



Centro Universitário de Brasília – UniCEUB  
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais  
Aplicadas – FATECS  
Curso: Engenharia Civil

GUILHERME VELOSO DOS SANTOS  
MATRÍCULA: 21113271

# **PATOLOGIAS DEVIDO AO RECALQUE DIFERENCIAL EM FUNDAÇÕES**

Brasília  
2014

**GUILHERME VELOSO DOS SANTOS**

**PATOLOGIAS DEVIDO AO RECALQUE DIFERENCIAL EM  
FUNDAÇÕES**

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Bacharelado em Engenharia Civil pela Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas do UniCEUB.- Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Jocinez Nogueira Lima, M.Sc.

Brasília  
2014

**GUILHERME VELOSO DOS SANTOS**

**PATOLOGIAS DEVIDO AO RECALQUE DIFERENCIAL EM  
FUNDAÇÕES**

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Bacharelado em Engenharia Civil pela Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas do UniCEUB.- Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Jocinez Nogueira Lima, M.Sc.

Brasília, 16 de junho de 2014.

**Banca Examinadora**

---

Eng.º Civil Jocinez Nogueira Lima, M.Sc.  
Orientador

---

Eng.º Civil Jairo Furtado Nogueira, M.Sc.  
Examinador interno

---

Eng.º Civil Diorgenes Batista Gonçalves, Esp.  
Examinador externo

Brasília  
2014

## RESUMO

Os problemas oriundos do projeto, execução ou da utilização de qualquer edificação é indicado por diversos tipos de manifestações que se tornam visíveis ao longo do tempo. Essas manifestações são analisadas com o objetivo de identificar suas origens e causas, a fim de se obter uma melhor solução ao problema. Porém, este processo se torna mais difícil ao serem analisados elementos de fundações, pois os mesmos se encontram enterrados no solo. Este trabalho apresenta alguns aspectos teóricos da interação solo-estrutura que influenciam os movimentos diferenciais de fundações, responsáveis por notáveis danos às construções. O objetivo é tornar possível a correta identificação, prevenção e solução das manifestações patológicas que são provenientes dos recalques das fundações. Como complemento ao trabalho teórico e com o objetivo de demonstrar quais patologias indicaram problemas de fundações, será apresentada uma análise dos procedimentos realizados na Torre de Pisa, em duas pontes localizadas no Brasil e em um edifício no litoral do Estado de São Paulo. Também será apresentado um laudo preliminar realizado em uma residência que apresentava sintomatologia de recalques de fundação. Serão descritos os problemas observados, a análise das constatações e quais foram as recuperações ou reforços empregados em cada caso.

**Palavras-chave:** recalque de fundações. Patologia. Interação solo-estrutura.

## **ABSTRACT**

The problems arising from the design, implementation or use of any building is indicated by various types of events that become visible along the time. These manifestations are analyzed in order to identify their origins and causes, in order to get a better solution to the problem. However, this process becomes more difficult when analyzing foundations elements because these are buried in the ground. This paper presents some theoretical aspects of soil-structure interaction that influence the differential movement of foundations, responsible for notable damage to buildings. The purpose is to make the correct identification, prevention and resolution of pathological manifestations that come from the settlements of foundations. As a complement to theoretical work and in order to demonstrate pathologies which indicated problems of foundations, an analysis of the procedures performed at the Tower of Pisa, two bridges located in Brazil and a building on the coast of São Paulo State. Also, a preliminary report conducted in a residence that had symptoms of settlements of foundation will be presented. It will be described the problems observed, the analysis of the findings and which were the recoveries or reinforcements employed in each case.

**Keywords:** settlement of foundations. Pathology. Soil-structure interaction.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Elementos constituintes de um solo.....	15
Figura 2 - Pesos e volumes em um elemento de solo não saturado.....	15
Figura 3 - Curva de distribuição granulométrica do solo .....	19
Figura 4 - Estados e limites de consistência .....	20
Figura 5 - Tradados tipo (a) cavadeira, (b) espiral ou 'torcido' e (c) helicoidal. ....	28
Figura 6 - Etapas da execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	29
Figura 7 - Relatório de sondagem SPT .....	30
Figura 8 - Curva de índice de vazios por pressão (carga).....	34
Figura 9 - Curva tempo x recalque .....	34
Figura 10 – Sapata isolada.....	36
Figura 11 - Sapata associada.....	36
Figura 12 - Sapata de divisa.....	37
Figura 13 - Radier .....	38
Figura 14 - Tubulão a céu aberto .....	39
Figura 15 - Tubulão a ar comprimido .....	40
Figura 16 - Execução de estaca prensada .....	42
Figura 17 - Execução da estaca Franki.....	44
Figura 18 - Execução de estaca hélice contínua.....	45
Figura 19 - Execução de estaca-raiz.....	46
Figura 20 – Bulbo de pressões.....	47
Figura 21 - Efeito de fundações próximas .....	48
Figura 22 - Tensão ao longo da profundidade no solo .....	48
Figura 23 - Prova de carga sobre placa .....	50
Figura 24 - Curva pressão x recalque .....	51
Figura 25 - Prova de carga sobre estaca .....	52
Figura 26 - superposição de pressões .....	56
Figura 27 - Superposição de tensões.....	56
Figura 28 - Deficiência na investigação geotécnica .....	57
Figura 29 - A) Perfil real; B) Perfil adotado (equivocado); C) Apoio inadequado da fundação.....	57
Figura 30 - Profundidade da investigação insuficiente .....	58

Figura 31 - Provável fissuramento de edificação assente em aterro .....	58
Figura 32 - Rebaixamento do nível da água.....	60
Figura 33 - Fundação de ponte danificada pela erosão .....	61
Figura 34 - Edifício em Xangai .....	62
Figura 35 - Esquema das causas do desabamento do edifício em Xangai.....	62
Figura 36 - Efeito Tschebotarioff .....	63
Figura 37 - Influência da vegetação na ocorrência de fissuras .....	64
Figura 38 - Distorções angulares e danos associados.....	66
Figura 39 - Pino de leitura de recalque .....	67
Figura 40 – Benchmark .....	68
Figura 41 - Extensômetro mecânico.....	68
Figura 42 - Selo de gesso .....	73
Figura 43 - Controle de fissuras .....	73
Figura 44 – Fissuras em estruturas de concreto por recalque de pilar central .....	75
Figura 45 - Fissuras por recalque de pilar de extremidade .....	75
Figura 46 - Localização da Torre de Pisa.....	79
Figura 47 – Inclinação e acréscimo de cargas nas fases de construção da Torre ....	80
Figura 48 - Seção no plano de máxima inclinação.....	80
Figura 49 - Estratigrafia do terreno.....	81
Figura 50 - Variação do nível da água .....	82
Figura 51 - Contrapesos no lado norte da Torre .....	83
Figura 52 - Escavação subterrânea preliminar .....	84
Figura 53 - Escavação subterrânea .....	84
Figura 54 - Sistema de controle do lençol freático .....	85
Figura 55 - Ponte sobre o Riacho Ingazeira.....	86
Figura 56 - Ruptura do bloco e descalçamento das fundações.....	87
Figura 57 - Fuga de material abaixo das fundações .....	87
Figura 58 - Fissura do encontro .....	87
Figura 59 - Escoramento.....	88
Figura 60 - Reforço dos pilares .....	88
Figura 61 - Furos nas sapatas para cravação das estacas.....	89
Figura 62 - Consolidação da base da sapata com argamassa projetada.....	89
Figura 63 - Reforço dos pilares e cravação das estacas.....	89
Figura 64 - Reforço da fundação dos encontros .....	89

Figura 65 - Estacas expostas .....	91
Figura 66 - Deterioração e perda de seção transversal nas estacas .....	91
Figura 67 – Detalhe de reforço .....	92
Figura 68 - Vista frontal do bloco reforçado e do novo estaqueamento .....	92
Figura 69 - Recuperação em andamento .....	94
Figura 70 – Recuperação das fissuras .....	94
Figura 71 - "fresta" na janela .....	94
Figura 72 - "frestas" abaixo e acima das janelas .....	94
Figura 73 – Fissura inclinada .....	94
Figura 74 - Fissura .....	94
Figura 75 - Edifício deslocado .....	96
Figura 76 - Edifício apoiado sobre a superfície .....	96
Figura 77 - Recalque do piso .....	97
Figura 78 - Pilar-parede tombado .....	97
Figura 79 - Solo deformado .....	97
Figura 80 - Muro danificado .....	97
Figura 81 - Perfil geológico do terreno .....	98
Figura 82 - Perfil do solo .....	99
Figura 83 - Estaca carregada no fuste .....	99
Figura 84 - Acréscimo de solo junto à divisa do terreno .....	100
Figura 85 - impermeabilização do piso com argamassa aditivada .....	100
Figura 86 - Localização dos pinos .....	101
Figura 87 - Controle de recalque .....	101
Figura 88 - Pêndulo para medida de inclinação .....	102
Figura 89 - Vidro para detectar pequenos deslocamentos .....	102
Figura 90 - Massa corrida sobre fissura no muro de divisa do terreno .....	103
Figura 91 - Fundações provisórias .....	104
Figura 92 - Flexão das paredes sem protensão .....	104
Figura 93 - Sistema de protensão nas paredes .....	104
Figura 94 - Treliça auxiliar .....	105
Figura 95 - Posicionamento da estrutura provisória .....	105
Figura 96 - Edifício erguido à sua cota inicial .....	105

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Distribuição dos tipos de solos e suas denominações .....	19
Tabela 2- Consistências das argilas em função do SPT .....	20
Tabela 3 - Índice de consistência .....	21
Tabela 4 - Grau de contração (qualidade do solo) .....	22
Tabela 5 - Classificação das areias segundo a compactidade.....	23
Tabela 6 - Compactidade das areias em função do SPT .....	24
Tabela 7 - Potencial de colapso associado ao grau de patologia.....	26
Tabela 8 - Quantidade mínima de sondagens.....	28
Tabela 9 - Relação entre abertura de fissuras e danos em edifícios.....	74
Tabela 10 - Denominação das fissuras .....	74

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>12</b>
1.1 OBJETIVOS .....	13
1.1.1 Objetivo Geral.....	13
1.1.2 Objetivos Específicos .....	13
<b>2 METODOLOGIA</b> .....	<b>14</b>
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>15</b>
3.1 ESTUDO DOS SOLOS .....	15
3.1.1 Índices Físicos.....	15
3.1.2 Análise Granulométrica .....	18
3.1.3 Classificação Dos Solos Quanto À Origem .....	24
3.2 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA.....	27
3.2.1 Investigação Geotécnica Preliminar .....	27
3.2.2 Investigações Complementares .....	31
3.3 FUNDAÇÕES .....	35
3.3.1 Fundação Superficial (Rasa Ou Direta).....	35
3.3.2 Fundações Profundas .....	38
3.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	47
3.4.1 Distribuição De Tensões .....	47
3.4.2 Tensões Em Solo Com Presença De Água.....	49
3.4.3 Capacidade De Carga Dos Solos.....	49
3.5 RECALQUES DE FUNDAÇÃO .....	54
3.5.1 Tipos De Recalques .....	54
3.5.2 Causas De Recalques.....	55
3.5.3 Recalques Admissíveis .....	65
3.5.4 Controle De Recalques .....	67
3.5.5 Estabilização De Recalques.....	69
3.6 ASPECTOS TEÓRICOS SOBRE PATOLOGIA .....	71
3.6.1 Fissuração.....	72
3.6.2 Desaprumos .....	76
3.6.3 Ação Da Água .....	76

3.6.4	Ataques Biológicos .....	76
3.6.5	Lixiviação .....	77
3.6.6	Ataque Por Sulfatos .....	77
3.6.7	Ataque Por Cloretos .....	77
3.6.8	Carbonatação .....	77
3.6.9	Reação Álcali-Agregado .....	78
<b>4</b>	<b>ESTUDOS DE CASOS .....</b>	<b>79</b>
4.1	TORRE DE PISA .....	79
4.1.1	Descrição Do Problema .....	79
4.1.2	Tipo De Solo .....	80
4.1.3	Soluções Adotadas .....	81
4.1.4	Conclusão .....	85
4.2	REFORÇO EM PONTES NO BRASIL .....	86
4.2.1	Ponte Na Rodovia PE-507 .....	86
4.2.2	Ponte Na BR-101/BA .....	91
4.3	CONSTRUÇÃO RESIDENCIAL (PARECER TÉCNICO) .....	93
4.3.1	Descrição Do Problema .....	93
4.3.2	Recuperação Executada .....	93
4.3.3	Conclusão Do Laudo .....	95
4.4	EDIFÍCIO ANÊMONA .....	96
4.4.1	Descrição Do Problema .....	96
4.4.2	Solo Do Terreno .....	97
4.4.3	Causa Do Desabamento .....	98
4.4.4	Solução Adotada .....	99
4.4.5	Conclusão .....	105
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>107</b>
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	108
	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>109</b>

## INTRODUÇÃO

A capacidade de uma fundação continuar desempenhando sua função de transferir cargas de uma estrutura ao solo pode ser comprometida por diversos fatores ao longo do tempo. Os problemas advindos do projeto, da execução ou da utilização de uma estrutura, assim como a falta de estudos detalhados do solo local são determinantes ao surgimento de patologias. Problemas estes muitas vezes identificados de forma equivocada, ou mesmo atribuídas outras causas que deram origem às patologias apresentadas que não os provenientes das fundações. Segundo Alonso (1991, p. 5), uma característica das fundações é que as mesmas ficam enterradas e, portanto, não é possível inspecioná-las facilmente após sua conclusão, como acontece com outros elementos da estrutura.

A ocorrência de patologias em obras civis tem sido observada e reportada com frequência tanto na prática nacional como internacional. Casos clássicos como o da Torre de Pisa, dos prédios de Santos (São Paulo) e da Cidade do México têm sido objeto de vários estudos e publicações. Geralmente, as patologias não são facilmente solucionadas em razão da dificuldade em encontrar a origem do problema diante da falta de informações sobre o projeto ou sobre o método de execução.

As patologias decorrentes dos recalques diferenciais comprometem não somente a segurança da estrutura como também podem resultar em demandas judiciais entre construtores e proprietários. Envolvendo inclusive vizinhos, por uma fundação possivelmente interferir na construção próxima. Portanto, a área da engenharia civil com ênfase na perícia é de grande importância, seja na esfera extrajudicial, através de vistorias cautelares, como na esfera judicial, onde se faz necessária a perícia de um profissional da área de engenharia civil para auxiliar os juízes em suas decisões.

Neste trabalho será analisada a influência que os recalques de fundações têm na ocorrência de patologias, abordando as possíveis causas de recalque, suas origens e quais as manifestações patológicas provenientes da interação solo-estrutura. Serão apresentados alguns casos reais de patologias em decorrência de recalques de fundações em diferentes tipos de edificações com o objetivo de exemplificar o trabalho teórico.

## 1.1 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho estão classificados em geral e específicos e são apresentados nos próximos itens.

### 1.1.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral identificar e analisar as patologias provenientes de recalques diferenciais de fundações.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Pretende-se analisar as causas geradoras de recalques de fundações e as possíveis patologias decorrentes, abordando as propriedades mecânicas dos diferentes tipos de solo, as características dos tipos de fundações, a importância do controle dos recalques diferenciais, os tipos de patologias que indicam recalque diferencial, bem como a apresentação de estudos de casos em diferentes tipos de edificações como base exemplificativa ao trabalho.

## 2 METODOLOGIA

A metodologia utilizada para a elaboração deste trabalho constituiu basicamente nas seguintes ações:

- Estudo do solo;
- Classificações e propriedades mecânicas dos solos;
- Apresentação das inspeções geotécnicas aplicadas;
- Abordagem das exigências presentes nas normas brasileiras;
- Apresentação dos tipos de fundações mais utilizadas;
- Estudo da interação solo-estrutura;
- Apresentação dos tipos e causas de recalques;
- Apresentação dos métodos de controle e estabilização de recalques;
- Estudo das patologias resultantes dos recalques de fundações;
- Apresentação dos métodos de controle de fissuração e desaprumos;
- Análise do estudo de caso da Torre de Pisa;
- Análise do estudo de caso em construções de pontes;
- Análise do estudo de caso em uma edificação residencial;
- Análise do estudo de caso em um edifício.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

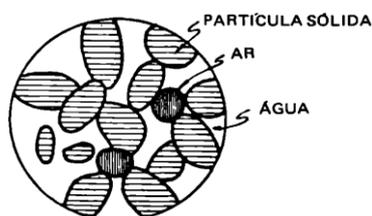
#### 3.1 ESTUDO DOS SOLOS

Neste capítulo, serão apresentadas algumas classificações e propriedades dos solos, as quais são importantes para determinar possíveis problemas futuros. Dessa forma, pode-se obter uma precisão maior na análise do tipo de fundação mais adequada em cada projeto em função do tipo de solo presente.

##### 3.1.1 Índices Físicos

O solo é um material constituído por um conjunto de partículas sólidas, deixando entre si vazios que poderão estar parcial ou totalmente preenchidos pela água (CAPUTO, 1988).

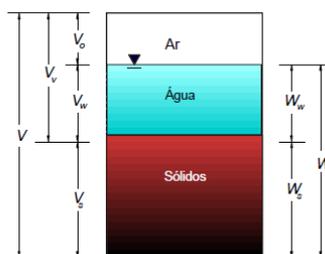
Figura 1 - Elementos constituintes de um solo



Fonte: (CAPUTO, 1988).

O comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases: sólidos, água e ar (PINTO, 2006). A evaporação pode diminuir a quantidade de água, e a compressão do solo pode provocar a saída de água e ar, reduzindo o volume de vazios, alterando a resistência do solo e contribuindo para a ocorrência de recalque de fundação. A Figura 2 representa os pesos e volumes em um elemento de solo onde existe a presença de uma parcela de água, de ar e de sólidos. Ou seja, um elemento de solo não saturado.

Figura 2 - Pesos e volumes em um elemento de solo não saturado



Fonte: (ORTIGÃO, 2007)

Segundo Pinto (2006), alguns índices são empregados para correlacionar os pesos e volumes de cada parcela, conforme apresentados nos próximos itens.

### 3.1.1.1 Umidade de um solo

Razão entre o peso da água contida em certo volume de solo e o peso da parte sólida existente neste mesmo volume, expresso em porcentagem de acordo com a equação abaixo:

$$h\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

O procedimento para encontrar a umidade de um solo consiste em determinar, através de uma balança, o peso da amostra em seu estado natural<sup>1</sup> ( $W$ ).

$$W = W_s + W_w$$

Em seguida, essa amostra passa por uma secagem completa, em uma estufa a 105°C ou 110°C (CAPUTO, 1988). Após esse processo, a amostra seca é pesada novamente, a fim de se obter o peso dos sólidos ( $W_s$ ).

Dessa forma, tem-se:

$$h (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{W - W_s}{W_s} \times 100$$

Outro meio para determinar a umidade de um solo de forma rápida consiste na utilização do aparelho denominado *Speedy*. Constituído por um reservatório metálico fechado e um manômetro, responsável por medir a pressão interna do reservatório. Dentro do reservatório é colocada uma amostra do solo e uma porção de carbureto de cálcio, que em reação com a água presente no solo gera acetileno. Pela variação de pressão resultante da reação química, obtém-se a quantidade de água existente no solo.

### 3.1.1.2 Peso específico natural

Relação entre peso total do solo ( $W$ ) e seu volume total ( $V$ ). O peso específico natural também é chamado somente de peso específico, ou peso específico úmido

---

<sup>1</sup> Estado natural do solo é garantido obtendo-se uma amostra indeformada, ou seja, uma amostra do solo preservando suas características naturais.

(PINTO, 2006). Segundo Caputo (1988), o peso específico natural é chamado, ainda, de peso específico aparente.

$$\gamma_n = \frac{W}{V}$$

A determinação do peso específico pode ser realizada em campo através do conhecido processo do frasco de areia, normatizado pela ABNT NBR 7185.

### 3.1.1.3 Peso específico dos sólidos (ou dos grãos)

Relação entre o peso das partículas sólidas ( $W_s$ ) e o volume por elas ocupado ( $V_s$ ) é obtido em laboratório. Esse valor varia entre 2600 e 2700 Kgf/m<sup>3</sup>. Valores menores podem indicar a presença de matéria orgânica (REBELLO, 2008).

$$\gamma_g = \frac{W_s}{V_s}$$

### 3.1.1.4 Peso específico aparente seco

Relação entre peso dos sólidos ( $W_s$ ) e volume total ( $v$ ) de um solo quando sua umidade é igual a zero. Ou seja, corresponde ao peso específico que o solo teria se ficasse seco, se isso pudesse ocorrer sem variação de volume (PINTO, 2006).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{\gamma_n}{1 + h}$$

### 3.1.1.5 Índices de vazios

É a razão entre o volume de vazios ( $V_v$ ) e o volume de sólidos ( $V_s$ ).

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Segundo Caputo (1988), também pode ser obtido em função do peso específico das partículas do solo ( $\gamma_g$ ) e do peso específico do solo seco ( $\gamma_d$ ).

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\gamma_g}{\gamma_d} - 1$$

### 3.1.1.6 Porosidade

Razão entre o volume de vazios ( $V_v$ ) e o volume total ( $V_t$ ) de uma amostra do solo (CAPUTO, 1988).

$$n (\%) = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

### 3.1.1.7 Grau de saturação

Relação entre o volume de água ( $V_w$ ) e o volume total de vazios ( $V_v$ ).

$$S (\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

O grau de saturação é igual a 100% nos materiais saturados, isto é, cujos vazios estão totalmente preenchidos pela água (ORTIGÃO, 2007). É a porcentagem de água contida nos seus vazios.

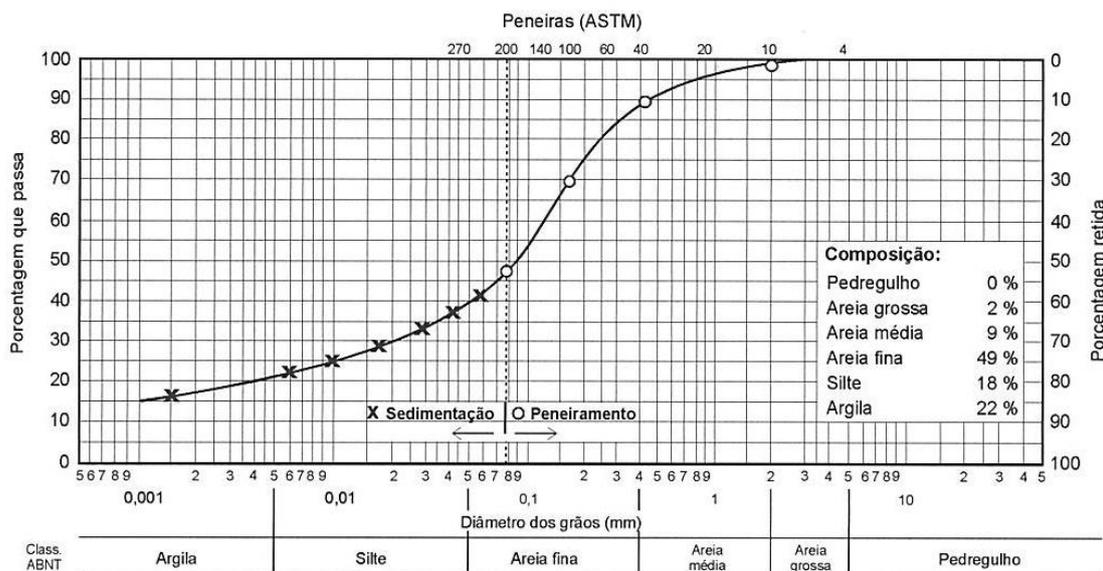
## 3.1.2 Análise Granulométrica

De acordo com Botelho e Carvalho (2007, p. 87), os solos são constituídos de seixos e pedregulhos, areias, siltes e argilas. Essa classificação é obtida em função do diâmetro das partículas que compõem o solo. É feita mediante uma análise granulométrica, onde o solo é passado por peneiras de diversas aberturas. Dessa forma, pode ser determinado o diâmetro máximo da porção que passou pela peneira e sua porcentagem.

Para solos finos, com dimensões menores que 0,075 mm, ou seja, toda parcela da amostra que passa pela peneira de número 200, é utilizado o método de sedimentação contínua em meio líquido, baseado na lei de Stokes (1850), pela qual a velocidade de queda de partículas esféricas em um meio viscoso é proporcional ao quadrado do diâmetro da partícula.

A Figura 3 representa uma curva de distribuição granulométrica, onde, através do peso da parcela de solo retida em cada peneira, obtém-se uma porcentagem em relação ao peso total da amostra.

Figura 3 - Curva de distribuição granulométrica do solo



Fonte: (PINTO, 2006, p. 21).

Dependendo da quantidade de cada tipo de solo encontrado na amostra, dá-se a ela uma denominação, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Distribuição dos tipos de solos e suas denominações

Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Denominação
80 – 100	0 – 20	0 – 10	Areia
0 – 20	80 – 100	0 – 20	Silte
0 – 50	0 – 50	50 – 100	Argila
50 – 80	0 – 50	0 – 20	Areia siltosa
40 – 80	0 – 40	20 – 30	Areia argilosa
0 – 40	40 – 70	0 – 20	Silte arenoso
0 – 30	40 – 80	20 – 30	Silte argiloso
30 – 70	0 – 40	30 – 50	Argila arenosa
0 – 30	20 – 70	30 – 50	Argila siltosa

Fonte: (REBELLO, 2008).

### 3.1.2.1 Solos Argilosos

Segundo Rebello (2008, p. 22), em razão da complexidade da constituição da argila, não se consegue obter um índice que possa definir diretamente a sua parcela de influência no comportamento do solo.

Fundações apoiadas em solos argilosos tendem a ceder, ou recalcar, em longos períodos de tempo em função da expulsão do volume de água no solo. Essa demora se dá pela característica de impermeabilidade do solo. Segundo Botelho e

Carvalho (2007, p. 91), esse tipo de recalque não é bom, mas, em contrapartida, a coesão e a plasticidade dos solos argilosos facilitam a escavação, assim como a impermeabilidade retêm maiores vazões de infiltração do lençol freático para o local escavado.

Os solos argilosos também podem ser classificados conforme sua resistência à penetração, determinada através da Sondagem de Simples Reconhecimento – SPT (*Standard Penetration Test*) (ver item 3.2.1.1).

Tabela 2- Consistências das argilas em função do SPT

Resistência à penetração (número N do SPT)	Consistência da argila
< 2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Consistência média
11 a 19	Rija
> 19	Dura

Fonte: (PINTO, 2006).

Algumas das características mais importantes para o conhecimento dos solos argilosos são:

- Plasticidade

Pode ser definida como a capacidade de deformar sem romper ao cisalhamento (REBELLO, 2008). Consiste na maior ou menor capacidade dos solos serem moldados, sob certas condições de umidade, sem variação de volume (CAPUTO, 1988). Diz-se plástico quando um solo não recupera seu estado original ao cessar as ações de forças externas que o deformava (CAPUTO, 1988).

- Limites de consistência

A argila pode ir desde o estado líquido, ou seja, muito úmida, ao estado plástico, semissólido e sólido, conforme diminua o seu grau de umidade (REBELLO, 2008).

Figura 4 - Estados e limites de consistência



Fonte: (CAPUTO, 1988).

- Limite de liquidez (LL): é o teor de umidade onde o solo se encontra entre o limite do estado líquido e plástico.
- Limite de plasticidade (LP): é o teor de umidade onde o solo se encontra entre o limite do estado plástico e semissólido.
- Limite de contração (LC): é o teor de umidade onde o solo se encontra entre o limite do estado semissólido e o estado sólido.
- Índice de plasticidade

Através dos limites de consistência estabelecidos, é possível obter o índice de plasticidade, que consiste na diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

$$IP = LL - LP$$

Este valor determina a zona em que o terreno se acha no estado plástico. Quanto maior o *IP*, tanto mais plástico será o solo. Quando um material não tem plasticidade (areia, por exemplo), considera-se o índice de plasticidade nulo (CAPUTO, 1988).

