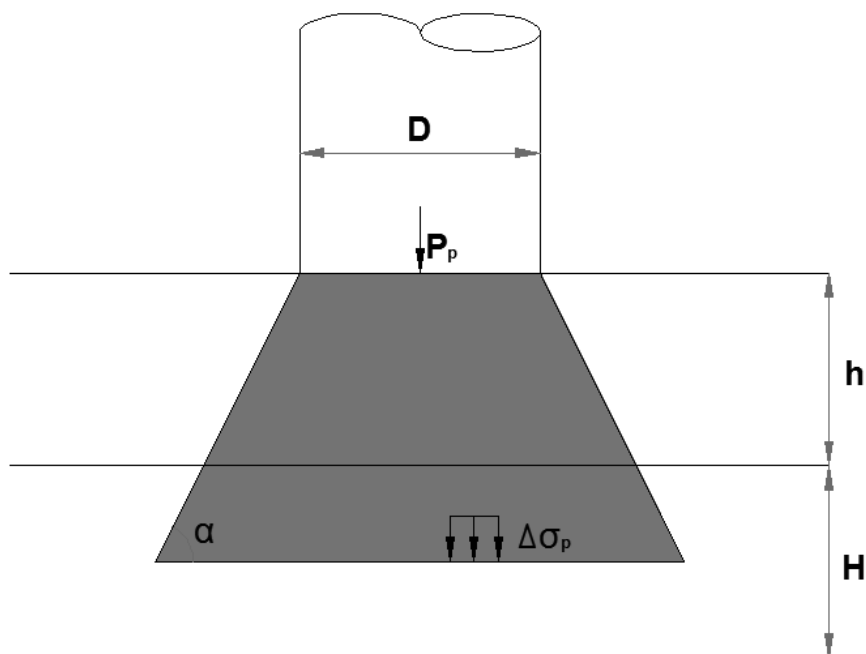


**Figura 2 - Diagrama de esforço normal da estaca**  
 Fonte: Cintra e Aoki (2010).

### 2.3.2.2 Recalque do solo

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a aplicação de uma carga vertical no topo da estaca ocasionará deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacentes à base da estaca, até o indeslocável, o que resulta no recalque do solo. Para o cálculo deste recalque há necessidade de determinar o acréscimo de tensões (conforme Figura 3) no meio da camada de solo ocasionadas tanto pela força aplicada no solo, quanto pela resistência lateral da estaca. Para tanto, deduziu-se a expressão para o acréscimo de tensões em função do ângulo de espraiamento

apresentado (Equação 8), baseado na expressão apresentada por Cintra e Aoki (2010) supondo a propagação de tensões 1:2, equivalente a um ângulo  $\alpha$  de 63,43°. Sendo que o ângulo de espraiamento varia em função do tipo de solo.



**Figura 3 – Propagação de tensões devido à reação da ponta**  
**Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).**

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi\left(D + \frac{2h+H}{\operatorname{tg}\alpha}\right)^2} \quad (8)$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$ : acréscimo de tensão ocasionado pela força aplicada no solo na ponta da estaca;

$P_p$ : força aplicada no solo na ponta da estaca;

$D$ : diâmetro da base da estaca;

$h$ : distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada analisada;

$H$ : espessura da camada analisada;

$\alpha$ : ângulo de espraiamento.

O acréscimo de tensão dado pela resistência lateral da estaca é dado pela Equação 9:



$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi\left(D + \frac{2h+H}{\operatorname{tg}\alpha}\right)^2} \quad (9)$$

Onde:

$R_L$ : resistência lateral;

D: diâmetro da base da estaca;

h: distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada analisada;

H: espessura da camada analisada;

$\alpha$ : ângulo de espraçamento.

Considerando-se todas as parcelas  $R_{Li}$  mais a força  $P_p$ , o acréscimo total de tensões na camada é dado por:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (10)$$

Podendo-se assim estimar o acréscimo de carga em todas as camadas de solo até o indeslocável. Sendo o recalque devido ao solo dado pela Equação 11:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s}\right) H \quad (11)$$

Onde:

$\rho_s$ : recalque devido ao solo;

$\Delta\sigma$ : acréscimo total de tensões na camada;

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

O módulo de deformabilidade da camada de solo pode ser obtido através da Equação 12 (em MPa).

$$E_s = 3 \times Nspt^{0,8} \quad (12)$$

### 2.3.2.3 Contribuição de Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) *apud* Velloso e Lopes (2010) desenvolveram solução para o cálculo do recalque do solo em forma de ábacos. Tal solução consiste em dividir a estaca em porções com a mesma quantidade de carga e verificar o deslocamento da estaca e o deslocamento do solo adjacente para cada porção da estaca. O recalque total é dado pela Equação 13.

$$w = \frac{Q \times I}{E \times D} \quad (13)$$

Onde:

$Q$ : Carga aplicada;

$E$ : módulo de elasticidade do solo;

$D$ : diâmetro da estaca;

$I$ : fatores para o cálculo de recalque de estacas, dado por:

$$I = I_0 \times R_k \times R_h \times R_v \times R_b \quad (14)$$

Onde:

$I_0$ : fator de influência;

$R_k$ : fator de correção para a compressibilidade da estaca;

$R_h$ : fator de correção para a espessura (finita) do solo compressível;

$R_v$ : fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;

$R_b$ : fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido, sendo  $E_b$  o módulo de Young do solo sob a base.

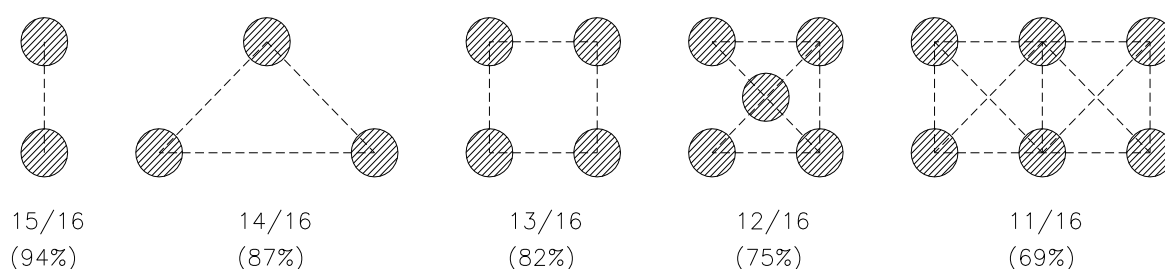
Os ábacos referentes a esta teoria encontram-se no Anexo A.

## 2.4 EFEITO DE GRUPO

De acordo com a Norma Brasileira NBR 6122 (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996) o efeito de grupo consiste no processo de interação das diversas estacas que compõem uma fundação, ao transmitirem ao solo as cargas aplicadas. Devendo o recalque admissível ser comparado com o recalque do grupo de estacas, tendo em vista que esta interação acarreta uma superposição de tensões fazendo com que o recalque do grupo de para uma mesma carga seja, em geral, diferente do recalque da estaca isolada.

A maioria das fundações por estacas consiste em grupos interligados por blocos de coroamento de concreto. Contudo, a capacidade de carga de um grupo de estacas pode ser diferente da soma das capacidades de carga dos elementos isolados que o compõe, fato este que pode ser quantificado pela “eficiência de grupo” (CINTRA e AOKI, 2010).

Rebello (2008) cita que quanto maior o número de estacas do conjunto menor será a eficiência do grupo. Cada estaca do grupo tem uma redução de 1/16 da sua capacidade para cada estaca vizinha que estiver localizada na mesma linha vertical, horizontal ou diagonal, conforme ilustra a Figura 4.



**Figura 4 - Exemplos de eficiência de grupo de estacas**  
**Fonte: Rebello (2008).**

Segundo Cintra e Aoki (2010), a eficiência da capacidade do grupo depende da forma e do tamanho do grupo, da distância entre as estacas, do tipo de solo e de estaca. Com relação ao recalque, observa-se que o recalque em um grupo de estacas é maior se comparado a uma estaca isolada, para um mesmo carregamento.

Percebe-se, portanto, que dependendo da quantidade de estacas em um grupo, devido à diminuição da eficiência de capacidade de carga e aumento do recalque, torna-se mais viável utilizar estacas de maior capacidade do que investir em um grande conjunto com pouca eficiência.

## 2.5 LIMITES ADMISSÍVEIS PARA RECALQUES DIFERENCIAIS

A NBR 15575 (ABNT, 2013), estabelece deslocamentos-limites para cargas permanentes e cargas acidentais em geral. Estes deslocamentos são associados aos limites admissíveis para recalques diferenciais.

O recalque diferencial entre dois elementos da fundação está relacionado com a distância entre esses elementos através da distorção angular. Segundo Gusmão Filho (2006) a distorção angular é uma medida de distorção devido ao cisalhamento de uma estrutura e que muitas vezes é aproximada da rotação, devido ao recalque. Sendo em geral um valor médio para um parte específica da edificação.

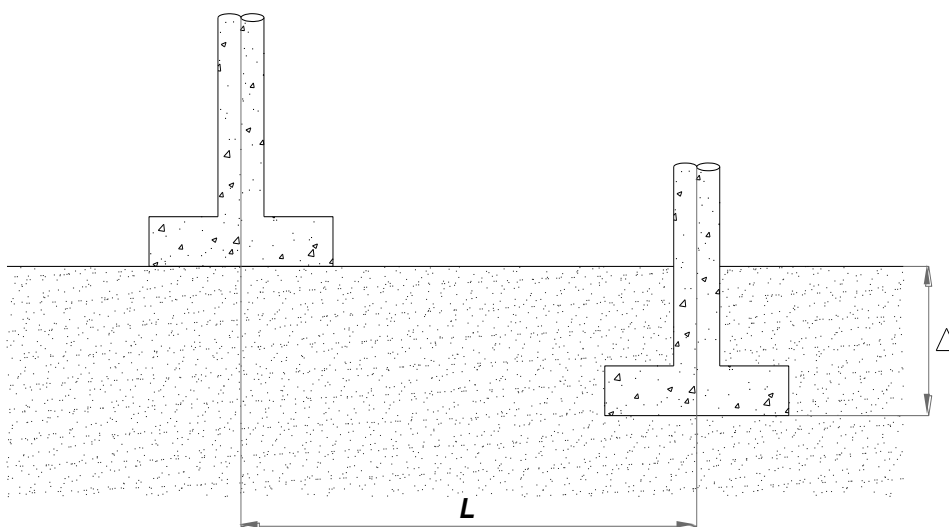
Considera-se distorção angular a relação entre o valor do recalque diferencial e a distância entre os pilares onde os recalques foram medidos, conforme Equação 15 a seguir.

$$\beta = \frac{\Delta}{L} \quad (15)$$

Onde:

- $\Delta$ : recalque diferencial;
- L: distância entre pilares;
- $\beta$ : distorção angular.

A Figura 5 representa o esquema de uma fundação com recalque diferencial.



**Figura 5 - Esquema de fundação com recalque diferencial**  
Fonte: Rebello (2008).

Rebello (2008) utiliza o método apresentado por Moraes (1976) para o cálculo dos valores admissíveis de recalque através da distorção angular e apresenta os limites admissíveis para recalques diferenciais:

- Edifícios industriais de concreto armado:

$$\beta = \frac{l}{1000} \text{ a } \frac{l}{500} \quad (16)$$

- Edifícios de apartamento e comerciais de concreto armado:

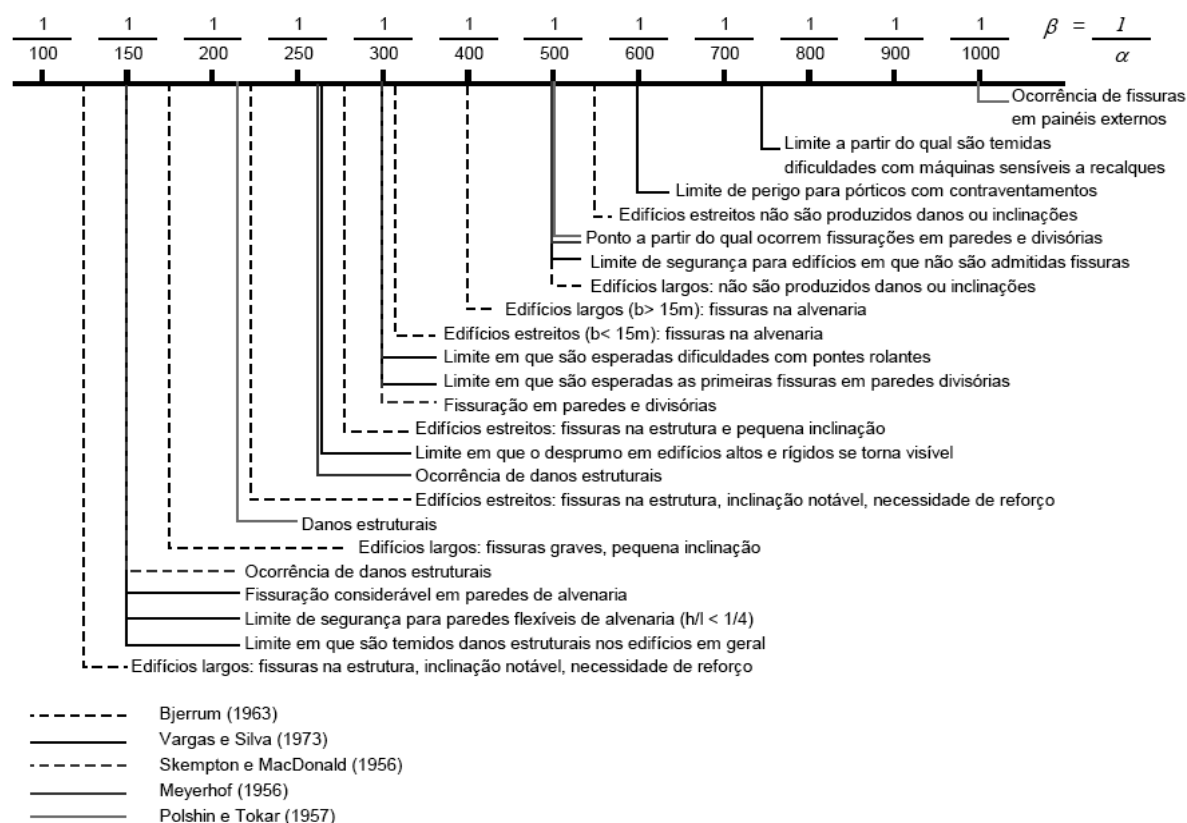
$$\beta = \frac{l}{440} \text{ a } \frac{l}{250} \quad (17)$$

- Estruturas metálicas:

$$\beta = \frac{l}{500} \quad (18)$$

A NBR 15575 (ABNT, 2013), apresenta deslocamento-limite entre  $L/500$  e  $L/400$  para paredes e/ou acabamentos rígidos ou flexíveis, respectivamente. Abrangendo distorções horizontais ou verticais provocadas por variações de temperatura ou ação do vento e distorções angulares devidas ao recalque de fundações (deslocamentos totais).

A Figura 6 apresenta os valores de distorção angular e os danos associados a estes valores de acordo com diversos autores.



**Figura 6 - Valores de distorção angular e danos associados**  
**Fonte: Barros (2005).**

Caputo (2013) também cita diversos autores e suas considerações para recalques admissíveis, entre eles Terzaghi e Perck (1962) que estabelecem para recalques admissíveis de estruturas comuns: 1" para recalque total e 3/4" para recalque diferencial.

Evidencia-se, portanto, a falta de uma norma que estabeleça valores limites fixos para o recalque diferencial de uma edificação e unifique todas as avaliações executadas, a fim de propiciar maior confiabilidade.

## 2.6 POSSÍVEIS CAUSAS DE RECALQUES EXCESSIVOS

Os recalques ocorrem devido a diferentes fatores, sendo que algumas dessas causas podem ser:

- Rebello (2008) cita que escavações próximas às fundações tendem a desestabilizar o maciço e podem ser causas de recalque. As vibrações devidas ao tráfego de veículos, por exemplo, podem adensar o solo, comprimindo e acarretar no recalque da fundação.
- Falhas durante as investigações geotécnicas realizadas para a execução do projeto de fundação são possíveis causas do aparecimento de recalques. Devendo ser detectadas durante estas investigações camadas compressíveis, ocorrência de cavernas, entre outras (ALONSO, 1991).
- A corrosão é um efeito químico que ataca estacas metálicas semienterradas. Com o avanço deste efeito ocorre uma redução da seção da estaca, que ao ser carregada apresenta recalques, seguido de ruptura caso não sejam tomadas as devidas providências (GUSMÃO FILHO, 2006).
- A superposição dos campos de pressões causada por construções simultâneas, segundo Caputo (2013) também é uma causa para o aparecimento de recalque.

A seguir serão citadas de maneira mais profunda algumas das possíveis causas de recalques excessivos em elementos de fundações.

### 2.6.1 Colapsibilidade e expansibilidade

Os solos colapsíveis são caracterizados por sua grande porosidade e por apresentarem partículas unidas por uma espécie de cimentação. Quando uma fundação é executada sobre esse tipo de solo e o mesmo encontra-se saturado, ocorre o recalque devido ao rompimento da ligação entre suas partículas (REBELLO, 2008). Contudo, Alonso (1991) afirma que a alta permeabilidade deste tipo de solo permite que a água infiltre sem de fato saturá-lo na maioria das vezes.

Os solos expansíveis são aqueles que quando entram em contato com a água sofrem expansão, sendo evidenciados pela natureza mineralógica dos grãos que constituem a fração de argila. Alguns minerais apresentam a capacidade de absorver água, portanto a expansividade do solo depende do tipo de mineral que o constitui. Caso a pressão aplicada pela fundação seja inferior à pressão de expansividade, ocorrerá um levantamento da fundação quando a água entrar em contato com este mineral (REBELLO, 2008).

### 2.6.2 Ações da água

Segundo Alonso (1991, p. 38), “a ação da água também pode gerar recalques excessivos, quando provoca o carreamento de partículas de solo por percolação, descalçando a fundação”.

A água pode ainda influenciar no recalque diferencial quando ocorre o adensamento por percolação, neste caso a água infiltrada no solo tende a carrear as partículas do solo no sentido vertical do fluxo e adensar as mesmas.

