

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
DEPARTAMENTO DE EXPRESSÃO GRÁFICA E TRANSPORTES

VINÍCIUS RICARDO RIBEIRO

**ESTUDO APROFUNDADO DE CASOS REAIS DE RECALQUE DIFERENCIAL EM
FUNDAÇÕES**

São Luís - MA
2019

VINÍCIUS RICARDO RIBEIRO

**ESTUDO APROFUNDADO DE CASOS REAIS DE RECALQUE DIFERENCIAL EM
FUNDAÇÕES**

Monografia apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Vinícius Ricardo Ribeiro

Orientador: Prof. Dr. Fernando Jorge C. Demétrio

São Luís - MA
2019

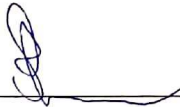
VINÍCIUS RICARDO RIBEIRO

ESTUDO APROFUNDADO DE CASOS REAIS DE RECALQUE DIFERENCIAL EM FUNDAÇÕES

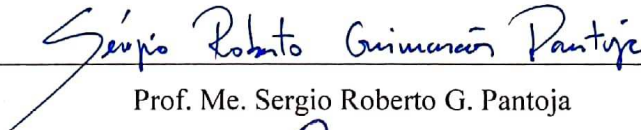
Monografia apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 01/07/2019

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Fernando Jorge Cutrim Demétrio



Prof. Me. Sergio Roberto G. Pantoja



Profa. Ma. Karina Suzana Feitosa Pinheiro

São Luís - MA
2019

AGRADECIMENTOS

A minha família por sempre me apoiar nos momentos em que precisei e por ter proporcionado uma criação excelente.

Aos meus amigos da Universidade Estadual do Maranhão em especial a Mateus Brandão que se preocupou em me ajudar com o material para elaboração do presente trabalho e Maurício Diniz que me ajudou com a tradução referente ao Abstract.

Aos professores pelo ensinamento compartilhado e em especial ao meu orientador Fernando Demétrio.

E principalmente a Amanda Oliveira de Sousa que esteve ao meu lado nas horas mais difíceis e ajudou me motivando e me fazendo acreditar que era capaz para elaborar esta pesquisa e ultrapassar qualquer obstáculo que apareça.

“Persistência é o caminho do êxito.”

Charles Chaplin

RESUMO

A aplicação da engenharia civil tem como principal fator a economia ao executar qualquer tipo de obra mantendo a qualidade do serviço, desta forma se faz necessário a elaboração de estudos minuciosos com o intuito de evitar excessivos gastos com problemas que podem ocorrer durante e após o término do empreendimento. Em se tratando de fundações, que são responsáveis pela interação solo-estrutura, possíveis erros cometidos na execução são mais difíceis de serem monitorados e solucionados de imediato uma vez que se encontram localizadas enterradas no solo. Esta pesquisa aborda problemas que podem ocorrer através da má elaboração de fundações, utilizando como parâmetro casos reais que são referências na comunidade científica, a Torre de Pisa, localizada na cidade de Pisa na Itália, e o bairro Ponta da Praia em Santos – SP que são objetos de pesquisa constante. Os casos abordados neste trabalho objetivaram demonstrar as consequências do recalque diferencial devido a implantação equivocada do tipo de fundação referente ao solo encontrado em cada situação. Desta forma se fez necessário pormenorizar as causas mais comumente encontradas quando se trata de recalque e também destacar as soluções mais utilizadas e eficientes para combatê-los.

Palavras-chave: fundações; recalque diferencial; solo-estrutura

ABSTRACT

The application of civil engineering has, as main factor, the economy when executing any kind of construction maintaining the quality of the service, in this way it is necessary the production of detailed studies in order to avoid excessive expenses with adversities that can occur during and after the conclusion of the work. In case of foundations, which are responsible for soil-structure interaction, errors in execution are more complex to verify and solve immediately since they are located buried in the ground. This research addresses problems that can occur through poor foundation design, using as guidance real leading cases in the scientific community, the Tower of Pisa, located in the city of Pisa in Italy, and the district Ponta da Praia in Santos - SP that are used in constant researches. The cases referred in this paper proved the consequences of differential settlements due to the misplacement of the soil type found in each situation. In this way it was necessary to detail the causes most commonly found when it comes to soil settlement and also highlight the most used and efficient solutions to combat them.