- Índice de consistência

A consistência pode ser definida como o grau de resistência de um solo de granulometria fina à fluência ou à deformação (REBELLO, 2008). De acordo com Caputo (1988, p. 58), o índice de consistência define a consistência de um solo em seu estado natural e pode ser obtido através da fórmula:

$$IC = \frac{LL - h}{IP}$$

De acordo com o valor de *IC*, as argilas são classificadas em:

Tabela 3 - Índice de consistência

Muito moles (vasas)	$IC < 0$
Moles	$0 < IC < 0,50$
Médias	$0,50 < IC < 0,75$
Rijas	$0,50 < IC < 1,00$
Duras	$IC > 1,00$

Fonte: (CAPUTO, 1988).

- Grau de contração

Denomina a razão da diferença entre os volumes inicial ( $V_i$ ) e final ( $V_f$ ), após a secagem da amostra. Segundo Caputo (1988), a compressibilidade de um solo cresce com o grau de contração. Portanto, este índice fornece uma indicação da qualidade do solo.

$$C (\%) = \frac{V_i - V_f}{V_i} \times 100$$

Quanto menor é o grau de contração, menor é a variação do volume do solo ao ter a sua umidade diminuída. Dessa forma, quanto menor é esse índice, melhor é a qualidade do solo para receber uma fundação.

Tabela 4 - Grau de contração (qualidade do solo)

Solos bons	$C < 5\%$
Solos regulares	$5\% < C < 10\%$
Solos sofríveis	$10\% < C < 15\%$
Solos péssimos	$C > 15\%$

Fonte: (CAPUTO, 1988).

- Impermeabilidade

Em razão do reduzido diâmetro das partículas, o solo argiloso tem grande capacidade de impedir a passagem de água (BOTELHO e CARVALHO, 2007).

Escavações em terrenos argilosos não costumam oferecer problemas de alagamento por água do lençol freático, pois o líquido não infiltra com facilidade do terreno para a escavação (BOTELHO e CARVALHO, 2007).

### 3.1.2.2 Solos Arenosos

Os solos arenosos são mais permeáveis e não possuem coesão. Em razão da falta de coesão, os cortes no terreno exigem que sejam feitas superfícies inclinadas, chamadas de taludes. Cortes verticais no terreno não seriam estáveis. Dessa forma, a areia ao ser escavada imediatamente escorrega sobre si mesma e se acomoda até atingir um ângulo natural de repouso, também chamado de ângulo de atrito (BOTELHO e CARVALHO, 2007).

Conforme Botelho e Carvalho (2007, p. 97), o ângulo de atrito das areias varia de  $30^\circ$  a  $45^\circ$ , em função do tipo de granulometria e do grau de compactação. Pode ser

determinado através de ensaios de cisalhamento direto ou ensaios de compressão triaxial.

A permeabilidade elevada dos solos arenosos dificulta o processo de escavação no sentido de permitir o acesso da água do lençol freático para o interior da escavação.

Os recalques nos solos arenosos são de forma imediata, ao contrário dos solos argilosos, onde o recalque acontece progressivamente ao longo do tempo.

Segundo Rebello (2008, p. 23), para as areias, é importante conhecer-se o grau de compactidade, ou seja, se a areia é mais compacta ou menos compacta (fofa). Fundações em areias fofas podem apresentar grandes deformações relacionadas ao recalque e prejudicar o comportamento da estrutura.

O grau de compactidade de uma areia pode ser expresso pelo índice de vazios em que ela se encontra ( $e_{nat}$ ), pelo índice de vazios mínimo ( $e_{mín}$ ) e pelo índice de vazios máximo ( $e_{máx}$ ). Dessa forma, segundo Pinto (2006), é possível obter a compactidade relativa (CR):

$$CR = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}}$$

Terzaghi<sup>2</sup> sugeriu a terminologia apresentada na tabela seguinte (PINTO, 2006).

Tabela 5 - Classificação das areias segundo a compactidade

<b>Classificação</b>	<b>CR</b>
Areia fofa	Abaixo de 0,33
Areia de compactidade média	Entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,66

Fonte: (PINTO, 2006, p. 40).

Os solos arenosos também podem ser classificados quanto a sua compactidade conforme sua resistência à penetração, determinada através da Sondagem de Simples Reconhecimento (item 3.2.1.1).

<sup>2</sup> Karl Terzaghi é considerado o principal criador da Mecânica dos Solos (CAPUTO, 1988).

Tabela 6 - Compacidade das areias em função do SPT

Resistência à penetração (número N do SPT)	Consistência da areia
0 a 4	Muito fofa
5 a 8	Fofa
9 a 18	Compacidade média
18 a 40	Compacta
Acima de 40	Muito compacta

Fonte: (PINTO, 2006).

### 3.1.2.3 Solos Siltosos

O silte é o solo intermediário entre a areia e a argila. Quase nunca se tem solo siltoso; ou se tem o solo siltoso-arenoso ou siltoso-argiloso, e para efeitos práticos eles são tratados como argilas quando classificados como siltes argilosos, e como areias, quando siltes arenosos (BOTELHO e CARVALHO, 2007).

### 3.1.3 Classificação Dos Solos Quanto À Origem

Outra classificação bastante observada na bibliografia é a classificação dos solos quanto a sua formação e origem, onde podem ser divididos em solos residuais, solos orgânicos e solos sedimentares.

#### 3.1.3.1 Solos Residuais

Constituídos pela decomposição local das rochas. São os que permanecem no local da rocha de origem, observando-se uma gradual transição do solo até a rocha (CAPUTO, 1988). Outra característica importante dos solos residuais é ter o tamanho indefinido dos grãos. Por exemplo, quando uma amostra de solo residual é peneirada, a quantidade de solo que passa na peneira depende do tempo e da energia de agitação das peneiras (MURTHY, 2003). São exemplos de solos residuais os solos:

- Lateríticos

Solos avermelhados típicos de clima quente, com regime de chuvas moderadas e intensas. Na natureza, possui índice de vazios elevado, portanto, com pequena capacidade de carga. Porém, quanto compactados, sua capacidade de carga é elevada, podendo ser usado em pavimentações e aterros. Após compactado, um solo

laterítico apresenta contração se o teor de umidade diminuir, mas não apresenta expansão na presença de água (PINTO, 2006).

- Expansivos

Solos que em contato com água apresentam expansão, ou inchamento, provocando defeitos em construções. Nesses solos pode ocorrer o levantamento da fundação e a diminuição de resistência devido a sua expansão, de acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010. São solos que contribuem para acréscimo de tensões em locais e sentidos não previstos, como no vão de vigas baldrame e nos pisos, contribuindo para o surgimento de fissuras em construções sobre esse tipo de solo.

- Colapsíveis (porosos)

Definidos como “materiais que apresentam uma estrutura metaestável, sujeita a rearranjo radical de partículas e grande variação (redução) volumétrica devido à saturação, com ou sem carregamento externo adicional” (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). De acordo com Ortigão (2007, p. 170), o fenômeno da colapsibilidade ocorre quando a lixiviação (solubilização de compostos pela água de chuva) provoca uma alteração estrutural por dissolução ou alteração do material de ligação entre os grãos do solo. A norma ABNT NBR 6122 também determina no item 7.5.3 que, em relação aos solos colapsíveis, deve ser considerada a possibilidade de ocorrer o encharcamento (devido a, por exemplo, vazamentos de tubulações de água, elevação do lençol freático etc.). Com o aumento do teor de umidade até um valor crítico, estes solos podem perder sua estrutura de macrovazios por colapso estrutural (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). Em consequência, fundações apoiadas sobre solos colapsíveis podem sofrer recalques adicionais causados por saturação do solo, principalmente em fundações superficiais, onde o solo está mais propenso à saturação pela água da chuva ou por vazamentos de canalizações.

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 40), a partir do Ensaio de Adensamento, é possível obter o potencial de colapso do solo pela fórmula:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Onde  $PC$  é o potencial de colapso,  $\Delta e$  é a variação de índice de vazios com a inundação e  $e_0$  é o índice de vazios anterior à inundação do solo.

Segundo Jennings e Knight (1975), citado por Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), os valores críticos para o potencial de colapso é descrito na Tabela 7.

Tabela 7 - Potencial de colapso associado ao grau de patologia

<b>PC em %</b>	<b>Severidade do problema</b>
0 – 1	Nenhum problema
1 – 5	Problema moderado
5 – 10	Problemático
10 – 20	Muito problemático
>> que 20	Excepcionalmente problemático

Fonte: (JENNINGS e KNIGHT, 1975 *apud* MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

### 3.1.3.2 Solos Sedimentares

Solos que sofrem a ação de agentes transportadores, como a água, o vento, a gravidade e as geleiras. A textura desses solos varia com o tipo de agente transportador e com a distância de transporte (CAPUTO, 1988). Segundo Murphy (2003, p. 8), grande parte dos solos sedimentares estão soltos em grandes profundidades. Portanto, dificuldades com fundações e outros tipos de construções estão geralmente associadas aos solos sedimentares.

### 3.1.3.3 Solos Orgânicos

São solos que contêm grande quantidade de matéria decorrente de decomposição de origem vegetal ou animal. São identificáveis pela cor escura e pelo odor característico. Possuem elevados índices de vazios, conseqüentemente, baixa capacidade de carga e considerável compressibilidade, permitindo que os recalques, devidos a carregamentos externos, ocorram rapidamente (PINTO, 2006).

Segundo Murphy (2003, p. 8), o termo solos orgânicos se refere a solos sedimentares com uma mistura mais ou menos visível de vegetais em decomposição.

## 3.2 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Segundo Alonso (1991, p. 5):

“Não se deve elaborar qualquer projeto de fundação sem que a natureza do subsolo seja conhecida, através de ensaios geotécnicos de campo, tais como sondagens de simples reconhecimento, ensaios de penetração estática, provas de cargas em protótipos etc.”.

O objetivo da geotécnica é exatamente o de determinar, tanto quanto possível sob fundamentação científica, a interação terreno-fundação-estrutura (CAPUTO, 1988). Neste capítulo serão apresentados os ensaios e procedimentos descritos nas normas brasileiras que auxiliam o reconhecimento do subsolo que se pretende analisar.

### 3.2.1 Investigação Geotécnica Preliminar

A norma ABNT NBR 6122/2010 especifica que para qualquer edificação deve ser feita uma investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT – *standard penetration test*) e, em função dos resultados obtidos, pode ser necessária uma investigação complementar.

#### 3.2.1.1 Sondagem de Simples Reconhecimento à Percussão – SPT

Apesar de não ser o mais perfeito processo de sondagem, o denominado Ensaio de Penetração Normal – ou SPT (*Standard Penetration Test*), é o mais usado tanto no Brasil como no mundo todo (REBELLO, 2008). Pela forma como é executado, o ensaio também é conhecido como sondagem à percussão.

- Determinação da quantidade de furos de sondagem

A sondagem permite conhecer o tipo de solo através da retirada de uma amostra deformada<sup>3</sup> a cada metro perfurado, a resistência oferecida pelo solo e a posição do nível d'água.

---

<sup>3</sup> Amostra deformada é aquela em que há destruição de estrutura na operação de coleta, embora mantidas as dimensões e proporções de seus constituintes (DNER, 1994).

No Brasil, o ensaio é regulamentado pela norma ABNT NBR 6484, auxiliada pela norma ABNT NBR 8036, que determina:

Tabela 8 - Quantidade mínima de sondagens

Área de projeção em planta <sup>4</sup>	Quantidade de sondagens
Até 1200 m <sup>2</sup>	1 para cada 200 m <sup>2</sup>
De 1200 m <sup>2</sup> a 2400 m <sup>2</sup>	1 a mais para cada 400 m <sup>2</sup> que excede 1200 m <sup>2</sup>
Acima de 2400 m <sup>2</sup>	Fixado de acordo com o plano particular da construção

Fonte: Adaptado (NBR 8036, 1983).

Em todos os casos, deve ser respeitado o número mínimo de:

- Duas sondagens para área de projeção em planta de até 200 m<sup>2</sup>;
- Três sondagens para área de projeção em planta entre 200 m<sup>2</sup> e 400 m<sup>2</sup>.

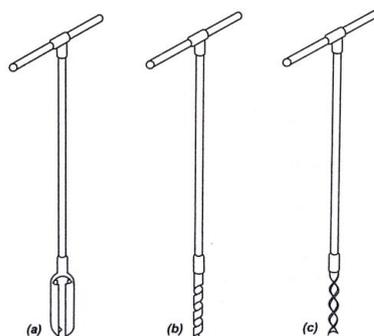
A distância entre os furos pode variar conforme o tipo de obra. No caso de edificações, salvo em casos específicos, a distância entre as sondagens varia de 15 a 30 metros, em posições próximas aos limites de projeção da edificação e nos pontos de maior concentração de carga (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998).

- Procedimento do Ensaio

O procedimento consiste basicamente na cravação de um amostrador padrão no solo através da queda livre de um peso de 65 Kg, caindo de uma altura de 75 cm.

O início do furo de sondagem é feito manualmente, com o auxílio de um trado cavadeira até a profundidade de um metro. Em seguida é recolhida uma amostra do trado, denominada amostra zero.

Figura 5 - Trados tipo (a) cavadeira, (b) espiral ou 'torcido' e (c) helicoidal.



Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2011)

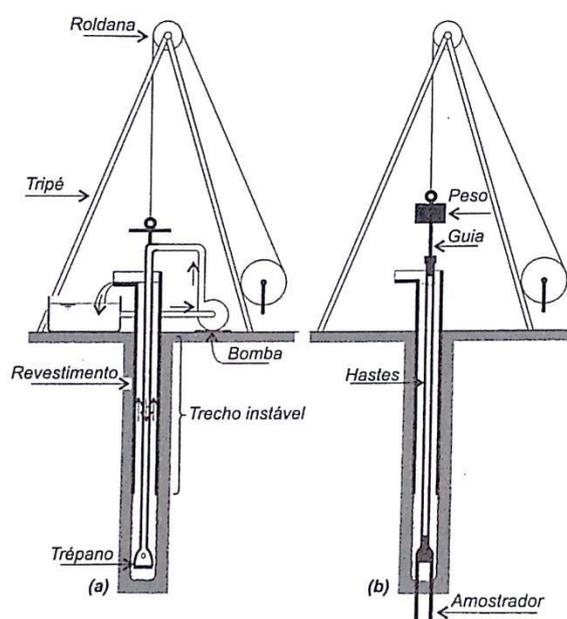
<sup>4</sup> Termo referente a área ocupada pela projeção da edificação, incluindo o telhado.

O amostrador padrão é acoplado a uma haste e apoia-se no fundo do furo. Na outra extremidade da haste é apoiado o peso de 65 kg (martelo) que é então elevado a 75 cm da haste, por meio de um sistema de roldanas e tripé, e deixado cair. O peso do martelo caindo sobre a haste faz com que o amostrador acoplado seja cravado no solo. Cada movimento de queda do martelo é contado até que seja cravado 15 cm no solo. Em seguida, o número de quedas do martelo necessário para cravar 15 cm no solo é anotado. Esse processo é repetido mais duas vezes, somando 45 cm cravado no solo. Após essa fase, o amostrador é retirado, aberto e então é retirada a amostra de solo retida dentro do amostrador. Em seguida a perfuração é avançada por meio do trado manual até atingir a próxima cota, ou seja, é avançado mais 55 cm. O processo se repete para os próximos metros da sondagem.

Quando no decorrer da sondagem é encontrado o nível d'água, a norma ABNT NBR 6484 determina que seja interrompida a perfuração e passa-se a observar a elevação do nível d'água efetuando-se leituras a cada 5 minutos durante, no mínimo, 15 minutos.

Depois de encontrado o nível d'água ou quando a perfuração com o trado for inferior a 50 mm após 10 minutos de operação, o avanço da perfuração passa a ser realizado por lavagem, e não mais pelo trado, ou seja, prossegue-se a perfuração com auxílio de circulação de água.

Figura 6 - Etapas da execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT)



Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2011)

O procedimento por lavagem consiste na retirada do amostrador padrão, substituindo-o por uma ferramenta denominada trépano (uma ponteira com hastes cortantes). Utilizando uma bomba, injeta-se água no interior da haste de perfuração, que sai por furos existentes no trépano. O avanço da perfuração é obtido pela rotação do trépano e pela percolação da água, que amolece o solo e eleva amostras do solo até a superfície.

- Resultados do ensaio SPT

O resultado no ensaio é o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais (VELLOSO e LOPES, 2011). Quando o número de golpes for apresentado em forma de fração, por exemplo, 5/10 significa que foram realizados 5 golpes e o amostrador cravou 10 cm no solo.

Figura 7 - Relatório de sondagem SPT

Sondagem S.9		Cota: 16,76m			
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes/30cm)		Revestimento Ø 76,2mm Amostrador [ Ø interno: 34,9mm Ø externo: 50,8mm Peso: 65kg Altura de queda: 75cm Classificação do material
Nível d'água			Nº de golpes		
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	
15,31m	①	0,70	5	6	Aterro - argila e calça
15	②	1,60	7	8	Argila siltosa com areia de textura variada, cinza-escuro, consistência média
	③	3,60	8	9	Argila siltosa com areia fina e média, amarelada, consistência média
	④		7	9	Silte argiloso com areia fina e média, variegado, consistência média e duro (solo residual)
	⑤		7	7	
10	⑥		6	7	
	⑦		8	7	
	⑧		38	49	
	⑨	9,70	36	47	Silte argiloso com areia fina e média, amarelado, duro (solo residual)
5	⑩	11,70	48	55/25	Impenetrável ao trépano
	⑪		30/8		
Profundidade do nível d'água (m)		simbologia		O/P	
Inicial	Final	⊗	Amostra não recuperada		○ Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes
NFEI	1,45l	⊙	Amostra Shelby		P/N ○ Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes + peso batente
10/09/03	12/09/03	⊕	Amostra Shelby não recup.		NFE Nível d'água não encontrado
		NFO	Nível d'água não observado		

Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

- Critérios de interrupção da sondagem

Segundo a norma ABNT NBR 6484, o processo de perfuração deve ser utilizado até onde se obtiver uma das seguintes condições:

- Quando se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais em 3 metros sucessivos;
- Quando se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais em 4 metros sucessivos; e
- Quando se obtiver 50 golpes para penetração dos 45 cm em 5 metros sucessivos.

A norma ABNT NBR 6484 também determina que, no ensaio de avanço por perfuração por circulação de água, forem obtidos avanços inferiores a 50 mm em cada período de 10 minutos ou quando, após a realização de quatro ensaios consecutivos, não for alcançada a profundidade de execução do SPT.

### **3.2.2 Investigações Complementares**

Segundo determina a norma ABNT NBR 6122, caso após a realização de sondagens a percussão ainda restarem dúvidas quanto à natureza do material impenetrável a percussão, devem ser realizadas investigações ou ensaios complementares.

#### **3.2.2.1 Sondagens rotativas e mistas**

De acordo com a ABNT NBR 6122, no caso de dúvida quanto à natureza do material impenetrável a percussão, deve ser programadas sondagens mistas, que constitui sondagem a percussão e rotativa.

Materiais impenetráveis à percussão são matacões<sup>5</sup>, rochas alteradas ou sãs. Nesse caso deve-se mudar a sondagem para um tipo de equipamento que possui uma coroa amostradora, capaz de obter amostras da rocha para sua classificação (REBELLO, 2008).

---

<sup>5</sup> Matacões são blocos de rocha ainda não decompostos alojados no solo residual (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Nas sondagens rotativas, deve-se aprofundar o amostrador pelo menos quatro metros, para ter a segurança de que não se está atravessando um simples matacão (REBELLO, 2008). A falta de realização da sondagem rotativa pode gerar uma má interpretação das sondagens, confundindo matacões com a ocorrência de perfil de rocha contínua. Essa análise equivocada pode resultar em fundações apoiadas em matacões, que por sua vez estão apoiados em solo de baixa resistência, provocando o recalque do conjunto fundação e matacão.

### 3.2.2.2 Sondagem à percussão com medida de torque (SPT-T)

Esse tipo de sondagem tem o mesmo procedimento da sondagem de simples reconhecimento à percussão (SPT), apenas complementado pela medição do torque necessário para girar a haste do amostrador padrão. Essa medição é feita a cada metro perfurado, com auxílio da ferramenta denominada torquímetro. A relação entre o valor do torque medido (T) [Kgf x m] e o valor N do ensaio SPT caracteriza o índice de torque (TR), que permite classificar o solo enfatizando sua estrutura (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998).

$$TR = \frac{T}{N}$$

- Pedregulhos no interior do solo

Quando o número SPT (N) é aumentado subitamente e o valor do torque medido (T) continua na mesma faixa, pode estar ocorrendo a presença de pedregulhos no solo.

Por terem dimensões na mesma ordem de grandeza do bico do amostrador, o pedregulho obstrui o amostrador e o número SPT (N) é alterado para configurações que não condizem com a realidade do solo. Porém, o valor do torque (T) não é afetado pela presença de pedregulhos, resultando em grandes alterações no índice de torque (TR) (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998).

- Identificação de solos colapsíveis pelo SPT-T

Os solos colapsíveis podem ser identificados através do índice de torque (TR). Para solos estáveis, o valor de TR se situa entre 1,0 e 1,2. Entretanto, para solos

colapsíveis esse valor se apresenta acima de 2,5 (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998).

### 3.2.2.3 Ensaio de cone (CPT)

O CPT (*Cone Penetration Test*) é um tipo de sondagem criada na Holanda, na década de trinta. Segundo Rebello (2008, p. 37), no Brasil essa modalidade de sondagem ainda não é muito comum, mas vem se desenvolvendo bastante e não é de duvidar que, em um futuro próximo, substitua a sondagem a percussão. No Brasil esse ensaio é normalizado pela ABNT NBR 12069.

Os valores registrados são medidos ao longo de toda a profundidade da sondagem e medem tanto a resistência de ponta com o atrito lateral.

O equipamento consta de hastes emendáveis que apresentam em sua ponta um cone com ângulo de 60° e uma área de 10 cm<sup>2</sup>. É utilizado um tubo de revestimento por onde o cone é penetrado continuamente a uma velocidade baixa (segundo Velloso e Lopes (2011), atualmente essa velocidade é de 2cm/s). O esforço necessário para a penetração do cone é registrado continuamente.

Este ensaio, apesar de mais preciso que o ensaio SPT por apresentar dados durante toda a profundidade, tem a desvantagem de não existir a retirada de amostras durante a perfuração.

### 3.2.2.4 Ensaio de Adensamento

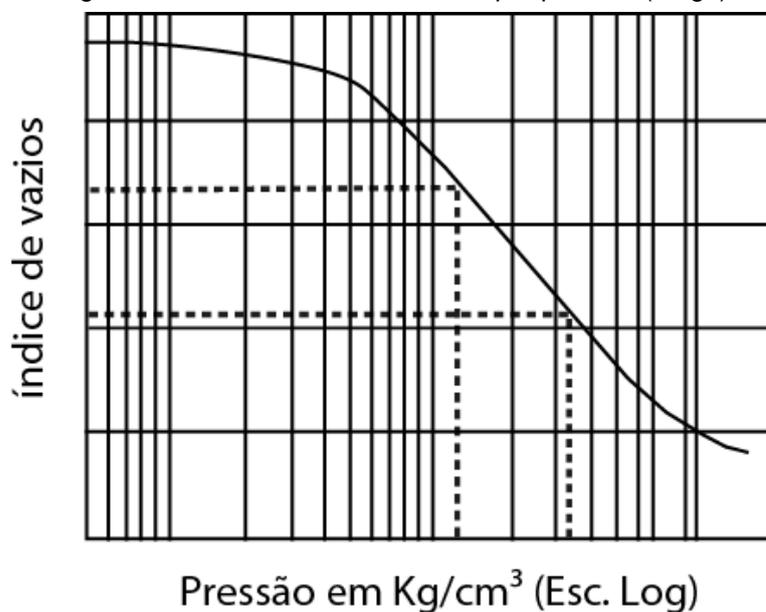
Normalizado pela ABNT NBR 12007, o ensaio de adensamento tem por objetivo determinar as características do solo quando submetido a pressões, simulando o que ocorre quando a fundação transfere sua carga ao solo.

O ensaio consiste em comprimir em um aparelho (edômetro) uma amostra do solo, confinada entre duas pedras porosas e lateralmente por um anel rígido. Uma carga vertical é aplicada e gradualmente aumentada seguindo uma escala de tempo. A cada aumento da carga é anotado o valor das deformações.

A partir do valor das deformações, é possível obter o índice de vazios em cada estágio de carga aplicada. Dessa forma, pode-se traçar um gráfico como apresentado na Figura 8.

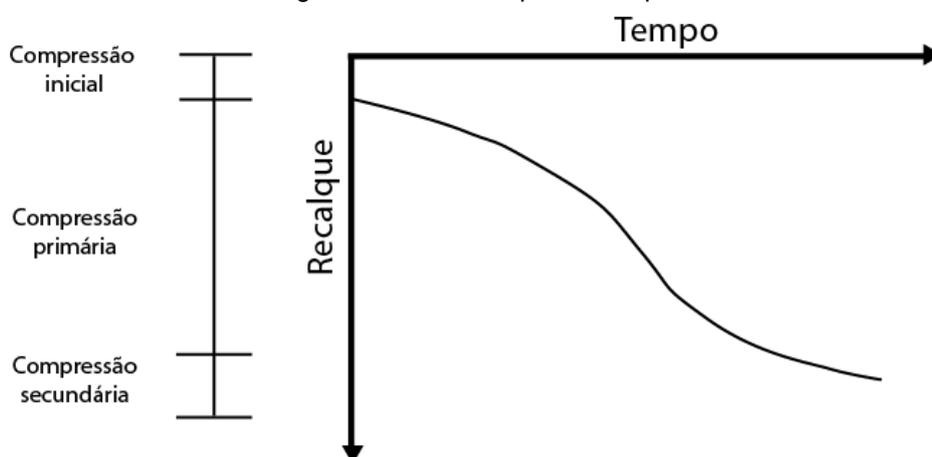
Como resultado de um ensaio de adensamento, traçam-se também as curvas tempo-recalque para cada um dos estágios de carregamento (Figura 9). Essas curvas permitem a determinação do coeficiente de adensamento e permeabilidade do solo (CAPUTO, 1988).

Figura 8 - Curva de índice de vazios por pressão (carga)



Fonte: adaptado (CAPUTO, 1988).

Figura 9 - Curva tempo x recalque



Fonte: modificado (CAPUTO, 1988).

### 3.3 FUNDAÇÕES

Fundações são os elementos responsáveis pela transmissão da carga da estrutura para o solo. Neste capítulo serão apresentados os tipos mais comuns de fundações utilizadas no Brasil, previstos na norma ABNT NBR 6122.

#### 3.3.1 Fundação Superficial (Rasa Ou Direta)

Define-se como fundação direta ou rasa aquela em que as cargas da edificação são transmitidas ao solo logo nas primeiras camadas (REBELLO, 2008).

Segundo Velloso e Lopes (1998, p. 214), as sapatas e o blocos (tipos de fundações rasas) são os elementos de fundação mais simples e mais econômicos, mas nem sempre é possível sua utilização. Para ser viável a utilização de fundações rasas, é necessário que o solo tenha resistência suficiente para suportar as cargas logo nas primeiras camadas. Entretanto, é de suma importância conhecer as camadas de solo abaixo de onde se pretende apoiar a fundação, verificando a influência das tensões nas camadas mais profundas.

##### 3.3.1.1 Sapatas

São elementos de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração (VELLOSO e LOPES, 1998). A ideia é que a carga atuante sobre a sapata se distribua pela sua área de contato com o solo, aplicando neste uma tensão no máximo igual à tensão admissível do solo (taxa do solo) (REBELLO, 2008).

É um dos tipos de fundação mais usado, pelo seu baixo custo e por não exigir equipamento especializado (BOTELHO e CARVALHO, 2007).