Outra possível causa para recalque é o rebaixamento do lençol freático, pois quando a água no interior do solo é bombeada pode ocorrer diminuição da poro pressão e conseqüentemente, aumento da pressão efetiva. Este fato pode causar o aumento da pressão sobre o solo causando recalque sem aumentar a carga atuante sobre a fundação (GUSMÃO FILHO, 2006).

### 2.6.3 Existência de espessas camadas compressíveis

De acordo com Alonso (1991), é comum apoiar-se a estrutura em estacas quando existem espessas camadas de compressíveis. Caso não sejam considerados os esforços adicionais causados por aterros, escavações ou cargas verticais assimétricas poderão ocorrer recalques.

Pode ocorrer o fenômeno do atrito negativo em estacas implantadas neste tipo de solo, no qual o recalque por adensamento supera o recalque da estaca. Deve-se considerar, também, a possibilidade de instabilidade dinâmica direcional que provoca o encurvamento da estaca e sua flexão quando carregada pela estrutura (CINTRA e AOKI, 2010).

### 2.6.4 Existência de camada de argila rija

Segundo Alonso (1991), quando estacas são cravadas em solos com camadas de argila rija, sem prévia perfuração, poderão ocorrer acidentes que acarretarão no mau desempenho da fundação quando exposta as cargas atuantes, provocando recalques. Destacando ainda, o fato de a superfície do solo e as estacas já cravadas sofrerem um deslocamento, para cima, durante o processo de cravamento da próxima estaca.

## 2.7 MÉTODOS DE MONITORAMENTO DE RECALQUES DE EDIFÍCIOS

Muitos são os métodos disponíveis para o monitoramento de recalques em obras. Barros (2005), apresentou um tabela com diversos métodos de medição e suas vantagens e desvantagens, conforme exposto no Quadro 1.



Método	Vantagens	Desvantagens
<b>Elevação por Nível Ótico e mira de Invar</b>	Medição efetuada de forma rápida nos casos onde são utilizados instrumentos autonivelantes. Utilização de alta tecnologia.	Necessidade de equipamentos de alta precisão.
<b>Medições com teodolitos e escalas</b>	Medição feita de forma direta.	Requer referência fixa.
<b>Nível a Laser</b>	Mais rápido do que os métodos óticos convencionais; As leituras podem ser feitas por uma única pessoa.	Seramente afetado por perturbações que ocorram no ar como: poeira; umidade e diferença de temperatura; Requer correções da refração em média a cada 200m.
<b>Medidor de Distância EDM</b>	Cobre uma grande distância; Rápido e muito acurado.	Acurácia influenciada pelas condições atmosféricas.
<b>Nivelação Trigonométrica</b>	Alcança uma grande distância; Rápido.	Acurácia influenciada pelas condições atmosféricas; Necessita de um sistema de medição do zênite muito preciso.
<b>Métodos fotogramétricos</b>	Pode gravar simultaneamente movimento de vários pontos.	As condições climáticas podem afetar sua utilização; A interpretação dos dados deve ser feita por pessoal técnico especializado.
<b>Sistema por posicionamento global</b>	Muito acurado; Pouca influência do operador nas medições.	Equipamentos envolvidos são de alto custo;
<b>Níveis D'água</b>	Equipamento simples e robusto, baixo custo, possui adaptabilidade à diversidade da obra	Pode ser influenciado por variações climáticas, de temperatura; Erros de leitura.

**Quadro 1 - Formas de monitoramento em obras geotécnicas**

Fonte: Barros (2005).

### 2.7.1 Medição de recalques através de níveis óticos

Segundo Salomão e Faggion (2008) a medição de recalques através de níveis óticos consiste na elaboração de referências de nível, que são engastadas em pilares determinados e servem de apoio para a mira durante as medições. O sistema consiste em uma parte denominada fêmea que será engastada no pilar e em outra denominada macho que possui uma extremidade esférica e uma rosca para conexão à fêmea, conforme Figura 7. Durante a execução da obra, a fêmea é protegida através de uma tampa plástica, com o intuito de evitar obstrução da cavidade.

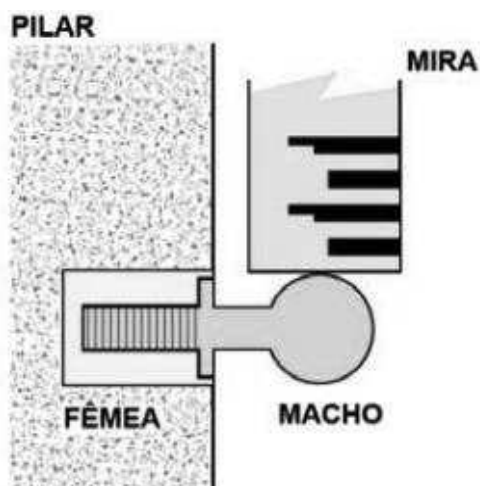


Figura 7 - Pinos de monitoramento  
 Fonte: Viacarta (2007, *apud* Salomão e Faggion, 2008).

A referência de nível, utilizada para o nivelamento dos pinos, deve ser instalada de tal forma que não seja influenciada pela própria obra ou outras causas que comprometam sua estabilidade. Portanto, recomenda-se a construção de uma referência de nível profunda, conhecida como *bench-mark* (Figura 8), consistem pontos fixos e indeslocáveis utilizados para o controle de recalques (ALONSO, 1991).

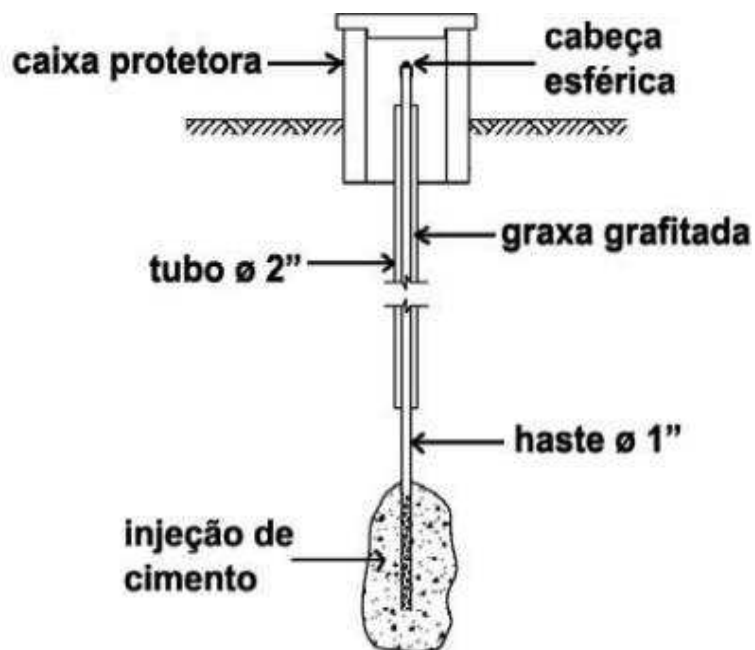


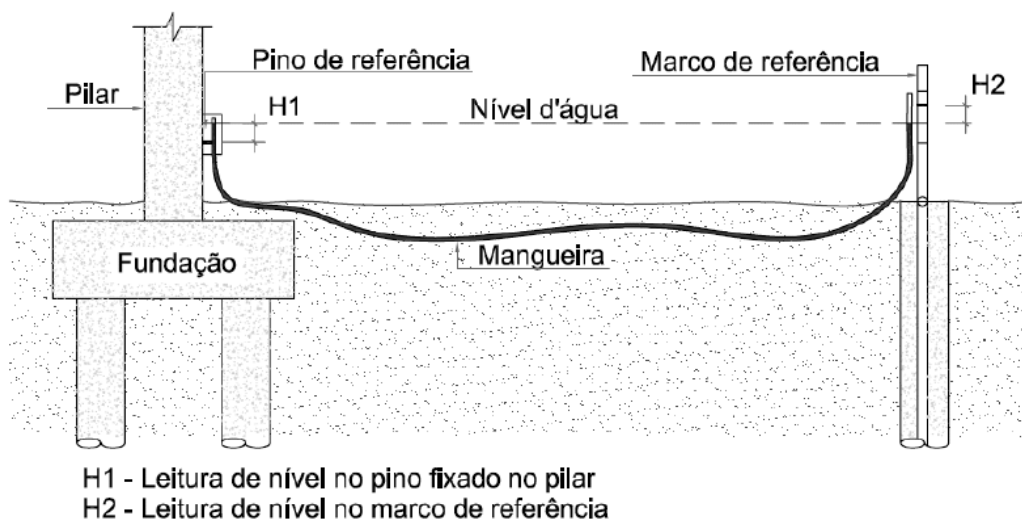
Figura 8 - Nível de referência profundo  
 Fonte: N-1811 (PETROBRAS, 2005 *apud* Salomão e Faggion, 2008).

A medição do recalque é realizada através de nível ótico de precisão observando-se os valores da mira estadimétrica inserida acima do pino de referência.

### 2.7.2 Medição de recalques através de nível d'água

Este método de medição é baseado no princípio dos vasos comunicantes desenvolvido por Terzaghi (ALONSO, 1991). De acordo com este método o nível d'água permanece o mesmo em relação à horizontal, caso o vaso comunicante seja preenchido com um líquido, sob as mesmas condições de pressão atmosférica e temperatura em diferentes pontos.

De acordo com Savaris (2008), instalam-se pinos metálicos nivelados nos pontos em que se deseja realizar o monitoramento, as medições podem ser feitas através de escalas graduadas ou de manômetros utilizados para a medição da pressão da coluna d'água, conforme Figura 9.



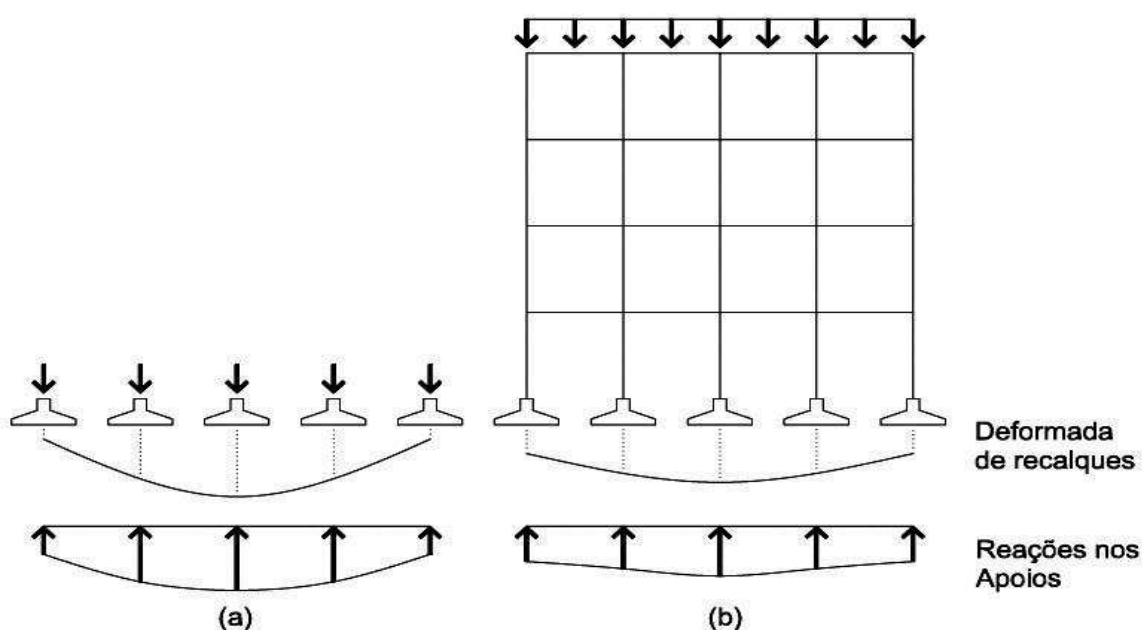
**Figura 9 - Sistema de medição de recalques com nível d'água**  
Fonte: Savaris (2008).

Na leitura com manômetros, as medições de pressão são transformadas em comprimento dividindo a diferença de pressão pela densidade do líquido dos vasos comunicantes. Já a leitura obtida através de escalas graduadas, fornece diretamente o valor da elevação se comparado ao nível de referência (SAVARIS, 2008).

## 2.8 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA ESTRUTURA NOS RECALQUES

De acordo com Savaris (2008) em decorrência de maior carregamento, a fundação do pilar central de uma edificação tende a apresentar maiores recalques, contudo, dependendo da rigidez da viga, esse deslocamento pode ser limitado e as cargas transferidas para os pilares laterais. Deste modo, o recalque no pilar central seria menor que o estimado e o recalque nas laterais seriam maiores, suavizando assim as deformações.

Pode-se observar na Figura 10 a diferença entre o recalque estimado durante as etapas do projeto e o recalque medido *in loco*. A Figura 10 (a) representa as fundações durante o projeto, onde são dimensionadas para as cargas do projeto estrutural convencional e desconsiderando-se o efeito da rigidez da estrutura. Contudo, a Figura 10 (b) representa as fundações durante o dimensionamento, considerando a rigidez da estrutura na estimativa dos recalques.



**Figura 10 – Deformada de recalques e reações nos apoios**  
 Fonte: adaptado de Gusmão (1994).

Segundo Gonçalves (2004) quanto maior a quantidade de pavimentos de uma edificação, maior será também sua rigidez na direção vertical. Contudo, essa rigidez não aumenta de maneira proporcional ao número de pavimentos. Existe uma influência maior dos primeiros pavimentos sobre a rigidez da estrutura, pois uma vez

finalizada a redistribuição de cargas devido à interação solo-estrutura, os recalques dependerão somente do carregamento imposto.

A Tabela 6 apresenta as parcelas de contribuição de cada elemento da edificação na sua carga total, surgindo como opção para a estimativa de carga nos pilares.

**Tabela 6 - Estimativa de carga na estrutura**

<b>TIPO</b>	<b>CARREGAMENTO PARCIAL (%)</b>
Estrutura de concreto armado	40,00
Alvenarias	20,00
Revestimento externo	7,50
Revestimento interno	7,50
Pisos	10,00
Sobrecargas	15,00
<b>TOTAL</b>	<b>100,00</b>

**Fonte: Gusmão e Calado Jr. (2002).**

Rosa *et al.* (2012) apresentou em sua trabalho um estudo de caso da interação solo-estrutura envolvendo danos estruturais, onde o parecer técnico ressalta tratar-se de recalques diferenciais excessivos. Neste caso, realizou-se um vigamento da fundação com o intuito de uniformizar os recalques, embora a estrutura executada não tenha apresentado rigidez suficiente para uniformizar os recalques das fundações em níveis aceitáveis, constatou-se que ela trabalhou, pois caso não existisse os danos seriam maiores. A alvenaria também apresentou-se como elemento importante para a uniformização dos recalques.

## 2.9 CONSIDERAÇÕES SOBRE RECALQUES

Pode-se observar durante a leitura da revisão bibliográfica que os recalques de uma edificação devem ser conhecidos, medidos e interpretados. Os métodos de previsão de recalques oferecem ferramentas para estimar o recalque de uma fundação e realizar alterações ainda na fase de projeto, caso necessário. Contudo, o monitoramento dessas deformações devem ser constantes durante a construção e utilização do empreendimento, sendo possível através dos métodos de monitoramento apresentado efetuar o acompanhamento de maneira simples e eficiente.

As possíveis causas de recalques excessivos facilitam na identificação inicial do problema para assim, executar medidas corretivas. Sendo que esta estimativa de nível de gravidade do recalque pode ser executada a partir de limites admissíveis de recalque.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho realizou-se o monitoramento dos recalques imediatos dos pilares de um edifício residencial em construção, avaliando somente os recalques diferenciais devido à impossibilidade de instalação de um marco de referência indeslocável.

Os deslocamentos verticais foram estimados utilizando o nível ótico de precisão e uma escala milimétrica fixada nos pilares monitorados, sendo os recalques por adensamento primário e secundário desconsiderados. Isto se justifica pois os deslocamentos verticais por adensamento não apresentam valores significativos durante a etapa de construção, mas somente após a conclusão da obra, quando as cargas forem suficientes para adensar o solo. Ressaltando ainda que, anteriormente no terreno utilizado existia um barracão executado em estrutura de aço e devido à topografia do entorno, constatou-se que não houve execução de aterro para o início da construção do empreendimento.

#### 3.1 DESCRIÇÃO DA OBRA

O edifício em estudo está localizado no centro da cidade de Toledo/PR, sendo edificado sobre um terreno de 480 m<sup>2</sup>, com área total a ser construída de 2753,07 m<sup>2</sup>, consistindo em uma edificação de padrão médio, contendo garagem no subsolo, 2 salas comerciais no térreo, além de salão de festa, 4 apartamentos tipo por andar e cobertura com apartamento diferenciado com área de festas privativo. No Anexo B apresenta-se o projeto estrutural e o corte esquemático da edificação.

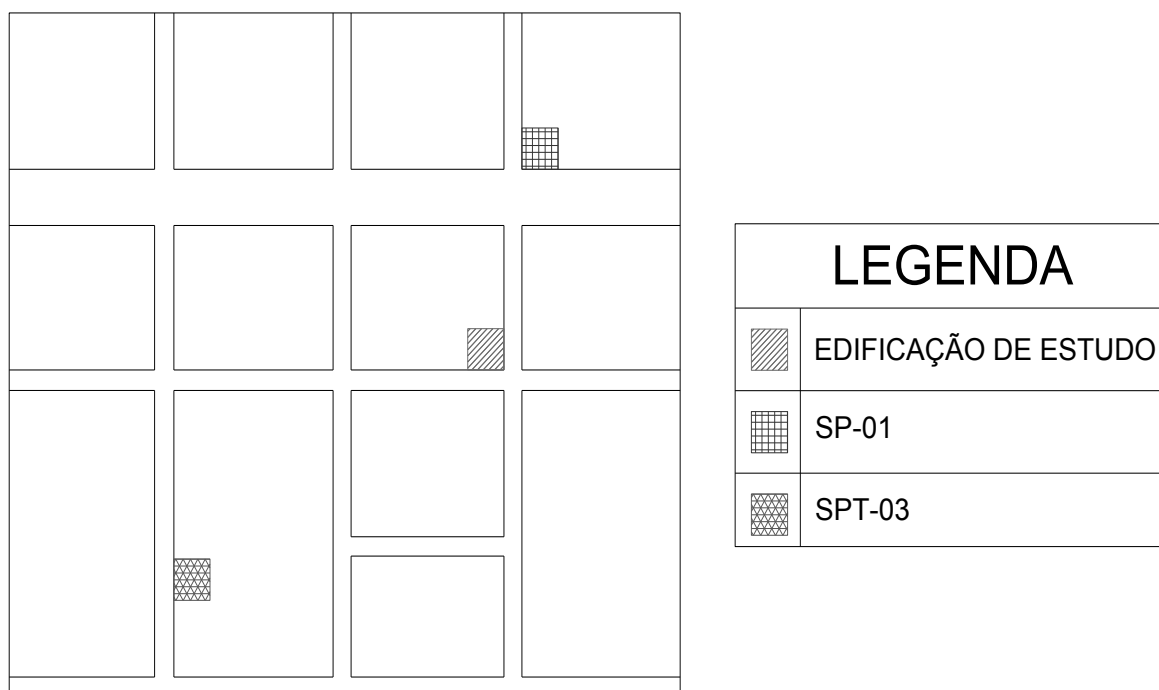
##### 3.1.1 Tipo de fundação

Para a construção do edifício em estudo foram executadas fundações profundas em estacas moldadas *in loco* do tipo hélice contínua. Todas as estacas possuem comprimento útil de 7,00 metros e 40 cm de diâmetro, variando a quantidade de estacas conforme a necessidade de suporte de carga.