Keywords: foundations; differential settlement; soil-structure

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Etapas da execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT)	17
Figura 2: Estado de compacidade e consistência	18
Figura 3: Relatório de sondagem SPT	19
Figura 4: Esquema de funcionamento de sonda rotativa.....	20
Figura 5: Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento e (b) vista de um equipamento (desenvolvido pela COPPE-UFRJ juntamente com a GROM - Automação e Sensores)	21
Figura 6: Fundação superficial e profunda	22
Figura 7: Tipos de fundações superficiais	23
Figura 8: Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão; (c) caixão.....	24
Figura 9: Tipos de fundações	24
Figura 10: Sapata isolada.....	26
Figura 11: Sapata Associada	28
Figura 12: Sapata Alavancada	29
Figura 13: Superposição de pressões.....	31
Figura 14: Edifício em Xangai	32
Figura 15: Esquema representativo do desabamento do edifício em Xangai.....	33
Figura 16: Representação do rebaixamento do nível da água	34
Figura 17: Métodos para a estabilização de recalques	36
Figura 18: Localização da Torre de Pisa	38
Figura 19: Etapas da construção da Torre de Pisa.....	39
Figura 20: Inclinação máxima da Torre de Pisa	40
Figura 21: Camadas do solo abaixo da Torre de Pisa.....	41
Figura 22: Diferença no nível do lençol freático	43
Figura 23: Anel de concreto removível	43
Figura 24: Modelo desenvolvido para a escavação subterrânea.....	45
Figura 25: Escavação subterrânea preliminar.....	45
Figura 26: Escavação subterrânea	46
Figura 27: Controle de nível do lençol freático no lado norte a) Vista do plano b) Seção transversal.....	47
Figura 28: Recalque das edificações em Santos	49

Figura 29: Edifício Maembi a esquerda da foto, inclinado em direção ao edifício Paineiras, à direita	50
Figura 30: Situação atual do edifício Morená	52
Figura 31: Edifício Excelsior.....	53

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 Título.....	12
1.2 Objetivos.....	13
1.2.1 Objetivo Geral.....	13
1.2.2 Objetivos Específicos.....	13
1.3 Justificativa.....	13
1.4 Metodologia.....	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 Investigação do subsolo.....	15
2.1.1 Principais Tipos de Métodos de Investigação do Subsolo para a Presente Pesquisa.....	16
2.2 Fundações.....	21
2.2.1 Tipos de Fundações Relevantes para a Presente Pesquisa.....	24
2.3 Recalque em Fundações.....	30
2.3.1 Causas do Recalque.....	31
2.3.2 Recalques Admissíveis.....	34
2.2.2 Métodos Para a Estabilização de Recalques.....	36
3 ANÁLISE DE CASOS REAIS.....	38
3.1 TORRE DE PISA.....	38
3.1.1 Histórico da Inclinação da Torre de Pisa.....	39
3.1.2 Tipo de Solo.....	41
3.1.3 Soluções Adotadas.....	41
3.1.4 Conclusão.....	47
3.2 EDIFÍCIOS NO LITORAL DA CIDADE DE SANTOS.....	48
3.2.1 Histórico.....	49
3.2.2 Tipo de Solo.....	50
3.2.3 O Recalque e as Fundações Rasas.....	51
3.2.4 Emprego de Fundações Profundas.....	53
3.2.5 Conclusão.....	54

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	55
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	56

1 INTRODUÇÃO

Para que a fundação possa exercer a sua função de transferir cargas oriundas da edificação para o solo, alguns requisitos são necessários no momento da elaboração do projeto com o intuito de alcançar o êxito após sua construção. Caso ocorra falhas em alguma das etapas provenientes de toda elaboração da fundação, podendo ser de projeto, construção ou análise do solo, acarretará danos severos diretamente à estrutura levando assim a necessidade de utilizar métodos mais complexos objetivando revigorar a fundação para poder exercer com êxito suas funções.

Como a fundação é um complexo conjunto de materiais associados enterrados no solo, sua averiguação após a finalização da obra é de extrema dificuldade, desta forma o mau dimensionamento de uma determinada fundação irá ser observada após provocar danos na edificação comprometendo a segurança do mesmo. Processos de revitalização da fundação são de extrema complexidade pelo mesmo fato das fundações estarem enterradas no solo, então a análise mais minuciosa na elaboração do projeto, estudo do solo em questão e também no momento da construção é a principal ferramenta para evitar tais danos à obra.

É preciso obter o conhecimento dos esforços atuantes sobre a edificação, a composição do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações para optar pelo tipo de fundação que irá se enquadrar melhor para cada situação de projeto. Desta forma, a análise da possibilidade de utilização de diversos tipos de fundações ocorre de ordem crescente de complexidade e custo (WOLLE, 1993 *apud* MELHADO *et al*, 2002). Correspondem de 3% a 10% do custo total do empreendimento fundações projetadas corretamente, porém podem atingir de 5 a 10 vezes o custo da fundação em caso de serem mal concebidas e mal projetadas (BRITO, 1987).

Este trabalho está relacionado com a análise da influencia dos recalques diferencias em fundações, abordando as causas que levaram o edifício a recalcar através do estudo das condições locais e dos métodos abordados na concepção da edificação, soluções diversificadas para combater o problema através da verificação de casos reais ressaltando a sua complexidade e eficiência.