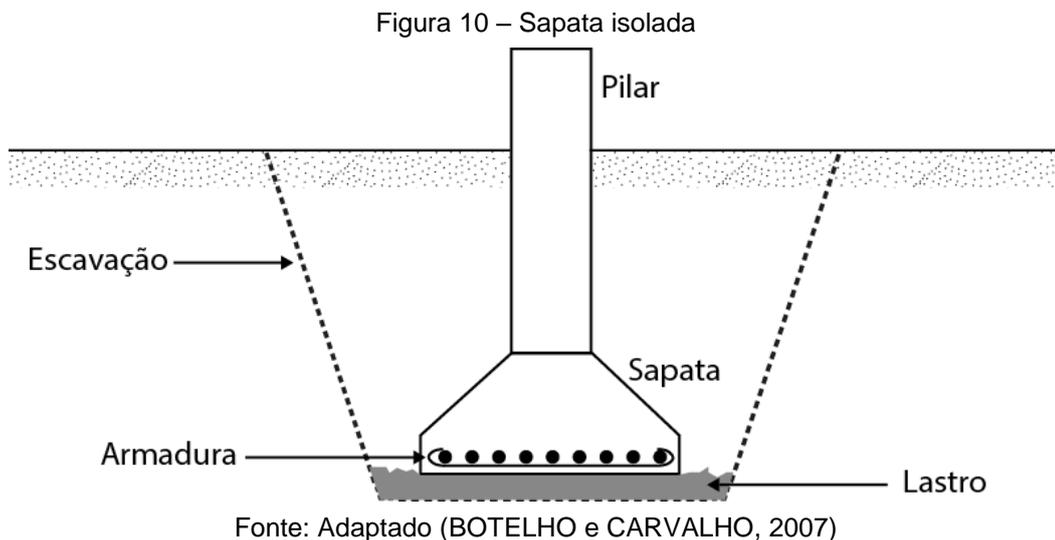
O procedimento executivo de uma sapata consiste na escavação, seguido pelo lançamento de um lastro de concreto magro<sup>6</sup>, montagem das formas, colocação das armaduras e concretagem. Após a concretagem é retirado as formas e feito o reaterro (BOTELHO e CARVALHO, 2007).

---

<sup>6</sup> Lastro de concreto magro é uma camada de concreto não estrutural, com no mínimo 5 cm, lançado sobre toda a superfície do solo que irá receber a fundação, a fim de regularizar a superfície e proteger o concreto estrutural da fundação.

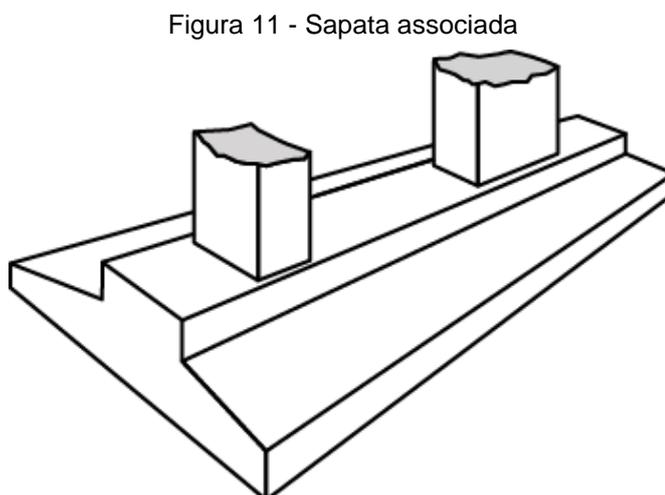
- Sapata isolada

Sapata isolada (Figura 10) é utilizada quando as cargas transmitidas pela estrutura são pontuais ou concentradas, como as cargas de pilares. As dimensões da sapata isolada são determinadas pelas cargas aplicadas e pela resistência do solo, de forma que as tensões no solo sejam no máximo iguais à sua tensão admissível (taxa do solo) (REBELLO, 2008).



- Sapata associada

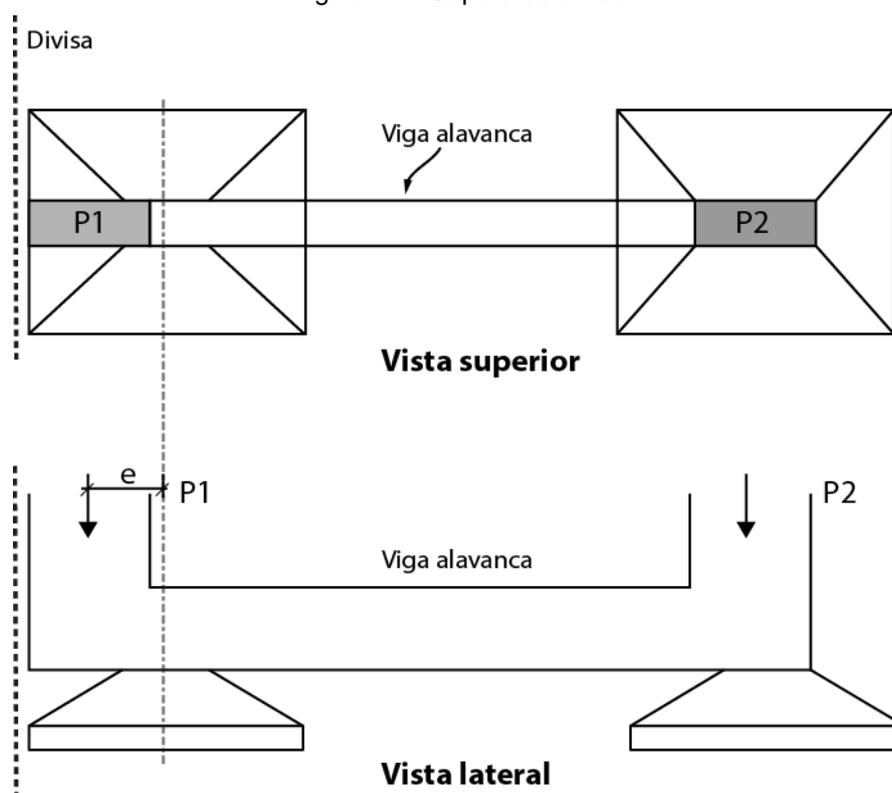
Quando dois pilares estiverem muito próximos, é possível que suas sapatas se sobreponham. Neste caso, são dimensionadas sapatas associadas, que significa apoiar os pilares sobre uma única sapata, onde o centro de gravidade da carga dos pilares coincida com o centro de gravidade da sapata.



- Sapata de divisa

Quando o pilar se encontra na divisa da construção, seja com terreno vizinho ou com área pública, não se pode avançar com a fundação além da divisa. Nesse caso, o centro de gravidade da sapata não irá coincidir mais com a carga aplicada pelo pilar, pois a sapata teve que ser deslocada para não invadir o terreno vizinho, ocasionando em uma excentricidade da carga. A viga alavanca é uma viga que liga o pilar da divisa a um pilar próximo. A carga excêntrica do pilar é transmitida através da viga alavanca até o centro de gravidade da sapata, equilibrando o sistema.

Figura 12 - Sapata de divisa



Fonte: Adaptado (REBELLO, 2008)

### 3.3.1.2 Blocos

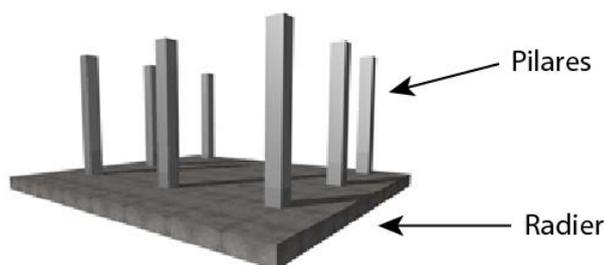
São elementos de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem a necessidade de armadura (VELLOSO e LOPES, 1998).

Para Moraes (1978, p. 35), os blocos de concreto simples são usados para carregamentos não superiores a 50 toneladas e para solos cujas taxas admissíveis não sejam inferiores a 2 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.3.1.3 Radier

São elementos de fundação que recebem todos os pilares da obra (VELLOSO e LOPES, 1998). Ainda segundo Velloso e Lopes (1998), quando a área total de fundação ultrapassa metade da área da construção, o radier é indicado. Rebello (2008) afirma que fundações em radier comportam-se bem em solos com SPT maior que quatro. O uso do radier evita que um apoio recalque mais que outro, ou seja, evita o recalque diferencial. São fundações bastante utilizadas na construção de habitações populares, pois geralmente se utiliza alvenaria estrutural apoiado sobre o radier, que por sua vez é aproveitado como contra-piso. Assim, se torna uma construção econômica.

Figura 13 - Radier



Fonte: Autor

### 3.3.2 Fundações Profundas

Quando não for possível obter a tensão admissível ao projeto em pequenas profundidades, é adotada a fundação profunda, que pode ser classificada em fundações moldadas *in loco* ou pré-moldadas. As primeiras são executadas furando o solo e depois preenchendo o furo com concreto, podendo ser armadas ou não. As fundações pré-moldadas são executadas na indústria e são cravadas no solo por equipamentos apropriados (REBELLO, 2008).

#### 3.3.2.1 Tubulão

Elemento de forma cilíndrica, onde, pelo menos em sua fase final de execução, há a descida de operário (VELLOSO e LOPES, 2011). O tubulão se difere das estacas pela necessidade de descida de operário para finalizar a execução manualmente.

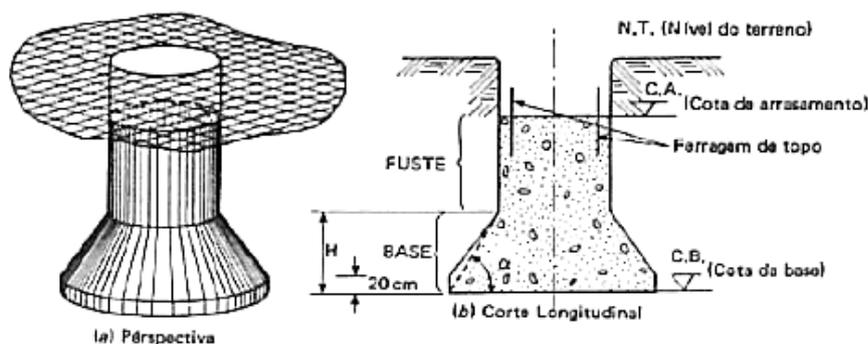
O tubulão é preferencialmente indicado para obras de grande porte, principalmente pontes e viadutos. Entretanto, em situações especiais, pode ser utilizado para cargas menores, como é o caso de fundações em terrenos de topografia difícil, onde outros equipamentos não têm acesso (REBELLO, 2008).

- Tubulões a céu aberto

São elementos estruturais de fundação constituídos concretando-se um poço aberto no terreno, geralmente dotado de uma base alargada. Este tipo de tubulão é executado acima do nível da água natural ou rebaixado, ou, em casos especiais, em terrenos saturados onde seja possível bombear a água sem risco de desmoronamentos (ALONSO, 1983).

No caso de existir apenas carga vertical, este tipo de tubulão não é armado, colocando-se apenas uma ferragem de topo para ligação com o bloco de coroamento ou de capeamento<sup>7</sup> (ALONSO, 1983). Caso tenha que absorver forças horizontais e momentos fletores, a armação é feita ao longo de toda a extensão (REBELLO, 2008).

Figura 14 - Tubulão a céu aberto



Fonte: (ALONSO, 1983)

- Tubulões a ar comprimido

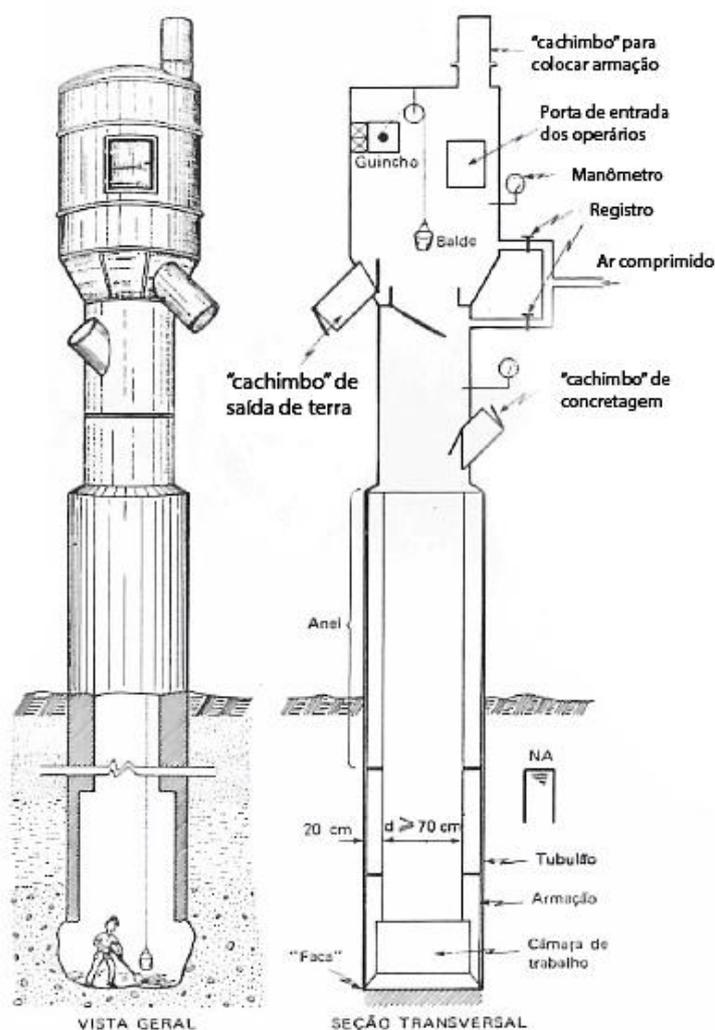
Em locais onde exista água e o rebaixamento do lençol freático para a escavação do tubulão seja perigosa pelas características do solo oferecer risco ao desmoronamento, pode ser utilizado o tubulão a ar comprimido (Figura 15). Segundo Rebello (2008), para a execução do tubulão a ar comprimido são cravadas no solo anéis de concreto ou metálico. A escavação é feita a céu aberto enquanto o lençol

<sup>7</sup> Blocos de coroamento ou de capeamento são constituídos sobre estacas ou tubulões, sendo os mesmos armados de modo a transmitir a carga dos pilares para as estacas ou para os tubulões. São, portanto, diferentes dos blocos de fundação, que não são armados (ALONSO, 1983).

freático não for atingido. Ao atingi-lo, instala-se uma campânula de ar comprimido, que irá gerar pressão suficiente para expulsar a água, permitindo o avanço do serviço.

A pressão gerada cria um ambiente hostil ao operário, considerando que o limite da pressão a que o ser humano pode ficar exposto é de 3,4 atm (REBELLO, 2008). Por essa razão, a profundidade do tubulão é limitada a 30 metros abaixo do nível da água, pois a pressão máxima de ar comprimido aplicada é limitada a 3 atm (0,3 Mpa) (ALONSO, 1983).

Figura 15 - Tubulão a ar comprimido



Fonte: (ALONSO, 1983).

### 3.3.2.2 Estacas

Elementos de fundação profunda executado com o auxílio de ferramentas ou equipamentos, por cravação a percussão, prensagem, vibração ou pode ser executada por escavação (VELLOSO e LOPES, 1998). Têm a finalidade de transmitir

cargas ao solo, seja pela resistência sob sua extremidade inferior (resistência de ponta), seja pela resistência ao longo do fuste<sup>8</sup> (atrito lateral) ou pela combinação dos dois (ALONSO, 1983).

- Estacas pré-moldadas de concreto

São estacas cravadas ao terreno. Por essa razão, são armadas em toda sua extensão, a fim de resistir aos choques do pilão ou martelo de cravação. Variam de diâmetro e comprimento dependendo do fabricante e sempre devem informar a tensão admissível estrutural da estaca, ou seja, a carga que a estaca suporta sem apresentar defeitos.

- Estacas de madeira

São estacas utilizadas há muitos anos. Seu diâmetro varia de 22 a 30 cm e seu comprimento geralmente é limitado a 12 metros (CAPUTO, 2012).

Segundo Caputo (2012), a duração das estacas de madeira é praticamente ilimitada, quando mantida permanentemente debaixo d'água. Ao contrário, se estão sujeitas a variação do nível d'água, elas apodrecem rapidamente. Várias substâncias e processos são empregados a fim de preservar as estacas, como pintura, utilização de creosoto (substância proveniente da destilação do carvão ou no asfalto), sais tóxicos de zinco, cobre mercúrio, entre outros.

Durante a cravação é recomendado o emprego de uma ponteira metálica, a fim de facilitar a penetração e proteger a madeira. Assim como é utilizado na cabeça da estaca um anel cilíndrico de aço que evita seu rompimento pelos golpes do pilão.

- Estacas metálicas

São estacas cravadas, onde a grande variedade de perfis empregados, a facilidade de cravação e a grande capacidade de carga são fatores determinantes na escolha desse tipo de estaca.

Segundo Caputo (2012) as estacas metálicas devem resistir à corrosão, seja pela sua própria constituição, seja por tratamento adequado, como, por exemplo, uma pintura com tinta à base de óxido de chumbo. Caputo (2012) ainda complementa que

---

<sup>8</sup> Fuste é toda lateral das estacas ou do tubulão, conforme identificado na Figura 14.

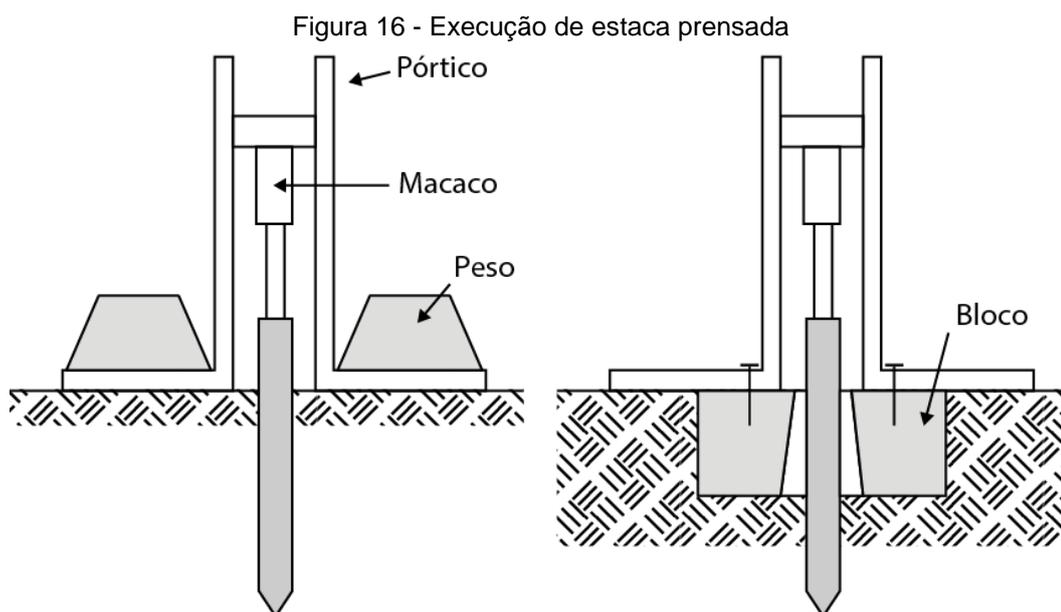
quando nenhum tratamento é empregado, para fins de cálculo de capacidade de carga, considera-se uma redução de 1,5 mm na espessura do perfil por face.

- Estacas de reação (Mega ou Prensada)

Estacas pré-moldadas, utilizada quando se pretende evitar vibrações ou para reforços de obras já executadas, finalidade para a qual elas foram concebidas (CAPUTO, 2012). São também chamadas de estacas de reação, pois requerem um sistema de reação para os macacos (VELLOSO e LOPES, 2010).

A estaca é constituída por elementos de 1,5 m, 3 m ou 5 m que se vão cravando, um após o outro, justapostos, até se conseguir o comprimento desejado. Sua característica principal é a cravação no terreno, que se faz por meio de um macaco hidráulico, encontrando a reação no peso da própria estrutura a reforçar (CAPUTO, 2012). Também pode ser utilizada uma plataforma com sobrecarga, a fim de encontrar uma reação para cravação da estaca (VELLOSO e LOPES, 2010).

Segundo Caputo (2012), o próprio processo de cravação da estaca Mega a submete a uma prova de carga<sup>9</sup> igual a 1,5 vezes a carga de trabalho.



Fonte: adaptado (VELLOSO e LOPES, 2010).

- Estacas Strauss

Segundo Rebello (2008), a escavação do furo é feita com um equipamento denominado Balde Strauss, um cilindro de aço no qual, em uma das pontas, encontra-

<sup>9</sup> A prova de carga é definida no item 3.4.3.1 deste trabalho.

se uma portinhola rotatória. O balde, ligado por cabos a um motor elétrico ou a combustão, é lançado de um tripé metálico de aproximadamente 4 metros de altura. Pelo seu peso próprio, o Balde é cravado no solo; nesse momento, a portinhola da ponta se abre para penetração do solo. Após furado o primeiro metro, é colocado no furo um tubo de aço de 2 a 3 metros de comprimento, que vai descendo ao mesmo tempo em que se prossegue com a escavação do furo. Esse tubo é emendável por meio de rosca e tem a função de controlar a verticalidade do furo e de protegê-lo contra desbarrancamentos. O concreto usado deve ser bastante plástico para evitar sua aderência ao tubo. Após o lançamento de uma coluna de aproximadamente 50 cm de concreto, o Balde Strauss é substituído por um pilão de aproximadamente 300 Kgf, que, em queda livre, provoca o adensamento do concreto dentro do furo. Durante a concretagem, o tudo de revestimento é retirado e, em seguida, instalado a armação apenas na cabeça da estaca, para ligação com outros elementos.

Rebello (2008) complementa ainda que, em princípio, não é recomendável o uso de estaca Strauss abaixo do nível d'água.

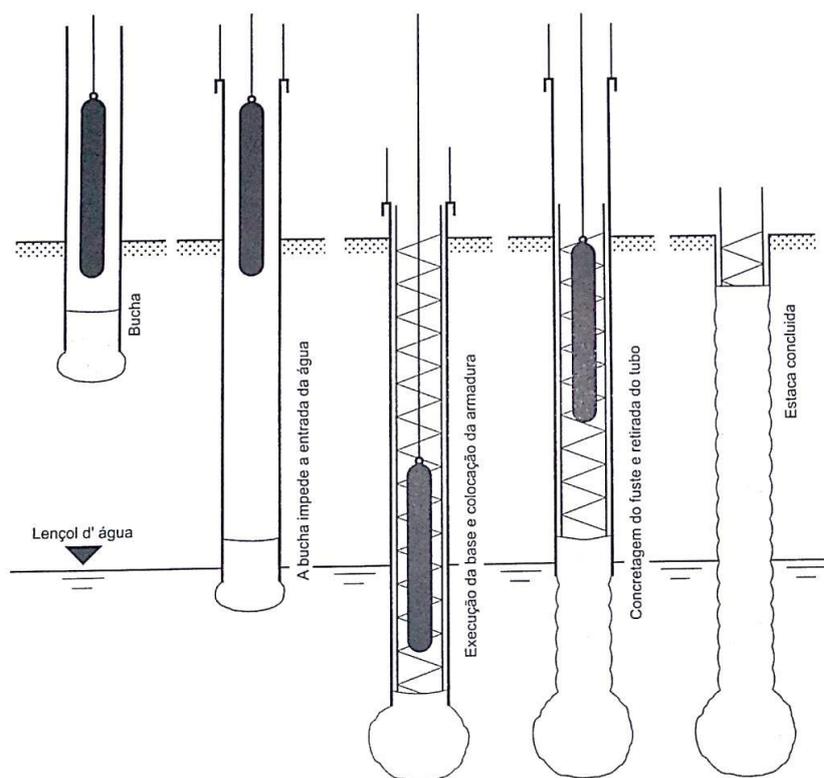
- Estacas Franki

Conforme Rebello (2008) descreve, este equipamento é composto de uma torre metálica da qual é lançado um peso, denominado pilão, cuja função é cravar um tubo metálico. Para que o tubo seja cravado no solo, é colocado em sua ponta um volume de concreto bastante seco, que desenvolve grande atrito com a parede do tubo. Esse concreto seco é denominado bucha. A altura do concreto dentro do tubo deve ser de 1,5 a 2 vezes o diâmetro do tubo, para que não prejudique o processo de cravação. Ao ser atingido pelo pilão, a bucha penetra no solo e empurra consigo o tubo metálico.

Ao atingir a cota de apoio da estaca, o tubo é preso por cabos de aço e a bucha é expulsa pelos golpes do pilão, formando a ponta da estaca. Em seguida, é colocada a armação e feita a concretagem do fuste ao mesmo tempo em que é retirado o tubo metálico.

Pela forma de execução, as estacas Franki podem ser aplicadas a qualquer tipo de solo e também abaixo do nível da água (REBELLO, 2008).

Figura 17 - Execução da estaca Franki



Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2010)

- Estacas hélice contínua

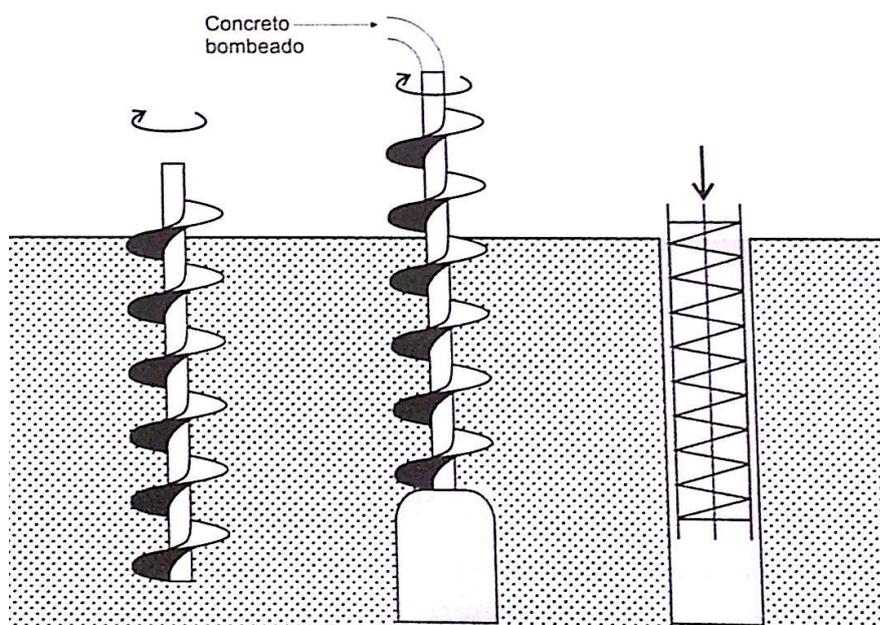
Segundo Rebello (2008), o uso desse tipo de estaca no Brasil é razoavelmente recente, sendo utilizada pela primeira vez em 1987. Nos Estados Unidos e na Europa são utilizadas desde a década de 1970 (VELLOSO e LOPES, 2010).

A estaca hélice contínua é executada mediante a introdução de um trado helicoidal contínuo e de injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente a sua retirada. Em seguida, após a concretagem da estaca, é colocada a armadura (VELLOSO e LOPES, 2010).

A vantagem da estaca hélice contínua é o baixo nível de vibração e elevada produtividade, constituindo uma grande aceitação.

A execução é monitorada eletronicamente, podendo ser obtidas informações a respeito da inclinação, da profundidade, do torque e velocidade de rotação da hélice, da pressão de bombeamento, consumo e perdas de concreto (REBELLO, 2008).

Figura 18 - Execução de estaca hélice contínua



Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2010)

- Estacas-raiz

Foram originalmente utilizadas na Itália para contenção de encostas. Posteriormente, foram utilizadas em reforços de fundações e, em seguida, como fundações normais (VELLOSO e LOPES, 2010).