### 3.1.2 Caracterização do solo do local

Segundo a NBR 8036 (ABNT, 1983), para a área da obra seriam necessárias ao menos 3 sondagens à percussão. Contudo não efetuou-se ensaio de sondagem do solo no terreno em que a edificação está sendo construída, devido à falta de cultura da região em executar o mesmo.

Visto a importância deste dado para o desenvolvimento deste trabalho, optou-se por utilizar os resultados de dois ensaios de sondagem realizados próximos a edificação, conforme Figura 11.



**Figura 11 – Esquema de localização das sondagens**  
**Fonte: A autora (2016).**

A sondagem realizada no terreno de um edifício localizado a aproximadamente 100 metros da construção em estudo apresentou camadas distintas e homogêneas, variando com a profundidade. Constatou-se a existência de argila siltosa pouco arenosa de cores marrom claro, marrom avermelhada e amarelada, com pigmentos brancos e pretos e com sua consistência variando de muito mole à dura. O nível d'água foi encontrado na profundidade de 9,00 metros, conforme Anexo C (a) - Perfil de sondagem SP-01.



Para fins de comparação, utilizou-se também o ensaio de sondagem à percussão utilizado pela construtora para a escolha e o dimensionamento da fundação. Ressaltando que não se trata de um ensaio realizado no terreno da edificação, e sim de um terreno localizado na Rua Santos Dumont a aproximadamente 200 metros da edificação.

Este relatório apresentava três furos de sondagem, calculou-se a capacidade de carga admissível para cada um dos furos. Optou-se por utilizar para os cálculos deste trabalho a sondagem que apresentou maior capacidade de carga dentre as três, pois este valor é o que mais se aproxima dos valores de carga utilizados pela construtora.

Segundo o relatório o solo apresentou três camadas, sendo que a primeira camada possuía argila marrom avermelhada de consistência mole. Na segunda camada havia argila passando para argila com pouco silte marrom avermelhada e marrom avermelhada clara e consistência variando de mole à média. Na terceira camada encontrou-se argila passando para argila siltosa apresentando tonalidades roxa clara a roxa escura e marrom e consistência variando de mole à dura. O nível d'água foi encontrado a uma profundidade de 4,40 metros, conforme Anexo C (b) - Perfil de sondagem SPT-03.

### 3.2 SISTEMA DE MONITORAMENTO DE RECALQUES

Devido à dificuldade de monitorar todos os pilares da obra, pois não há um local onde o equipamento possa ser instalado que abranja a todos, foram selecionados 5 pilares alinhados. Para isso foram coladas réguas metálicas graduadas em escala milimétrica, nos pilares escolhidos efetuando-se o nivelamento horizontal das mesmas, conforme apresentado na Figura 12.



**Figura 12 - Régua fixada nos pilares de referência**  
**Fonte: A autora (2015).**

As régua foram fixadas em uma altura de aproximadamente um metro do solo, a fim de facilitar a coleta de dados pelo operador do equipamento.

Desprezou-se o efeito de deformação elástica do elemento pilar devido a sua magnitude reduzida.

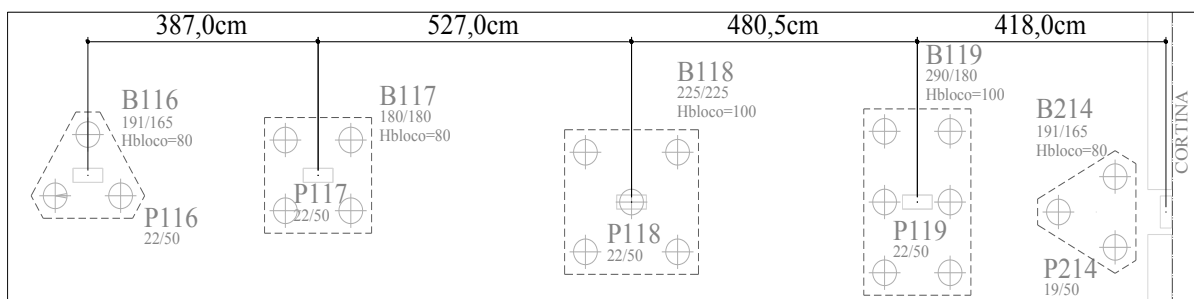
### 3.3 COLETA DE DADOS

Os dados do monitoramento foram obtidos com a utilização de um nível ótico de precisão (Kolida DL-202), com precisão  $1,5\mu\text{m}/\text{m}$  no duplo nivelamento, posicionado durante todas as medições em um local previamente determinado, conforme apresentado no Anexo D – Planta de locação.

Executou-se três medições em cada pilar por visita à obra, para esta medição levou-se em consideração somente o fio estadimétrico horizontal médio do nível ótico de precisão. Sendo, entre as medições, desmontado e reposicionado o equipamento visando atenuar os possíveis erros de medição causados pelo operador.

Os pilares de referência foram escolhidos com o auxílio da planta de locação (Anexo D), optando-se pelo alinhamento de pilares que inclui os pilares: P116, P117,

P118, P119 e P214, conforme Figura 13. Sendo que os quatro primeiros citados possuem dimensões de 22 x 50 cm<sup>2</sup> e o último 19 x 50 cm<sup>2</sup>.



**Figura 13 - Alinhamento de pilares**  
**Fonte: Projeto estrutural (2016).**

Com o intuito de facilitar a compreensão durante as medições renomeou-se os pilares conforme a Tabela 7.

**Tabela 7 - Nomenclatura e carga dos pilares estudados**

Nomenclatura original	Nomenclatura alterada	Carga do pilar (tf)
P214	P1	75
P119	P2	120
P118	P3	110
P117	P4	100
P116	P5	65

**Fonte: A autora (2016).**

O Quadro 2 apresenta o modelo utilizado para coleta de dados na obra. A primeira coluna consiste na data da visita à obra e a quantidade de medições já efetuadas, a coluna posterior indica a qual medida corresponde o dado apresentado, as colunas enumeradas correspondem a cada um dos pilares de referência e suas respectivas medidas e conta-se ainda com uma coluna para anotação das observações quanto à fase da obra no dia do acompanhamento.

MONITORAMENTO DE RECALQUE							Obs.:
Data:	Leitura n.º:	Pilares					
		Valor medido					
		1	2	3	4	5	
	1						
	2						
	3						
	1						
	2						
	3						
	1						
	2						
	3						

**Quadro 2 - Acompanhamento de recalque *in loco***  
**Fonte: A autora (2016).**

A leitura obtida não foi em função de um referencial fixo, sendo portanto somente relativa.

Após a coleta dos dados estes valores foram lançados em uma planilha eletrônica para o cálculo estimado do recalque.

Em cada medição dos recalques foram feitas fotografias da obra, sendo apresentadas no Apêndice A com as respectivas etapas da obra, visando facilitar a estimativa de carga para o cálculo dos recalques.

### 3.4 METODOLOGIA DE ANÁLISE

Tomando o P2 como referência, devido ao fato de haver duas vigas de equilíbrio ligadas a este pilar que aumentam a rigidez da estrutura e dificultam o seu deslocamento, foram calculadas as diferenças de nível entre os pilares em medição. Considerando como base as diferenças encontradas na primeira medição foi determinado se houve recalque diferencial na fundação.

Através do acompanhamento da execução da obra foram efetuadas estimativas das cargas atuantes nos pilares no momento da medição dos recalques considerando somente a carga devido ao peso próprio da estrutura e alvenarias. As cargas foram estimas com o auxílio da NBR 6120 (ABNT, 1980) e das plantas de

arquitetura e estrutura do edifício, para levantamento de quantitativos. Utilizou-se o peso específico de  $2,5 \text{ tf/m}^3$  para o concreto e para a alvenaria e o reboco foram considerados os pesos por metro quadrado, sendo  $0,115 \text{ tf/m}^2$  e  $0,057 \text{ tf/m}^2$ , respectivamente.

Como as estacas não foram instrumentadas, utilizou-se os dados da literatura para estimar as parcelas de transferência de carga para o fuste e para a ponta, pois na estaca hélice contínua a carga lateral será mobilizada antes que a carga da ponta.

A partir dessas estimativas foram calculadas as capacidades de carga da fundação através do método de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1982), estes valores foram comparados a fim de estimar a capacidade de carga encontrada.

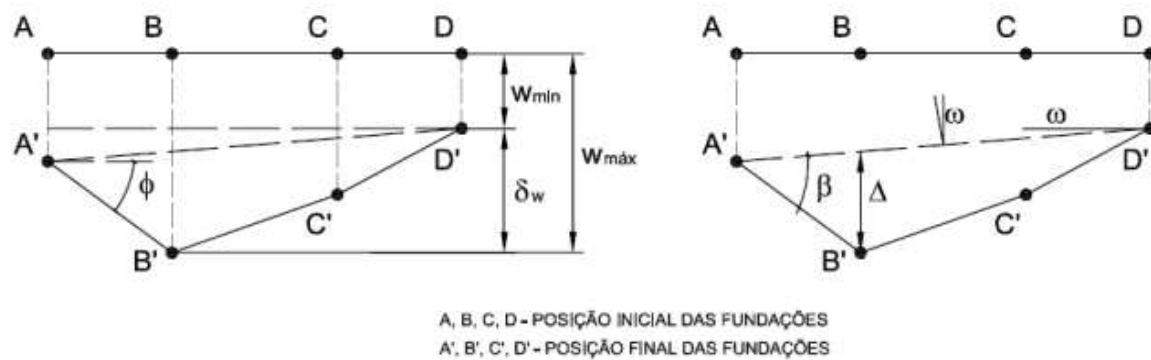
Utilizando o método racional baseado na Teoria da Elasticidade foram estimados os recalques absolutos das fundações (através das Equações 6 e 11) e comparadas as distorções angulares (calculadas utilizando a Equação 15) estimadas com as medidas. Para o cálculo do recalque utilizou-se um espriamento de 1:2, dividiu-se a carga do pilar pelo número de estacas constantes no bloco, considerando o bloco suficientemente rígido, e calculou-se o recalque de um elemento isolado.

Utilizou-se também o método de Poulos e Davis (1980), Equação 13, para o cálculo dos recalques do solo para as duas sondagens disponíveis. Para este método considerou-se o solo como homogêneo, adentrando nos ábacos com valores obtidos através do  $N_{\text{SPT}}$  médio das sondagens, e coeficiente de Poisson para argilas saturadas para o SPT-03 e argila parcialmente saturada para o SP-01, obtidos na N-1848 (PETROBRÁS, 2011). Desconsiderou-se o ábaco A5 - Fator de correção para a base da estaca em solo mais rígido, pois esta consideração não se encaixa no resultado das sondagens estudadas.

Posteriormente calculou-se as distorções angulares para os recalques estimados pelas cargas de projeto constantes na planta de cargas e comparou-se com a Figura 6, para estimar os possíveis danos associados.

Comparou-se os métodos de estimativa de recalque a fim de verificar qual forneceria um melhor resultado a ser considerado.

A Figura 14 apresenta os deslocamentos de uma estrutura relacionados à distorção angular.



**Figura 14 - Deslocamentos de uma estrutura**  
 Fonte: I.S.E. (1989).

Os resultados encontrados através do método de previsão de recalques foram comparados aos valores resultantes da tabela de campo.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os cálculos de capacidade de carga e recalque da fundação foram executados com relação a dois ensaios de sondagem: SP-01 e SPT-03.

As considerações de cálculo foram as mesmas para as duas sondagens. Portanto serão citadas somente no resultado da primeira sondagem apresentada.

Ressalta-se o fato de nenhum dos ensaios terem sido realizados no terreno da edificação onde foi efetuado o monitoramento de recalque e foram utilizados como base para comparações.

### 4.1 SP-01

A capacidade de carga admissível da fundação foi calculada através dos métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma, considerando a eficiência do grupo de estacas e os fatores de segurança citados na revisão bibliográfica. Como os resultados obtidos diferiram significativamente, optou-se por prosseguir o cálculo do recalque utilizando os valores de resistência dois métodos. A Tabela 8 apresenta os valores de capacidade de carga admissível para o conjunto de estacas e o carregamento de projeto de cada pilar. O Apêndice B apresenta a tabela de cálculo para esta capacidade de carga.

**Tabela 8 - Capacidade de carga admissível da fundação de estudo e carga de projeto (tf) – SP-01**

Pilar	Aoki - Velloso	Decourt-Quaresma	Carga de projeto
1	14,07	38,09	75
2	22,32	60,41	120
3	20,22	54,72	110
4	17,68	47,86	100
5	14,07	38,09	65

Fonte: A autora (2016).

Comparando-se os valores obtidos na Tabela 8 com os valores de carregamento retirados da planta de carga, observa-se que a carga aplicada na edificação ao final da construção é muito superior à capacidade de carga admissível para a fundação. O valor apresentado em planta é cerca de 5 vezes maior que a

capacidade de carga admissível pelo método de Aoki-Velloso e 2 vezes maior que os valores encontrados pelo método de Decourt-Quaresma.

Sendo esta capacidade de carga admissível a maior carga transferida pela fundação que o terreno suporta com adequada segurança à ruptura e com deslocamentos compatíveis com a sensibilidade da estrutura, pode-se estimar que esta fundação poderá provocar a ruptura do solo e surgirão danos associados ao deslocamento da mesma.

Com o objetivo de comprovar a fragilidade da fundação, calculou-se os fatores de segurança médios para os métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma. Dividiu-se o valor da carga última da fundação, considerando o efeito de grupo, pelo carregamento de projeto. Os fatores de segurança médios obtidos foram de 0,38 e 0,71 para os métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma, respectivamente (Tabela 9). Como os valores foram inferiores a 1,0 provavelmente ocorrerá a ruptura do solo da fundação.

**Tabela 9 – Fator de segurança da fundação – SP-01**

Pilar	Carga de ruptura (tf)		Carga de projeto (tf)	FS <sub>Aoki-Velloso</sub>	FS <sub>Decourt-Quaresma</sub>
	Aoki-Velloso	Decourt-Quaresma			
<b>P1</b>	28,14	52,43	75	0,38	0,70
<b>P2</b>	44,64	83,17	120	0,37	0,69
<b>P3</b>	40,43	75,34	110	0,37	0,68
<b>P4</b>	35,36	65,89	100	0,35	0,66
<b>P5</b>	28,14	52,43	65	0,43	0,81
			<b>FS<sub>médio</sub></b>	<b>0,38</b>	<b>0,71</b>

Fonte: A autora (2016).

Os valores discrepantes entre a capacidade de carga admissível e a estimada para a carga de projeto, podem ter origem no fato de a fundação ter sido dimensionada para um ensaio de sondagem de uma obra afastada do terreno da edificação de estudo, que possivelmente não condiz com as condições reais do solo no local. Isto evidencia a importância do ensaio de sondagem para o reconhecimento do terreno e dimensionamento da fundação, evitando problemas com recalque.

A Tabela 10 apresenta os recalques estimados para a capacidade de carga admissível, tanto pelo método racional de recalque do solo quanto pelo método de Poulos e Davis.



**Tabela 10 - Recalque da fundação para as cargas admissíveis – SP-01**

Pilar	Recalque estimado (mm)			
	Método racional		Poulos e Davis	
	Aoki - Velloso	Decourt - Quaresma	Aoki - Velloso	Decourt - Quaresma
<b>1</b>	5,43	4,31	0,52	1,29
<b>2</b>	3,31	4,26	0,40	1,00
<b>3</b>	4,02	4,27	0,44	1,11
<b>4</b>	4,84	4,30	0,48	1,21
<b>5</b>	5,43	4,31	0,51	1,29

Fonte: A autora (2016).

Os recalques foram calculados dividindo a carga da fundação pelo número de estacas constantes no bloco e considerando que o recalque do grupo é igual ao recalque de uma estaca isolada.

A NBR 6122 (ABNT, 1996) recomenda que o recalque admissível da estrutura seja comparado ao recalque do grupo e não ao do elemento isolado da fundação. Porém para fins práticos consideraremos que o recalque do elemento isolado é igual ao recalque do grupo de estacas.

Os recalques obtidos através do método de Poulos e Davis diferiram significativamente dos valores encontrados para o método racional de recalque do solo. Tal fato pode estar associado imprecisão do método ao utilizar os ábacos, a inexistência de curva característica que explicasse o solo e as correlações efetuadas.

A partir dos dados coletados em campo estimou-se a carga atuante na fundação no momento das medições, a estimativa de carga e os recalques estimados para estes valores (pelo método racional e pelo método de Poulos e Davis) encontram-se na Tabela 11.