1.1 TÍTULO

Estudo e soluções para casos de recalque em fundações visando o conhecimento aprofundado do estudo de casos reais.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar a manifestação do recalque diferencial em fundações rasas descrevendo as principais soluções adotadas.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Conhecimento de recalques recorrentes em fundações;
- Soluções diferenciadas para casos reais de recalques relacionadas com ocorrências registradas;
- Estudo aprofundado dos casos da Torre de Pisa e dos edifícios da orla marítima de Santos.

1.3 JUSTIFICATIVA

O intenso investimento oriundo de restaurações de fundações provenientes do sofrimento de recalque tem sido evitado ao máximo no âmbito da engenharia, uma vez que a área da engenharia civil foi criada objetivando calcular e executar obras com excelência e visando o menor custo possível, desta forma aprofundar o conhecimento das falhas comumente empregadas nas etapas da fundação vem sendo cada vez mais requisitadas e há a possibilidade de realizar esse estudo através de alguns fatores que levam a ocorrência de recalque na fundação, como:

- Falha no dimensionamento do projeto;
- Estudo incompleto do solo;
- Materiais utilizados;
- Execução da fundação;
- Não obtenção das informações provenientes dos arredores da obra.

Por outro lado deve se aprimorar os métodos para combater o recalque em fundações, métodos esses que variam quanto a sua função, execução, custo, mão de obra e

outros fatores. Sendo assim conhecer e classificar cada um deles irá facilitar no momento de necessidade do uso do mesmo.

O estudo de casos reais providenciará o conhecimento do que ocasionou o recalque na fundação e quais foram as medidas utilizadas para solucionar a problemática o mais rápido possível, servindo para futuras obras como exemplo visando evitar a mesma problemática.

1.4 METODOLOGIA

Inicialmente será feito um levantamento bibliográfico de artigos, monografias, dissertações, teses e livros sobre recalques em fundações, além de trabalhos científicos relacionados com o tema deste trabalho.

Em sequência, será feita a elaboração do estudo dos distintos casos relacionados ao recalque em fundações citando as causas que levaram a este problema estrutural, indicando a solução mais eficiente para cada incidente e listar quais os tipos de recalques possíveis e métodos de correção.

Após a elaboração do desenvolvimento teórico será então iniciada a etapa de estudo de casos reais de domínio público. Sendo assim, executando a coleta de todos os dados do ocorrido e em sequência avaliar as causas que levaram ao recalque e como foi elaborada a solução.

Os resultados do estudo serão então discutidos afim de averiguar o resultado final do ocorrido.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

O estudo das características do subsolo do terreno sobre o qual será executada a edificação, em maior parte dos casos, se resume em sondagens de simples reconhecimento (sondagem à percussão), mas outros tipos de pesquisas serão executados dependendo do porte da obra ou se as informações obtidas não forem satisfatórias, por exemplo, poços exploratórios, ensaio de penetração contínua, ensaio de palheta. (MELHADO, 2002 *et al*).

Na prática, o coerente seria se o projetista de fundações se envolvesse com o processo de investigação do subsolo desde sua etapa inicial, mas infelizmente isso frequentemente não ocorre e ao projetista é entregue, junto com informações sobre a estrutura para a qual deve projetar fundações, um conjunto de sondagens (VELLOSO E LOPES, 2010). Informações essas em que BRITO, 1987 acrescenta ainda como sendo número de pontos de sondagem, seu posicionamento no terreno (levando-se em conta a posição relativa do edifício) e a profundidade a ser atingida são determinadas por profissional capacitado, baseado em normas brasileiras e na sua experiência.

Em caso, e havendo dúvidas que impeçam o desenvolvimento do projeto, são consideradas como investigação preliminar essas sondagens, assim uma investigação complementar deve ser solicitada. A etapa inicial para adequada investigação do subsolo é definir um programa que carrega como objetivo os passos da investigação e os objetivos a serem alcançados, passos estes compostos por investigação preliminar, investigação complementar ou de projeto e investigação para fase de execução (VELLOSO E LOPES, 2010).

A sondagem é um procedimento que carrega como função analisar as condições naturais do solo, objetivando reconhecer seu tipo, características físicas e principalmente sua resistência. A sondagem possibilita ainda a determinação da profundidade do lençol freático (água no subsolo) (REBELLO, 2008).

Os principais processos de investigação do subsolo para fins de projeto de fundações de estruturas são os de poços, sondagens a trado, sondagens a percussão com SPT, sondagens rotativas, sondagens mistas, ensaio de cone (CPT) e ensaio pressiométrico (PMT) (VELLOSO E LOPES, 2010).

A ABNT NBR 6122/2010 especifica que é necessário a execução de uma investigação geotécnica preliminar para qualquer edificação, sendo constituída no mínimo por

sondagens a percussão (com SPT – *standar penetration test*) e, em função dos resultados obtidos, pode ser necessário uma investigação complementar.

2.1.1 Principais Tipos de Métodos de Investigação do Subsolo para a Presente Pesquisa

2.1.1.1 Sondagem de Simples Reconhecimento a Percussão (SPT)

Apesar de ser o método mais comumente utilizado tanto no Brasil como no mundo todo, o Ensaio de Penetração Normal ou SPT (Standard Penetration Test), possui a característica de não ser o mais perfeito processo de sondagem. Este método de sondagem, pela forma como é executado, é também normalmente conhecido como sondagem a percussão (REBELLO, 2008).