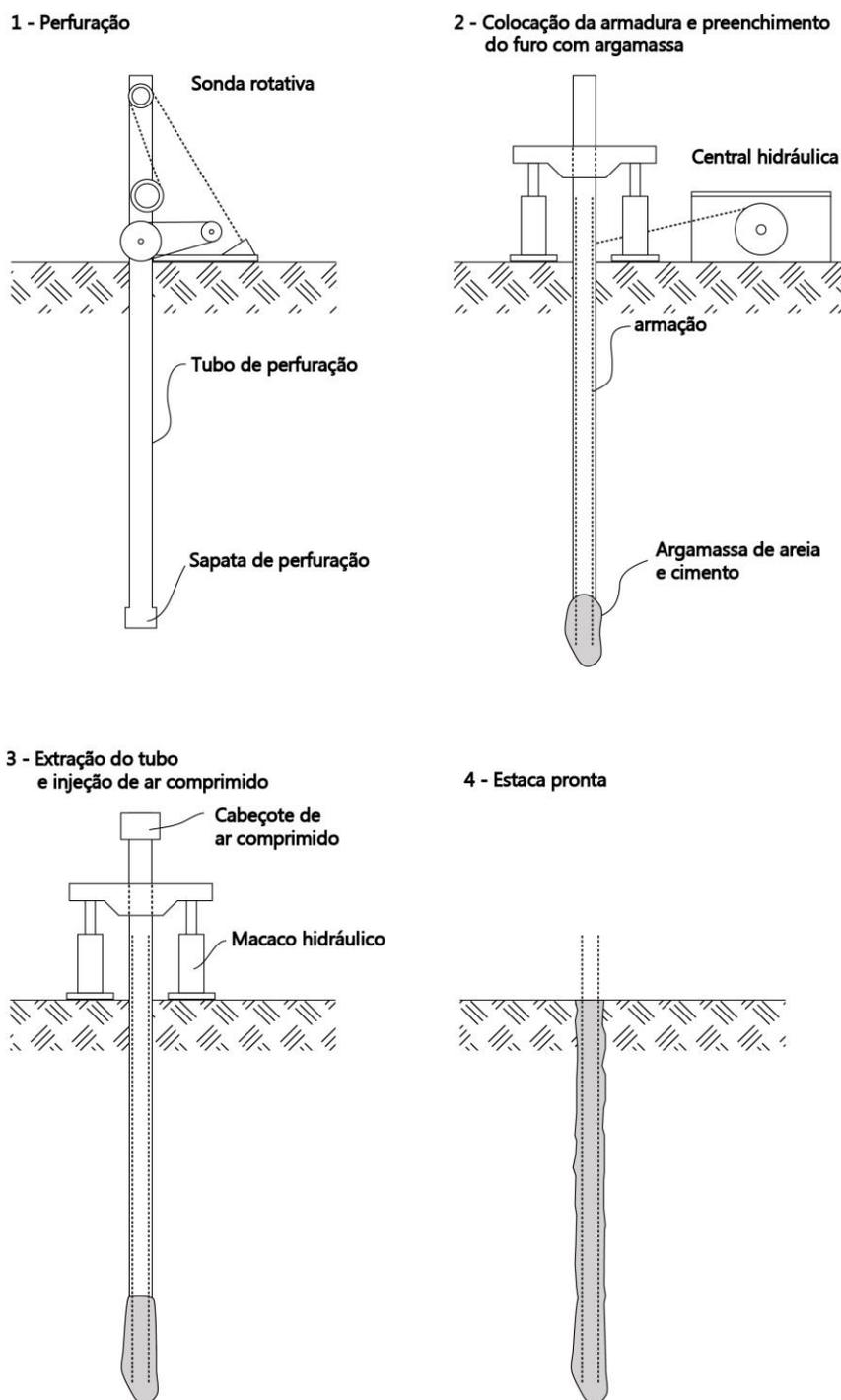
Os equipamentos utilizados são, em geral, de pequeno porte, o que possibilita o trabalho em ambientes restritos (VELLOSO e LOPES, 2010). Por essa razão, são estacas bastante utilizadas em reforço de fundações.

O processo executivo das estacas-raiz, segundo descreve Rebello (2008), constitui primeiramente a perfuração do furo, utilizando um tubo rotativo que tem em sua base uma ferramenta denominada sapata de perfuração, com diâmetro um pouco maior que o tubo. A perfuração é auxiliada por circulação de água ou, conforme descreve Velloso e Lopes (2010), por lama betonítica<sup>10</sup>. A água, ou a lama, é expulsa pelo espaço entre a parede externa do tubo e o terreno, lavando o solo. Terminada a perfuração, é introduzida a armadura e feita a concretagem, por meio de argamassa de areia e cimento. De acordo com Velloso e Lopes (2010), à medida em que é feita a concretagem, o tubo é retirado e são dados golpes de ar comprimido pelo tubo com

<sup>10</sup> Lama betonítica é uma argila que, em presença de água, se expande produzindo um fluido que forma uma camada impermeável denominada "cake". Tem a função de manter em suspensão os resíduos da escavação, evitando que se depositem no fundo (REBELLO, 2008).

o objetivo de adensar a argamassa, favorecendo o contato com o solo e aumentando o atrito lateral da estaca.

Figura 19 - Execução de estaca-raiz



Fonte: adaptado (REBELLO, 2008).

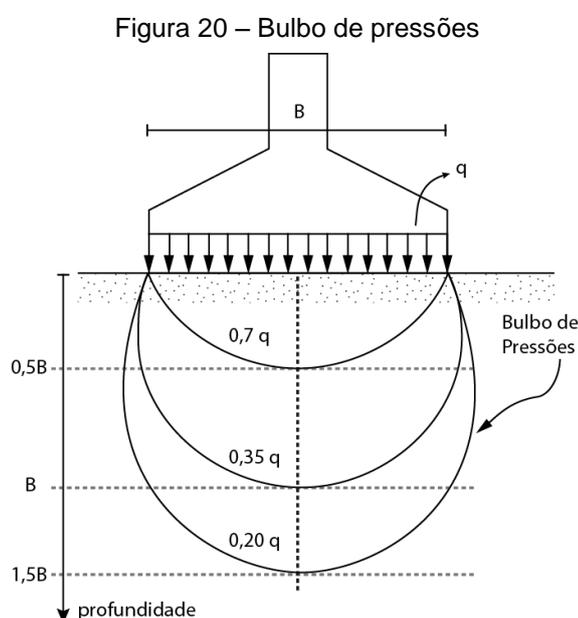
### 3.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O desempenho de uma edificação é determinado pela interação entre estruturas, fundações e o solo. Segundo Gusmão (2000), em um projeto estrutural convencional de uma edificação, é normalmente assumida a hipótese dos seus apoios serem indeslocáveis, ou seja, não haver recalques. Em função disso, tanto o cálculo das cargas na fundação, como o dimensionamento dos elementos estruturais são feitos com base nessa hipótese. Por outro lado, o projeto de fundações convencional é desenvolvido levando-se em consideração apenas as cargas nos apoios (obtidas no projeto estrutural convencional), e as propriedades geotécnicas do terreno, desprezando-se o efeito da rigidez da estrutura.

Neste capítulo serão apresentados alguns aspectos que devem ser observados para contribuir na melhoria da interação entre solo-estrutura, contribuindo, conseqüentemente, na prevenção de recalques imprevistos.

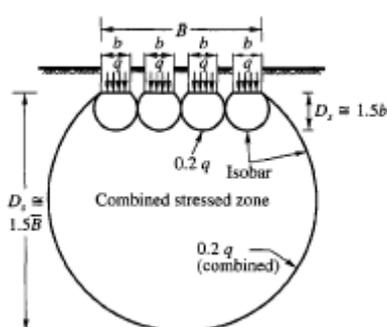
#### 3.4.1 Distribuição De Tensões

Segundo Pinto (2006), ao se aplicar uma carga na superfície de um terreno, em uma área bem definida, os acréscimos de tensão a certa profundidade não se limitam à projeção da área carregada. Nas laterais da área carregada também ocorrem aumentos de tensão, conforme mostra a Figura 20.



Quando se unem os pontos no interior do subsolo em que os acréscimos de tensão são de mesmo valor, têm-se linhas chamadas de bulbos de tensões (PINTO, 2006). Se o bulbo atingir camadas de solo mais compressíveis, a fundação estará sujeita a recalques significativos (ORTIGÃO, 2007). Caso o bulbo de tensões de uma fundação se encontre com outro bulbo de uma fundação próxima, ocorre o acréscimo das tensões dos dois bulbos no local interagido, o que contribui para ocorrência de recalques caso não tenha sido previsto o acréscimo de tensões e o solo não suporte a carga somada (Figura 21).

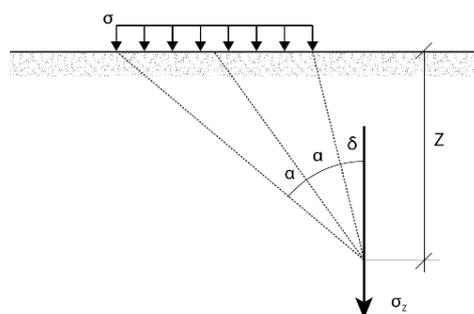
Figura 21 - Efeito de fundações próximas



Fonte: (MURTHY, 2003)

Várias bibliografias adotam o valor de duas vezes o tamanho da base da fundação, ou 1,5 vezes a base da fundação como sendo um valor estimado da profundidade de atuação do bulbo. Porém, existem outros métodos mais complexos que indicam com mais precisão os valores da tensão ao longo da profundidade. Um dos estudos foi realizado por Carothers, onde os valores da tensão ao longo da profundidade são apresentados a seguir (REBELLO, 2008):

Figura 22 - Tensão ao longo da profundidade no solo



Fonte: adaptado (REBELLO, 2008)

$$\sigma_z = \frac{\sigma}{\pi} [2\alpha + \sin 2\alpha \times \cos 2(\alpha + \delta)]$$

### 3.4.2 Tensões Em Solo Com Presença De Água

Quando o solo está submerso, a água exerce pressão sobre as suas partículas, comprimindo-o. Segundo Rebello (2008), como a pressão da água, em um determinado ponto, tem a mesma intensidade em todas as direções, a pressão sobre uma determinada partícula não aumenta a tensão no solo, já que a pressão da água na parte superior da partícula é praticamente igual à pressão da parte inferior. Como não altera o valor das tensões no solo, a pressão da água é denominada pressão neutra. Dessa forma, a tensão efetiva ( $\sigma_{efetiva}$ ) é a tensão normal que realmente é aplicada ao solo, ou seja, é a tensão aplicada pelo peso próprio e pelas sobrecargas da fundação ( $\sigma$ ) subtraída da pressão neutra ( $\mu$ ) (REBELLO, 2008).

$$\sigma_{efetiva} = \sigma - \mu$$

Rebello (2008) conclui que a existência de água no solo é um princípio favorável, pois diminui a tensão aplicada ao solo. Porém, sob pressão, a água pode ser expulsão para regiões de menor pressão no solo, provocando vazios que levam ao recalque da fundação.

### 3.4.3 Capacidade De Carga Dos Solos

Segundo Caputo (2012), quando é atingida a ruptura, o solo passa do estado elástico ao estado plástico, ocorrendo o deslocamento da fundação. Portanto, a pressão de ruptura, ou capacidade de carga de um solo, é a pressão que aplicada ao solo causa a sua ruptura. Aplicando à pressão de ruptura um adequado coeficiente de segurança, obtém-se a pressão admissível. Para a determinação da tensão admissível do solo, podem ser usados os métodos a seguir:

#### 3.4.3.1 Prova de cargas

São ensaios realizados diretamente no solo ou na estaca em que se deseja estudar. Portanto, esse ensaio fornece resultados satisfatórios e adequados ao local em análise, pois a carga aplicada simula a carga real que estará atuando na edificação.

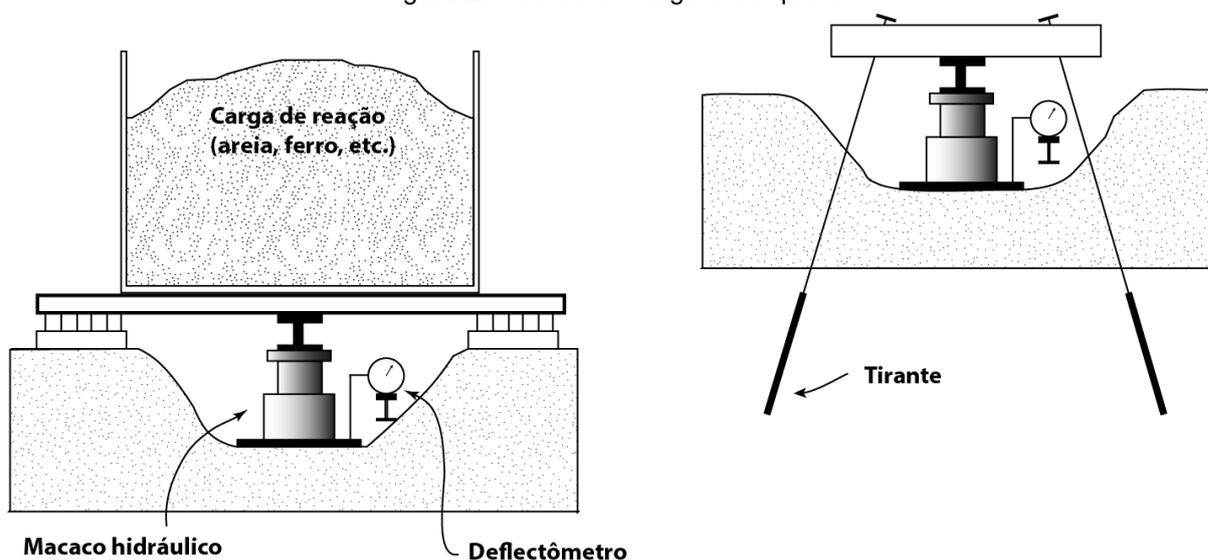
De acordo com Caputo (2012), é importante que seja realizado ao menos uma prova de carga em obras de grande responsabilidade, a fim de comprovar os resultados fornecidos por outros métodos.

O ensaio de prova de carga pode ser regido pela norma ABNT NBR 6489, quando se deseja prever o recalque e obter a tensão de ruptura para fundações superficiais, denominado de prova de carga em placa. No caso de fundações em estacas, regido pela ABNT NBR 12131, a prova de carga é executada sobre uma estaca.

- Prova de carga sobre placa

No ensaio de prova de carga sobre placa, os resultados devem ser interpretados de modo a considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo.

Figura 23 - Prova de carga sobre placa

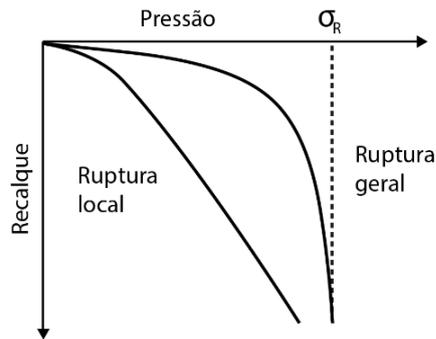


Fonte: adaptado (ALONSO, 1983).

Segundo Alonso (1983), este ensaio procura reproduzir o comportamento da solicitação de uma fundação, empregando-se uma placa rígida de ferro fundido com 80 cm de diâmetro, a qual é carregada por meio de um macaco hidráulico que reage contra uma caixa carregada ou contra um sistema de tirantes, conforme mostrado na Figura 23.

Um manômetro acoplado ao macaco hidráulico fornece a leitura da pressão aplicada, enquanto que o defletômetro indica o recalque. Assim, é possível traçar uma curva de pressão por recalque (Figura 24).

Figura 24 - Curva pressão x recalque



Fonte: (ALONSO, 1983).

De acordo com Alonso (1983), conforme indicado na Figura 24, a curva de ruptura geral, isto é, com uma tensão de ruptura ( $\sigma_R$ ) bem definida, são solos resistentes (argilas rijas ou areias compactas). Em contrapartida, os solos que apresentam curva de ruptura local, isto é, não há uma definição do valor da tensão de ruptura ( $\sigma_R$ ), são solos de baixa resistência (argilas moles ou areias fofas).

Além da função de prever o recalque, o ensaio da prova de carga em placa também é utilizado para determinar a tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ) para projetos de fundações rasas:

Para solos com predominância de ruptura geral:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_R}{2}$$

Para solos com predominância de ruptura local:

$$\sigma_{adm} \leq \begin{cases} \frac{\sigma_{25}}{2} \\ \sigma_{10} \end{cases}$$

Onde,  $\sigma_{25}$  é a tensão correspondente a um recalque de 25 mm (ruptura convencional) e  $\sigma_{10}$  é a tensão correspondente a um recalque de 10 mm (limitação de recalque) (ALONSO, 1983).

- Prova de carga em estacas

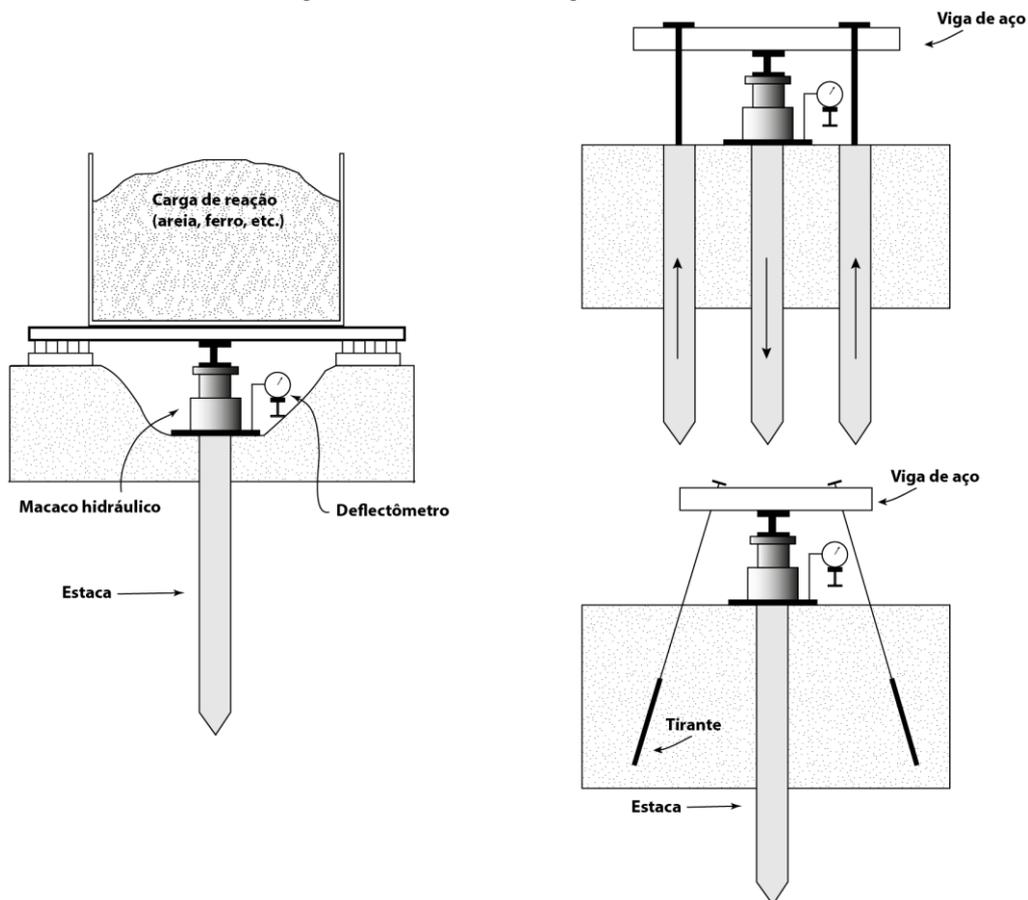
A prova de carga constitui, atualmente, o único processo capaz de fornecer um valor incontestável da capacidade de carga de uma estaca considerada individualmente (CAPUTO, 2012). Em sua execução, é obtida uma curva de recalque em função da carga aplicada na estaca. Onde é possível obter a carga de ruptura ( $P_R$ ) e a carga que provoca um recalque de 15 mm ( $P_{15}$ ). De posse desses valores, pode-

se determinar a capacidade de carga admissível como sendo a menor carga entre as duas abaixo (BOTELHO e CARVALHO, 2007):

$$P_{adm} = \frac{P_R}{5}$$

$$P_{adm} = \frac{P_{15}}{1,5}$$

Figura 25 - Prova de carga sobre estaca



Fonte: adaptado (CAPUTO, 2012).

### 3.4.3.2 Métodos teóricos

Consistem na aplicação de uma fórmula de capacidade de carga para estimativa da tensão de ruptura do solo de apoio ( $\sigma_R$ ), à qual se aplica um coeficiente de segurança (F) para a obtenção da tensão admissível (TEIXEIRA e GODOY, 1998):

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_R}{F}$$

O coeficiente de segurança (F) seria variável com o problema, porém, de acordo com a norma ABNT NBR 6122, este coeficiente não pode ser inferior a 3, quando se tratando de fundações superficiais e 2 quando se tratando de fundações profundas.

#### 3.4.3.3 Métodos semi-empíricos

São os métodos onde são estimadas as propriedades dos solos com base em correlações, como o número SPT ou a resistência de ponta dos ensaios de cone, seguida pela aplicação de fórmulas teóricas (TEIXEIRA e GODOY, 1998, p. 23). Uma maneira rápida de correlacionar o número SPT com a taxa admissível do solo é aplicando a seguinte fórmula descrita por Rebello (2008):

$$\sigma_{adm} = \sqrt{N} - 1 \quad (Kgf/cm^2)$$

Ainda segundo Rebello (2008), a fórmula acima não leva em consideração o tipo de solo, o que é uma falha. Porém, essa relação pode ser útil para dar uma primeira ideia da resistência do solo.

Outras fórmulas que levam em conta o tipo de solo, o que confere um resultado mais preciso, em  $Kgf/cm^2$ , são:

$$\text{argila pura:} \quad \sigma_{adm} = \frac{N}{4}$$

$$\text{argila siltosa:} \quad \sigma_{adm} = \frac{N}{5}$$

$$\text{argila areno siltosa:} \quad \sigma_{adm} = \frac{N}{7,5}$$

#### 3.4.3.4 Métodos empíricos

As normas antigas previam valores pré-determinados, em forma de tabelas, para tensões admissíveis conforme o tipo de solo. Esses valores estavam de certa forma limitados, pois deve ser considerado uma série de fatores como a existência de camadas compressíveis, o tipo de solo e suas características. A norma ABNT NBR 6122/2010 não prevê mais a utilização de métodos empíricos.

### 3.5 RECALQUES DE FUNDAÇÃO

Segundo Rebello (2008, p. 57), recalque é a deformação do solo quando submetido a cargas, provocando movimentação na fundação que, dependendo da intensidade, pode resultar em sérios danos à estrutura.

Neste capítulo serão apresentados alguns dos tipos mais comuns de recalque de fundação, suas características e suas prováveis origens, assim como os meios de controle do recalque e os limites aceitáveis.

#### 3.5.1 Tipos De Recalques

Quando um elemento de fundação se desloca verticalmente, é configurado um recalque absoluto. A diferença entre os recalques absolutos de dois elementos da fundação é denominada recalque diferencial. O recalque diferencial impõe distorções à estrutura que pode acarretar em fissuras (ALONSO, 1991). O recalque diferencial específico, também chamado de distorção angular ( $\delta$ ), é definido por:

$$\delta = \frac{\text{recalque diferencial}}{\text{distância entre os elementos}} = \frac{\Delta}{l}$$

Segundo Caputo (2012), é possível distinguir três tipos de recalques devidos a cargas estáticas: por deformação elástica, escoamento lateral e adensamento.

##### 3.5.1.1 Recalque elástico

Ocorre imediatamente após a aplicação da carga e são maiores em solos não coesivos, ou seja, em solos não argilosos (REBELLO, 2008). Também denominado recalque imediato, deve-se considerar a rigidez da fundação, sua forma, profundidade e a espessura da camada deformável de solo (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

##### 3.5.1.2 Recalque por escoamento lateral

A deformação por escoamento lateral acontece com maior predominância em solos não coesivos. Trata-se da migração de solo de regiões mais solicitadas para as

menos solicitadas, ou seja, o deslocamento se dá do centro para a lateral (REBELLO, 2008). Verificam-se de maneira mais acentuada nos solos não coesivos sob fundações superficiais (CAPUTO, 2012).

### 3.5.1.3 Recalque por adensamento

A deformação por adensamento ocorre pela diminuição no volume aparente do maciço de solo, causada pelo fechamento dos vazios deixados pela água expulsa em função da pressão da fundação aplicada ao solo. Segundo Caputo (2012), são recalques lentos, quando se tratando de argilas, face ao baixo coeficiente de permeabilidade das mesmas.

Segundo Rebello (2008), o recalque por adensamento pode ser estabilizado quando toda a água entre os grãos de solo é expulsa, não mais havendo diminuição do volume do solo. Se o recalque não afetou a estrutura, o problema passa a ser apenas vedar a trinca na alvenaria.

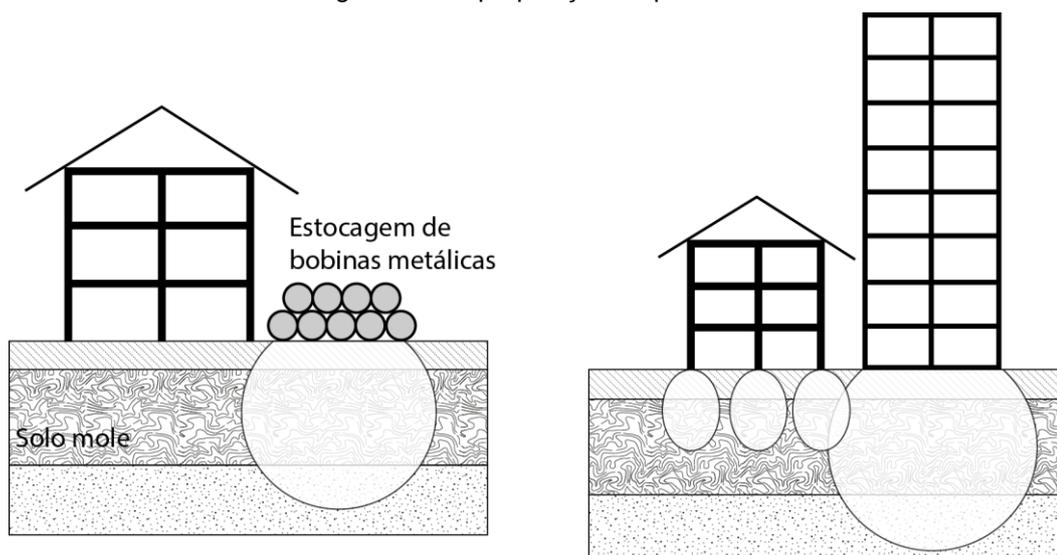
## 3.5.2 Causas De Recalques

A seguir serão apresentadas algumas situações mais propícias à ocorrência de recalque diferencial de fundações.

### 3.5.2.1 Superposição de pressões

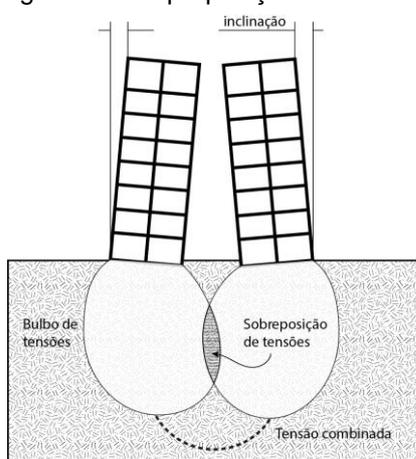
Ocorre uma fundação transfere carga ao solo e essa transferência é considerada de forma isolada. A existência de outra solicitação altera as tensões na massa de solo, provocando recalques (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Figura 26 - superposição de pressões



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Figura 27 - Superposição de tensões



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

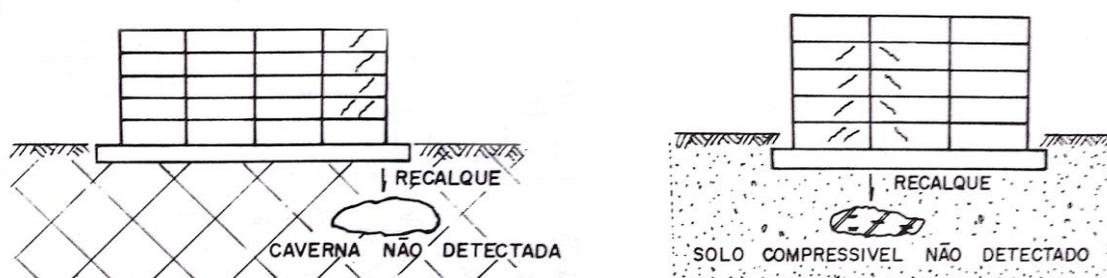
### 3.5.2.2 Deficiência na investigação geotécnica

Causa típica de obras de pequeno porte, em geral por motivos econômicos, mas também presente em obras de porte médio (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). Ainda segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), a experiência dos mesmos, referendada pela estatística francesa Logeais (1982) citado por Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 28), em mais de 80% dos casos de mau desempenho de fundações de obras pequenas e médias, a ausência completa de investigações levou à adoção de soluções inadequadas de fundações.