**Tabela 11 - Carga e recalque estimado durante a execução – SP-01**

Data	Etapa da obra	Carga estimada por estaca (tf)	Estimativa de recalque (mm)	
			Método racional	Poulos e Davis
26.08.15	Pilares concretados e fôrmas para as vigas parcialmente executadas.	0,15	0,88	0,01
24.09.15	Laje do primeiro pavimento concretada, ainda com escoramento e fôrmas para pilares do primeiro pavimento executadas.	1,23	0,89	0,12
23.10.15	Laje e pilares do primeiro pavimento concretados, ainda com escoramento e fôrmas das vigas executadas.	1,54	0,90	0,15
23.11.15	Laje e pilares do segundo pavimento concretados.	3,25	2,29	0,35
17.12.15	Laje e pilares do terceiro pavimento e alvenaria do primeiro pavimento parcialmente executada.	4,87	5,81	0,54
22.01.16	Laje do quarto pavimento e alvenaria do primeiro pavimento executada	6,30	8,95	0,70
26.02.16	Formas para a laje do quinto pavimento e alvenaria até o terceiro pavimento executadas.	7,81	12,24	0,88
16.03.16	Laje do sexto pavimento, forma para pilares do sexto pavimento e alvenaria até o quarto pavimento executadas.	8,94	14,71	1,01
04.05.16	Laje da cobertura executada, alvenaria externa executada, alvenaria interna até o quarto pavimento e reboco do segundo pavimento.	10,90	18,99	1,24

**Fonte: A autora (2016).**

O recalque da fundação para as cargas admissíveis foi atingido aproximadamente no mês de dezembro de 2015 para a transferência de carga pelo método racional de recalque do solo, para os dois métodos de capacidade de carga, e para Poulos e Davis analisando a capacidade de carga de Aoki-Velloso. Variando somente para a estimativa de Poulos e Davis pelo método de capacidade de carga de Decourt-Quaresma, quando o recalque da fundação para a carga admissível foi

atingido no mês de maio de 2016. Estima-se que os deslocamentos ocorridos após esta data causarão prejuízos à edificação.

Admitiu-se que a carga é distribuída uniformemente, ou seja, todas as estacas recebem o mesmo carregamento, portanto não há recalque diferencial entre os pilares que gerem danos associados.

A Tabela 12 expõe os valores de recalque obtidos com os carregamentos constantes na planta de carga da fundação. Tais valores demonstram o recalque que esta edificação pode vir a sofrer ao seu término.

**Tabela 12 - Recalque estimado para a carga de projeto – SP-01**

Pilar	Carga de projeto (tf)	Carga por estaca (tf)	Recalque estimado (mm)	
			Método racional	Poulos e Davis
1	75	25,00	49,76	2,87
2	120	20,00	38,84	2,29
3	110	22,00	43,21	2,52
4	100	25,00	49,76	2,87
5	65	21,67	42,49	2,49

Fonte: A autora (2016).

É possível notar ao comparar as Tabelas 10 e 12 e os respectivos métodos, que o recalque estimado para a capacidade de carga admissível é inferior ao recalque estimado para a carga de projeto. Portanto, estima-se que esta edificação poderá sofrer danos associados ao recalque absoluto excessivo, principalmente prejuízos de funcionalidade.

A Tabela 13 apresenta os valores de distorção angular calculados com os deslocamentos obtidos na Tabela 12 para o método racional de recalque do solo, visando estimar possíveis danos à edificação quando esta estiver trabalhando com toda a sua carga. As distorções foram calculadas tomando o P2 como referência, devido ao fato de haver duas vigas de equilíbrio ligadas a este pilar que aumentam a rigidez da estrutura e por este ter apresentado menor estimativa de recalque absoluto (conforme Tabela 12).

**Tabela 13 - Distorção angular para os recalques calculados com as cargas de projeto**

	Distorção angular	Ordem considerada	Dano associado
<b>P1</b>	0,0026	1/400	Edifícios largos (b>15m): fissuras na alvenaria (BJERRUM, 1963)
<b>P3</b>	0,0009	1/1000	Ocorrência de fissuras em painéis externos (POLSHIN e TOKAR, 1957)
<b>P4</b>	0,0011	1/900	Ocorrência de fissuras em painéis externos (POLSHIN e TOKAR, 1957)
<b>P5</b>	0,0003	-	Não há dano associado

Fonte: A autora (2016).

Nota-se que além dos danos associados ao recalque absoluto excessivo, esta edificação pode vir a apresentar prejuízos associados à distorção angular entre os elementos de fundação. A distorção angular torna-se mais significativa no pilar P1, onde de acordo com Barros (2005) já poderiam ser observados danos em edifícios largos, além de fissuras em painéis externos.

Para os valores de deslocamentos obtidos pelo método de Poulos e Davis não há distorção angular significativa.

#### 4.2 SPT-03

A Tabela 14 apresenta os valores de capacidade de carga admissível para o conjunto de estacas, considerando o solo analisado pela construtora para a escolha e dimensionamento dos elementos de fundação, considerando os métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma utilizando o fator de segurança mencionado na revisão bibliográfica. O Apêndice C apresenta a tabela de cálculo para esta capacidade de carga.

**Tabela 14 - Capacidade de carga admissível da fundação de estudo e carga de projeto (tf) – SPT-03**

Pilar	Aoki - Velloso	Decourt - Quaresma	Carga de projeto
<b>1</b>	40,18	66,67	75
<b>2</b>	63,73	105,75	120
<b>3</b>	57,73	95,79	110
<b>4</b>	50,49	83,78	100
<b>5</b>	40,18	66,67	65

Fonte: A autora (2016).

Comparando-se os valores obtidos na Tabela 13 com os valores de carga retirados da planta de carga, observa-se que a carga da edificação é superior à capacidade de carga admissível para a fundação para o método de Aoki-Velloso. O valor apresentado em planta é cerca de 2 vezes maior que a capacidade de carga admissível pelo método de Aoki-Velloso e aproximadamente o mesmo pelo método de Decourt-Quaresma. Estes valores levam a crer que a carga foi estimada a partir do método de Decourt-Quaresma, porém sem a utilização de um fator de segurança, ou seja,  $FS=1,0$ .

Com o intuito de avaliar a fragilidade da fundação, calculou-se os fatores de segurança médios para os métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma. Dividiu-se o valor da carga última da fundação, considerando o efeito de grupo, pelo carregamento de projeto (Tabela 15). O fator de segurança médio obtido para Aoki-Velloso foi de 1,09 e para o método de Decourt-Quaresma de 1,27, como os valores foram superiores a 1,0 não ocorrerá a ruptura do solo da fundação, porém são inferiores ao prescrito pela norma.

**Tabela 15 – Fator de segurança da fundação – SP-01**

Pilar	Carga de ruptura (tf)		Carga de projeto (tf)	$FS_{\text{Aoki-Velloso}}$	$FS_{\text{Decourt-Quaresma}}$
	Aoki-Velloso	Decourt-Quaresma			
<b>P1</b>	80,36	94,11	75	1,07	1,25
<b>P2</b>	127,46	149,28	120	1,06	1,24
<b>P3</b>	115,45	135,21	110	1,05	1,23
<b>P4</b>	100,98	118,27	100	1,01	1,18
<b>P5</b>	80,36	94,11	65	1,24	1,45
			<b><math>FS_{\text{médio}}</math></b>	<b>1,09</b>	<b>1,27</b>

Fonte: A autora (2016).

É possível então alegar que o SPT-03 utilizado pela construtora para o dimensionamento da fundação apresentava um solo de melhor qualidade que o SP-01. Isso deixa evidente que mesmo em regiões próximas existe uma variação no tipo e na qualidade do solo, evidenciando a necessidade de realizar o ensaio de sondagem antes de iniciar qualquer empreendimento.

A Tabela 16 apresenta os recalques estimados para a capacidade de carga admissível.

**Tabela 16 - Recalque da fundação para as cargas admissíveis – SPT-03**

Pilar	Recalque estimado (mm)			
	Método racional		Poulos e Davis	
	Aoki - Velloso	Decourt - Quaresma	Aoki - Velloso	Decourt - Quaresma
<b>1</b>	6,98	6,10	1,57	2,52
<b>2</b>	3,09	6,00	1,22	1,95
<b>3</b>	4,40	6,03	1,36	2,17
<b>4</b>	5,90	6,07	1,47	2,36
<b>5</b>	6,98	6,10	1,57	2,52

Fonte: A autora (2016).

Novamente, os deslocamentos obtidos através do método de Poulos e Davis diferiram significativamente dos valores encontrados para o método racional de recalque do solo.

A partir dos dados coletados em campo estimou-se a carga atuante na fundação no momento das medições, a estimativa de carga e os recalques (pelo método racional de recalque do solo e pelo método de Poulos e Davis) encontram-se na Tabela 17.

**Tabela 17 - Carga e recalque estimado durante a execução – SPT-03**

Data	Etapa da obra	Carga estimada por estaca (tf)	Estimativa de recalque (mm)	
			Método racional	Poulos e Davis
26.08.15	Pilares concretados e fôrmas para as vigas parcialmente executadas.	0,15	2,58	0,02
24.09.15	Laje do primeiro pavimento concretada, ainda com escoramento e fôrmas para pilares do primeiro pavimento executadas.	1,23	2,59	0,13
23.10.15	Laje e pilares do primeiro pavimento concretados, ainda com escoramento e fôrmas das vigas executadas.	1,54	2,59	0,16
23.11.15	Laje e pilares do segundo pavimento concretados.	3,25	2,60	0,34
17.12.15	Laje e pilares do terceiro pavimento e alvenaria do primeiro pavimento parcialmente executada.	4,87	2,62	0,53
22.01.16	Laje do quarto pavimento e alvenaria do primeiro pavimento executada	6,30	2,65	0,69
26.02.16	Formas para a laje do quinto pavimento e alvenaria até o terceiro pavimento executadas.	7,81	2,68	0,87
16.03.16	Laje do sexto pavimento, forma para pilares do sexto pavimento e alvenaria até o quarto pavimento executadas.	8,94	2,70	1,01
04.05.16	Laje da cobertura executada, alvenaria externa executada, alvenaria interna até o quarto pavimento e reboco do segundo pavimento.	10,90	3,49	1,26

Fonte: A autora (2016).

O recalque da fundação para as cargas admissíveis, calculado em função das características desta sondagem, ainda não foi atingido em nenhum dos métodos analisados

A Tabela 18 expõe os valores de recalque obtidos com as cargas constantes na planta de carga da fundação, sendo os recalques estimados para ocorrerem quando a edificação estiver finalizada.

**Tabela 18 - Recalque estimado para a carga de projeto – SPT-03**

Pilar	Carga de projeto (tf)	Carga por estaca (tf)	Recalque estimado (mm)	
			Método racional	Poulos e Davis
1	75	25,00	23,29	3,03
2	120	20,00	16,27	2,40
3	110	22,00	19,08	2,65
4	100	25,00	23,29	3,03
5	65	21,67	18,61	2,61

Fonte: A autora (2016).

Comparando as Tabelas 16 e 18, notamos que os recalques estimados para a capacidade de carga admissível obtidos através do método de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma são inferiores ao recalque estimado para a carga total de projeto.

A Tabela 19 apresenta os valores de distorção angular calculados com os recalques obtidos na Tabela 18 para o método de racional de recalque do solo. As distorções foram calculadas tomando o P2 como referência e visam avaliar as possíveis patologias desta edificação quando ela estiver atuando com sua carga total.

**Tabela 19 - Distorção angular para os recalques calculados com as cargas de projeto.**

	Distorção angular	Ordem considerada	Dano associado
<b>P1</b>	0,0017	1/600	Limite de perigo para pórticos com contraventamento (VARGAS e SILVA, 1973)
<b>P3</b>	0,0006	1/1000	Ocorrência de fissuras em painéis externos (POLSHIN e TOKAR, 1957)
<b>P4</b>	0,0007	1/1000	Ocorrência de fissuras em painéis externos (POLSHIN e TOKAR, 1957)
<b>P5</b>	0,0002	-	Não há dano associado

Fonte: A autora (2016).

Nota-se que este solo apresenta distorção angular menor se comparado ao solo analisado anteriormente, esta redução nas distorções reduz também os danos

associados. Com relação ao método de Poulos e Davis, as distorções angulares estimadas não foram significativas a fim de gerar dano associado.

### 4.3 DISCUSSÕES

Comparando as duas sondagens analisadas, pode-se afirmar que o solo do terreno utilizado pela construtora apresenta melhor comportamento no que diz respeito à resistência que o do terreno localizado a aproximadamente 100 metros da edificação. Fato este que pode acarretar em problemas estéticos e estruturais para esta obra, pois devido a capacidade de carga analisada para a sondagem, a obra provavelmente foi subdimensionada.

Ao comparar os métodos de previsão de recalque é possível supor que o método racional de recalque do solo mostrou-se mais conservador do que o método de Poulos e Davis (1980). Isto porque pode ter havido um erro propagado na utilização do método de Poulos e Davis, devido à imprecisão ao adentrar nos ábacos, por não possuir a curva para análise e ser necessário interpolar a mesma, pelo fato da estaca ser muito rígida, por considerar o solo homogêneo e utilizar o NSPT médio para obter as correlações em ábacos e por estimar um coeficiente de Poisson para o solo em questão. Porém, mesmo o método de Poulos e Davis apresentando vários fatores que podem o tornar menos preciso, este apresentou valores mais próximos aos medidos *in loco*.

A fundação estudada não apresentou recalques diferenciais durante as medições *in loco*, conforme pode ser observado no Apêndice D – Sequência de leituras. As leituras apresentaram uma variação de um milímetro durante os seis meses de monitoramento, valor este que foi desconsiderado, pois se encontra dentro do erro referente à precisão do nível ótico.

Na prática, os recalques não se dão de maneira uniforme devido a excentricidade de cargas ou mesmo a variações do solo. Deste modo, acredita-se que os dados não apresentaram variação devido à rigidez da estrutura imposta pelas vigas de equilíbrio na fundação e o bloco de coroamento, tendo em vista que o vigamento da fundação uniformiza os recalques. Porém, devido à inexistência de um *bench-mark* não é possível afirmar que não houve um deslocamento uniforme nesta fundação.

Considerando os resultados obtidos através da estimativa de recalque de Poulos e Davis (1980) e supondo que o solo do local de estudo apresenta



características parecidas com o ensaio de SPT utilizado pela construtora, verifica-se que os resultados do experimento obtidos *in loco* são coerentes, tendo em vista que a variação ficou próxima a um milímetro.

Atualmente não há danos visíveis na edificação, pois a carga atuante na fundação até o momento não é significativamente superior à capacidade de carga admissível imposta pelo método de Decourt-Quaresma (menos conservador) para o SP-01. Além desta carga atuante no momento da medição *in loco* ainda não ter atingido os valores de capacidade de carga admissível se considerado as características do SPT-03. Contudo, acredita-se que ao haver um acréscimo de carga significativo, que ultrapasse os valores admissíveis de capacidade de carga, será possível observar a existência de danos na edificação. A inexistência de danos pode ser verificada na Figura 15.



**Figura 15 - Edificação no dia 04/05/2016**  
Fonte: A autora (2016).

Caso uma estrutura não apresente recalques diferenciais entre os elementos da fundação, teoricamente ela não sofreria danos. Contudo, recalques totais excessivos também oferecem prejuízos à edificação, podendo inverter a declividade, romper tubulações, prejudicar o acesso, entre outros.

## 5 CONCLUSÃO

Constatou-se que o nível ótico de precisão pode ser utilizado como ferramenta eficiente para o monitoramento de recalques, contudo faz-se necessário a instalação de um *bench-mark* com o intuito de monitorar também os recalques totais da fundação.

Os pilares monitorados não apresentaram recalque diferencial durante as medições *in loco*. Podendo-se concluir que a rigidez da estrutura, causada pelas vigas de equilíbrio que compõe a fundação e o bloco de coroamento, estão limitando a ocorrência de recalques diferenciais e suavizando as deformações. Porém não é possível afirmar a inexistência de recalques absolutos na fundação.

O experimento obteve resultados coerentes se considerado as estimativas obtidas pelo método de Poulos e Davis (1980) e supondo que o solo do local de estudo seja representado pelas características do ensaio de SPT-03.

O carregamento apresentado na planta de carga disponibilizada pela construtora responsável pela obra mostrou-se cerca de 5 vezes maior do que a capacidade de carga admissível calculada pelo método de Aoki – Velloso e 2 vezes maior pelo método de Decourt – Quaresma para uma fundação no solo considerado o SP-01. A construção atualmente possui aproximadamente 40% da carga total, valor este que está no limite da capacidade de carga admissível pelo método de Decourt – Quaresma. Caso o solo tenha o mesmo perfil deste SPT estima-se que a partir desde momento possa começar a surgir patologias na edificação devido ao acréscimo de carga, tornando-se interessante a continuação do monitoramento para análises futuras.

A diferença entre a grandeza dos recalques estimados pelo método racional de recalque do solo e de Poulos e Davis (1980), justifica-se quando se avalia que pelo segundo método as previsões podem ter sido afetadas pela imprecisão dos ábacos, falta de curva característica, rigidez do elemento de fundação e consideração de que se tratava de um solo homogêneo. Contudo, o método racional de recalque do solo apresenta impressões relacionadas ao ângulo de espraiamento, as correlações de transferência de carga e módulo de elasticidade.

O cálculo dos fatores de segurança utilizados evidenciam a fragilidade da fundação executada no solo do solo apresentado no SP-01, tendo em vista que estima-se a ruptura do solo. Sendo assim, o solo considerado pela construtora para

o dimensionamento da fundação apresenta maior qualidade referente à resistência que o terreno localizado à 100 metros da edificação, fazendo crer que os elementos de fundação foram subdimensionados.

Devido à grandeza dos recalques estimados para a carga de projeto, obteve-se uma estimativa de danos associados aos recalques diferenciais que esta edificação possa vir a apresentar. O recalque total excessivo também pode vir a causar problemas de funcionalidade neste empreendimento. Contudo, estes prejuízos ainda podem ser evitados, tendo em vista que a edificação se encontra em processo de construção.

A magnitude dos recalques revela-se pouco precisa para o terreno onde consta a edificação, pois teve como base sondagens que não revelavam precisamente as características geotécnicas do solo e utilizou-se de correlações para obter os danos necessários.

Evidenciou-se portanto, durante este trabalho, a importância da execução de um ensaio de sondagem de simples reconhecimento para a escolha e dimensionamento do tipo de fundação. Pois a inexistência de sondagem no terreno da edificação dificultou a análise de capacidade de carga e estimativa de recalque, tendo em vista que se admitiu que o solo era o mesmo que o de um terreno próximo. A falta de sondagem, além dos problemas mencionados, pode gerar custos adicionais com a escolha errada do tipo de fundação e/ou com o superdimensionamento da fundação ou com o surgimento de patologias decorrentes do subdimensionamento da mesma.