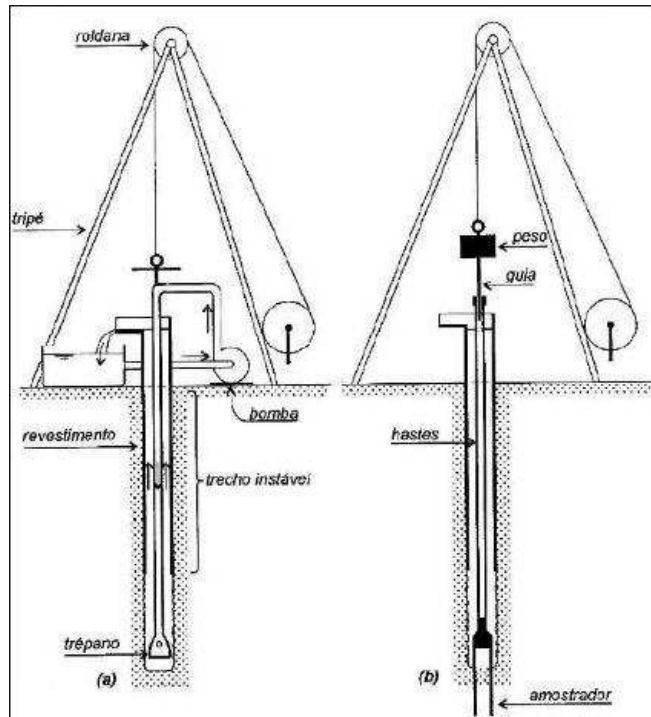
Este método de sondagem tem padronização internacional, desta maneira seus resultados podem ser interpretados por todos que conhecem o ensaio. A NBR 6484 é responsável por regulamentar este método de sondagem em território brasileiro (REBELLO, 2008).

O tipo de solo é um dos elementos que a sondagem nos permite conhecer, isso ocorre através da retirada de uma amostra deformada a cada metro perfurado, a resistência oferecida pelo solo e a posição do nível d'água.

As sondagens a percussão realizam perfurações capazes de ultrapassar o nível d'água e perfurar solos considerados compactos ou duros, o que a norma NBR 6484 descrevendo como perfuração e cravação de amostrador-padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático. Em caso de instabilidade no furo a ação correta é de revestir o mesmo, caso contrário a perfuração pode prosseguir sem revestimento, eventualmente adicionando-se um pouco de bentonita à água. A perfuração avança na medida em que o solo, desagregado com auxílio de um trépano, é removido por circulação da água (VELLOSO E LOPES, 2010).

O SPT se inicia com a execução do furo com profundidade de 1 m no solo com auxílio de uma cavadeira após a instalação do tripé (Figura 1). Faz-se apoiar a ponta do amostrador no fundo do furo, assim se iniciam os procedimentos padronizados recolhendo amostras a cada metro perfurado (REBELLO, 2008).

Figura 1: 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)

A execução do ensaio de penetração dinâmica (SPT) é realizado a cada metro na sondagem a percussão, consistindo na cravação de um amostrador normalizado, possuindo o nome de *Raymond-Terzaghi*, por meio de golpes de um peso contendo 65 kg e caindo de uma altura de 75 cm. É anotado o número de golpes necessários para cravar os 45cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do ensaio se baseia no número de golpes precisos para cravar os 30 cm finais, rejeitando os primeiro 15 cm, embora o número de golpes para essa penetração seja fornecido (VELLOSO E LOPES, 2010).

O dado obtido do ensaio, retido dentro do amostrador, recebe o nome de SPT, que é representado pelos últimos 30 cm de cada metro perfurado. Com esse número se determina a resistência, consistência, capacidade e coesão do solo. Com as amostras recolhidas diretas do amostrador (amostra deformada), o solo é classificado visualmente, identificando-o quanto à granulometria. O ensaio então é retomado cravando os pré-furos (na profundidade de um metro, antes de cravar o amostrador) com um trado rotativo (“broca”) (REBELLO, 2008).

A norma ABNT NBR 6484 determina que quando no decorrer da sondagem for encontrado o nível d’água, é então 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. A

norma acrescenta através da imagem a seguir (Figura 2) o comportamento de solos coesivos e saturados em relação a sua capacidade de carga.