O número insuficiente de sondagens pode levar a problemas futuros, pois a área não investigada pode apresentar subsolo distinto do observado nas sondagens executadas, mesmo sendo próximas.

Conforme a Figura 28, a não identificação de áreas propícias ao recalque, como a presença de solo compressível ou cavernas (comum em regiões de rochas calcárias), ocasiona a movimentação das fundações e o aparecimento de fissuras.

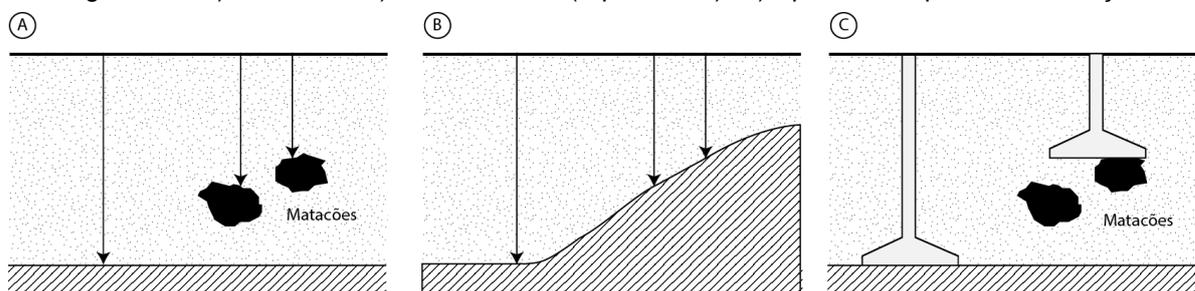
Figura 28 - Deficiência na investigação geotécnica



Fonte: (ALONSO, 1991).

A presença de matacões (blocos de rocha) no subsolo pode levar a uma deficiência na interpretação dos dados de sondagem, sendo confundidos com a ocorrência de perfil de rocha contínua e induzindo de forma equivocada o apoio de fundação sobre o matacão (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

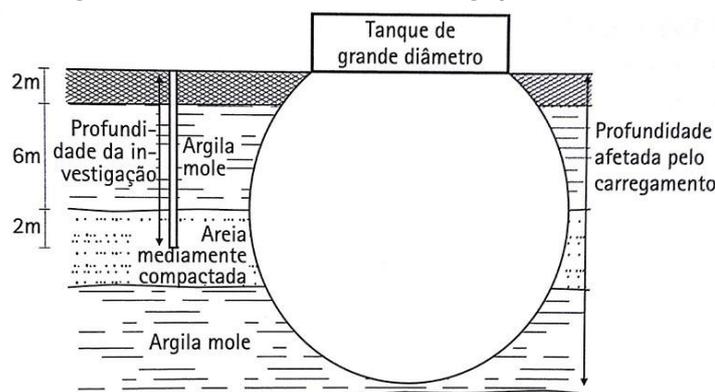
Figura 29 - A) Perfil real; B) Perfil adotado (equivocado); C) Apoio inadequado da fundação.



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Profundidade de investigação insuficiente, não abrangendo toda profundidade atingida pelas tensões distribuídas ao solo pelo carregamento da fundação (conforme visto no item 3.4.1).

Figura 30 - Profundidade da investigação insuficiente



Fonte: (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

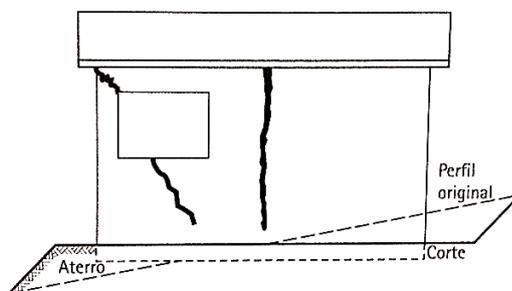
A observação das normas, visita ao local, inspeções às estruturas vizinhas, a experiência e o bom senso devem servir de guia para evitar problemas desta natureza (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

### 3.5.2.3 Fundações sobre aterros

De acordo com Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), a execução de fundações em solo criado ou aterro constitui uma fonte significativa de problemas.

Os recalques oriundos de fundações assentes sobre aterros podem ocorrer por: deformações do corpo do aterro, deformações do solo natural abaixo do aterro e execução de fundações sobre aterros sanitários (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008, p. 78).

Figura 31 - Provável fissuramento de edificação assente em aterro



Fonte: (ORTIZ, 1983) citado por (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

- Atrito negativo

Em projetos de fundações em estacas, onde a mesma atravessa uma camada de aterro, é imprescindível considerar o efeito do atrito negativo sobre as estacas.

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), o deslocamento relativo das camadas de solo em relação ao corpo das estacas provoca uma condição de carregamento nas fundações, e não de resistência às cargas externas. Esse carregamento contribui para o recalque da fundação, caso a tensão admissível do solo seja inferior à tensão provocada pela própria força de solicitação da estaca somada ao atrito negativo gerado pelo aterro.

#### 3.5.2.4 Alteração da função da estrutura

Este tipo de situação é típico de prédios comerciais e industriais, onde surgem alterações das funções que tinham sido projetadas inicialmente ou pelo incremento de novas instalações para desenvolvimento de outras atividades, provocando um aumento significativo das cargas nas fundações (CARVALHO, 2010).

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), é bastante comum a adição de mezaninos ou andares intermediários em ampliações e reformas de prédios comerciais. As novas situações de distribuição ou concentração de cargas podem provocar recalques ou exceder a capacidade das fundações existentes, que já recalçaram na construção original, causando o aparecimento de fissuração indesejada e mesmo acidentes importantes.

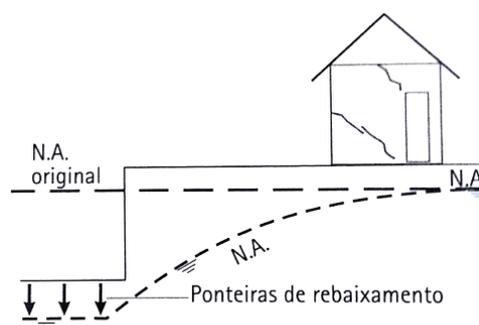
A norma ABNT NBR 6120 determina os valores mínimos das sobrecargas verticais atuando nos pisos das edificações de acordo com o tipo de utilização.

#### 3.5.2.5 Rebaixamento de lençol freático

O bombeamento da água existente no interior do solo consiste em rebaixar o nível do lençol freático. Esse procedimento tem por objetivo tornar possível a execução de fundações ou de garagens em subsolos de edifícios (REBELLO, 2008).

Segundo Rebello (2008), o rebaixamento do lençol freático produz uma diminuição na pressão neutra (pressão de baixo para cima devida à água), aumentando a pressão efetiva (provocada pelo peso do solo). Dessa forma, há um aumento de pressão sobre o solo, o que pode provocar recalques sem a necessidade de haver aumento na carga sobre a fundação.

Figura 32 - Rebaixamento do nível da água



Fonte: (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Outro exemplo de influência do lençol freático em recalques são as construções na Cidade do México. Fundada pelos astecas, a cidade repousa sobre uma camada superior com mais de 30 metros de argila muito mole. Esse fato aliado ao constante rebaixamento do nível da água decorrente da necessidade de extração de grande volume de água para abastecimento da cidade gera recalques nas construções (CAPUTO, 2012).

### 3.5.2.6 Solos colapsíveis

Solos colapsíveis quando em contato com a água têm sua cimentação intergranular destruída, resultando em um colapso súbito da estrutura desse solo. Esse colapso causa recalques, mesmo sem haver aumento de pressões por carregamento externo (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

No caso de fundações por estacas, se estas estiverem inteiramente embutidas em solos colapsíveis, há a perda de sua capacidade de carga, e se apenas o fuste da estaca estiver no solo onde ocorre a redução brusca do volume, ela será sobrecarregada por tensões de atrito lateral negativo (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

### 3.5.2.7 Solos Expansivos

Nesses solos pode ocorrer o levantamento da fundação e a diminuição de resistência devido a sua expansão, de acordo com a norma ABNT NBR 6122.

As forças de expansão podem ser equilibradas pelo peso próprio da estrutura. Porém, deve-se observar que este equilíbrio é normalmente obtido ao final do processo construtivo, podendo ocasionar problemas durante a construção (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). Conforme Milititsky, Consoli e Schnaid

(2008), existem três procedimentos básicos para reduzir ou evitar os efeitos de solos expansivos sobre fundações e estruturas:

- Isolar a estrutura utilizando materiais deformáveis (isopor ou compensados) entre o solo e o concreto. As forças de expansão comprimem esses materiais, não sendo transferidas diretamente à estrutura;
- Reforçar a estrutura para resistir aos esforços provocados pelas forças de expansão;
- Eliminar os efeitos de expansibilidade, evitando percolação de água junto aos elementos de fundação e utilizando técnicas de estabilização de solos através da adição de agentes cimentantes.

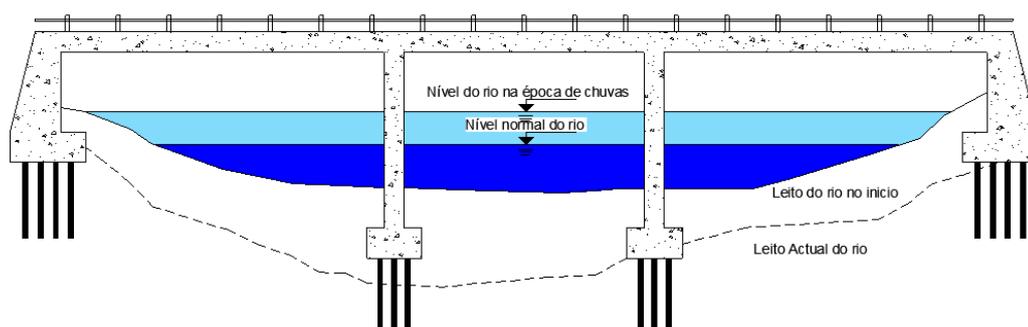
### 3.5.2.8 Infiltração

Com as infiltrações, o solo sob as fundações diretas pode ser carreado, provocando vazios que impedem a transmissão adequada de cargas ao solo (REBELLO, 2008). Conforme observado nos itens anteriores, a presença de infiltração de água no solo afeta o comportamento dos solos colapsíveis e expansíveis.

### 3.5.2.9 Erosão ou solapamento (scour)

Segundo Carvalho (2010, p. 103), o fenômeno da erosão atinge principalmente as fundações executadas onde existam correntes de água. Bastante comum em pontes construídas sobre rios, onde o rebaixamento do nível da água deixa a fundação descoberta e a corrente de água arrasta o solo próximo às fundações, modificando a forma de aplicação de carga da fundação ao solo.

Figura 33 - Fundação de ponte danificada pela erosão



Fonte: (MUÑOZ et al., 2006) citado e modificado por (CARVALHO, 2010).

### 3.5.2.10 Escavações próximas

Um exemplo dos efeitos de escavações próximas a edificações foi o desabamento em 2009 de um edifício residencial de 13 andares situado em Xangai (Figura 34).

Conforme Carvalho (2010, p. 97), foi executado uma escavação próxima ao edifício com o objetivo de construir um parque de estacionamento subterrâneo. O volume de terra escavado foi colocado do outro lado da estrutura, provocando tensões no solo nessa região.

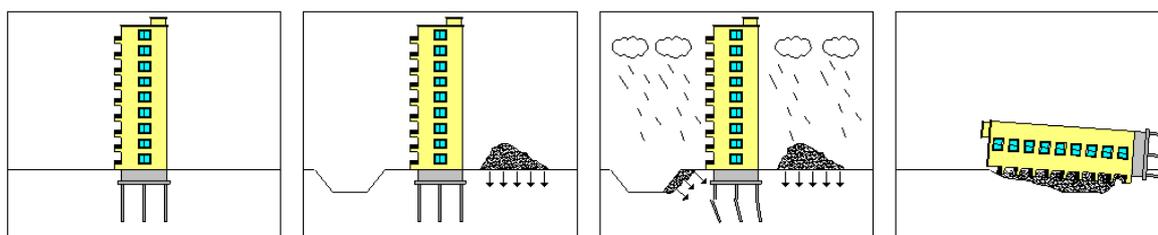
Figura 34 - Edifício em Xangai



Fonte: (Foncillas, 2009) citado por (CARVALHO, 2010).

O acréscimo de tensões em um lado do edifício aliado ao alívio de tensões causado pela escavação comprometeu as fundações, provocando o desabamento. Outros fatores como o tipo de solo, a presença de chuvas e enchentes do rio próximo ao local, assim como a qualidade das fundações executadas também foram determinantes.

Figura 35 - Esquema das causas do desabamento do edifício em Xangai

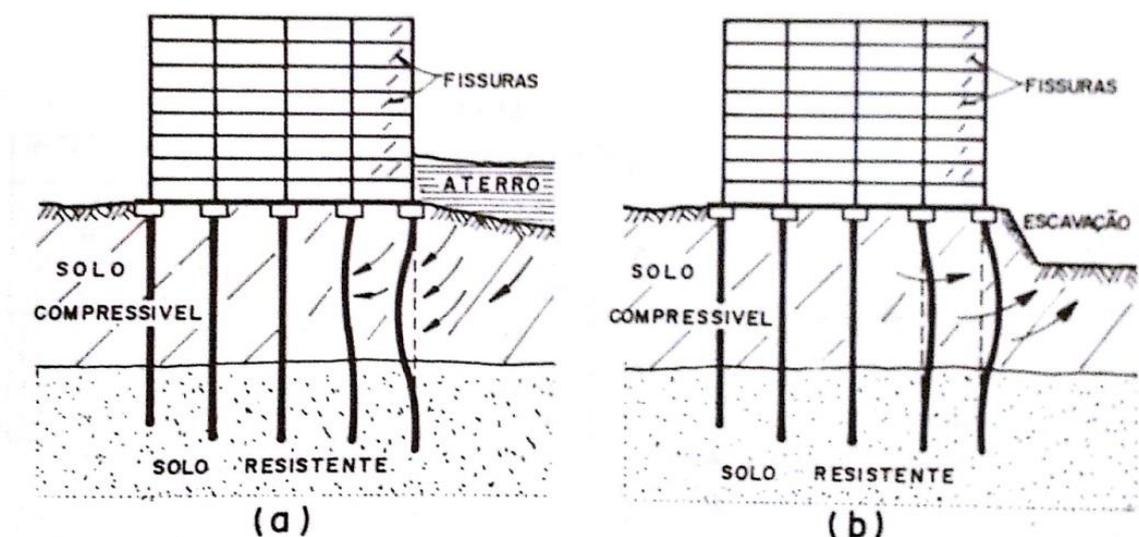


Fonte: (FONCILLAS, 2009) modificado e citado por (CARVALHO, 2010).

### 3.5.2.11 Efeito Tschebotarioff

Quando existe camada compressível de solo, o movimento da camada, provocado por cargas verticais assimétricas, afeta o comportamento das estacas que atravessam essa camada. Conforme a Figura 36, as cargas verticais assimétricas podem ser provocadas por aterro (a) ou por escavação (b).

Figura 36 - Efeito Tschebotarioff



Fonte: (ALONSO, 1991).

Segundo Alonso (1991), se os esforços transversais advindos desse efeito não forem equilibrados pelas estacas, ou por um escoramento da estrutura, esta poderá se deslocar transversalmente, aparecendo fissuras na mesma.

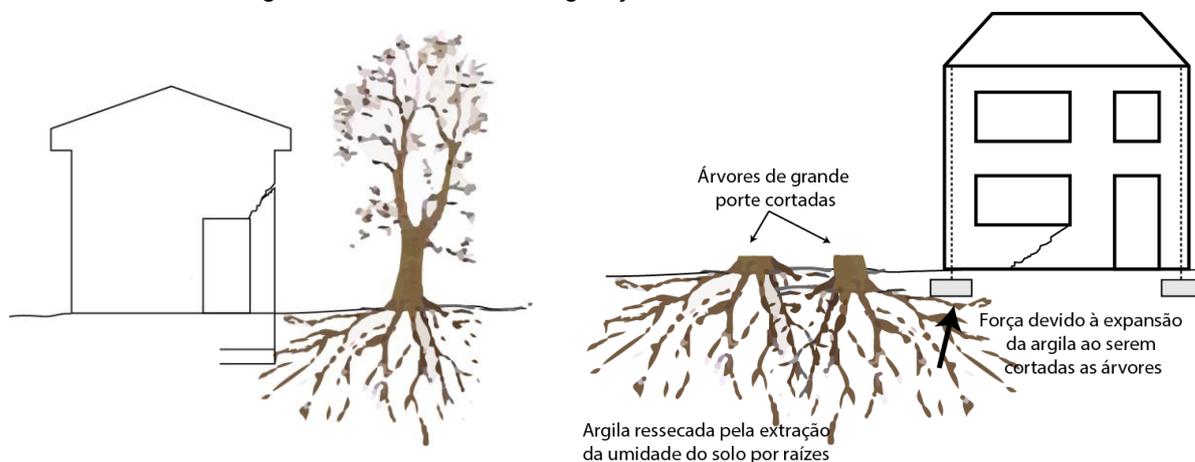
### 3.5.2.12 Influência da vegetação

O efeito da vegetação pode ocorrer por interferência física das raízes ou pela modificação no teor de umidade do solo, uma vez que as raízes extraem água do solo para manter seu crescimento, modificando o teor de umidade se comparado com o local onde as raízes não estão presentes (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Em solos argilosos, as variações de umidade provocam mudanças volumétricas. Logo, qualquer fundação localizada na área afetada apresentará movimento e provavelmente patologia da edificação por causa de recalques localizados (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

A influência da vegetação às construções está associada a uma série de fatores, como o tipo de solo do local, o tipo de vegetação presente, a distância da vegetação, o clima, o nível da água.

Figura 37 - Influência da vegetação na ocorrência de fissuras



Fonte: (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

A vegetação pode contribuir significativamente para a alteração da umidade do solo. As raízes podem consumir a água presente no solo abaixo de uma fundação, fazendo com que a mesma recalque pelo adensamento do solo.

O corte da vegetação próxima à construção também pode contribuir para a expansão do solo, se o mesmo obtiver características expansivas, resultando em um movimento vertical no sentido de levantar a fundação.

### 3.5.2.13 Zonas cársticas

Zonas onde há presença de rochas compostas de carbonatos de cálcio e magnésio podem apresentar problemas às fundações. Denominadas rochas calcárias ou dolomíticas (também conhecidas como calcário), têm a característica de serem solúveis em contato com águas levemente ácidas, produzindo grandes porosidades e cavidades no interior do solo (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). A cavidade formada muitas vezes é protegida por uma camada composta de sedimentos não solúveis e solos residuais, dando aos projetistas de fundações uma falsa impressão de segurança. Por essa razão é importante que seja realizado uma investigação mais detalhada em regiões onde reconhecidamente existe a possibilidade da presença de rochas calcárias.

### 3.5.3 Recalques Admissíveis

Segundo Alonso (1991, p. 26), os valores admissíveis são fixados pelos especialistas envolvidos com o projeto, a execução e o acompanhamento do desempenho da obra. São decorrentes da experiência local ao longo do tempo que permitam concluir que, para o tipo de estrutura, carregamento e solo, tais valores de recalque podem ser considerados aceitáveis, ou seja, admissíveis. No entanto, a fixação desses valores admissíveis é dificultada pela gama de materiais envolvidos nas construções, como também na dificuldade de se avaliar a interação solo-estrutura de um dado problema (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

Vários estudos foram feitos a fim de se obter limites de segurança para os movimentos de fundações. Porém, nem todos com informações completas sobre o comportamento da fundação e seus efeitos (TEIXEIRA e GODOY, 1998). Dessa forma, os autores das bibliografias referentes ao assunto aconselham a observar os limites apresentados por pesquisadores como de natureza exemplificativa.

Moraes (1978, p. 9) define os seguintes limites para o recalque diferencial específico, ou seja, a distorção angular:

Prédios para fábricas construídos com estruturas em concreto armado:

$$\delta = \frac{v\tilde{a}o}{1000} \text{ a } \frac{v\tilde{a}o}{500}$$

Prédios de apartamentos, salas para escritórios em concreto armado:

$$\delta = \frac{v\tilde{a}o}{400} \text{ a } \frac{v\tilde{a}o}{250}$$

Estruturas metálicas:

$$\delta = \frac{v\tilde{a}o}{500}$$

Alonso (1991) descreve a seguinte equação, onde, por estar em função da deformação específica do material ( $\varepsilon$ ) analisado, apresenta os valores de distorção angular onde possivelmente provocará o início de fissuras:

$$\delta = \frac{\Delta}{l} = 2 \times \varepsilon$$

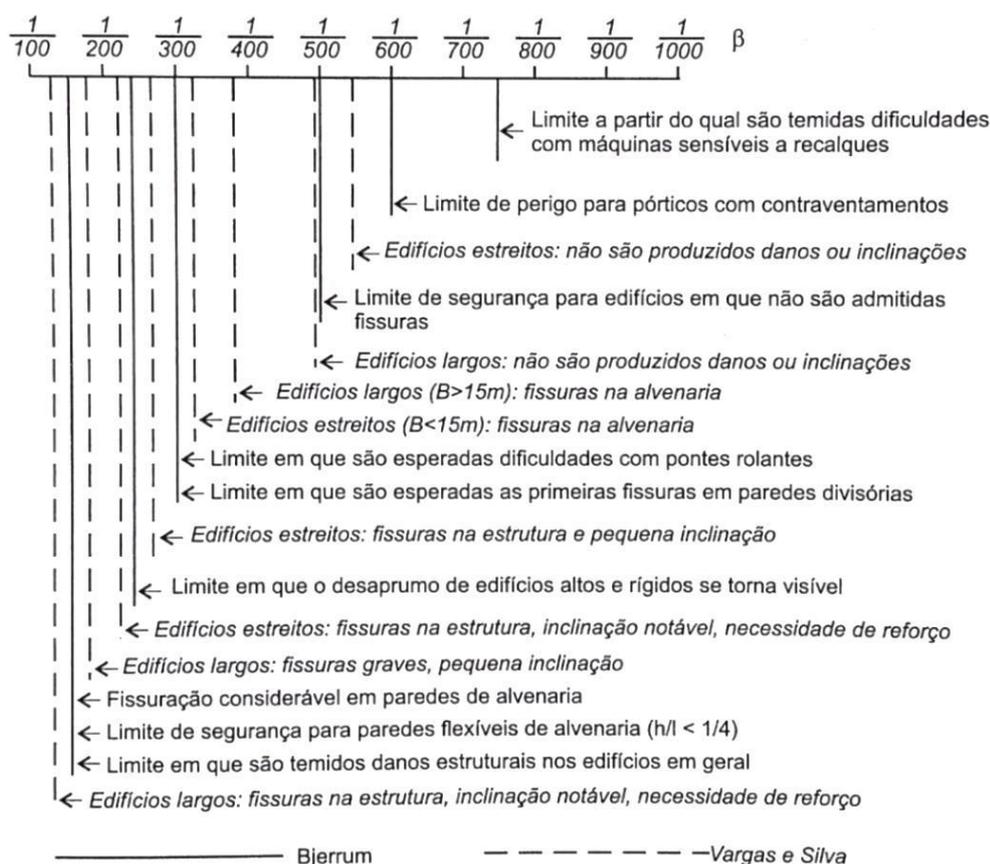
Este valor corresponde ao início da formação da fissura e, portanto, praticamente invisível. Com o aumento do recalque diferencial, a fissura se abre até o

momento em que se torna visível. Esse momento é denominado distorção angular crítica ( $\delta_{crít.}$ ).

A Figura 38 apresenta os valores da distorção angular ( $\beta$ ) e os danos associados sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973).

Pela época em que foram estudados os dados, é importante que sejam utilizados com cautela devido às mudanças ocorridas nos padrões construtivos desde então.

Figura 38 - Distorções angulares e danos associados



Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2011)

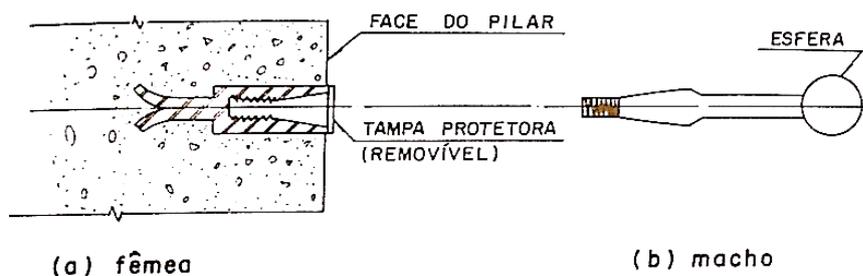
### 3.5.4 Controle De Recalques

Quando há dúvida quanto ao comportamento de uma fundação, ou quando se pretende acompanhar seu desempenho em razão de uma situação que pode gerar recalque, é recomendado o controle de recalque da edificação (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). O controle de recalque tem por objetivo identificar a velocidade de recalque da fundação e, conseqüentemente, prever qual será seu comportamento futuro.

#### 3.5.4.1 Controle por nível óptico de precisão

Segundo Alonso (1991), a medida dos recalques é feita nivelando-se pontos de referência, constituídos por pinos engastados na estrutura, em relação a uma referência fixa de nível (RN). Os pinos servirão de apoio à mira utilizada no nivelamento. São constituídos de duas partes, conforme a Figura 39: a fêmea (a), que fica fixa à estrutura, e o macho (b), que é rosqueado somente durante as leituras.

Figura 39 - Pino de leitura de recalque

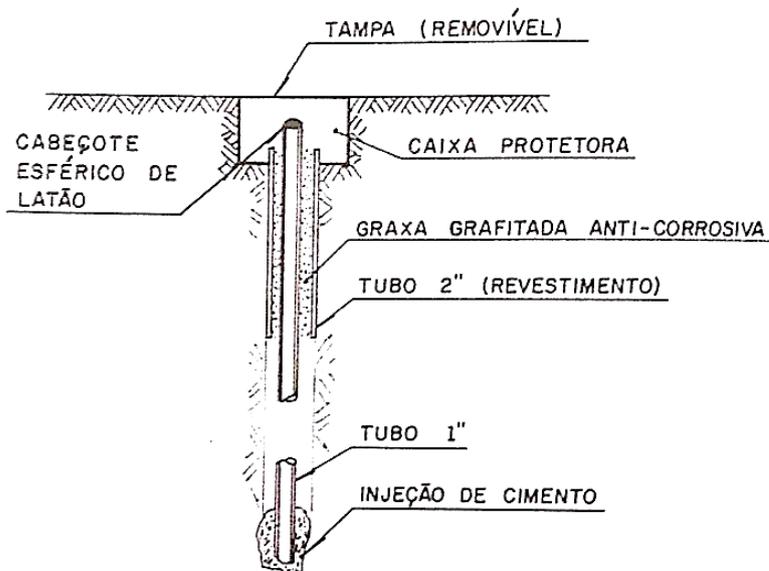


Fonte: (ALONSO, 1991)

A referência de nível é geralmente engastada em camadas profundas a fim de não sofrer influência de fatores que comprometem a indeslocabilidade que se exige. A Figura 40 representa um tipo de referência de nível chamada de Benchmark. Consiste em um tubo instalado em um furo de sondagem, protegido por outro tubo externo e injetado graxa entre os tubos com a função de proteger contra corrosão e garantir que o tubo interno não se movimente (ALONSO, 1991).

A medição dos recalques é feita utilizando-se nível óptico de precisão (teodolito) entre o nível de referência e a mira apoiada nos pinos de leitura. Os valores são anotados conforme a data, constituindo o quadro de controle de recalques, onde é possível obter a velocidade dos recalques.