Sendo que a NBR 8036 (ABNT, 1983) estabelece em seus procedimentos mínimos o número e a locação das sondagens, dependendo do tipo da estrutura, suas características especiais e condições geotécnicas do terreno. Afirmando que o número mínimo de sondagens varia em função da área da projeção do edifício em planta, sendo para o edifício necessário ao menos 3 sondagens de simples reconhecimento. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) deveria haver ainda, ao menos, uma prova de carga estática, devido a quantidade de estacas constantes no projeto de fundação.

## REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle de qualidade em fundações**. São Paulo: Blucher, 1991.

ANTUNES, William Roberto; TAROZZO, Helvio. **Estacas tipo hélice contínua**. In: HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Régis G.Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA, Sussumu. **FUNDAÇÕES: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. 345 – 348.

ARAGÃO, Leandro Moura. **Plano de monitoramento de recalque de fundações do bloco Ateliê do curso de arquitetura e urbanismo da Universidade Federal do Ceará**. Monografia – Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-2: Edificações habitacionais – Desempenho Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

BARROS, Rodrigo Alvarez de. **Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalques**. Dissertação – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes, 2005.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 2**. 6 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

CINTRA, José Carlos A; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DÉCOURT, Luciano. **Estacas**. In: HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Régis G.Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA, Sussumu. **FUNDAÇÕES: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. 265 – 301.

GEOFUND. **Estacas hélice contínua**. Disponível em: <<http://www.geofund.com.br>>. Acesso em: 07 out. 2015.

GONÇALVES, Juliane Cristina. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício**. Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro. 2004.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações**. Revista Solos e Rochas, v.1. São Paulo, 1994.

GUSMÃO, Alexandre Duarte; CALADO JR., Ivaldy Henrique. **Estudo dos efeitos da interação soloestrutura em uma edificação com fundação em terreno melhorado**. XII COBRAMSEG. São Paulo, 2002.

GUSMÃO FILHO, Jaime. **Desempenho de obras geotécnicas**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2006.

I.S.E. - INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS. **Soil-structure interaction – The real behavior of structures**. London, 1989.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007.

PETROBRÁS. **N-1848: Projeto de fundações de máquinas**. 2010.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ROSA, Luciana de Moraes Pereira; DANZIGER, Bernadete Ragoni; CARVALHO, Eliane Maria Lopes. **Contribuição das alvenarias na interação solo-estrutura através do estudo de um caso envolvendo danos estruturais**. Ouro Preto, 2012.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008.




SALOMÃO, Thiago Schroeder; FAGGION, Pedro Luis. **Monitoramento de recalques sofridos no Edifício The Royal Plaza**. II Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação. Recife, 2008.





SAVARIS, Gustavo. **Monitoração de recalques de um edifício e avaliação da interação solo-estrutura**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes, 2008.

VELLOSO, Dirceu Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações, volume 1: critérios de projeto: investigação de subsolo: fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.



VELLOSO, Dirceu Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. Nova Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

## APÊNDICE A – ETAPAS DA OBRA DURANTE O MONITORAMENTO

DATA	ETAPA DE EXECUÇÃO	IMAGEM
26 ago. 2015	Pilares concretados e fôrmas para as vigas parcialmente executadas.	
24 set. 2015	Laje do primeiro pavimento concretada, ainda com escoramento e fôrmas para pilares do primeiro pavimento executadas.	
23 out. 2015	Laje e pilares do primeiro pavimento concretados, ainda com escoramento e fôrmas das vigas executadas.	

DATA	ETAPA DE EXECUÇÃO	IMAGEM
23 nov. 2015	Laje e pilares do segundo pavimento concretados.	
17 dez. 2015	Laje e pilares do terceiro pavimento e alvenaria do primeiro pavimento parcialmente executada.	
22 jan. 2016	Laje do quarto pavimento e alvenaria do primeiro pavimento executada	
26 fev. 2016	Fôrmas para a laje do quinto pavimento e alvenaria até o terceiro pavimento executadas.	



16 mar. 2016	Laje do sexto pavimento, fôrma para pilares do sexto pavimento e alvenaria até o quarto pavimento executadas	
04 mai. 2016	Laje da cobertura, alvenaria externa, alvenaria interna até o quarto pavimento e reboco do segundo pavimento executados	

**APÊNDICE B (a) – CAPACIDADE DE CARGA SP-01 POR AOKI-VELLOSO**

Solo	Trecho	Nspt	ΔI	k (MPa)	k (tf/m <sup>2</sup> )	α	α*k*ΔI*Nspt (tf/m)
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom avermelhada - Muito Mole	0-1	-	1	0,22	22	0,04	-
	1-2	2	1	0,22	22	0,04	-
	2-3	2	1	0,22	22	0,04	-
	3-4	2	1	0,22	22	0,04	1,76
	4-5	2	1	0,22	22	0,04	1,76
	5-6	2	1	0,22	22	0,04	1,76
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom claro com presença de pigmentos brancos - Consistência Média	6-7	2	1	0,22	22	0,04	1,76
	7-8	4	1	0,22	22	0,04	3,52
	8-9	4	1	0,22	22	0,04	3,52
	9-10	3	1	0,22	22	0,04	2,64
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom amarelada com presença de pigmentos brancos - Média	10-11	4	1	0,22	22	0,04	-
	11-12	7	1	0,22	22	0,04	-
	12-13	9	1	0,22	22	0,04	-
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom amarelada com presença de pigmentos brancos e pretos - Consistência rijá a dura	13-14	7	1	0,22	22	0,04	-
	14-15	13	1	0,22	22	0,04	-
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom amarelada com presença de pigmentos brancos e pretos - Consistência rijá a dura	15-16	34	1	0,22	22	0,04	-
	16-17	57	1	0,22	22	0,04	-
	17-17,25	69	0,25	0,22	22	0,04	-

<b>F1</b>	2
<b>F2</b>	4
<b>Ø (m)</b>	0,4
<b>U (m)</b>	1,26
<b>Ap (m<sup>2</sup>)</b>	0,13

Fator de segurança	
Global	2,00

**OBSERVAÇÕES:**

1. Grifado em amarelo o local de execução da estaca;
2. Grifado em amarelo, Nspt da ponta;
3. Para o coeficiente k e α, utilizado "argila siltosa";
4. Utilizou-se os fatores de correção F1 e F2 atualizados (tabela 3).

Capacidade de carga admissível da fundação				
Pilar	Nº estacas	Eficiência	Capacidade de carga (tf)	Capacidade de carga admissível com eficiência (tf)
1	3	0,87	16,17	14,07
2	6	0,69	32,35	22,32
3	5	0,75	26,95	20,22
4	4	0,82	21,56	17,68
5	3	0,87	16,17	14,07

Capacidade de carga última da fundação				
Pilar	Nº estacas	Eficiência	Capacidade de carga (tf)	Capacidade de carga com eficiência (tf)
1	3	0,87	32,35	28,14
2	6	0,69	64,69	44,64
3	5	0,75	53,91	40,43
4	4	0,82	43,13	35,36
5	3	0,87	32,35	28,14

Capacidade de carga última por estaca (tf)	
Ponta	5,53
Fuste	5,25
<b>Total</b>	<b>10,78</b>

Capacidade de carga admissível por estaca (tf)	
<b>Total</b>	<b>5,39</b>

**APÊNDICE B (b) – CAPACIDADE DE CARGA SP-01 POR DECOURT-QUARESMA**

Solo	Trecho	Nspt	ΔI
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom avermelhada - Muito Mole	0-1	-	1
	1-2	3	1
	2-3	3	1
	3-4	3	1
	4-5	3	1
	5-6	3	1
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom claro com presença de pigmentos brancos - Consistência Média	6-7	3	1
	7-8	4	1
	8-9	4	1
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom amarelada com presença de pigmentos brancos - Consistência Média	9-10	3	1
	10-11	4	1
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom amarelada com presença de pigmentos brancos - Média	11-12	7	1
	12-13	9	1
Argila siltosa pouco arenosa - Marrom amarelada com presença de pigmentos brancos e pretos - Consistência rijá a dura	13-14	7	1
	14-15	13	1
	15-16	34	1
	16-17	57	1
	17-17,25	69	0,25

Capacidade de carga última por estaca(tf)	
Ponta	1,66
Fuste	18,43
<b>Total</b>	<b>20,09</b>

Capacidade de carga admissível por estaca(tf)	
Ponta	0,41
Fuste	14,18
<b>Total</b>	<b>14,59</b>

Capacidade de carga admissível da fundação				
Pilar	Nº estacas	Eficiência	Capacidade de carga (tf)	Capacidade de carga admissível com eficiência (tf)
1	3	0,87	43,78	38,09
2	6	0,69	87,55	60,41
3	5	0,75	72,96	54,72
4	4	0,82	58,37	47,86
5	3	0,87	43,78	38,09

Capacidade de carga última da fundação				
Pilar	Nº estacas	Eficiência	Capacidade de carga (tf)	Capacidade de carga com eficiência (tf)
1	3	0,87	60,27	52,43
2	6	0,69	120,54	83,17
3	5	0,75	100,45	75,34
4	4	0,82	80,36	65,89
5	3	0,87	60,27	52,43

<b>C (tf)</b>	12
<b>N<sub>lm</sub></b>	3,29
<b>N<sub>p</sub></b>	3,67
<b>Ø (m)</b>	0,4
<b>β</b>	1,00
<b>α</b>	0,3
<b>A<sub>p</sub> (m²)</b>	0,13
<b>A<sub>l</sub> (m²)</b>	8,80

Fator de segurança	
Ponta	4
Fuste	1,3

**OBSERVAÇÕES:**

1. Grifado em amarelo o local de execução da estaca;
2. Coeficiente característico do solo utilizado para argila;
3. α e β utilizado para argila;
4. Valores de Nspt inferiores ou igual a 2 considerou-se 3.

**APÊNDICE C (a) – CAPACIDADE DE CARGA SPT-03 POR AOKI-VELLOSO**

Solo	Trecho	Nspt	$\Delta l$	$k$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\alpha \cdot k \cdot \Delta l \cdot N_{spt}$ (tf/m)
Argila, cor marrom avermelhada, ocorrência de grânulos de quartzo e de rocha alterada, consistência mole	0-1	-	1	20	0,06	-
	1-2	4	1	20	0,06	-
	2-3	4	1	20	0,06	-
	3-4	4	1	20	0,06	4,80
	4-4,45	6	0,45	20	0,06	3,24
Argila, tonalidade marrom avermelhada clara, alterações amareladas, percolações com cores claras, ocorrência de grânulos de quartzo e de rocha alterada, consistência mole a média	4,45-5	6	0,55	20	0,06	3,96
	5-6	8	1	20	0,06	9,60
	6-7	8	1	20	0,06	9,60
	7-8	9	1	20	0,06	10,80
	8-9	10	1	20	0,06	12,00
	9-10	10	1	20	0,06	12,00
	10-11	8	1	20	0,06	-
	11-12	9	1	20	0,06	-
	12-13	10	1	20	0,06	-
	13-13,45	17	0,45	20	0,06	-
Argila siltosa, tonalidade roxa, alterações amareladas e pontuais esbranquiçadas, percolações com cores mescladas ocasionalmente em forma de feixes, consistência média a dura	13,45-14	17	0,55	22	0,04	-
	14-15	18	1	22	0,04	-
	15-16	19	1	22	0,04	-
	16-17	19	1	22	0,04	-
	17-18	18	1	22	0,04	-
	18-19	20	1	22	0,04	-
	19-20	21	1	22	0,04	-
	20-21	22	1	22	0,04	-
Argila com pouco silte, tonalidade marrom com alterações pontuais esbranquiçadas, percolações com cores mescladas, consistência rija	21-22	17	1	22	0,04	-
	22-23	18	1	20	0,06	-
	23-24	19	1	20	0,06	-

<b>F1</b>	2
<b>F2</b>	4
<b>Ø (m)</b>	0,4
<b>U (m)</b>	1,26
<b>Ap (m<sup>2</sup>)</b>	0,13

Fator de segurança	
Global	2,00

Capacidade de carga última por estaca (tf)	
Ponta	10,05
Fuste	20,73
<b>Total</b>	<b>30,79</b>

Capacidade de carga admissível por estaca(tf)	
<b>Total</b>	<b>15,39</b>

Capacidade de carga da fundação (tf)				
Pilar	Nº estacas	Eficiência	Capacidade de carga (tf)	Capacidade de carga admissível com eficiência (tf)
1	3	0,87	46,18	40,18
2	6	0,69	92,36	63,73
3	5	0,75	76,97	57,73
4	4	0,82	61,58	50,49
5	3	0,87	46,18	40,18

Capacidade de carga última da fundação (tf)				
Pilar	Nº estacas	Eficiência	Capacidade de carga (tf)	Capacidade de carga com eficiência (tf)
1	3	0,87	92,36	80,36
2	6	0,69	184,73	127,46
3	5	0,75	153,94	115,45
4	4	0,82	123,15	100,98
5	3	0,87	92,36	80,36

**OBSERVAÇÕES:**

1. Grifado em amarelo o local de execução da estaca;
2. Grifado em amarelo, Nspt da ponta;
3. Para o coeficiente  $k$  e  $\alpha$ , utilizado "argila siltosa";
4. Utilizou-se os fatores de correção F1 e F2 atualizados (tabela 3).

**APÊNDICE C (a) – CAPACIDADE DE CARGA SPT-03 POR DECOURT-QUARESMA**

Solo	Trecho	Nspt	ΔI
Argila, cor marrom avermelhada, ocorrência de grânulos de quartzo e de rocha alterada, consistência mole	0-1	-	1
	1-2	4	1
	2-3	4	1
	3-4	4	1
	4-4,45	6	0,45
Argila, tonalidade marrom avermelhada clara, alterações amareladas, percolações com cores claras, ocorrência de grânulos de quartzo e de rocha alterada, consistência mole a média	4,45-5	6	0,55
	5-6	8	1
	6-7	8	1
	7-8	9	1
	8-9	10	1
	9-10	10	1
	10-11	8	1
	11-12	9	1
	12-13	10	1
Argila silteosa, tonalidade roxa, alterações amareladas e pontuais esbranquiçadas, percolações com cores mescladas ocasionalmente em forma de feixes, consistência média a dura	13-13,45	17	0,45
	13,45-14	17	0,55
	14-15	18	1
	15-16	19	1
	16-17	19	1
	17-18	18	1
	18-19	20	1
	19-20	21	1
	20-21	22	1
	21-22	17	1
Argila com pouco silte, tonalidade marrom com alterações pontuais esbranquiçadas, percolações com cores mescladas, consistência rija	22-23	18	1
	23-24	19	1

Capacidade de carga última por estaca(tf)	
Ponta	4,22
Fuste	31,83
<b>Total</b>	<b>36,06</b>

Capacidade de carga admissível por estaca(tf)	
Ponta	1,06
Fuste	24,49
<b>Total</b>	<b>25,54</b>

<b>C (tf)</b>	12
<b>Nim</b>	7,86
<b>Np</b>	9,33
<b>Ø (m)</b>	0,4
<b>β</b>	1,00
<b>α</b>	0,3
<b>Ap (m²)</b>	0,13
<b>Al (m²)</b>	8,80

Fator de segurança	
Ponta	4
Fuste	1,3

Capacidade de carga admissível da fundação				
Pilar	Nº estacas	Eficiência	Capacidade de carga (tf)	Capacidade de carga admissível com eficiência (tf)
1	3	0,87	76,63	66,67
2	6	0,69	153,26	105,75
3	5	0,75	127,72	95,79
4	4	0,82	102,18	83,78
5	3	0,87	76,63	66,67

Capacidade de carga última da fundação				
Pilar	Nº estacas	Eficiência	Capacidade de carga (tf)	Capacidade de carga com eficiência (tf)
1	3	0,87	108,17	94,11
2	6	0,69	216,34	149,28
3	5	0,75	180,29	135,21
4	4	0,82	144,23	118,27
5	3	0,87	108,17	94,11

**OBSERVAÇÕES:**

1. Grifado em amarelo o local de execução da estaca;
2. Coeficiente característico do solo utilizado para argila;
3. α e β utilizado para argila;
4. Valores de Nspt inferiores ou igual a 2 considerou-se 3.