Figura 2: Estado de compactidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

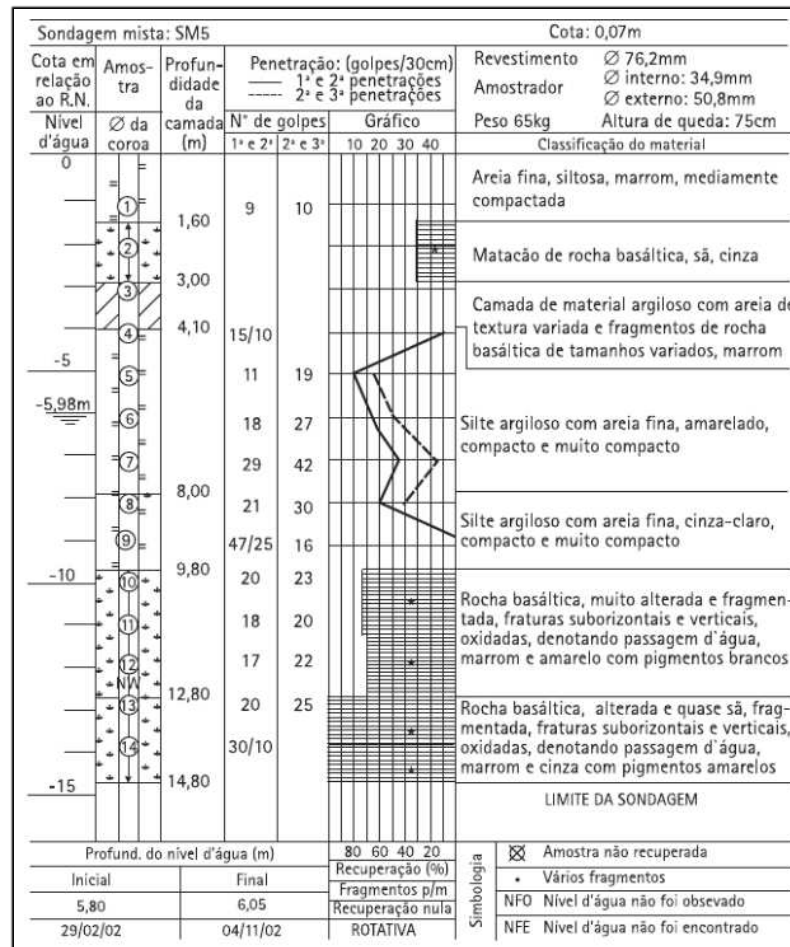
Fonte: (ABNT NBR 6484:2001)

O procedimento passa a ser denominado “avanço com percolação de água” quando o material a ser atravessado já não apresenta coesão ou está abaixo do nível da água, o trado não consegue mais cavar e a abertura do pré-furo passa a ser feita mediante circulação de água. Dessa forma o amostrador é retirado e substituído por uma ferramenta denominada “trépano”, que é uma ponteira com hastes cortantes. Injeta-se água através da haste de perfuração, saindo por furos locados no trépano. O avanço na perfuração é obtido pela injeção de água, que amolece o solo, e pela rotação do trépano (REBELLO, 2008).

Outras informações valiosas obtidas pela sondagem são as condições da água subterrânea. Deve-se perfurar o terreno com o trado até que se encontre água, assim determinando o nível da profundidade d’água freática não influenciada pela sondagem. Quando se passa ao processo de circulação de água, ocorre a anotação das profundidades onde ocorreram as elevações no nível d’água no revestimento, indicando artesianismo ou perdas d’água. Na finalização da sondagem e retirado o revestimento, o nível d’água deve ser observado até que se estabilize ou num período mínimo de 24 horas (VELLOSO E LOPES, 2010).

A Figura 3 representa os dados obtidos a partir da execução do ensaio SPT.

Figura 3: Relatório de sondagem SPT



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2008)