Figura 40 – Benchmark

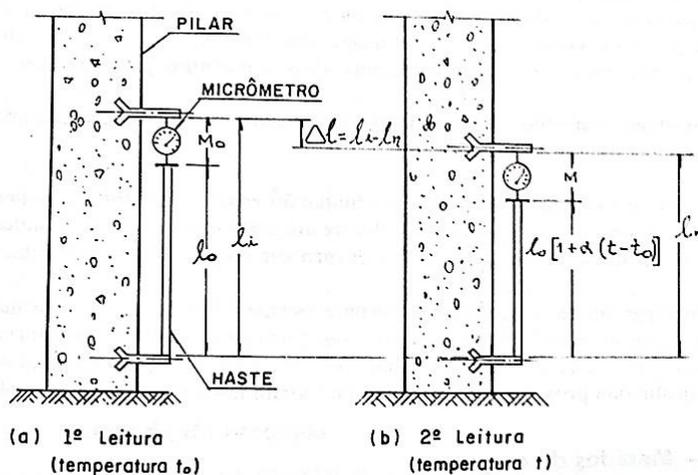


Fonte: (ALONSO, 1991).

### 3.5.4.2 Medida de cargas

Segundo Alonso (1991), o controle de recalques deve incluir a estimativa de carga atuante nos pilares, permitindo traçar a curva carga x recalque. As cargas são estimadas pelos engenheiros calculistas. Porém, em razão da evolução dos recalques diferenciais, as cargas nos pilares são alteradas. Para medir a carga atuante nos pilares podem ser utilizados os extensômetros, que medem os encurtamentos elásticos na estrutura.

Figura 41 - Extensômetro mecânico



Fonte: (ALONSO, 1991).

Segundo Alonso (1991), o cálculo da carga (N) atuante no pilar será estimado aplicando-se a lei de Hooke:

$$N = A \times E \times \frac{\Delta}{l_i}$$

Em que:

$A$  = área da seção transversal do pilar;

$E$  = módulo de elasticidade do material do pilar;

$\Delta l = l_i - l_n$  = encurtamento ocorrido no pilar entre as leituras inicial e final;

$l_i$  = comprimento inicialmente lido pelo extensômetro.

#### 3.5.4.3 Controle de verticalidade

O controle de verticalidade visa acompanhar o desaprumo do edifício. Trata-se de uma leitura periódica realizada com aparelho topográfico de precisão, sempre nos mesmos pontos, resultando em planilhas e quadros de acompanhamento das anotações (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). Ainda segundo os autores, devem ser considerados os efeitos de temperatura nos elementos da obra, sendo preferível que as leituras sejam sempre realizadas pelo mesmo operador, na mesma hora, podendo haver, caso contrário, uma superposição de efeitos de difícil avaliação.

### 3.5.5 Estabilização De Recalques

O termo estabilização designa qualquer processo ou tratamento capaz de melhorar a estabilidade de um maciço terroso ou rochoso (CAPUTO, 2012).

#### 3.5.5.1 Congelamento do solo

Segundo Caputo (2012), o sistema, idealizado em 1883, é somente empregado em casos difíceis de fundações em terrenos com solos moles e saturados de água. É uma solução muito onerosa que consiste em instalar tubos no solo por onde passa um líquido refrigerante, como nitrogênio, ou salmoura. A temperatura do solo atinge o ponto de congelamento da água presente, fazendo com que seja estabilizado o recalque da fundação enquanto durar o processo de reforço.

Caputo (2012) cita como exemplo o caso do edifício da Companhia Paulista de Seguros, em São Paulo, onde o recalque avançava a uma velocidade de 2 mm por

dia, indicando perigo no colapso total do prédio. Foram instalados 130 congeladores atingindo uma profundidade de 13 metros. O solo atingiu a temperatura de -13 °C e em cerca de 80 dias depois o recalque parou. Em seguida foi possível iniciar o processo de reforço.

#### 3.5.5.2 Injeções de cimento

Consiste em injetar uma camada de cimento no terreno abaixo das fundações através de tubos galvanizados de 2” a 3” de diâmetro. Os tubos são cravados até a cota desejada e feita a injeção de cimento através do tubo de ponta aberta ou de paredes perfuradas (CAPUTO, 2012).

As injeções se propõem a melhorar as características dos maciços terrosos e rochosos, melhorando a resistência e impermeabilização.

### 3.6 ASPECTOS TEÓRICOS SOBRE PATOLOGIA

Toda edificação está sujeita a deslocamentos verticais (recalques), durante ou mesmo após a sua conclusão, por um determinado período de tempo, até que o equilíbrio entre o carregamento aplicado e o solo seja atingido. Esses movimentos podem provocar a ocorrência de falhas, evidenciadas pelos desnivelamentos de pisos, trincas e desaprumos da construção (CAPUTO, 2012). O estudo das origens, tipos de manifestações e consequências das falhas configura o conceito de patologia nas construções.

Neste capítulo serão apresentados os tipos de danos causados, as possíveis origens e as consequências que podem trazer à segurança e ao conforto da edificação. Segundo Teixeira e Godoy (1998), os danos causados por movimentos de fundações podem ser agrupados em três categorias principais:

- **DANOS ARQUITETÔNICOS**

São os danos visíveis ao observador comum, que comprometem a estética da edificação, como trincas em paredes, recalques de pisos, rompimento de painéis etc. (TEIXEIRA e GODOY, 1998, p. 261).

Neste caso, o reforço é optativo, pois não envolve riscos quanto à estabilidade da construção (GOTLIEB, 1998, p. 471).

- **DANOS FUNCIONAIS**

São os danos causados à utilização da edificação, tais como refluxo ou ruptura das tubulações, desgaste excessivo dos trilhos dos elevadores devido ao desaprumo, mau funcionamento de portas e janelas.

A partir de certos limites, será necessário o reforço por comprometer a utilização da construção (GOTLIEB, 1998).

- **DANOS ESTRUTURAIS**

Danos na estrutura, ou seja, pilares, vigas e lajes.

O reforço é sempre necessário, pois a sua ausência implica instabilidade da construção, podendo até mesmo levá-la ao colapso (GOTLIEB, 1998).

### 3.6.1 Fissuração

As fissuras podem ser consideradas como a manifestação patológica característica das estruturas de concreto, sendo mesmo o dano de ocorrência mais comum e aquele que, a par das deformações muito acentuadas, mais chama atenção dos leigos, proprietários e usuários aí incluídos, para o fato de que algo de anormal está a acontecer (SOUZA e RIPPER, 1998, p. 57).

Segundo a norma ABNT NBR 6118, em seu capítulo sobre controle de fissuração, considera que a fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração, mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensões de tração são atingidos. A norma referida prevê aberturas máximas de fissuras da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, onde não há importância significativa na corrosão das armaduras.

#### 3.6.1.1 Controle de fissuras

Neste capítulo serão apresentados meios de controle e acompanhamento da abertura das fissuras ao longo do tempo.

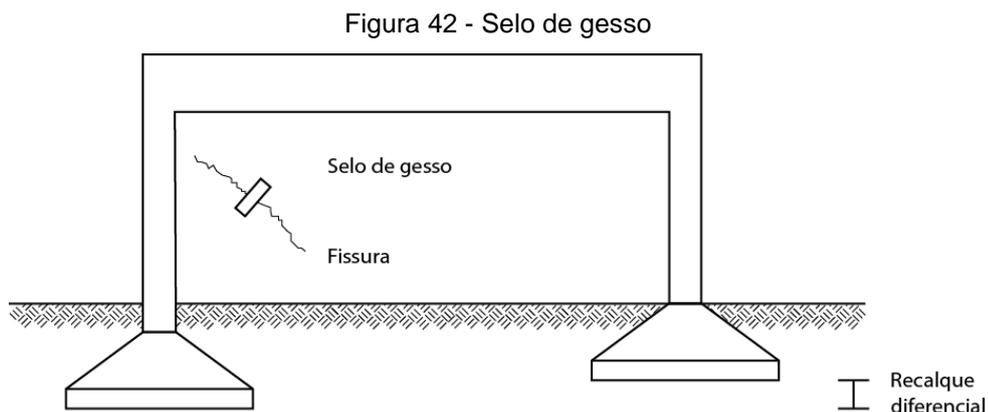
Este procedimento é realizado com vistas a identificação do padrão de movimento de toda a estrutura, que por sua vez se reflete nas características das fissuras apresentadas.

- Selos de gesso ou de vidro

Para saber se uma fissura continua aumentando (fissura ativa), pode-se proceder a instalação de uma placa de gesso ou de vidro sobre a fissura.

Após a colocação, anota-se a data e observa-se a condição da placa por pelo menos três meses. O selo pode se romper antes desse prazo, situação onde é anotada a data e aplicado outro selo. Se o selo romper antes do período de tempo observado para a primeira ruptura, há indícios de que o recalque não se estabilizou e pode estar se acelerando.

O procedimento é repetido, sempre observando o intervalo de tempo entre as rupturas dos selos. Dessa forma pode-se concluir se o recalque está se estabilizando ou aumentando (REBELLO, 2008).

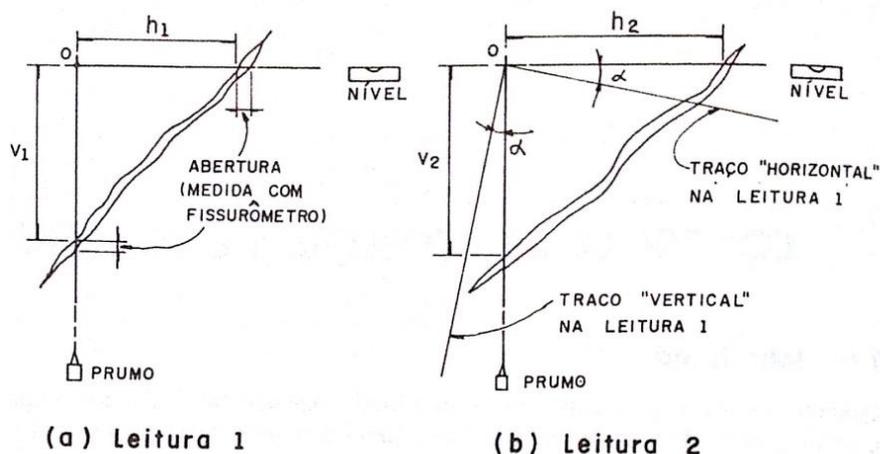


Fonte: AUTOR.

- Fissurômetros

De acordo com Alonso (1991), utilizando um lápis, traça-se um sistema de eixos ortogonais que ultrapassem a fissura nos dois sentidos. Anota-se a data, as distâncias horizontais e verticais da origem do eixo até a fissura e, em seguida, mede-se a abertura da fissura. O procedimento é repetido, porém, rotacionando o eixo, a fim de obter outros valores (Figura 43).

Figura 43 - Controle de fissuras



Fonte: (ALONSO, 1991).

### 3.6.1.2 Classificação das fissuras

As fissuras podem ser classificadas de acordo com seu comportamento em ativas (vivas), quando aumentam ao longo do tempo, ou inativas (mortas), quando a fissura se encontra estabilizada.

Dessa forma, pode-se proceder à avaliação da gravidade do problema analisando tabelas existentes na bibliografia. Em razão da complexidade e particularidade de cada caso, o tratamento e o acompanhamento da fissura deve ser realizado com a participação de um especialista (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Tabela 9 - Relação entre abertura de fissuras e danos em edifícios

Abertura da fissura (mm)	Intensidade dos danos			Efeito na estrutura e no uso do edifício
	Residencial	Comercial ou público	Industrial	
< 0,1	Insignificante	Insignificante	Insignificante	Nenhum
0,1 a 0,3	Muito leve	Muito leve	Insignificante	Nenhum
0,3 a 1	Leve	Leve	Muito leve	Apenas estética; deterioração acelerada do aspecto externo.
1 a 2	Leve a moderada	Leve a moderada	Muito leve	
2 a 5	Moderada	Moderada	Leve	Utilização do edifício será afetada e, no limite superior, a estabilidade também pode estar em risco.
5 a 15	Moderada a severa	Moderada a severa	Moderada	
15 a 25	Severa a muito severa	Severa a muito severa	Moderada a severa	
> 25	Muito severa a perigosa	Severa a perigosa	Severa a perigosa	Cresce o risco de a estrutura tornar-se perigosa

Fonte: (Thornburn e Hutchinson, 1985) citado por (VELLOSO e LOPES, 2011).

A denominação da fissura também está relacionada à abertura da mesma de acordo com a Tabela 10 (OLIVARI, 2003).

Tabela 10 - Denominação das fissuras

Denominação	Abertura da fissura (mm)
Fissura capilar	Menos de 0,2 mm
Fissura	0,2 mm a 0,5 mm
Trinca	0,5 mm a 1,5 mm
Rachadura	1,5 mm a 5,0 mm
Fenda	5,0 mm a 10,0 mm
Brecha	Mais de 10,0 mm

Fonte: adaptado (OLIVARI, 2003).

### 3.6.1.3 Padrão de fissuras provenientes de recalque de fundação

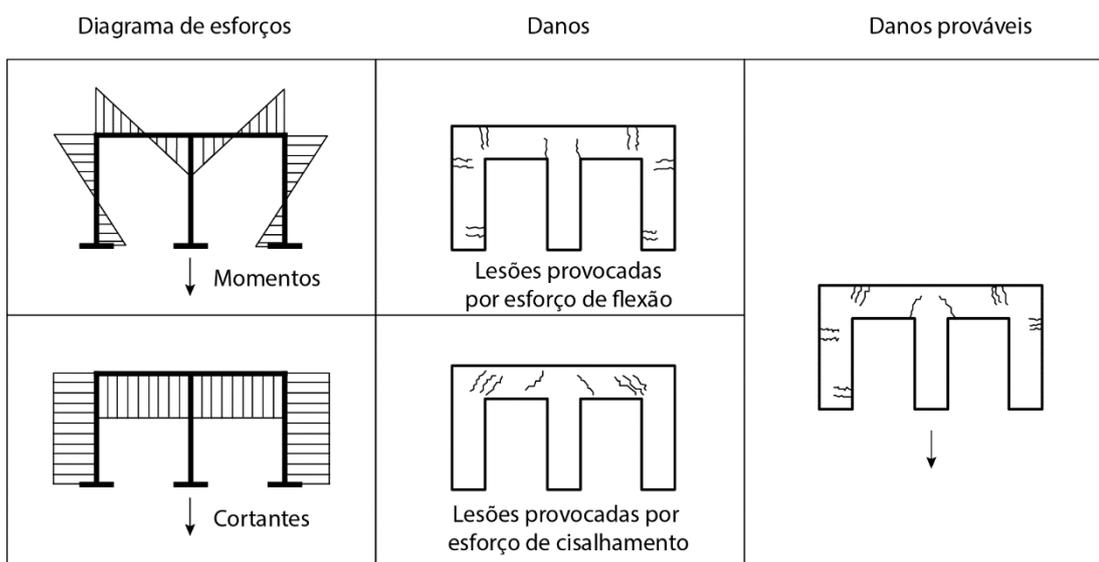
Quando na ocorrência de recalques diferenciais em fundações, as construções apresentam fissuras nas alvenarias de fechamento e nas vigas de concreto armado.

A fissura ocorre devido à distorção excessiva da estrutura, que ocasiona uma deformação específica de tração nas paredes. Essa tração atua favorecendo a abertura de fissuras típicas de recalque de fundação, com um padrão de inclinação em 45° nas paredes.

Nas estruturas de concreto, segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), as fissuras ocorrem conforme indicadas nas Figura 44 e 45.

Figura 44 – Fissuras em estruturas de concreto por recalque de pilar central

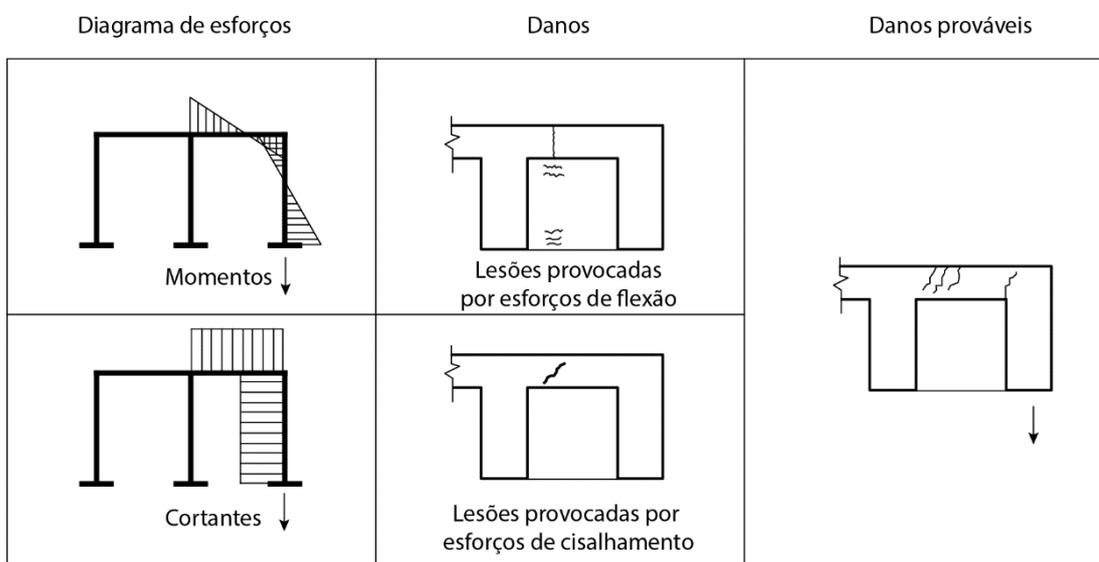
**Recalque Central**



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Figura 45 - Fissuras por recalque de pilar de extremidade

**Recalque na extremidade**



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

### **3.6.2 Desaprumos**

O desaprumo de edifícios é uma patologia com origem essencial no recalque diferencial das fundações. Além de afetar o caráter estético, a inclinação das construções também contribui para o acréscimo de cargas na estrutura, que por sua vez é transmitida para as fundações, ocasionando um aumento significativo no recalque já existente, podendo atingir valores que ocasionam o colapso do edifício.

Vários autores contribuíram com estudos sobre os limites de recalque diferencial onde os danos não comprometem a segurança da estrutura. Alguns desses estudos foram apresentados no item 3.5.3 deste trabalho.

### **3.6.3 Ação Da Água**

Se a água (ou o solo) apresenta características suspeitas (odor fétido, desprendimento de gases, acidez) ou elementos químicos que possam ser prejudiciais ao concreto ou ao aço, as amostras devem ser submetidas a um estudo químico em laboratório (CAPUTO, 2012). A água contaminada com alguns elementos químicos pode alterar o pH do concreto da fundação submersa, contribuindo para a corrosão do aço da armadura ou para as reações químicas com o concreto das fundações, favorecendo a degradação do mesmo.

O movimento de variação do nível da água, assim como a correnteza dos rios pode ocasionar a degradação do concreto e a carreação do solo próximo à fundação. Segundo Souza e Ripper (1998), a água carrega partículas que provocam a abrasão.

A alteração do estado físico da água de líquido para sólido (gelo) aumenta em até 9% o seu volume, podendo ocasionar tensões entre os poros do concreto, resultando em fissuras e degradação do mesmo (CARVALHO, 2010).

### **3.6.4 Ataques Biológicos**

As ações biológicas podem ser provenientes das raízes das vegetações, micro-organismos, etc. Ao penetrarem no concreto, geram tensões internas que fraturam o concreto (SOUZA e RIPPER, 1998).

Segundo Souza e Ripper (1998), as formigas também podem contribuir para o recalque diferencial. De acordo com os autores, elas têm o costume de afogar a terra

sob fundações superficiais, especialmente em edificações de pequeno porte, provocando, com isso, recalques diferenciais que podem danificar seriamente a estrutura e resultam em trabalho de recuperação bastante oneroso.

### **3.6.5 Lixiviação**

De acordo com Souza e Ripper (1998, p. 72), a corrosão do concreto pelo processo de lixiviação consiste na dissolução e arraste do hidróxido de cálcio existente no cimento endurecido devido ao ataque de águas. Quanto mais poroso o concreto, maior será o ataque. A dissolução, o transporte e a decomposição do hidróxido de cálcio favorece o aumento da porosidade do concreto, que com o tempo se desintegra.

### **3.6.6 Ataque Por Sulfatos**

As reações dos sulfatos com componentes do cimento provocam sua expansão e desagregação (SOUZA e RIPPER, 1998). Os sulfatos estão presentes em águas que contém resíduos industriais, nas águas subterrâneas em geral e na água do mar.

### **3.6.7 Ataque Por Cloretos**

Os cloretos estão presentes na grande maioria dos aditivos aceleradores de pega e endurecimento do cimento.

Segundo Souza e Ripper (1998), em dias de temperatura elevada, os cloretos podem causar, na concretagem, um endurecimento do concreto muito rápido, impedindo o total preenchimento das fôrmas e aumentando também a retração do concreto, o que resulta em fissuração. Também pode atacar o aço presente em alguns tipos de fundações, favorecendo o efeito da corrosão.

### **3.6.8 Carbonatação**

A carbonatação constitui a reação química entre o dióxido de carbono presente no ambiente e a cal desenvolvida durante a hidratação do cimento (CARVALHO, 2010).

Esta reação forma carbonato de cálcio e reduz o pH do concreto para valores inferiores a 9, o que torna o aço do concreto armado, presente em alguns tipos de fundações, suscetível à corrosão.

### **3.6.9 Reação Álcali-Agregado**

Segundo Rebello (2008), essa reação é decorrente de um processo químico que acontece com álcalis e agregados (areia ou pedra) na presença de umidade, provocando a expansão do concreto, produzindo fissuras generalizadas que, com o tempo, por deterioração na armação, podem levar a fundação à ruptura. Os álcalis, como o  $Na_2O$  e o  $K_2O$ , estão naturalmente presentes no cimento, assim como na água ou mesmo nos próprios agregados.

## 4 ESTUDOS DE CASOS

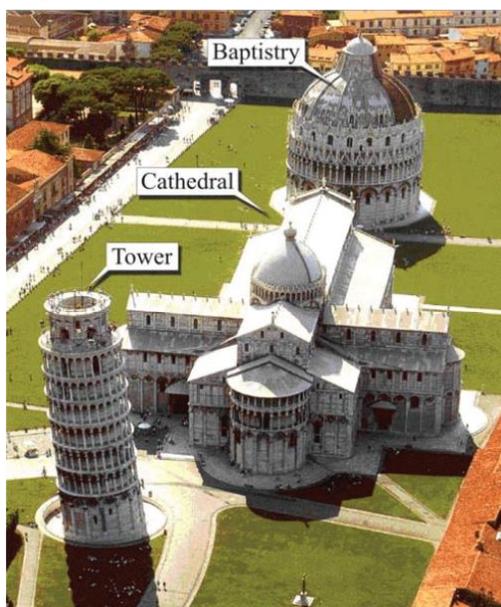
Neste capítulo serão abordados quatro estudos de casos com o objetivo de exemplificar com casos reais o embasamento teórico relatado neste trabalho, identificando os tipos de patologias encontrado, quais foram as medidas de controle das movimentações e a análise das decisões dos engenheiros responsáveis por cada caso.

### 4.1 TORRE DE PISA

Localizada na Itália, na cidade de Pisa, a Torre que leva o nome da cidade é um conhecido caso de recalque de fundação, com uma inclinação notável.

Sua construção foi iniciada em 1173 e durou cerca de 200 anos, incluindo duas longas interrupções: de 1178 até 1272 e de 1278 até 1360.

Figura 46 - Localização da Torre de Pisa



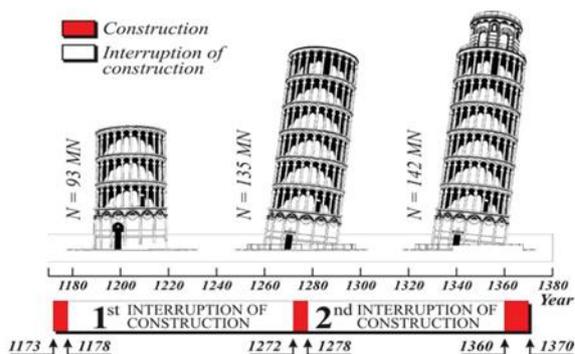
Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

#### 4.1.1 Descrição Do Problema

A Torre começou a inclinar durante o segundo estágio de construção e desde então seu desaprumo continuou aumentando. A Figura 48 mostra a seção de máxima inclinação da Torre (5,5 graus), antes de ser iniciado o processo de estabilização, em 1993.

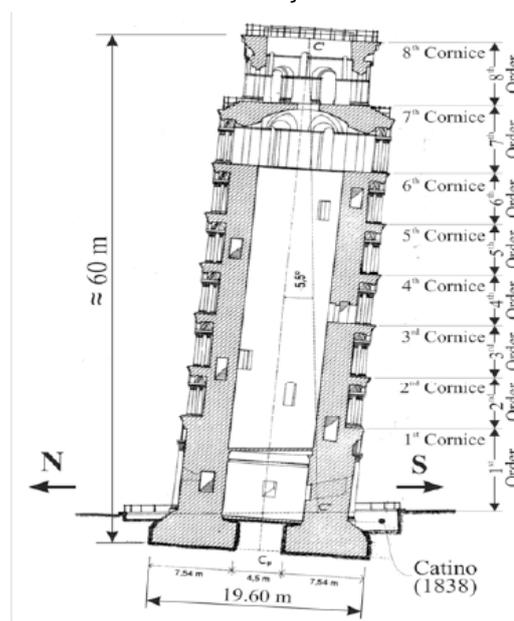
Segundo Burland, Jamiolkowski e Viggiani (2009), a tensão média na fundação é 500 kPa. Os autores complementam que uma análise computadorizada detalhada (Burland and Potts, 1994) indicou que a tensão no lado sul da Torre era de quase 1000 kPa, enquanto que no lado norte a tensão era próxima de zero, conforme representado na Figura 47.

Figura 47 – Inclinação e acréscimo de cargas nas fases de construção da Torre



Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

Figura 48 - Seção no plano de máxima inclinação



Weight	142 MN
Height of the centre of gravity	22,6 m
Overturning moment	327 MNm
Average foundation pressure:	≈ 500 kPa

Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

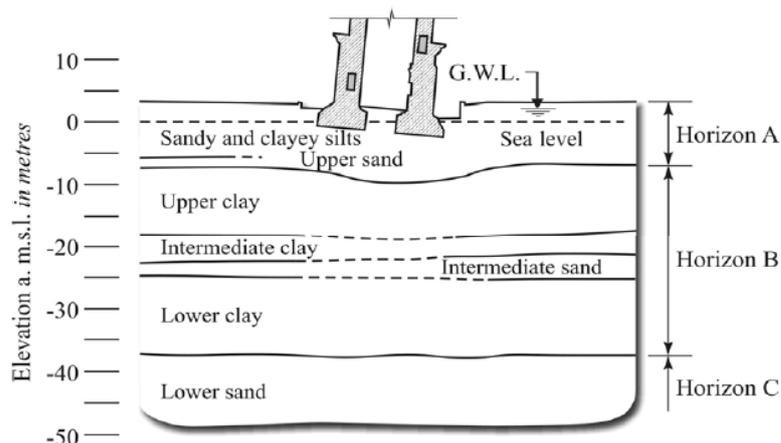
#### 4.1.2 Tipo De Solo

A camada de solo abaixo da Torre consiste em três tipos de solo:

Os dez primeiros metros são compostos por areia e silte argiloso. Abaixo da camada de areia e silte argiloso há uma camada com cerca de 30 metros de profundidade formados por argila marinha, um solo que perde muita rigidez quando submetido a tensões. Nos 20 metros seguintes, existe uma camada de areia marinha densa, conforme apresentado na Figura 49.

O contato entre a camada A e a camada B abaixo da Torre se apresenta de forma côncava, o que indica um adensamento na camada B provocada pela distribuição de tensões da fundação.

Figura 49 - Estratigrafia do terreno



Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

### 4.1.3 Soluções Adotadas

Em 1990, preocupados com o aumento progressivo da inclinação da Torre e com o risco iminente de colapso da estrutura, o governo italiano instaurou um Comitê Internacional com o intuito de estabilizar a Torre e garantir a sua segurança.