## APÊNDICE D – SEQUÊNCIA DA LEITURA DOS RECALQUES

MONITORAMENTO DE RECALQUE							Observações	VARIAÇÃO (mm)				
Data:	Leitura n.º:	Pilares						1	2	3	4	5
		Valor medido										
		1	2	3	4	5						
26/ago/15 1º Medição	1	150	250	343	449	550	Pilares concretados e fôrmas para as vigas parcialmente executadas.	0	0	7	1	0
	2	126	226	319	426	527		0	0	7	0	-1
	3	109	209	301	408	509		0	0	8	1	0
02/set/15 2º Medição	1	185	285	378	484	585	Pilares concretados, fôrmas executadas e escoramentos para as vigas parcialmente executados.	0	0	7	1	0
	2	144	244	337	443	544		0	0	7	1	0
	3	159	259	352	458	559		0	0	7	1	0
09/set/15 3º Medição	1	188	289	381	488	589	Pilares concretados, fôrmas executadas e escoramentos para as vigas parcialmente executados.	1	0	8	1	0
	2	171	271	364	470	571		0	0	7	1	0
	3	122	223	315	422	523		1	0	8	1	0
16/set/15 4º Medição	1	123	223	316	422	523	Pilares concretados, fôrmas e escoramentos para as vigas executados. Colocação de isopor para concretagem da laje.	0	0	7	1	0
	2	132	232	325	432	533		0	0	7	0	-1
	3	140	240	332	439	540		0	0	8	1	0
24/set/15 5º Medição	1	192	292	385	492	593	Laje do primeiro pavimento concretada, ainda com escoramento e formas para pilares do primeiro pavimento executadas	0	0	7	0	-1
	2	170	270	363	469	571		0	0	7	1	-1
	3	153	253	346	453	554		0	0	7	0	-1
30/set/15 6º Medição	1	187	287	380	487	588	Laje do primeiro pavimento concretada, ainda com escoramento e pilares do primeiro pavimento concretados	0	0	7	0	-1
	2	168	268	361	468	569		0	0	7	0	-1
	3	141	241	334	441	542		0	0	7	0	-1
08/out/15 7º Medição	1	174	274	367	474	575	Laje e pilares do primeiro pavimento concretados, ainda com escoramento e formas das vigas parcialmente executadas	0	0	7	0	-1
	2	158	258	351	457	558		0	0	7	1	0
	3	124	224	317	423	524		0	0	7	1	0
15/out/15 8º Medição	1	175	275	368	475	576	Laje e pilares do primeiro pavimento concretados, ainda com escoramento e formas das vigas parcialmente executadas	0	0	7	0	-1
	2	122	222	315	422	523		0	0	7	0	-1
	3	149	249	342	449	550		0	0	7	0	-1
23/out/15 9º Medição	1	192	292	385	491	592	Laje e pilares do primeiro pavimento concretados, ainda com escoramento e formas das vigas parcialmente executadas	0	0	7	1	0
	2	159	259	352	458	559		0	0	7	1	0
	3	175	275	368	475	575		0	0	7	0	0
30/out/15 10º Medição	1	156	256	349	455	556	Laje do segundo pavimento executada	0	0	7	1	0
	2	185	285	378	484	584		0	0	7	1	1
	3	161	261	354	460	561		0	0	7	1	0
06/nov/15 11º Medição	1	184	284	377	484	585	Laje do segundo pavimento concretado e formas dos pilares parcialmente executadas	0	0	7	0	-1
	2	147	247	340	446	547		0	0	7	1	0
	3	135	235	328	434	535		0	0	7	1	0
12/nov/15 12º Medição	1	167	267	360	467	568	Laje do segundo pavimento concretado e formas dos pilares parcialmente executadas	0	0	7	0	-1
	2	118	218	311	418	519		0	0	7	0	-1
	3	155	255	348	454	556		0	0	7	1	-1

MONITORAMENTO DE RECALQUE							Observações	VARIAÇÃO (mm)				
Data:	Leitura n.º:	Pilares						1	2	3	4	5
		Valor medido										
		1	2	3	4	5						
23/nov/15 13° Medição	1	130	230	323	430	531	Laje e pilares do segundo pavimento concretados	0	0	7	0	-1
	2	145	245	338	445	546		0	0	7	0	-1
	3	126	226	319	425	527		0	0	7	1	-1
03/dez/15 14° Medição	1	139	239	332	438	540	Laje do terceiro pavimento e alvenaria do primeiro pavimento executada	0	0	7	1	-1
	2	159	259	352	458	560		0	0	7	1	-1
	3	127	227	320	427	528		0	0	7	0	-1
10/dez/15 15° Medição	1	142	242	335	441	543	Laje e pilares do terceiro pavimento e alvenaria do primeiro pavimento executada	0	0	7	1	-1
	2	176	276	369	476	577		0	0	7	0	-1
	3	142	242	335	441	542		0	0	7	1	0
17/dez/15 16° Medição	1	175	275	368	475	576	Laje e pilares do terceiro pavimento e alvenaria do primeiro pavimento executada	0	0	7	0	-1
	2	135	235	328	435	536		0	0	7	0	-1
	3	178	278	370	477	579		0	0	8	1	-1
22/jan/16 17° Medição	1	132	232	325	431	533	Laje do quarto pavimento e alvenaria do primeiro pavimento executada	0	0	7	1	-1
	2	193	293	386	492	594		0	0	7	1	-1
	3	159	259	352	458	560		0	0	7	1	-1
05/fev/16 18° Medição	1	139	239	332	439	540	Laje do quarto pavimento e alvenaria do primeiro pavimento executada	0	0	7	0	-1
	2	156	257	349	456	557		1	0	8	1	0
	3	122	222	315	422	523		0	0	7	0	-1
19/fev/16 19° Medição	1	170	270	362	469	570	Formas para a laje do quinto pavimento executadas	0	0	8	1	0
	2	143	243	335	442	543		0	0	8	1	0
	3	133	233	326	432	534		0	0	7	1	-1
26/fev/16 20° Medição	1	154	254	346	453	554	Formas para a laje do quinto pavimento e alvenaria até o terceiro pavimento executadas	0	0	8	1	0
	2	181	281	374	480	581		0	0	7	1	0
	3	135	235	327	434	535		0	0	8	1	0
04/mar/16 21° Medição	1	172	272	365	471	573	Vigas do 5° pavimento e alvenaria até o 4° executas	0	0	7	1	-1
	2	161	261	353	460	561		0	0	8	1	0
	3	142	242	335	441	543		0	0	7	1	-1
11/mar/16 22° Medição	1	122	222	314	421	523	Execução da laje do 6° pavimento	0	0	8	1	-1
	2	140	240	333	439	541		0	0	7	1	-1
	3	166	266	359	466	567		0	0	7	0	-1
16/mar/16 23° Medição	1	151	251	344	450	552	Forma dos pilares executadas	0	0	7	1	-1
	2	139	239	331	438	540		0	0	8	1	-1
	3	160	260	352	459	561		0	0	8	1	-1
04/mai/16 24° Medição	1	164	264	357	464	565	Laje da cobertura, alvenaria externa, alvenaria interna até o 4° pavimento e reboco do 2° pavimento executados	0	0	7	0	-1
	2	140	240	333	439	541		0	0	7	1	-1
	3	173	273	366	472	574		0	0	7	1	-1

## ANEXO A – ÁBACOS REFERENTES À TEORIA DE POULOS E DAVIS

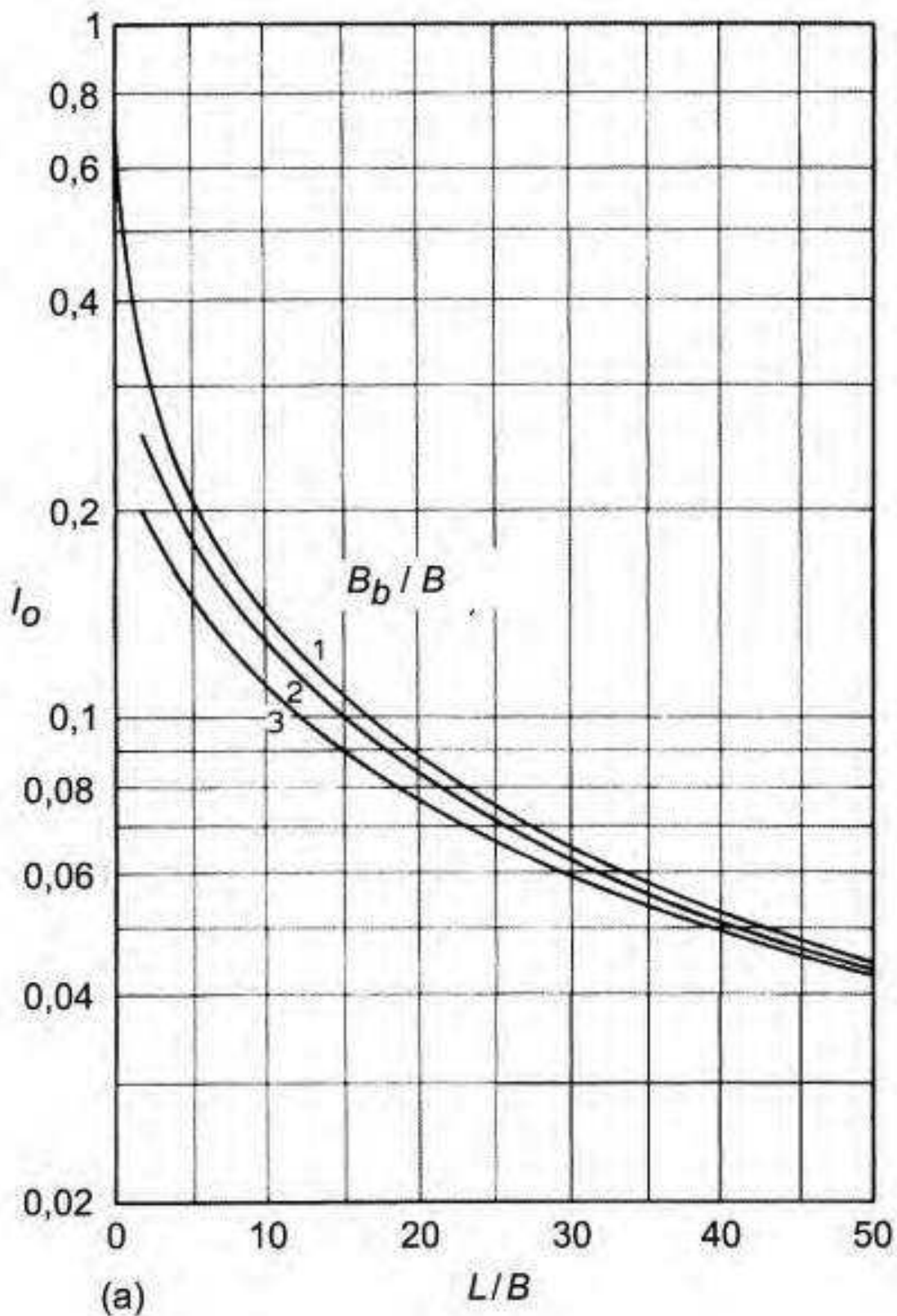


Figura A1 - Fator  $I_0$   
Fonte: Velloso e Lopes (2010).



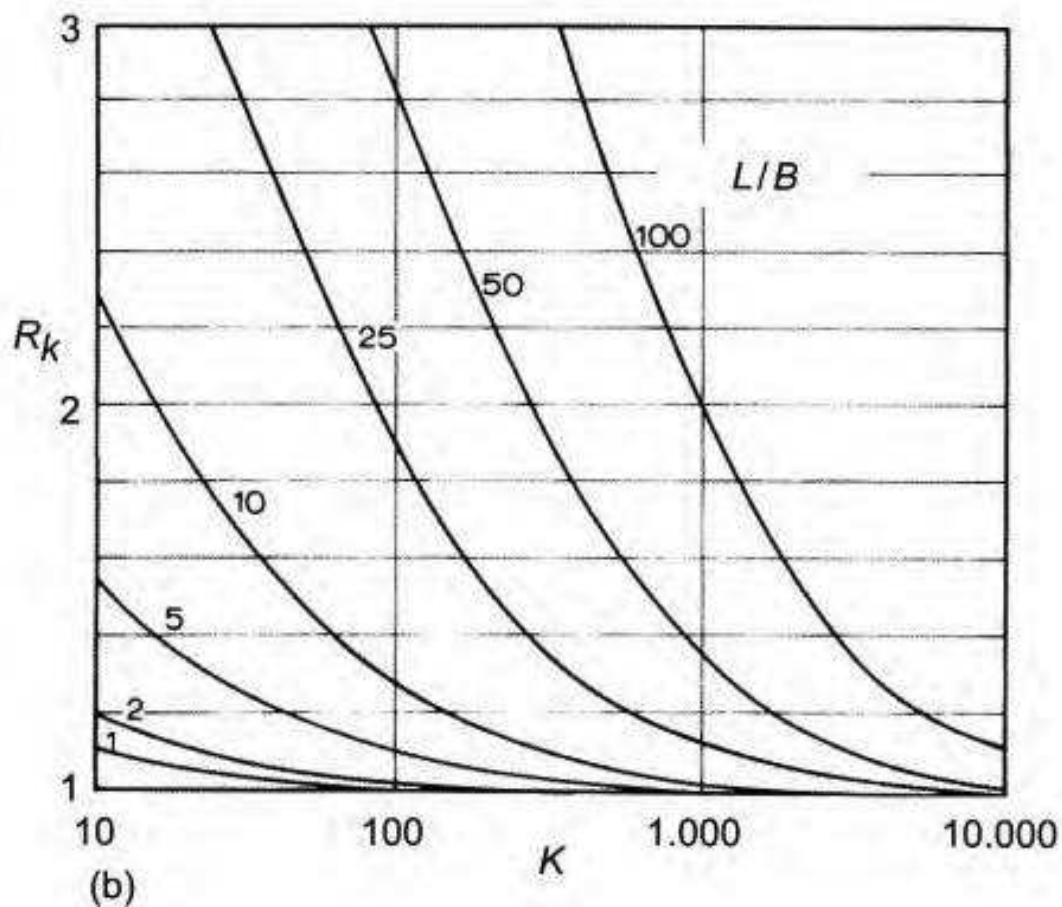


Figura A2 - Influência da compressibilidade na estaca  
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

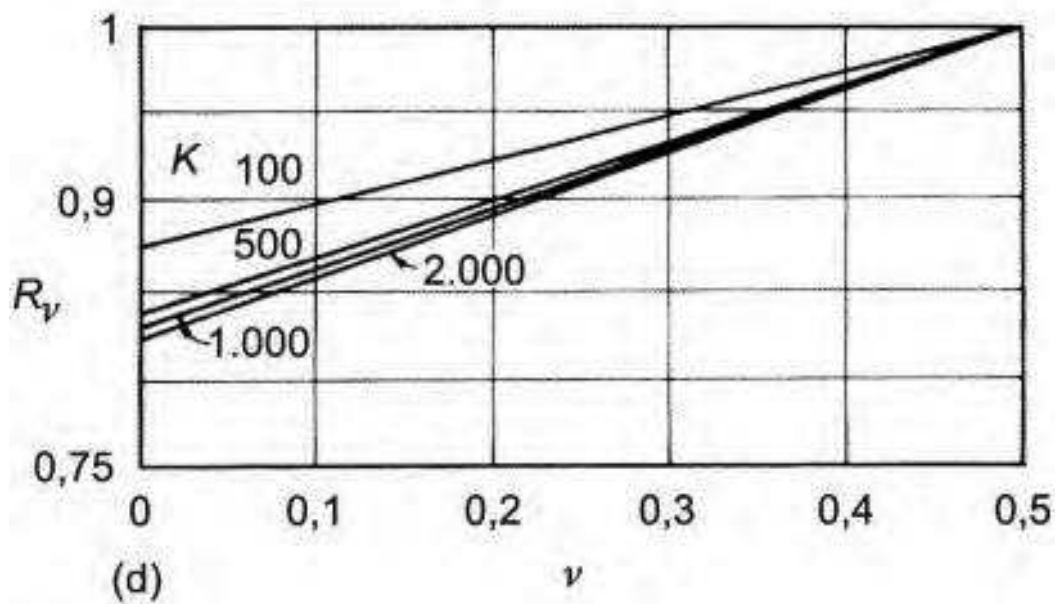


Figura A3 - Fator do coeficiente de Poisson do solo  
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

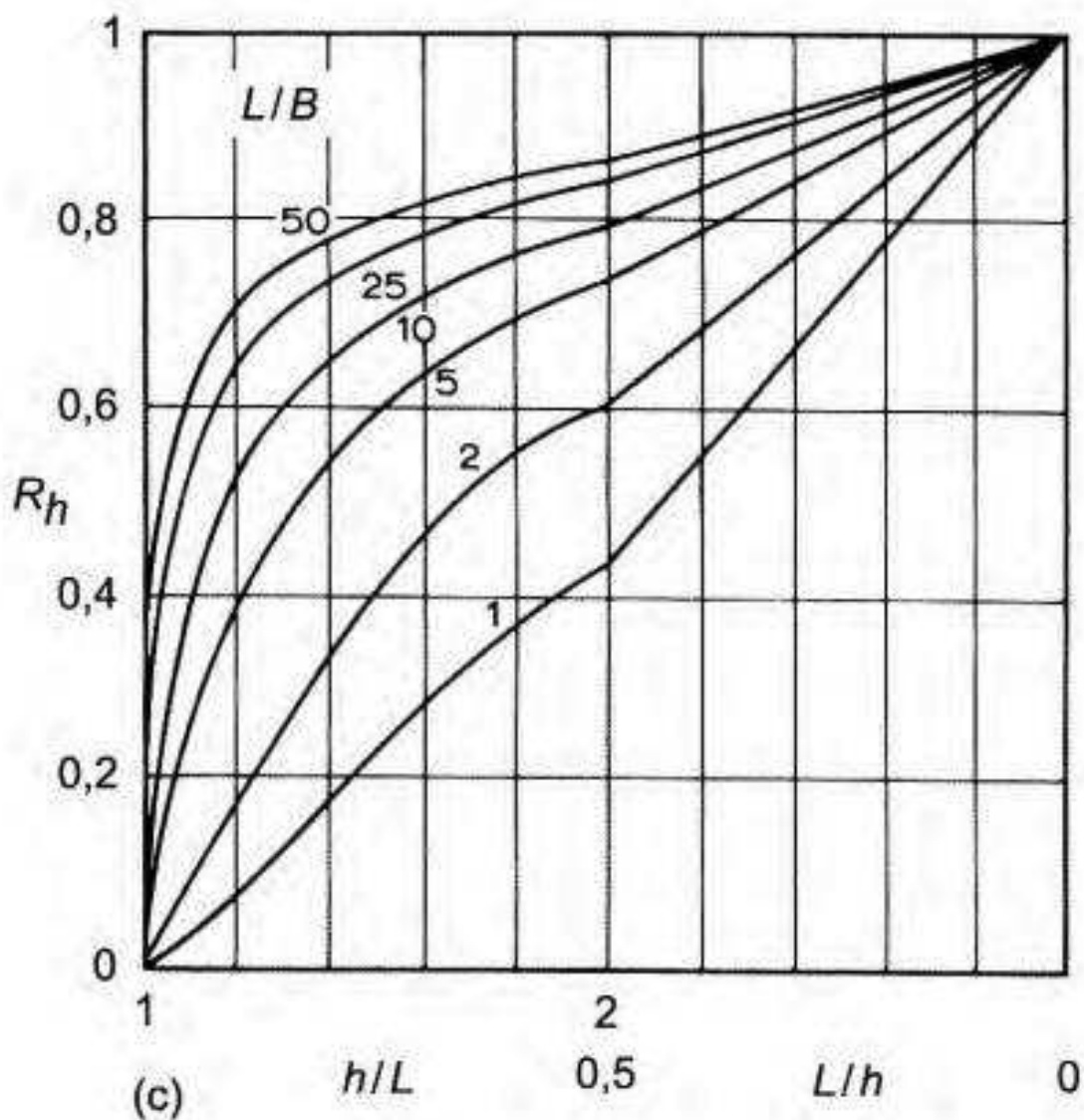


Figura A4 - Fator da espessura (finita) do solo compressível  
 Fonte: Velloso e Lopes (2010).