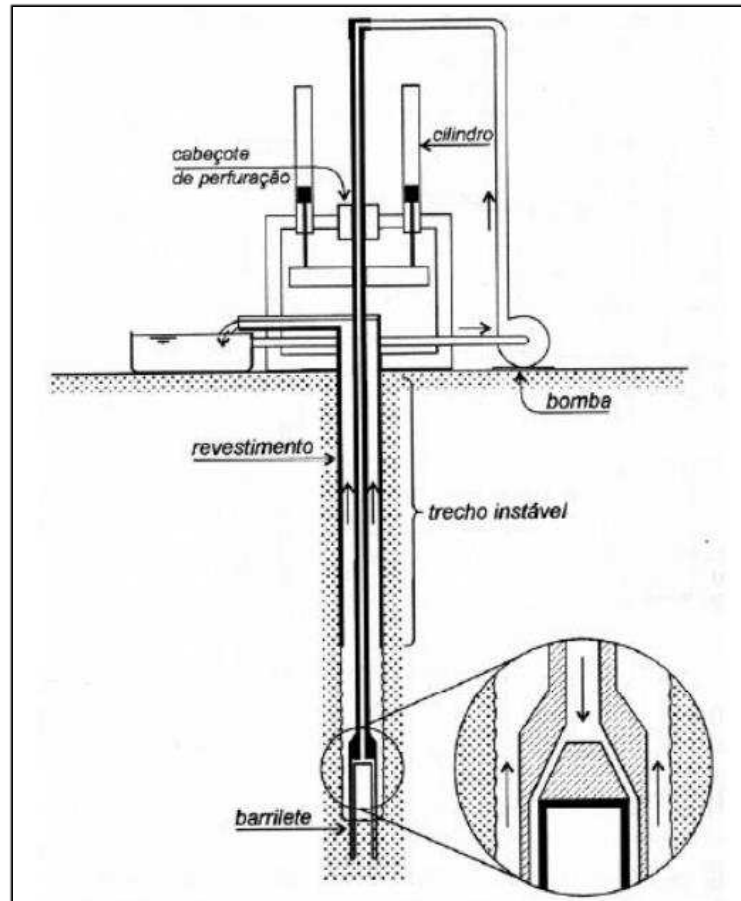
2.1.1.2 Sondagem Rotativas e Mistas

Em caso de se deparar na sondagem em atravessar materiais impenetráveis a percussão, tais como matacões ou rochas alteradas ou sãs, equipamento chamado coroa amostradora é então utilizado. Este tipo de amostrador permite a obtenção de amostras da rocha para sua classificação. Nas sondagens rotativas, deve-se aprofundar o amostrador pelo menos 4 metros, com o intuito de possuir a segurança de que não se está atravessando um simples matacão (REBELLO, 2008).

A combinação de um equipamento de sondagem rotativa com um equipamento de sondagem a percussão é o que se chama de sondagem mista. Neste tipo de sondagem, os materiais que podem ser sondados a percussão, deve-se usar este processo (com execução de SPT), exceto quando se deseja retirar uma amostra com o amostrador Denison (utilizado em solos muito resistentes) (VELLOSO E LOPES, 2010).

A figura 4 representa o processo de perfuração como demonstra a seguir:

Figura 4: Esquema de funcionamento de sonda rotativa



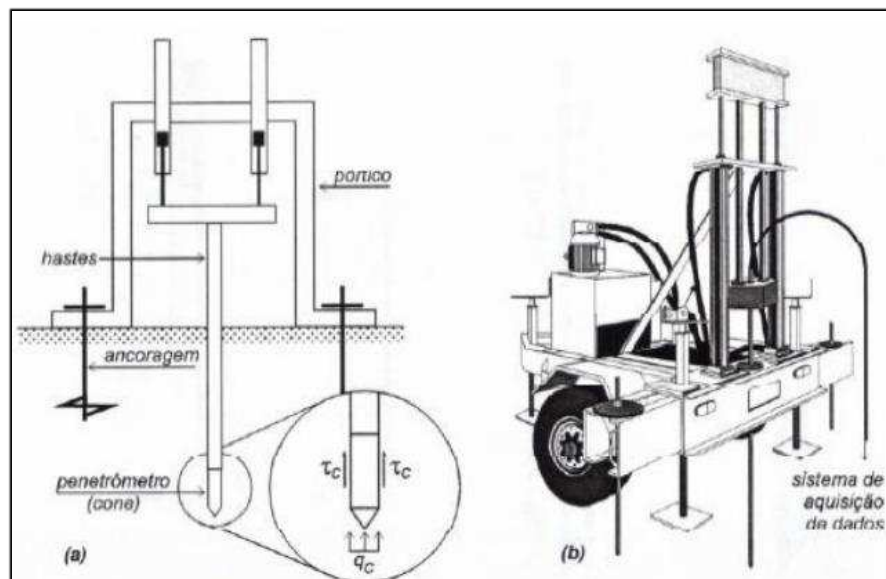
Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010)

2.1.1.3 Ensaio de Cone (CPT)

Criado na Holanda na década de trinta, o CPT (*Cone Penetration Test*), segundo Rebello (2008), no Brasil essa modalidade de sondagem não é muito comum ser utilizada, mas está ganhando mais visibilidade e provavelmente, futuramente, substitua a sondagem à percussão. No Brasil este ensaio é normalizado pela ABNT NBR 12069.

Também conhecido como “ensaio de penetração estática”, este ensaio foi desenvolvido para investigar solos moles. O CPT (Figura 5) consiste basicamente na cravação a velocidade lenta e constante de uma haste com ponta cônica, medindo-se a resistência encontrada na ponta e a resistência por atrito lateral (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 5: Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento e (b) vista de um equipamento (desenvolvido pela COPPE-UFRJ juntamente com a GROM - Automação e Sensores)



Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010)

2.2 FUNDAÇÕES

Fundações são os elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia (AZEREDO, 1988). Assim, as fundações devem ter resistência adequada para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. Além disso, o solo necessita de resistência e rigidez apropriadas para não sofrer ruptura e não apresentar deformações exageradas ou diferenciais.