#### 4.1.3.1 Controle da inclinação

As medições precisas foram iniciadas em 1911 e, de acordo com Burland, Jamiolkowski e Viggiani (2009), a inclinação da Torre aumentava progressivamente a cada ano. Em 1990, o aumento da inclinação era cerca de 6 segundos por ano, equivalente a 0,0017 graus por ano, o que gera um deslocamento horizontal do topo da Torre de 1,5 mm por ano (Jamiolkowski, 2001 apud BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009).

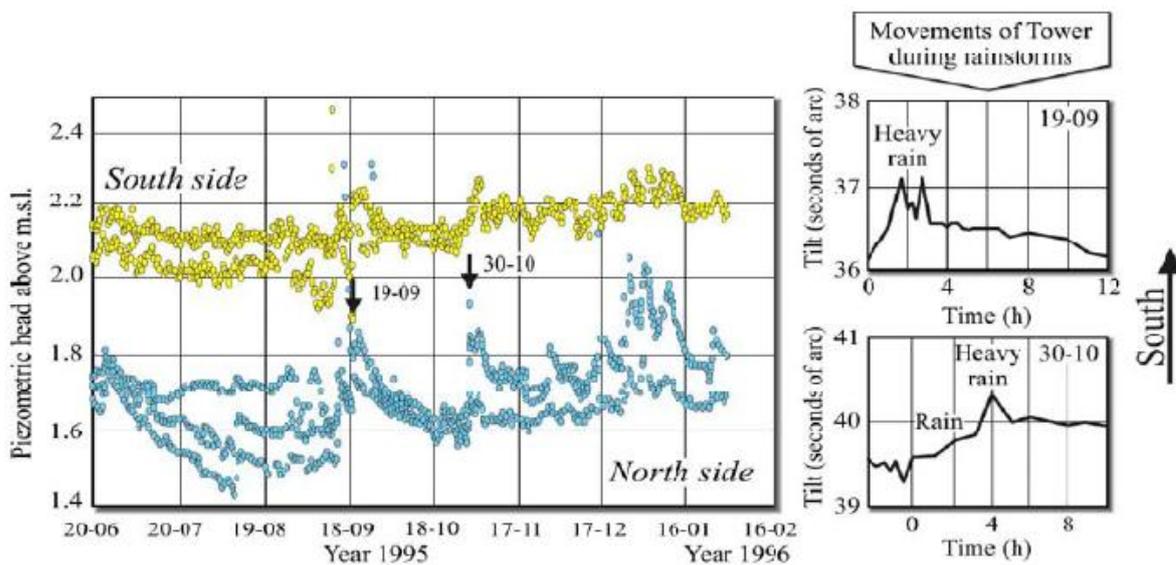
Com base na análise dos dados foi possível constatar que o problema reside mais na instabilidade da inclinação do que na capacidade de carga do solo. Segundo Hambly (1985) citado por Burland, Jamiolkowski e Viggiani (2009), a instabilidade da inclinação não é devido à capacidade de carga do solo, mas devido à sua rigidez.

#### 4.1.3.2 Controle do nível da água

Foram instalados piezômetros no solo e constatado que o nível da água variava muito entre os meses de setembro e dezembro, quando ocorrem chuvas sazonais em

grande escala. Observou-se que nesses meses a velocidade de inclinação da Torre aumentava. Os piezômetros mostraram que o aumento no nível da água foi maior no lado norte do que no lado sul da Torre. Como o lado sul sofre maiores cargas devido à inclinação, a expulsão da água no solo é maior, ocasionando uma diminuição na poropressão e contribuindo para a rotação em direção ao sul.

Figura 50 - Variação do nível da água



Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

#### 4.1.3.3 Estabilização provisória da Torre

Em 1993, foi aplicada uma carga de 600 toneladas de chumbo no lado norte através de um anel de concreto removível, colocado ao redor da base da Torre. Os pesos reduziram a inclinação em cerca de um minuto de arco, ou seja, aproximadamente 0,0167 graus. Consequentemente, o momento atuante nas fundações também foi reduzido.

Dois anos depois, em setembro de 1995, foi realizada uma tentativa de substituir os pesos por tirantes fixados ao anel de concreto. Nesse procedimento foi utilizada a técnica de congelamento de solo para conter o movimento da Torre durante o procedimento. Porém, o congelamento do solo fez com que o volume de água existente fosse aumentado, provocando o deslocamento do anel de concreto e fazendo com que a Torre recalcesse mais.

O procedimento foi então interrompido e fez-se necessário aumentar de 600 toneladas para 900 toneladas a carga de chumbo a fim de controlar a aceleração do

movimento. Naquele momento a fundação da Torre estava quase entrando em colapso.

Figura 51 - Contrapesos no lado norte da Torre



Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

#### 4.1.3.4 Estabilização por escavação subterrânea

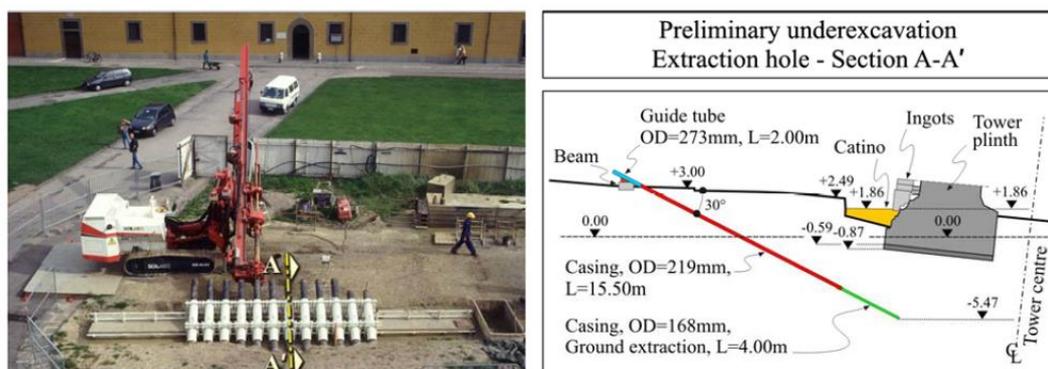
Após várias soluções apresentadas ao Comitê, foi adotado o processo de retirar parte do solo abaixo da fundação no lado norte. A vantagem é que esse procedimento não agride a natureza dos materiais originais e possui um alto grau de controle.

Este método, conhecido como escavação subterrânea, consiste em instalar tubos de extração de solo abaixo da fundação. Estes tubos são compostos por uma hélice contínua dentro de outro tubo que gira em sentido contrário para contrabalancear e diminuir a vibração na escavação.

O método foi proposto originalmente por Terracina (1962) para solucionar o problema de Pisa e utilizado previamente para reduzir o recalque diferencial da Catedral Metropolitana da Cidade do México (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009).

Em fevereiro de 1999 a primeira extração de solo foi realizada. O processo resultou em uma redução na inclinação da Torre de 80 segundos de arco, cerca de 1,33 graus, até junho de 1999, quando a extração foi parada. A Torre ainda continuou reduzindo sua inclinação até outubro de 1999.

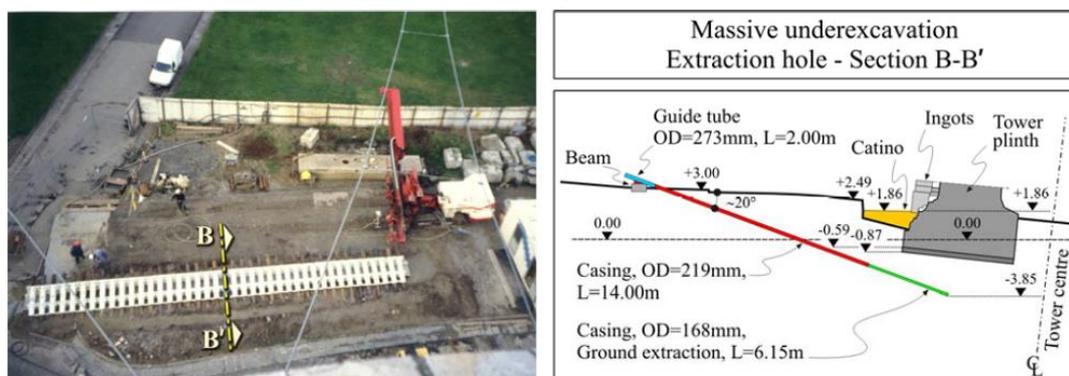
Figura 52 - Escavação subterrânea preliminar



Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

Entre dezembro de 1999 e janeiro de 2000, foram instalados 41 tubos de extração de solo com 50 cm de distância entre eles e em fevereiro de 2000 foi iniciado uma nova escavação subterrânea. Em maio do mesmo ano foi iniciada a retirada gradativa dos pesos de chumbo. Mesmo aumentando o momento na fundação com a retirada dos pesos, a escavação se mostrava eficiente.

Figura 53 - Escavação subterrânea



Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

Em 16 de janeiro de 2001, os pesos de chumbo foram totalmente removidos e, em fevereiro, o anel de concreto foi removido. Em março iniciou-se o processo de retirada dos tubos com o preenchimento da cavidade por *grout*.

A última extração de solo e remoção do tubo aconteceu em 6 de junho de 2001, quando a Torre reduziu em 1800 segundos de arco, cerca de 0,5 graus.

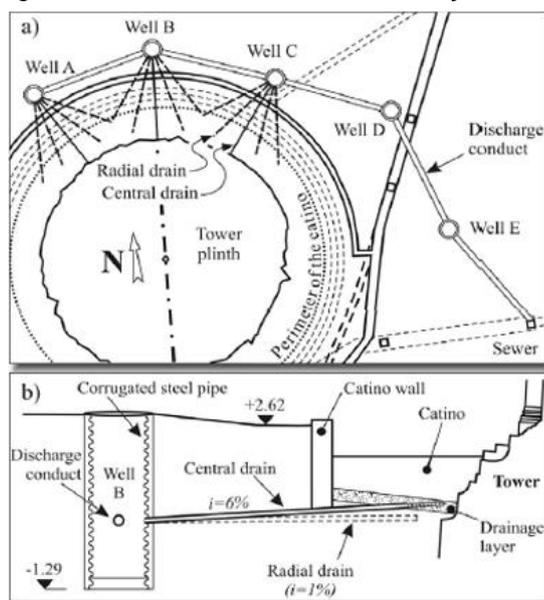
#### 4.1.3.5 Estabilização do nível da água

Conforme mencionado anteriormente, a variação no nível da água também foi considerada pelo Comitê como sendo o principal fator responsável pelo movimento da Torre. O nível no lado sul era de 200 mm a 300 mm mais profundo que o nível no lado

norte. Em épocas de intensas chuvas, no outono e no inverno, o lençol freático se eleva e a diferença piezométrica diminui, causando a rotação no sentido sul da Torre (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009). Para minimizar esse efeito, foi necessário eliminar a variação no lençol freático através de um sistema com poços de drenagem interligados no lado norte da Torre.

O sistema foi implementado em abril e maio de 2002 e levou a uma diminuição na poropressão assim como uma significativa redução na variação sazonal do lençol freático. O sistema induziu a Torre a um movimento no sentido norte, contribuindo na diminuição da inclinação.

Figura 54 - Sistema de controle do lençol freático



Fonte: (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009)

#### 4.1.4 Conclusão

Em resultado ao processo de escavação subterrânea e ao controle do lençol freático, em 2002 foi reduzido a inclinação da Torre para 1880 segundos, cerca de 10% do valor máximo atingido 1993. Em setembro de 2008 a redução chegou a 1948 segundos, com recalque de 1 mm por ano. (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2009).

Com base nos dados apresentados, conclui-se que a Torre se encontra em estado estável, apesar de mantida uma inclinação segura controlada pelos poços de drenagem por razões históricas e culturais. Porém, em um cenário pessimista, estima-se que em cerca de 200 anos a Torre volte à situação de inclinação máxima.

## 4.2 REFORÇO EM PONTES NO BRASIL

### 4.2.1 Ponte Na Rodovia PE-507

A obra analisada é apresentada por Vitório (2012) e se refere a uma ponte com 40 metros de extensão e três vãos de 12,5 m, 15 m e 12,5 m. A fundação da ponte é constituída por sapatas isoladas de concreto armado assentes sobre blocos corridos de concreto ciclópico<sup>11</sup>.

#### 4.2.1.1 Descrição do problema

Segundo Vitório (2012), logo após uma cheia no riacho Ingazeira houve uma significativa erosão, causando o rebaixamento do leito do rio e solapando as fundações, conforme a Figura 57.

Figura 55 - Ponte sobre o Riacho Ingazeira



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

---

<sup>11</sup> Concreto ciclópico ou fundo de pedra argamassada, como é conhecido em algumas aplicações, nada mais é do que a incorporação de pedras ao concreto pronto. Essas pedras não fazem parte da dosagem do concreto e são colocadas diretamente no local onde for aplicado o concreto. São pedras originárias de rochas que tenham o mesmo padrão de qualidade das britas utilizadas no concreto.

As patologias decorrentes incluem a ruptura do bloco, a fuga de material abaixo das fundações e as fissuras nos encontros da ponte, conforme apresentadas nas Figura 56, 57 e 58.

Figura 56 - Ruptura do bloco e descalçamento das fundações



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Figura 57 - Fuga de material abaixo das fundações



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Figura 58 - Fissura do encontro



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

#### 4.2.1.2 Solução adotada

Segundo Vitório (2012), as patologias apresentadas indicaram a realização de um projeto de reforço de fundações, pois existia o risco de ruptura total da ponte. Diante dessa situação, foi providenciado o escoramento com o objetivo de reduzir as

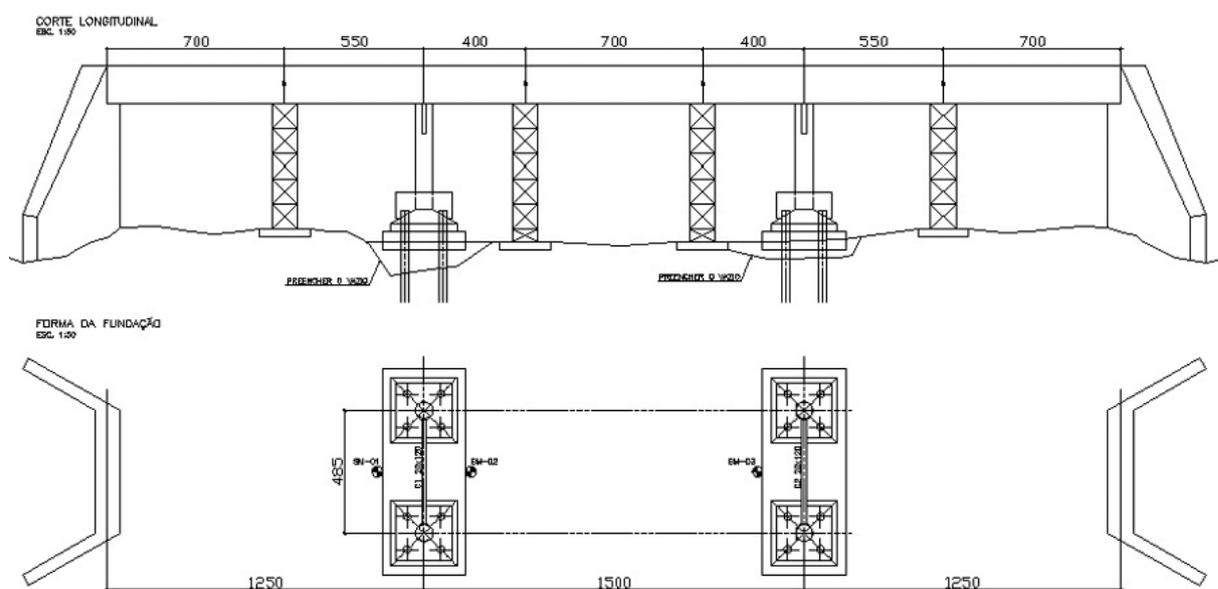
cargas nos pilares enquanto eram realizadas as sondagens geotécnicas e elaborado o projeto de reforço.

Figura 59 - Escoramento



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Figura 60 - Reforço dos pilares



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

De acordo com os resultados das sondagens, o projeto de reforço indicou a utilização de estacas raiz com diâmetro de 310 mm e comprimento médio de 12 m, sendo quatro estacas por pilar.

Figura 61 - Furos nas sapatas para cravação das estacas



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Figura 62 - Consolidação da base da sapata com argamassa projetada



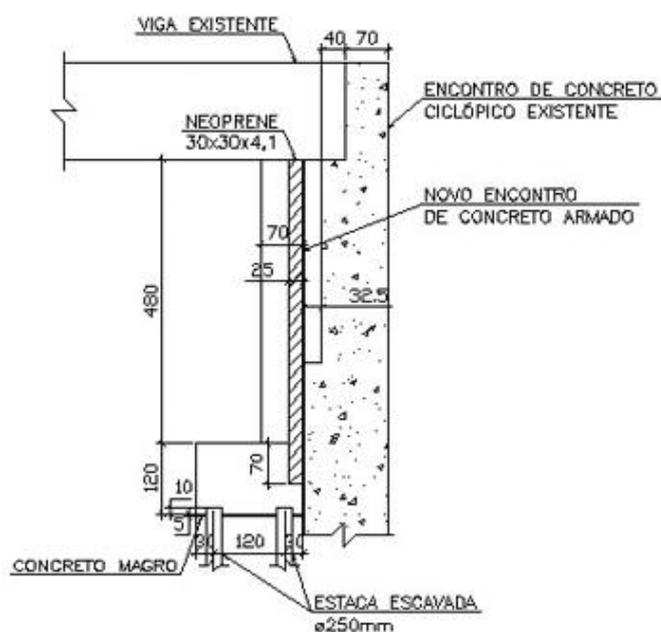
Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Figura 63 - Reforço dos pilares e cravação das estacas



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Figura 64 - Reforço da fundação dos encontros



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Após a conclusão do reforço das fundações, os encontros da ponte também necessitaram de reforço devido aos sinais de avarias causadas pelo antigo movimento das fundações. Este reforço constituiu na construção de novos encontros rentes aos encontros existentes, com fundação em estaca escavada de 250 mm de diâmetro (VITÓRIO, 2012).

#### 4.2.1.3 Conclusão

O tipo de fundação utilizado no projeto inicial não é adequado à construção de pontes, pois mesmo havendo capacidade de suporte das forças atuantes em camadas superficiais de solo, o movimento da água do rio atua próximo à área de transferência de cargas da estrutura ao solo, sendo grande o risco de interferência por erosão e pelo rebaixamento do leito do rio, conforme ocorrido no estudo de caso em análise.

O volume de concreto utilizado na fundação superficial também interfere no movimento da água do rio, alterando as condições ambientais do local.

A solução adotada transferiu a área de atuação das cargas, transformando a fundação superficial existente em uma fundação profunda por meio de estacas raiz. Porém, por utilizar a fundação existente como um bloco de coroamento das estacas raiz, caso o leito do rio continue sendo rebaixado, possivelmente poderia ocasionar a exposição das estacas, tornando-as propícias ao ataque de micro-organismos, podendo reincidir o problema de recalque.

## 4.2.2 Ponte Na BR-101/BA

O problema apresentado se refere a uma ponte sobre o rio Pojuca na BR-101/BA, com 81 metros de extensão, dois vãos de 22 metros, um vão de 30 metros e dois balanços de 3,50 metros.

A obra em análise é apresentada por Vitório (2012) em seu artigo. Segundo o autor, a ponte foi presumidamente construída na década de 70 e possui fundação em estacas.

### 4.2.2.1 Descrição do problema

Em razão da ampliação da rodovia e da alteração do fluxo e dos tipos de veículos que transitam sobre a ponte, foi necessário realizar um projeto de recuperação e reforço.

Segundo Vitório (2012), durante a vistoria realizada em 2008 para levantamento da geometria existente e identificação de patologias, foi observado que havia ocorrido uma grande erosão no leito do rio, causando o rebaixamento do nível do mesmo e deixando as estacas à mostra.

Figura 65 - Estacas expostas



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Figura 66 - Deterioração e perda de seção transversal nas estacas



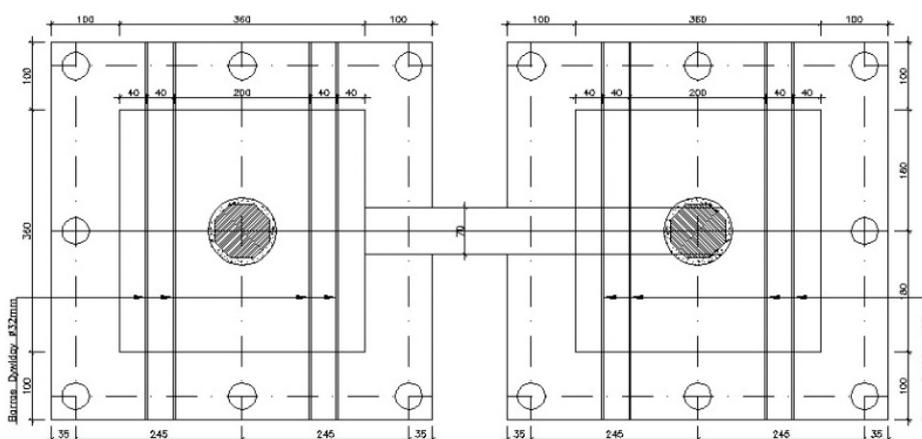
Fonte: (VITÓRIO, 2012)

O movimento da água do rio pelas estacas contribui para uma série de patologias, como a deterioração do concreto pela correnteza, a ação de agentes químicos e a proliferação de fungos e micro-organismos, agindo principalmente no fuste das estacas.

#### 4.2.2.2 Solução adotada

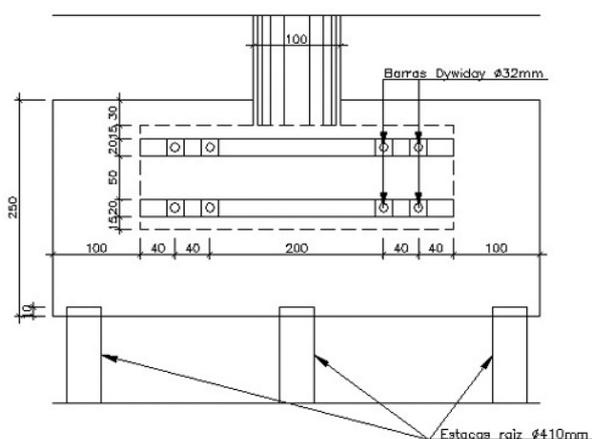
Em função da considerável perda de seção transversal das estacas e do grau de danificação das mesmas, de acordo com Vitório (2012), optou-se pelo projeto de novas estacas capazes de absorver totalmente os esforços sobre a ponte, desprezando as existentes. Para o projeto de reforço foram adotadas estacas raiz com 410 mm de diâmetro, sendo necessárias oito estacas para cada pilar. As estacas foram solidarizadas ao bloco original por meio do encamisamento com um novo bloco, unidos pela aplicação de protensão, de modo a garantir que o conjunto trabalhasse como um bloco monolítico (VITÓRIO, 2012).

Figura 67 – Detalhe de reforço



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

Figura 68 - Vista frontal do bloco reforçado e do novo estaqueamento



Fonte: (VITÓRIO, 2012)

### 4.3 CONSTRUÇÃO RESIDENCIAL (PARECER TÉCNICO)

O seguinte caso é referente a um parecer técnico realizado em 4 de maio de 2013 em uma construção residencial situada em Brasília/DF. O parecer foi solicitado pela proprietária da residência com o objetivo efetuar um diagnóstico preliminar sobre a ocorrência de fissuras e trincas, bem como prever possíveis patologias futuras.

#### 4.3.1 Descrição Do Problema

A residência havia sido objeto de demanda judicial com o intuito de identificar a responsabilidade pelas patologias apresentadas. Dessa forma, foram elaborados laudos periciais e procedimentos de recuperação, os quais estavam sendo executados pelo engenheiro responsável pela construção à data da vistoria.

De acordo com o autor do parecer, Engenheiro Civil Dr. Pantoja (2013), grande parte do processo generalizado de fissuração e trincas existentes na residência é função de recalques diferenciais de fundação, conforme a sintomatologia padrão apresentada. Esse problema havia sido identificado anteriormente, porém, não foi encontrado nos laudos apresentados nenhum procedimento de controle de recalques, o que não garante que a movimentação tenha paralisado e não volte a apresentar sintomas.

De acordo com Dr. Pantoja (2013), o perito judicial solicitou que fossem retiradas as portas e janelas com demolição parcial da alvenaria, instalação de vergas e contravergas e posterior reconstituição das paredes.

#### 4.3.2 Recuperação Executada

O processo de recuperação que estava sendo executado no momento da vistoria constituía a retirada de “frestas” nas extremidades das janelas e portas que apresentavam trincas e implantadas telas que foram revestidas com concreto.

As vergas e contravergas, a serem executadas conforme solicitado pelo perito judicial, foram substituídas por aberturas nas paredes com acréscimo de aço e massa.

Acredita-se que o procedimento de recuperação em execução pode ter o caráter provisório, pois não foi encontrado nos laudos apresentados nenhum procedimento de acompanhamento das movimentações referentes aos recalques

diferenciais. Dessa forma, as fissuras presentes podem estar em seu estado ativo, indicando um possível retorno no quadro de fissurações generalizadas um tempo após o procedimento de recuperação (PANTOJA, 2013).

Figura 69 - Recuperação em andamento



Fonte: (PANTOJA, 2013)

Figura 70 – Recuperação das fissuras



Fonte: (PANTOJA, 2013)

Figura 71 - "fresta" na janela



Fonte: (PANTOJA, 2013)

Figura 72 - "frestas" abaixo e acima das janelas



Fonte: (PANTOJA, 2013)

Figura 73 – Fissura inclinada



Fonte: (PANTOJA, 2013)

Figura 74 - Fissura



Fonte: (PANTOJA, 2013)

### 4.3.3 Conclusão Do Laudo

O procedimento executivo das vergas e contravergas estão em desacordo com o procedimento recomendado pelo perito judicial. Existe ainda um quadro de fissuração e trincas decorrentes da acomodação da casa que devem ser incluídos na recuperação em andamento (PANTOJA, 2013).

Conforme descrito anteriormente, não foi identificado a realização de nenhum procedimento de controle de recalques de fundações e também não foram acompanhadas a abertura das fissuras. Dessa forma, seria aconselhável que fosse realizado primeiramente o acompanhamento das fissuras, a fim de identificar possíveis movimentações das mesmas.

Caso fosse comprovado que as fissuras estão paralisadas, um projeto de recuperação seria suficiente para sanar as patologias apresentadas.

Entretanto, caso fosse comprovado que as fissuras continuam em processo de movimentação, seria importante a contratação de uma empresa que preste serviço de controle de recalque, com o objetivo de acompanhar com mais precisão a progressão dos recalques. Com base nos dados provenientes, seria possível analisar quais os procedimentos solucionariam melhor o caso.

Portanto, em razão da falta de instrumentação para comprovar as movimentações, o procedimento em execução não garante a solução definitiva das patologias evidenciadas.

## 4.4 EDIFÍCIO ANÊMOMA

O seguinte exemplo é referente ao caso de ruptura de estacas no bloco B do condomínio residencial Anêmona, localizado na cidade litorânea de Ubatuba/SP.

A fundação foi executada com estacas cravadas pré-moldadas de concreto armado com 30 cm de diâmetro, atingindo uma profundidade média de 25 m abaixo do nível inicial do terreno (SOUZA, 2003).

Foi realizado um aterro elevando o nível do terreno em aproximadamente dois metros com o objetivo de posicionar o edifício a uma altura segura de possíveis transbordamentos de um córrego que flui próximo à divisa de fundo do condomínio (SOUZA, 2003).

### 4.4.1 Descrição Do Problema

Segundo Souza (2003), em 17 de maio de 2001, o edifício sofreu desabamento parcial de sua estrutura, cedendo em aproximadamente dois metros até a laje do pavimento térreo apoiar no solo, configurando um desaprumo de 2,5 m da edificação.