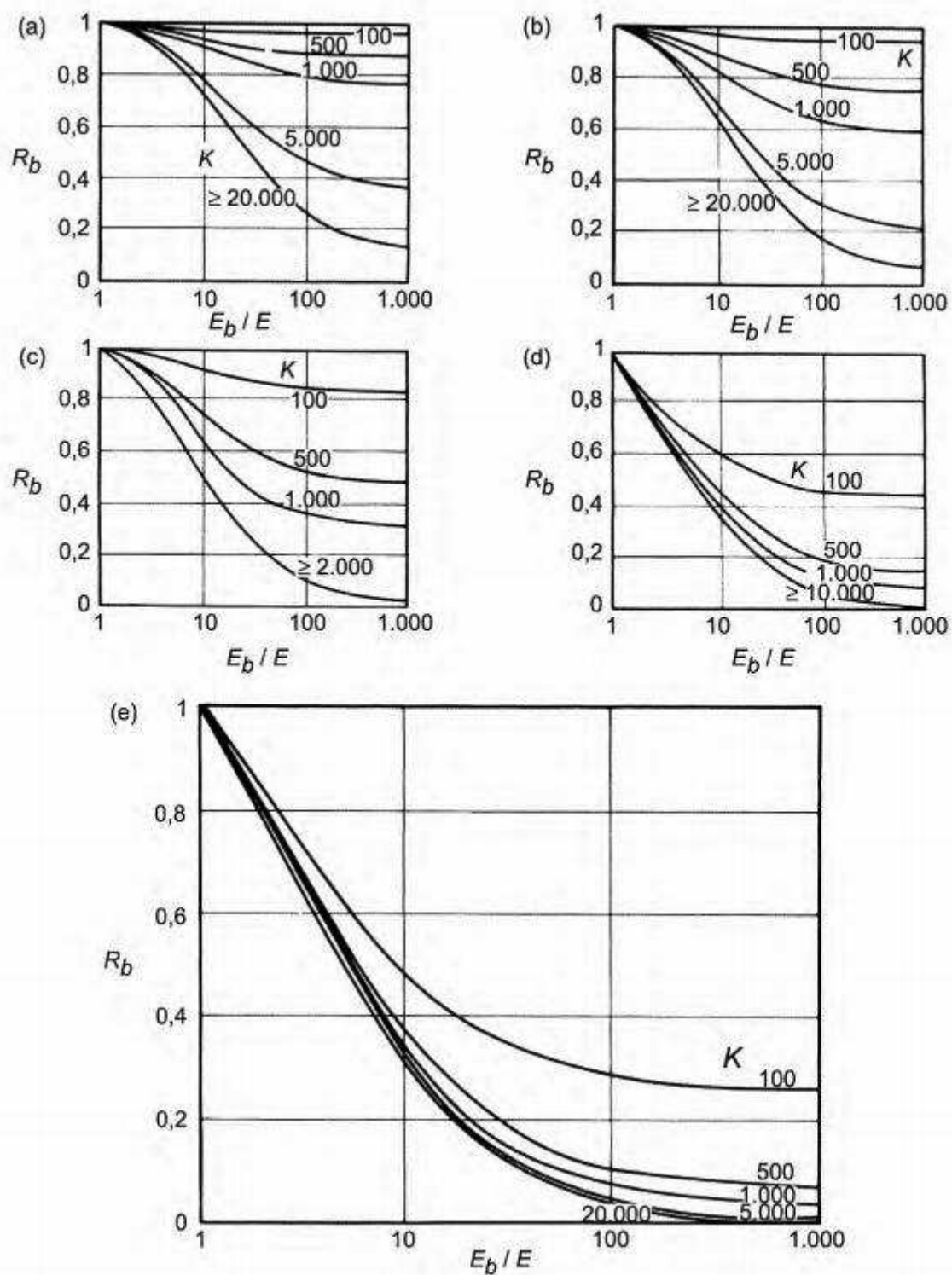
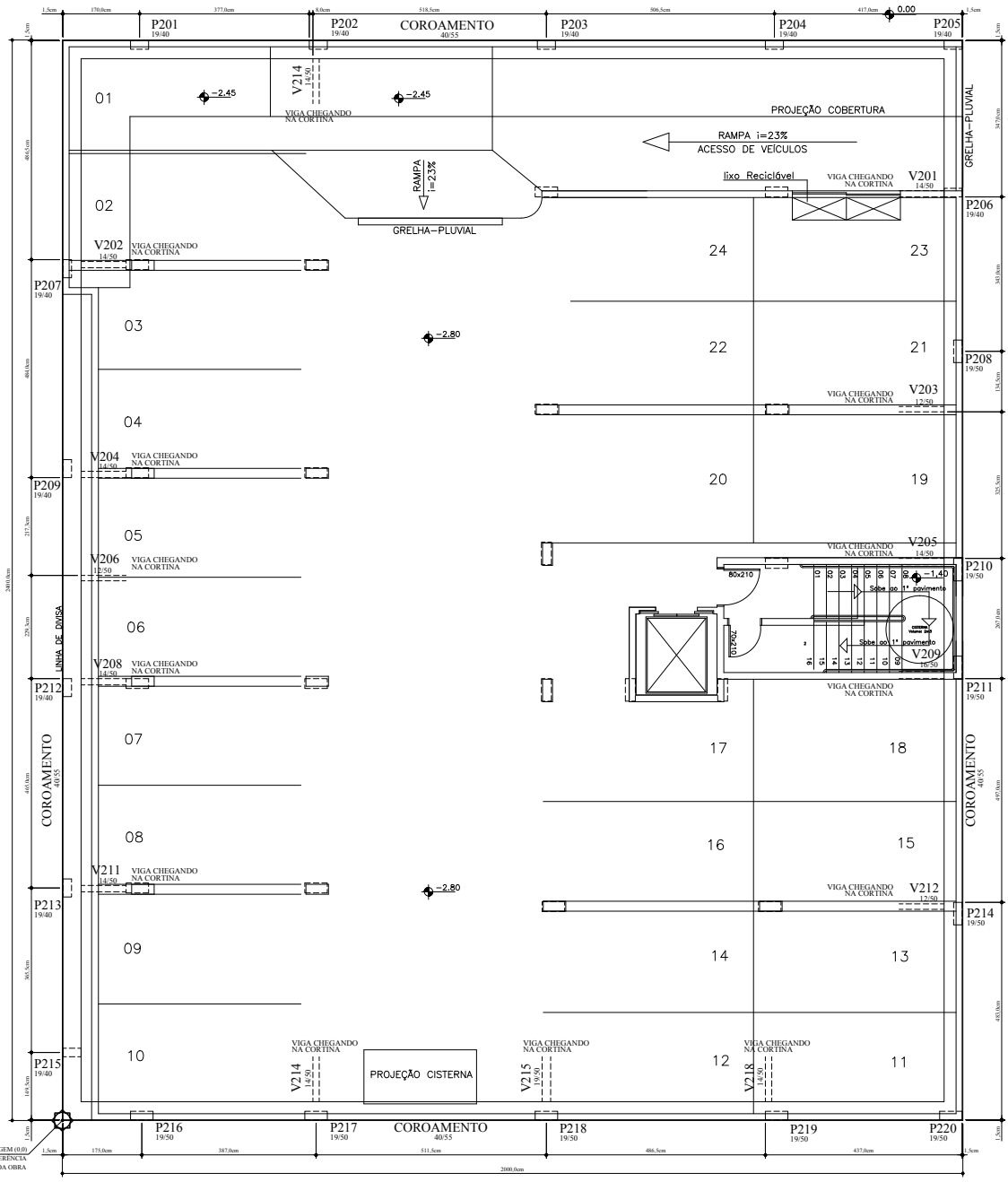


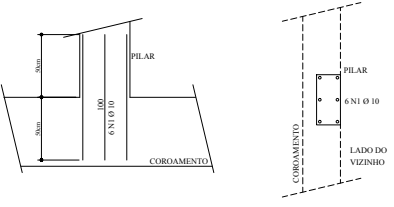
Figura A5 - Fator de correção para a base da estaca em solo mais rígido: (a) para  $L/B=75$ ; (b) para  $L/B=50$ ; (c) para  $L/B=25$ ; (d) para  $L/B=10$ ; (e) para  $L/B=5$   
 Fonte: Velloso e Lopes (2010).

## **ANEXO B – PROJETO ESTRUTURAL**

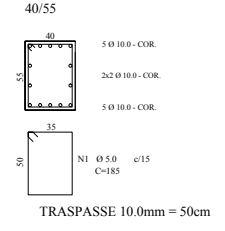
PLANTA DE ARQUITETURA COM ORIGEM DAS COORDENADAS  
ESCALA 1:50



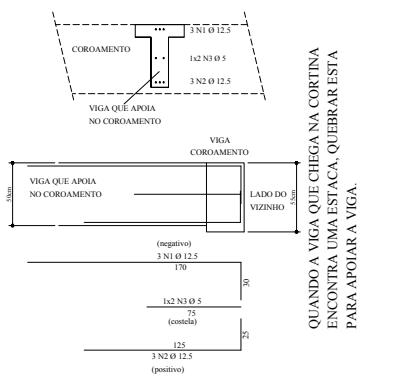
ESPERAS COROAMENTO PARA PILARES



VIGA DE COROAMENTO

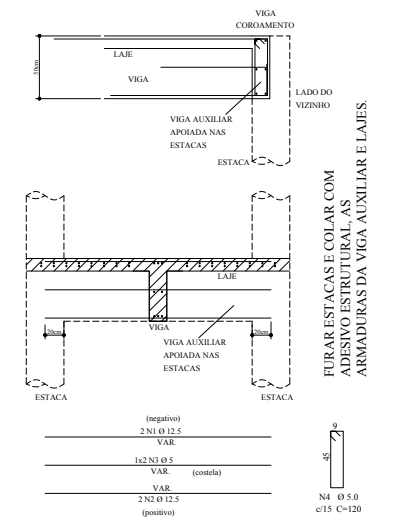


ESPERAS COROAMENTO PARA VIGAS

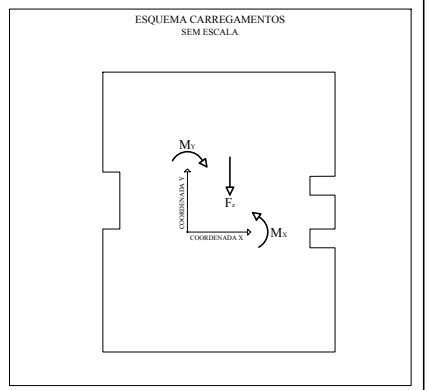


QUANDO A VIGA QUE CHEGA NA CORTINA ENCONTRA UMA ESTACA, QUEBRAR ESTA PARA APOIAR A VIGA.

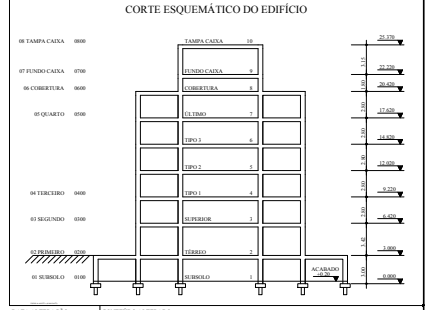
APOIO CORTINA PARA VIGAS E LAJES



FURAR ESTACAS E COLAR COM ADESIVO ESTRUTURAL AS ARMADURAS DA VIGA AUXILIAR E LAJES.



NOTAS PARA FUNDACOES		DADOS DO PROJETO	
001	TIPO, DIMENSÕES E PROFUNDIDADE DAS FUNDACOES E DE RESPONSABILIDADE DA EMPRESA QUE EXECUTARÁ AS OBRAS.	FUNDACOES	plata corrida em bloco sobre estaca
002	HAVENDO NECESSIDADE DE EXECUCAO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO, E PRECISO PROJETAR POR CORTINA.	PROJETO	concreto armado moldado in loco
003	HAVENDO NECESSIDADE DE VIGAS ALAVANCAS NAS DEPENDENCIAS, ESTAS DEVEM SER PROJETADAS PELA EMPRESA DE FUNDACOES PARA QUE O PROJETO DA ESTRUTURA POSSA DIMENSIONARLAS.	VIGAS	concreto armado moldado in loco
004	EM CASO DE DUBIDIAS, CONSULTAR O PROJETISTA ESTRUTURAL.	ESTACAS	alumina 150x150x150 (1.500kg/m <sup>3</sup> ) distribuido para projeto
005	CONFIRMAR MEDIDAS DO PROJETO ESTRUTURAL COMO PROJETO ARQUITETONICO.	LAJES	concreto armado moldado in loco




DATA DE FABRICAÇÃO	CONTÉUDO ALTERADO

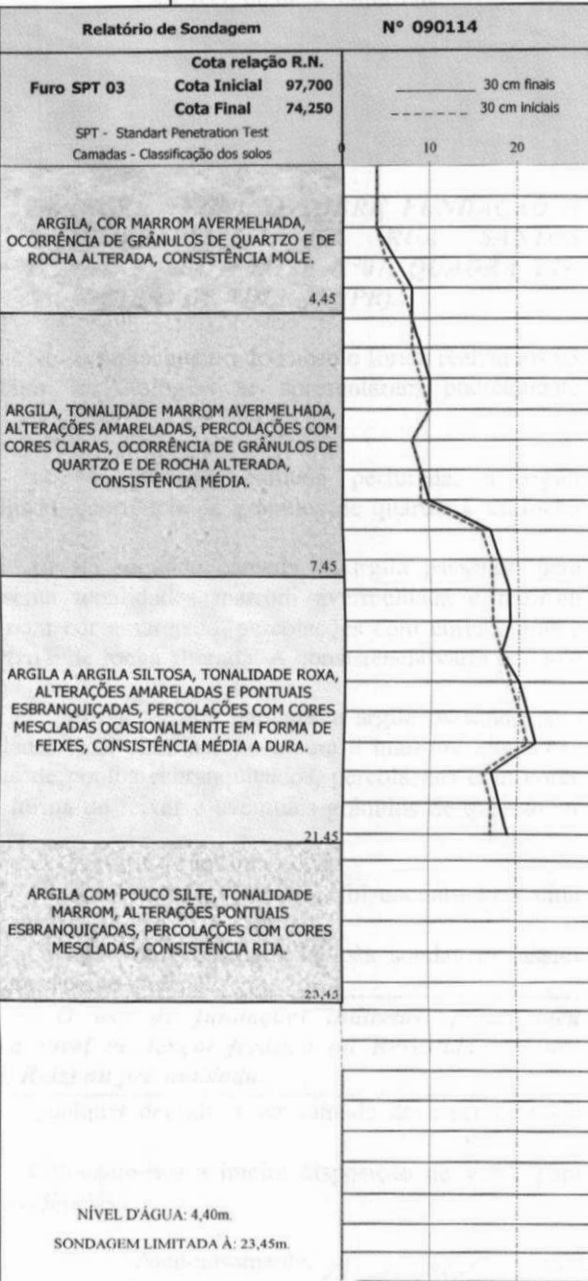
	<b>PROJETO ESTRUTURAL</b> [CA] - CONCRETO ARMADO	PLANÇA <b>01/</b> ARQUITETO
	PLANTA DE ARQUITETURA PARA PONTOS ALZOS PARA ORIGEM DE COORDENADAS DOS PILARES.	DATA 22 jan 2015
PROPRIETÁRIO DA OBRA	DADOS DA OBRA	DATA 22 jan 2015
RESPONSÁVEL TÉCNICO PELA EXECUÇÃO DA OBRA	VERSÃO	...

## ANEXO C (a) – PERFIL DE SONDAÇÃO SP-01

SONDAGEM GEOLOGICA À PERCUSSÃO - NBR 6502 e NBR 7250							
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAÇÃO SPT							
Amostra/ Prof. (m)	N-Golpes SPT			Gráfico do Número de Golpes 0 10 20 30 40 50 60 70 80	Prof. N.A (m)	Prof. Revest. (m)	Descrição do Material
	15 cm	15 cm	15 cm				
1	0	0	1		F O I  E N C O N T R A D O  9  0 0  M T S		Argila Siltosa pouco Arenosa Marrom Avermelhada Muito Mole
2	1	1	1				
3	0	1	1				
4	1	1	1				
5	0	1	1				
6	0	1	1				
7	1	1	1				
8	1	2	2				
9	2	2	2				Nível d'água
10	1	1	2				
11	2	2	2				
12	2	3	4				
13	3	4	5				
14	3	3	4				
15	5	6	7				
16	11	15	19				
17	23	26	31				
17,25	32	34	35				
							<b>Límite de Sondagem:</b> 17,25 metros (Impenetrável a Percussão)
<b>CALIJURI FUNDAÇÕES LTDA</b> Rua Salgado Filho, 2.690 – Centro – Cascavel/PR Telefone: (45) 9149-9238						Número do Furo: <u>SP-01</u> Data de Início: <u>20/06/2009</u> Data de Término: <u>20/06/2009</u>	
Amostrador TERZAGHI DI: 1 3/8" DE: 2" Diâmetro do revestimento: 4" Peso do Martelo: 65 Kg Altura de Queda: 75 cm			Cliente: _____ Cidade: <u>ToledoPR</u> Escala: <u>Sem escala</u> Data: <u>09/07/2009</u>				