O projeto e execução de fundações requer conhecimentos de Geotécnica e Cálculo Estrutural (análise estrutural e dimensionamento de estruturas em concreto armado e protendido, em aço e em madeira); a Geotécnica, por outro lado, abrange a Geologia de Engenharia, a Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas. Tome-se o caso simples de um edifício em terreno sem vizinhos. Em geral, a estrutura é calculada por um engenheiro estrutural que supõe os apoios indeslocáveis, daí resultando um conjunto de cargas (forças verticais, forças horizontais, momentos) que é passado ao projetista de fundações. (VELLOSO E LOPES, 2010)

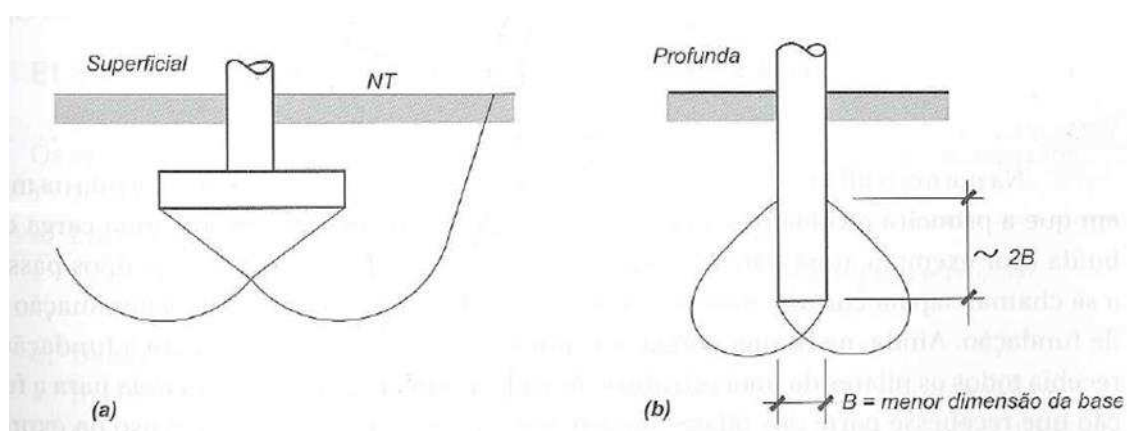
Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundações. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que da origem a dois grandes grupos: as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas, e as

fundações profundas, como as fundações por estacas ou tubulões. Como demonstrada na Figura 6 abaixo.

Outra forma de classificar as fundações é considerando o modo de transferência de carga do elemento estrutural para o maciço de solo. No caso de sapatas, a carga é transmitida unicamente pela base, o que resulta na “fundação direta”.

Nas estacas, como ocorre transferência de carga para o maciço de solo por atrito lateral ao longo do fuste, temos uma “fundação indireta”.

Figura 6: Fundação superficial e profunda



Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010)

A NBR 6122/1996 complementa essa citação dizendo que elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

Acontece que essas fundações, quaisquer que sejam, quando carregadas, solicitarão o terreno, que se deforma, e dessas deformações resultam deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotações. Com isso, a hipótese usual de apoios indeslocáveis fica prejudicada, e nas estruturas hiperestáticas, que são a grande maioria, as cargas inicialmente calculadas são modificadas. Chega-se, assim, ao conhecido problema da interação solo-estrutura. O engenheiro de fundações deve participar da análise desse problema, juntamente com o engenheiro estrutural (VELLOSO E LOPES, 2010).

Velloso e Lopes (2010) complementa essa abordagem sobre classificação de fundações abordando quais os tipos existentes (ilustrando na Figura 7 as fundações superficiais e na figura 8 as profundas), tendo assim:

Bloco - elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;

Sapata - elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas por armadura especialmente disposta para este fim (por isso as sapatas têm menor altura que os blocos);

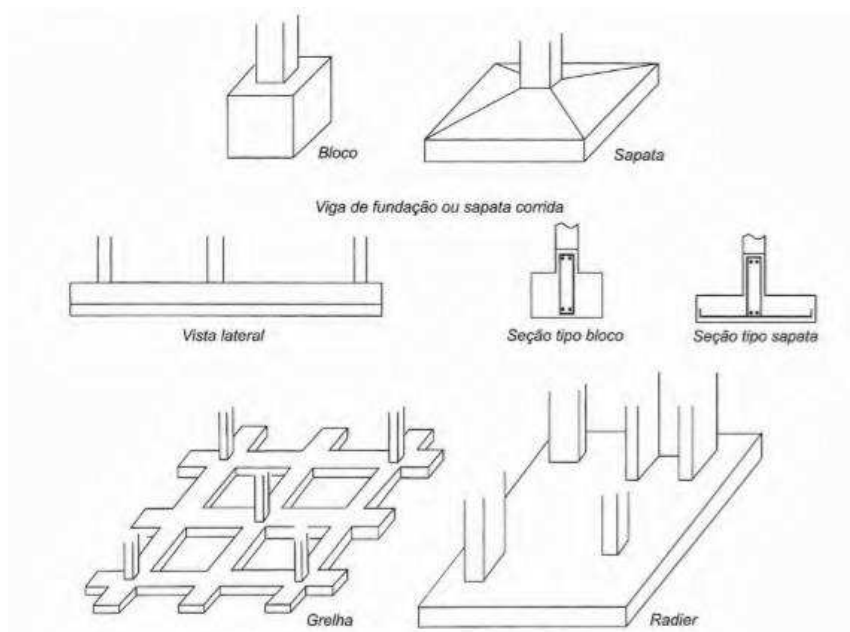
Sapata corrida - sapata sujeita a ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento (as vezes chamada de baldrame ou de viga de fundação);

Grelha - elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares (tipo não citado na norma NBR 6122/2010);

Sapata associada - sapata que recebe mais de um pilar;

Radier - elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura.