Apesar da completa destruição do pavimento térreo, Souza (2003) confirma que os demais pavimentos da estrutura mantiveram-se íntegros, sem grandes fissuras ou avarias graves observadas após o desabamento.

Figura 75 - Edifício deslocado



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Figura 76 - Edifício apoiado sobre a superfície



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Uma semana antes do acidente, um deslocamento de cerca de 30 cm ocorreu em todo o piso do estacionamento sob o edifício. Segundo Souza (2003), acreditava-se ser apenas uma compactação exagerada do aterro, sendo corrigido com o acréscimo de mais solo até atingir a cota de projeto novamente. Este problema

também foi verificado no edifício ao lado, mas de forma menos perceptível, conforme a Figura 77.

Com o desabamento, o solo foi comprimido provocando uma expansão lateral de sua massa (Figura 80), configurando em uma primeira análise um solo bastante flexível, constituído por um material mole e compressível (SOUZA, 2003).

Figura 77 - Recalque do piso



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Figura 78 - Pilar-parede tombado



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Figura 79 - Solo deformado



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Figura 80 - Muro danificado



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

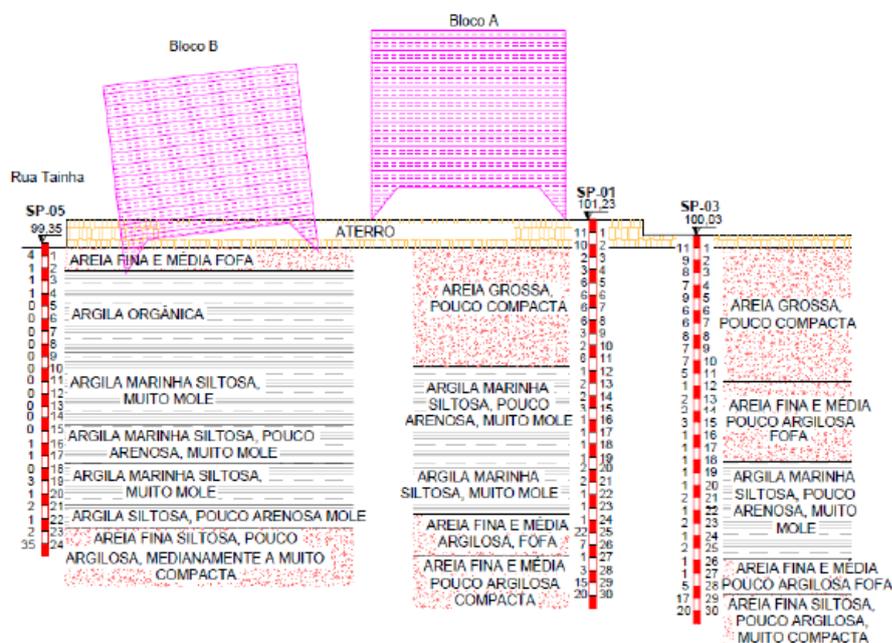
#### 4.4.2 Solo Do Terreno

De acordo com Souza (2003), no sentido de diagnosticar as causas do desabamento foram realizadas quatro sondagens do tipo SPT, sendo três delas próximas à frente do terreno e uma localizada no fundo do condomínio.

Os resultados indicaram um perfil geológico bastante variado dentro do terreno, composto por uma camada de solo arenoso variando de 10 m na frente do lote a 2 m no fundo. Abaixo dessa cota, foi encontrada uma camada de argila marinha siltosa,

muito mole e de cor escura, com características de solo orgânico. Aos 25 m de profundidade o solo caracteriza-se como areia fina siltosa, pouco argilosa, medianamente a muito compacta e impenetrável à percussão.

Figura 81 - Perfil geológico do terreno



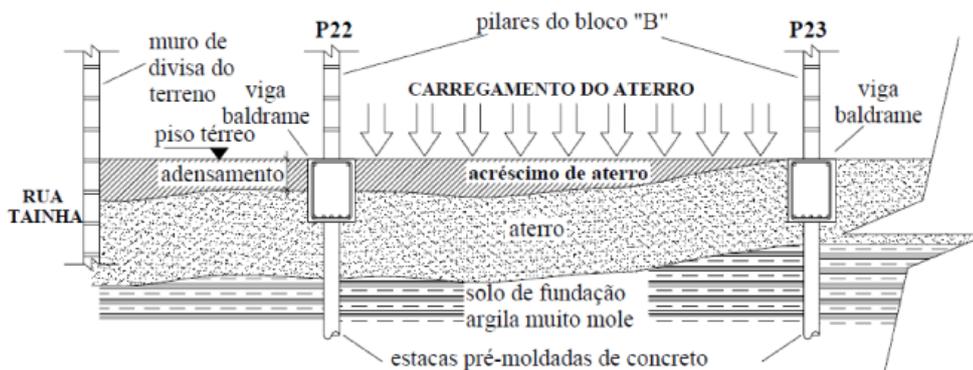
Fonte: (SOUZA, 2003)

Os resultados indicaram um perfil geológico bastante variado dentro do terreno, composto por uma camada de solo arenoso variando de 10 m na frente do lote a 2 m no fundo. Abaixo dessa cota, foi encontrada uma camada de argila marinha siltosa, muito mole e de cor escura, com características de solo orgânico. Aos 25 m de profundidade o solo caracteriza-se como areia fina siltosa, pouco argilosa, medianamente a muito compacta e impenetrável à percussão.

#### 4.4.3 Causa Do Desabamento

A partir das sondagens executadas, foi possível constatar a presença de solos com pouca capacidade de suporte e extrema compressibilidade. A ocorrência do deslocamento de aproximadamente 30 cm no piso, conforme descrito por Souza (2003), causou transtornos na utilização do estacionamento, sendo novamente nivelado com acréscimo de mais aterro. O volume acrescentado contribuiu para o aumento do carregamento, acelerando o processo de adensamento que o solo já havia sofrendo.

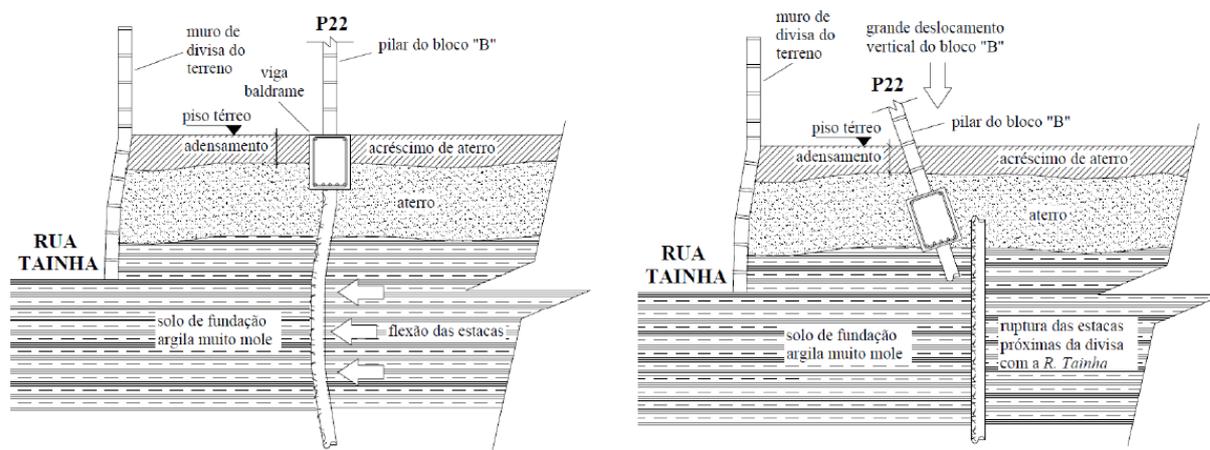
Figura 82 - Perfil do solo



Fonte: (SOUZA, 2003)

O perfil geológico do terreno apresenta uma camada de argila marinha siltosa, um solo muito mole e com alto índice de plasticidade que, quando submetido a tensões, sofre adensamento que gera grandes tensões horizontais. Essas tensões atuam lateralmente, no fuste das estacas, provocando o chamado “Efeito Tschebotarioff”. Apesar das estacas pré-moldadas serem armadas, não foram dimensionadas para suportar os esforços laterais provenientes do carregamento sobre a camada de argila. Dessa forma, as estacas localizadas próximas ao fundo do terreno, região em que houve maior adensamento, se romperam.

Figura 83 - Estaca carregada no fuste



Fonte: (SOUZA, 2003)

#### 4.4.4 Solução Adotada

Inicialmente, foi necessário garantir que a estrutura desabada não continuasse a movimentar, sugerindo soluções para seu equilíbrio. Em seguida foi decidido pela recuperação da estrutura conforme descrito nos itens seguintes.

#### 4.4.4.1 Estabilização do edifício

Segundo Souza (2003), para a estabilização da estrutura e do movimento lateral do solo, foram compactados volumes de solo adjacentes à divisa, equilibrando a diferença de pressão.

Figura 84 - Acréscimo de solo junto à divisa do terreno



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Também foi necessário impedir a infiltração de água da chuva com o objetivo de reduzir o deslocamento do solo. Para tanto, o terreno foi impermeabilizado com argamassa especial própria para esse propósito. Também foram dispostas lonas plásticas para desviar o curso da água para fora do local.

Figura 85 - impermeabilização do piso com argamassa aditivada



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

#### 4.4.4.2 Instrumentação

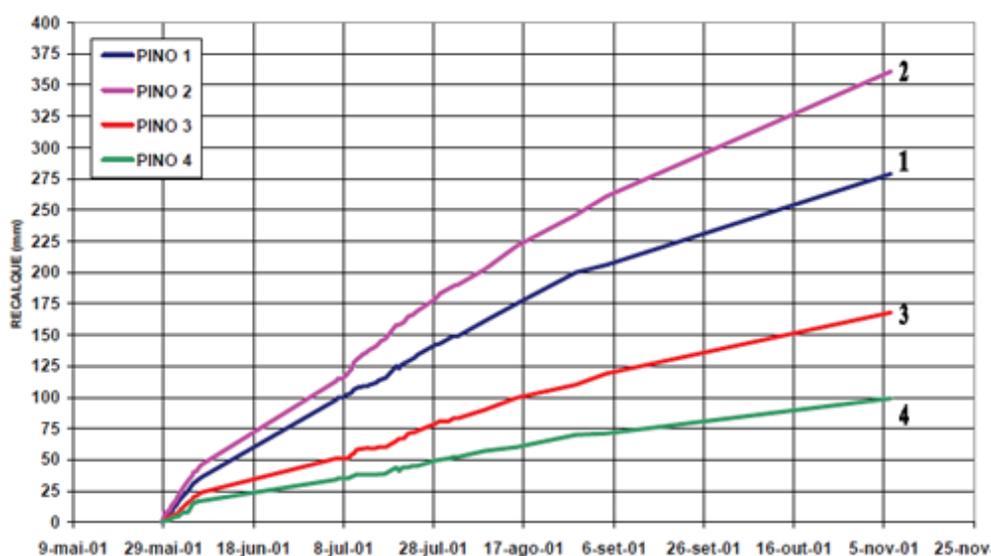
Após esse processo, com o objetivo de avaliar as condições atuais, foi necessário fazer um acompanhamento das movimentações da estrutura com equipamento óptico de precisão (teodolito) duas vezes ao dia. Segundo Souza (2003), esse procedimento foi realizado apenas por dez dias devido ao alto custo da operação. Nos dias seguintes foram utilizadas mangueiras transparentes com água, dispostas nas quatro extremidades do prédio. Observando o nível da água dentro da mangueira e comparando com a posição na extremidade do edifício foi possível obter os valores do recalque com precisão de 0,5 cm (SOUZA, 2003). Foi observado que o edifício continuou apresentando recalques diferenciais (Figura 87).

Figura 86 - Localização dos pinos



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Figura 87 - Controle de recalque



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Para averiguar a inclinação da estrutura foram utilizados dois pêndulos, fixados no parapeito do último pavimento. De acordo com a Figura 88, foi possível constatar uma inclinação de aproximadamente 2,5 metros em um dos pêndulos (SOUZA, 2003).

Figura 88 - Pêndulo para medida de inclinação



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Segundo Souza (2003), uma medida eficiente foi utilizar pedaços de vidro posicionados abaixo do prédio, onde uma pequena movimentação faria com que os vidros se rompessem, evidenciando a movimentação da estrutura.

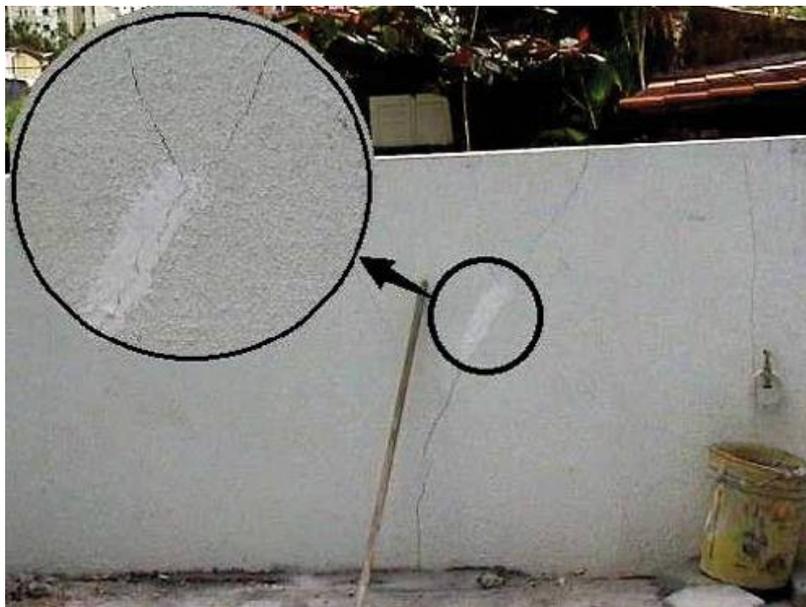
Figura 89 - Vidro para detectar pequenos deslocamentos



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

Outro controle importante para observar as movimentações do edifício foi feito verificando a formação e a progressão das fissuras. De acordo com Souza (2003), para realizar esse controle, aplicou-se uma fina camada de massa corrida sobre parte da fissura, onde uma pequena abertura faria com que a massa corrida se rompesse, indicando que a fissura estaria ativa (Figura 90).

Figura 90 - Massa corrida sobre fissura no muro de divisa do terreno



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

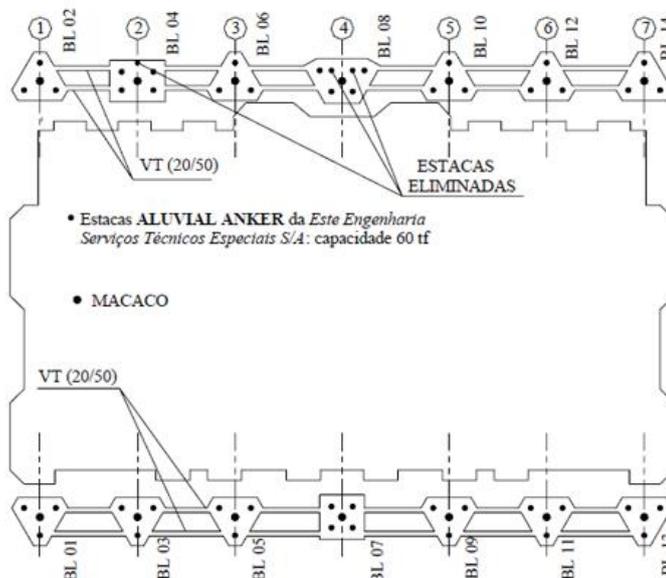
#### 4.4.4.3 Projeto de recuperação

Após o laudo técnico sobre as condições da edificação, foi decidido pela sua recuperação. O projeto elaborado previa reerguer o edifício com a utilização de macacos hidráulicos apoiados em fundações provisórias dispostas rente às faces externas do prédio, com o auxílio de uma estrutura metálica. Em seguida, após a elevação da estrutura, o projeto determina que fossem reconstruídas as fundações, bem como as vigas e pilares de concreto armado. A próxima etapa seria a retirada da estrutura metálica e o processo de recuperação estaria encerrado (SOUZA, 2003). Porém, apesar do projeto de recuperação levar em consideração o fator financeiro do projeto, apenas as fundações provisórias foram executadas.

As fundações provisórias foram executadas utilizando estacas raiz, evitando o uso de água na escavação e, conseqüentemente, evitando a movimentação do solo. Durante o processo de perfuração das estacas foi constatado que aos 25 metros de

profundidade o solo se encontrava impenetrável, apesar das sondagens realizadas previamente indicarem a profundidade de 35 metros para a camada impenetrável.

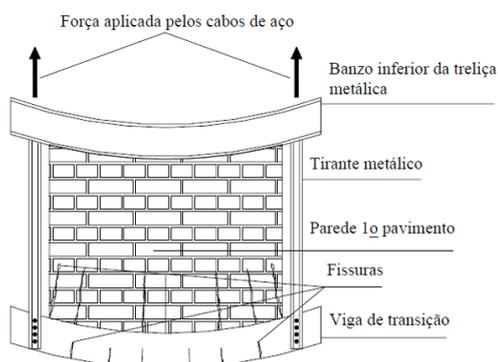
Figura 91 - Fundações provisórias



Fonte: (Maffei Engenharia apud SOUZA, 2003)

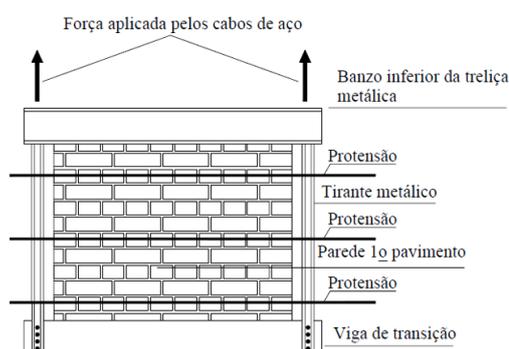
Com o objetivo de enrijecer a estrutura a ser erguida e evitar o surgimento de fissuras devido à flexão, foram instaladas protensões nas paredes do primeiro pavimento, onde a ação das forças seria maior.

Figura 92 - Flexão das paredes sem protensão



Fonte: (SOUZA, 2003)

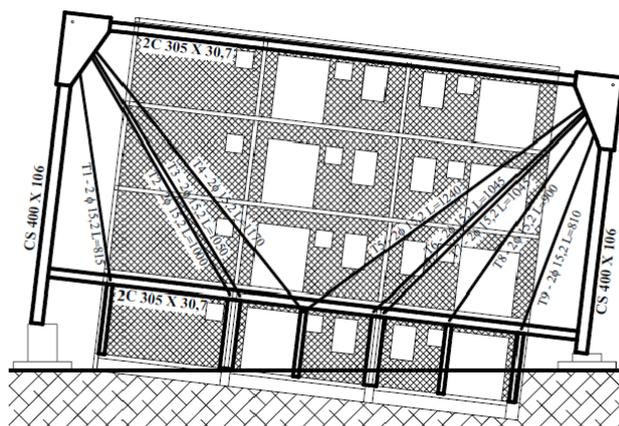
Figura 93 - Sistema de protensão nas paredes



Fonte: (SOUZA, 2003)

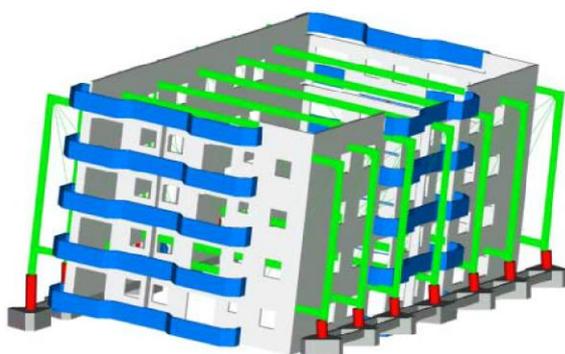
Foram previstas sete treliças para auxílio da elevação do edifício, compostas por vigas metálicas e cabos de aço de alta resistência. As treliças seriam apoiadas nas suas extremidades por 14 macacos hidráulicos com capacidade para 200 tf cada, responsáveis pela elevação gradual da estrutura até a cota original. De acordo com Souza (2003), seriam necessários dois meses para realizar a tarefa de içar toda a estrutura.

Figura 94 - Treliça auxiliar



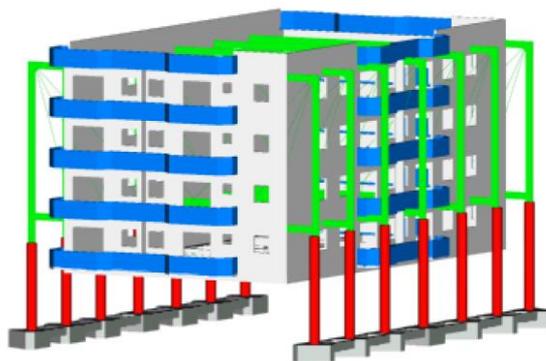
Fonte: (SOUZA, 2003)

Figura 95 - Posicionamento da estrutura provisória



Fonte: (SOUZA, 2003)

Figura 96 - Edifício erguido à sua cota inicial



Fonte: (SOUZA, 2003)

Com o procedimento de recuperação descrito, não seria possível posicionar a estrutura em sua locação inicial. Portanto, após ter sido levantada, a estrutura permaneceria na projeção horizontal da posição em que se encontra.

Após o posicionamento do edifício em sua cota inicial, seriam construídas novas fundações, vigas e pilares do pavimento térreo.

#### 4.4.5 Conclusão

Com a análise deste estudo de caso foi possível verificar que o solo de natureza instável sendo solicitado verticalmente pelo peso do aterro foi responsável pela ruptura das estacas de fundação. No caso, as estacas atravessavam a camada de solo instável, que quando solicitado pelo aterro ocasionou em expressivas tensões horizontais atuando no fuste das estacas, em direção ao talude próximo.

Apesar do projeto de recuperação ter sido iniciado pela construção das fundações provisórias, segundo Souza (2003), a estrutura metálica era o item de maior peso no orçamento, o que resultou em uma considerável demanda de tempo para aquisição do material. No entanto, a estrutura continuava a apresentar acréscimo de recalques e de inclinação.

Conforme Souza (2003) descreve, diante dos empecilhos, o cronograma previsto para as obras de recuperação não foi respeitado. Portanto, em dezembro de 2002, o responsável técnico pelo projeto de recuperação emitiu um parecer constatando a inviabilidade da continuidade das obras e o iminente perigo de desabamento total da estrutura.

As soluções adotadas para estabilizar a movimentação da estrutura e do solo não foram suficientes, comprovado pelo controle de recalques e inclinações realizado. Entretanto, essas constatações poderiam ser evitadas caso o projeto de recuperação fosse realizado de acordo com o cronograma ou com o emprego de outros métodos para estabilização, como o congelamento de solo.

## 5 CONCLUSÃO

Este trabalho descreveu as causas de recalques de fundações e as possíveis patologias decorrentes desses movimentos. O objetivo foi auxiliar na identificação da existência de movimentos de fundações através das patologias apresentadas, enfatizando a importância do controle e estabilização dos recalques diferenciais, assim como o comportamento de fundações apoiadas sobre diferentes tipos de solos.

Procurou-se apresentar experiências profissionais realizadas através de estudos de casos em diferentes tipos de construções como forma de aprimorar os conhecimentos sobre o tema e contribuir com o meio técnico.

Como forma de prevenção ao recalque de fundações, antes de iniciada sua execução, conclui-se que seja fundamental a realização de investigações geotécnicas e análises do solo observando o disposto na normatização e, preferencialmente, acompanhado por profissional capacitado, o qual pode analisar as condições do local identificando possíveis erros de sondagem. Pode ser sugerido investigações complementares ou número de sondagens superior ao mínimo determinado em norma, como forma de minimizar os riscos de falsos resultados. É importante que seja obtido informações sobre as edificações vizinhas com o objetivo de evitar possíveis interferências.

O processo executivo deve ser realizado seguindo as determinações em projeto, garantindo que os esforços da estrutura atuem no solo na intensidade e na forma prevista.

A partir deste trabalho é possível concluir que após a identificação das patologias que sugerem recalques de fundações é essencial que seja feito o controle das movimentações da edificação ao longo do tempo como forma de garantir a segurança da estrutura e prever o comportamento futuro.

Recomenda-se que o processo de recuperação das patologias apresentadas seja realizado somente após a análise dos dados sobre o controle de movimentações e sobre a investigação geotécnica. Pois, são fatores cruciais para uma correta identificação da origem dos problemas apresentados, os quais orientam a decisão pelo tipo de reforço ou recuperação adequado ao caso.

A manutenção preventiva das construções, principalmente as de infraestrutura, como as pontes analisadas neste trabalho, deve ser realizada periodicamente com o

intuito de identificar sinais patológicos de futuros problemas estruturais, podendo ser solucionado antes do colapso total.

## 5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para complementar trabalhos como este, sugere-se ainda:

- Analisar os métodos de melhoramento de solo para fundações e aterros;
- Analisar os métodos de reforço de fundações e recuperação das patologias;
- Comparar custos em situações de reforço e recuperação;
- Analisar a influência do recalque diferencial na excentricidade e no acréscimo de cargas nas fundações;
- Analisar mais estudos de casos.

## BIBLIOGRAFIA

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT. 2007. p. 221.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT. 1983. p. 3.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**. Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro : ABNT. 1984. p. 2.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**. Estacas - Prova de carga estática. Rio de Janeiro : ABNT. 1992. p. 4.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**. Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método ensaio. Rio de Janeiro: ABNT. 2001. p. 17.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT. 2010. p. 91.
- ALONSO, U. R. **Exercício de fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.
- ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1991.
- BOTELHO, M. H. C.; CARVALHO, L. F. M. **Quatro edifícios, cincolocais de implantação, vinte soluções de fundações**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2007. 154 p.
- BURLAND, J. B.; JAMIOLKOWSKI, M. B.; VIGGIANI, C. Leaning Tower os Pisa: behaviour after stabilization operations. **International Journal os Geoengineering**, 01 julho 2009. 156-169.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, v. I, 1988.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, v. 2, 2012.
- CARVALHO, D. M. D. C. D. **Patologia da fundações**: fundações em depósito de vertente na cidade de Machico. Tese de Mestrado. Funchal: Universidade da Madeira. 2010.
- CONCRETO ciclópico. **Portal do concreto**. Disponível em: <<http://www.portaldoconcreto.com.br/cimento/concreto/ciclopicos.html>>. Acesso em: 17 Abril 2014.

DNER. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Coleta de amostras deformadas de solos**, p. 4, 1994. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/normas/DNER-PRO003-94.pdf>>. Acesso em: 5 Março 2014.

GOTLIEB, M. Reforço de fundações. In: AUTORES, V. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 12.

GUSMÃO, A. D. Desempenho de fundações de edifícios. **Simpósio sobre ISE**, São Carlos, 2000. 07.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

MORAES, D. C. **Estruturas de fundações**. 2. ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

MURTHY, V. N. S. **Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering**. New York: Marcel Dekker, 2003.

OLIVARI, G. **Patologia em edificação**. Trabalho de Conclusão de Curso. São Paulo: Universidade Anhembi Morumbi. 2003.

ORTIGÃO, J. A. R. **Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

PANTOJA, D. C. **Vistoria - Ville de Montagne**. Brasília. 2013.

PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUARESMA, A. R. et al. Investigações geotécnicas. In: AUTORES, V. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 3.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigue, 2008.

SOUZA, E. G. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: estudo das causas e da recuperação**. Tese de Mestrado. São Carlos: Universidade de São Paulo. 2003. p. 107.

SOUZA, V. C. D.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. D. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: AUTORES, V. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7.

VELLOSO, D. A.; LOPES, D. R. **Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, v. I, 2011.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: fundações profundas**. Nova. ed. São Paulo: Oficina de Textos, v. 2, 2010.

VELLOSO, D.; LOPES, F. D. R. Concepção de obras de fundações. In: \_\_\_\_\_  
**Fundações: Teoria e Prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 6.

VITÓRIO, J. A. P. Reforço de fundações de pontes e viadutos - três casos reais. **V congresso brasileiro de pontos e estruturas**, Rio de Janeiro, 6 a 8 junho 2012. 16.