**ANEXO C (b) – PERFIL DE SONDAÇÃO SPT-03**

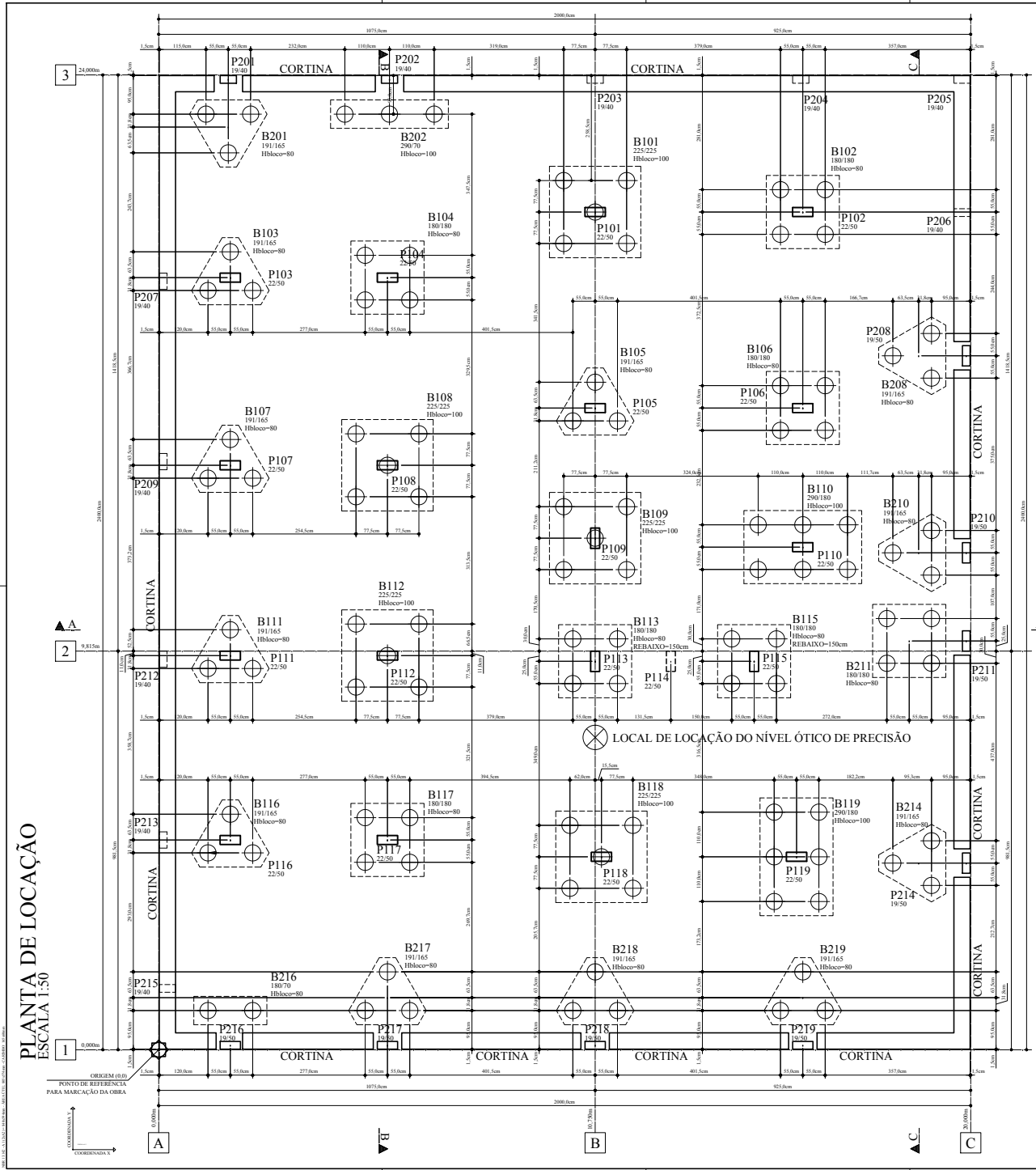
 FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA fungeo@fungeo.com.br (45) 3324-6102		Cliente: JL Obra: EDIFICAÇÃO COMERCIAL E RESIDENCIAL Local: TOLEDO - PR					
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA				Relatório de Sondagem N° 090114			
Revestimento	Proc. De Perfuração/ Circulação d'água (C.A.)	N.A. Final	Nº de golpes/ penetração	Índice SPT final/30cm	Amostrador	Prof. Camadas (m)	
	T.H.		0	0	0	0	
	Perf. C.A.	4,40	2	2	2	4	
			2	2	2	4	4
			2	2	2	4	4
			2	3	3	6	4,45
			3	4	4	8	5
			4	4	4	8	6
			4	4	5	9	7,45
			4	5	5	10	8
			5	5	5	10	9
			4	4	4	8	10
			4	5	4	9	11
			4	5	5	10	12
			8	8	9	17	13
			8	9	9	18	14
			8	9	10	19	15
			8	9	10	19	16
			9	9	9	18	17
			9	10	10	20	18
			10	10	11	21	19
			10	11	11	22	20
	8	8	9	17	21,45		
	8	9	9	18	22		
	8	9	10	19	23,45		
					24		
					25		
					26		
					27		
					28		
					29		
					30		
					31		
					32		
					33		
					34		
					35		
					36		
					37		
N.A. Final: 4,40m.			Amostrador Ø Interno 1 3/8"      Peso 65,0 kg Ø Externo 2"      Altura de queda 75,0 cm		Data de execução Início: 03/09/2014 Término: 03/09/2014		
Digitador: Helton E. Machado			Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D				
MATRIZ: CASCAVEL - Av. Carlos Gomes, 711, Bairro Faculdade - CEP: 85.819-350 - www.fungeo.com.br - fungeo@fungeo.com.br							



## **ANEXO D – PLANTA DE LOCAÇÃO**



**PLANTA DE LOCAÇÃO**  
ESCALA 1:50



**QUADRO DE COORDENADAS E CARGAS**

Elem	Xcg (cm)	Ycg (cm)	Area (cm²)	Cargas		
				Fz (t)	Mx (t/m)	My (t/m)
P101	1075.0	2062.5	1100	11.5		
P102	1586.5	2062.5	1100	90		
P103	176.5	1901.0	1100	60		
P104	563.5	1901.0	1100	90		
P105	1075.0	1580.0	1100	60		
P106	1586.5	1580.0	1100	80		
P107	176.5	1439.0	1100	45		
P108	563.5	1439.0	1100	110		
P109	1075.0	1259.5	1100	105		
P110	1586.5	1237.5	1100	120		
P111	176.5	970.5	1100	50		
P112	563.5	970.5	1100	110		
P113	1075.0	956.5	1100	85		
P114	1261.5	956.5	1100	30		
P115	1466.5	956.5	1100	95		
P116	176.5	516.5	1100	65		
P117	563.5	516.5	1100	100		
P118	1090.5	475.0	1100	110		
P119	1571.0	475.0	1100	120		
P201	177.5	2389.0	760	25		
P202	568.5	2389.0	760	45		
P203	1075.0	2389.0	760	20		
P204	1581.5	2389.0	760	25		
P205	1978.5	2389.5	760	25		
P206	1978.5	2061.0	760	30		
P207	11.0	1892.0	760	10		
P208	1989.0	1708.5	760	75		
P209	11.0	1448.0	760	10		
P210	1989.0	1223.5	760	70		
P211	1989.0	1006.5	760	95		
P212	11.0	961.5	760	10		
P213	11.0	516.5	760	10		
P214	1989.0	459.5	760	75		
P215	21.5	151.0	760	10		
P216	176.5	11.0	760	35		
P217	563.5	11.0	760	70		
P218	1075.0	11.0	760	80		
P219	1586.5	11.0	760	30		
P220	1973.5	11.0	760	30		
SOMA				2450		

**NOTAS PARA FUNDAÇÕES**

- TIPO, DIMENSÕES E PROFUNDIDADES DAS FUNDAÇÕES E DA RESPONSABILIDADE DA EMPRESA DE EXECUÇÃO AN MÓDULO.
- HAVENDO NECESSIDADE DE EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE FUNDAÇÕES E FUNDIÇÃO PRÉDIO SOBSCRITO E DIFERENCIADO.
- HAVENDO NECESSIDADE DE VERIFICAÇÃO DAS DEVIAS, ESTA DEVERÁ SER PROJETADA PELA EMPRESA DE FUNDAÇÕES PARA QUE O PROJETISTA DA EMPRESA POSSA DIMENSIONÁ-LAS.
- EM CASO DE DIVERGÊNCIA, CONECLAR O PROJETISTA ESTRUTURAL.
- CONFIRMAR MEDIDAS DO PROJETO ESTRUTURAL COMO O PROJETO ARQUITETÔNICO.

**DADOS DO PROJETO**

FUNDAÇÃO: 04 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

05 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

06 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

07 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

08 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

09 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

10 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

11 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

12 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

13 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

14 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

15 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

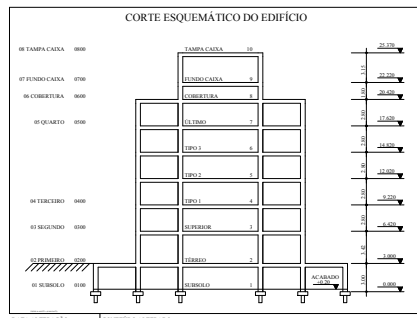
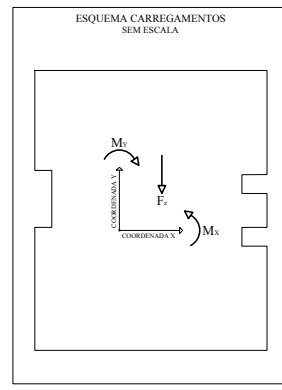
16 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

17 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

18 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

19 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa

20 - 25MPa placa armada com bloco sobre placa



**PROJETO ESTRUTURAL**  
[CA] - CONCRETO ARMADO

PLANTA DE LOCAÇÃO  
QUADRO DE COORDENADAS E CARGAS

PRANCHETA 03

PROPRIETÁRIO DA OBRA: \_\_\_\_\_

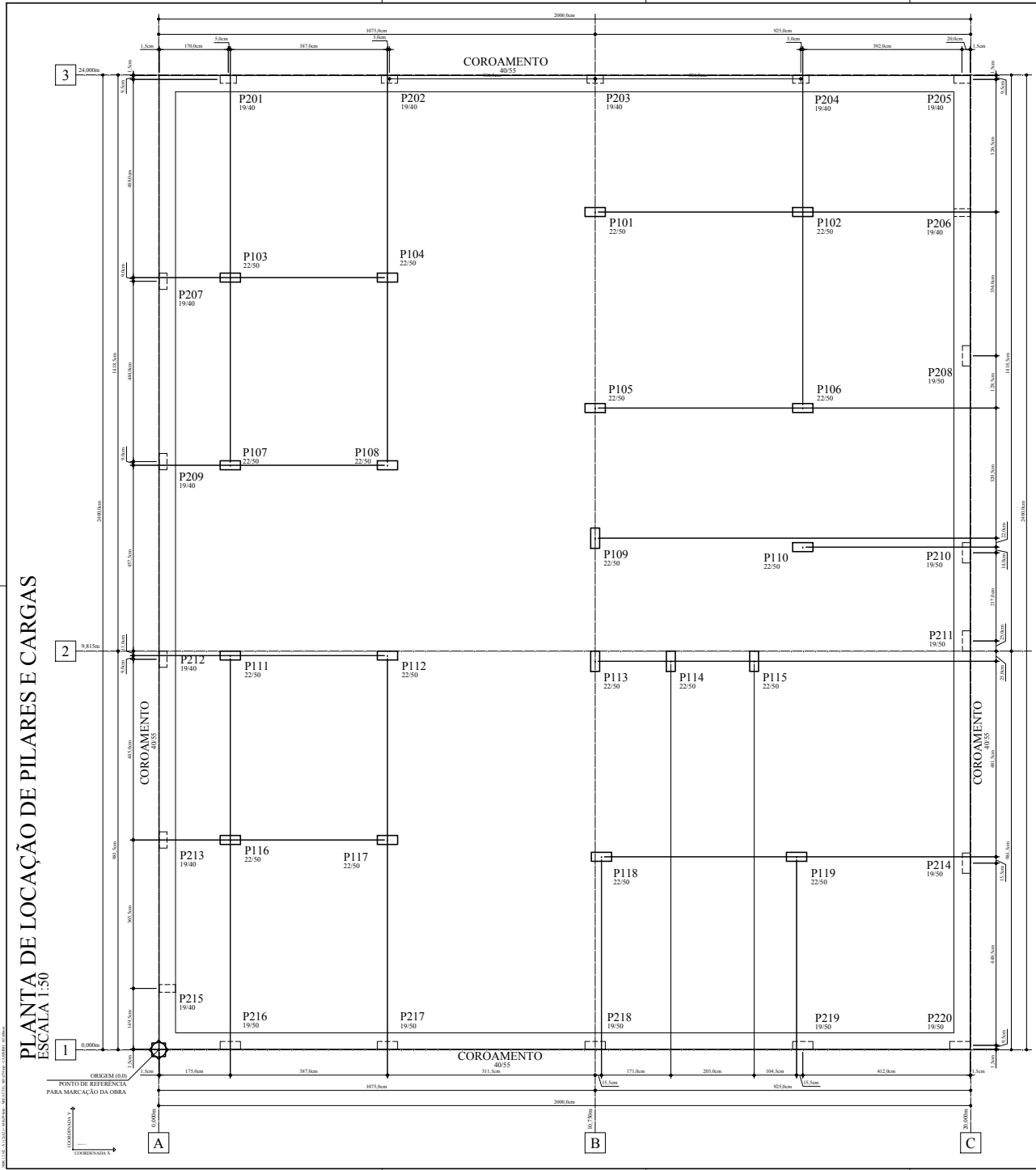
RESPONSÁVEL TÉCNICO PELA EXECUÇÃO DA OBRA: \_\_\_\_\_

DATA: 29 jun 2015

VERSÃO: \_\_\_\_\_

**ANEXO E - PLANTA DE LOCAÇÃO DE PILARES E CARGAS**

**PLANTA DE LOCAÇÃO DE PILARES E CARGAS**  
ESCALA 1:50



**QUADRO DE COORDENADAS E CARGAS**

Elem	Xcg	Ycg	Area	Cargas		
	(cm)	(cm)		Fz (tf)	Mx (tfm)	My (tfm)
P101	1075.0	2062.5	1100	115		
P102	1586.5	2062.5	1100	90		
P103	176.5	1901.0	1100	60		
P104	563.5	1901.0	1100	90		
P105	1075.0	1580.0	1100	60		
P106	1586.5	1580.0	1100	80		
P107	176.5	1439.0	1100	45		
P108	563.5	1439.0	1100	110		
P109	1075.0	1259.5	1100	105		
P110	1586.5	1237.5	1100	120		
P111	176.5	970.5	1100	50		
P112	563.5	970.5	1100	110		
P113	1075.0	956.5	1100	85		
P114	1261.5	956.5	1100	30		
P115	1466.5	956.5	1100	95		
P116	176.5	516.5	1100	65		
P117	563.5	516.5	1100	100		
P118	1090.5	475.0	1100	110		
P119	1571.0	475.0	1100	120		
P201	171.5	2389.0	760	25		
P202	568.5	2389.0	760	45		
P203	1075.0	2389.0	760	20		
P204	1581.5	2389.0	760	25		
P205	1978.5	2389.5	760	25		
P206	1978.5	2061.0	760	30		
P207	11.0	1892.0	760	10		
P208	1989.0	1708.5	760	75		
P209	11.0	1448.0	760	10		
P210	1989.0	1223.5	760	70		
P211	1989.0	1006.5	760	95		
P212	11.0	961.5	760	10		
P213	11.0	516.5	760	10		
P214	1989.0	459.5	760	75		
P215	21.5	151.0	760	10		
P216	176.5	11.0	760	35		
P217	563.5	11.0	760	70		
P218	1075.0	11.0	760	80		
P219	1586.5	11.0	760	60		
P220	1973.5	11.0	760	30		
SOMA				2450		

**NOTAS PARA FUNDAÇÕES**

- 01- TIPO, DIMENSÕES E PROFUNDIDADES DAS FUNDAÇÕES E DE RESPOSTABILIDADE DA EMPRESA QUE EXECUTAR AS MESMAS.
- 02- HAVENDO NECESSIDADE DE EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE FUNDAÇÕES E PROJETO PRÓPRIO DO PROJETISTA DIFERENCIADO.
- 03- HAVENDO NECESSIDADE DE VIGAS ALTERNATIVAS NAS DEVIAS, ESTAS DEVEM SER PROJETADAS PELA EMPRESA DE FUNDAÇÕES PARA QUE O PROJETISTA DA EMPRESA POSSA DIMENSIONÁ-LAS.
- 04- EM CASO DE DEVIAS, CONSERVAR O PROJETISTA ESTRUTURAL.
- 05- CONFERIR AS MEDIDAS DO PROJETO ESTRUTURAL COMO O PROJETO ARQUITETÔNICO.

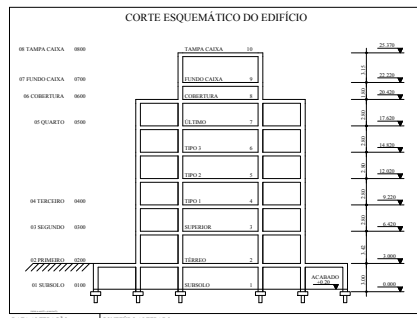
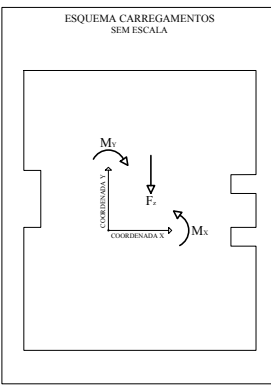
**DADOS DO PROJETO**

FUNDAÇÃO: 04 - 25MPa pilares executados com bloco sobre estaca carga: base dos pilares devida ao projeto especial

PROJETISTA: 04 - 25MPa concreto armado moldado no local carga: projeto especial

PROFESSOR: 04 - 25MPa concreto armado moldado no local sobrecarga: placa de 150x150cm (1.00kg/m²) distribuída sobre o pilar

ALICE: 04 - 25MPa tipo variável com acabamento em gesso sobrecarga permanente: placa de 150x150cm (1.00kg/m²) distribuída sobre o pilar sobrecarga acidental: (1.50kg/m²) distribuída sobre o pilar sobrecarga para eventual: (1.00kg/m²) distribuída sobre o pilar sobrecarga para eventual: (1.00kg/m²) distribuída sobre o pilar sobrecarga para eventual: (1.00kg/m²) distribuída sobre o pilar



DATA DE ATERAÇÃO: \_\_\_\_\_ CONTEÚDO ALTERADO: \_\_\_\_\_

	<b>PROJETO ESTRUTURAL</b> [ CA ] - CONCRETO ARMADO	PLANCHA <b>02/</b>
	PLANTA DE LOCAÇÃO DE PILARES E CARGAS QUADRO DE COORDENADAS E CARGAS	ARQUITETO <b>T0301</b>
PROPRIETÁRIO DA OBRA	DATA <b>22 jan 2015</b>	VERSÃO
DADOS DA OBRA	RESPONSÁVEL TÉCNICO PELA EXECUÇÃO DA OBRA	_____