Figura 7: Tipos de fundações superficiais



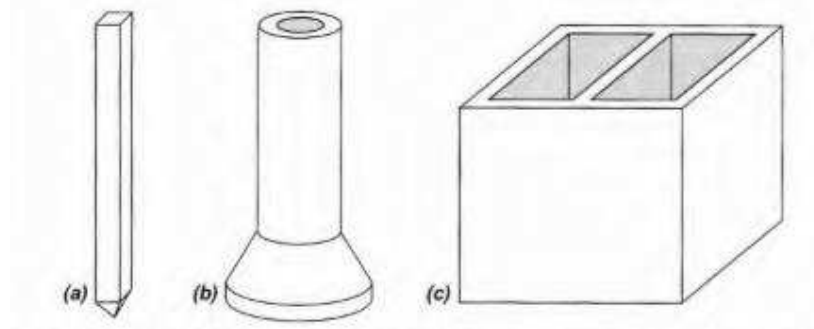
Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010)

Estaca - elemento de fundação profunda executado por ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação ou escavação, ou ainda, mista;

Tubulão - elemento de fundação profunda de forma cilíndrica que, pelo menos na sua fase final de execução, requer a descida de operário ou técnico (o tubulão não difere da estaca por suas dimensões, mas pelo processo executivo, que envolve a descida de pessoas);

Caixão - elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna (tipo não citado na norma NBR 6122/2010).

Figura 8: Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão; (c) caixão



Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010)

Existem, ainda, as fundações mistas, que combinam soluções de fundação superficial com profunda.

Passada a apresentação de aspectos gerais sobre fundações supramencionadas é salutar que se passe ao estudo mais aprofundado de alguns tipos de infraestruturas mais relevantes para os casos que serão apresentados a seguir:

2.2.1 Tipos de Fundações Relevantes para a Presente Pesquisa

A Figura 9 a seguir classifica as fundações por tipos, diretas ou indiretas e rasas ou profundas.

Figura 9: Tipos de fundações

Fundações diretas rasas	blocos e alicerces	
	sapatas	corrida
		isolada
associada		
	alavancada	
	radiers	
Fundações diretas profundas	tubulões	céu aberto
		ar comprimido
Fundações indiretas	brocas	
	estacas de madeira	
	estacas de aço	
	estacas de concreto pré-moldadas	
	estacas de concreto moldadas <i>in loco</i>	Strauss
		Franki
Raiz		
Barrete/Estacão		

Fonte: (MELHADO *et al*, 2002)

2.2.1.1 Blocos e Alicerces

São classificados como fundações diretas e rasas e empregados normalmente em casos onde a carga em questão será relativamente pequena, Brito (1987) conceitua nos seguintes termos:

“Este tipo de fundação é utilizado quando há atuação de pequenas cargas, como por exemplo um sobrado. Os blocos são elementos estruturais de grande rigidez, ligados por vigas denominadas “baldrames”, que suportam predominantemente esforços de compressão simples provenientes das cargas dos pilares. Os eventuais esforços de tração são absorvidos pelo próprio material do bloco. Podem ser de concreto simples (não armado), alvenarias de tijolos comuns ou mesmo de pedra de mão (argamassada ou não). Geralmente, usa-se blocos quando a profundidade da camada resistente do solo está entre 0,5 e 1,0 m de profundidade (BRITO, 1987).”

Como se vê do autor mencionado alhures, blocos exercem a função de absorver cargas oriundas dos pilares, sendo esta estrutura conectada por vigas baldrames que tem como função principal dissipar os esforços de compressão simples. Como bem cita o autor, o principal responsável pelo o esforço de tração é o próprio material que compõe o bloco, que é normalmente executado de concreto simples, alvenarias de tijolos comuns ou então de pedra de mão (argamassa ou não). É empregado este tipo de fundação quando a camada resistente do solo apresenta uma profundidade limitada entre 0,5 e 1,0 m.

No mesmo seguimento, os alicerces possuem características semelhantes aos blocos, assim Brito (1987) conclui que “os alicerces, também denominados de blocos corridos, são utilizados na construção de pequenas residências e suportam as cargas provenientes das paredes resistentes, podendo ser de concreto, alvenaria ou de pedra.”. Deste modo o autor destaca que também conhecidos como blocos corridos, os alicerces são mais recorrentes na construção de residências de pequeno porte, onde pode ser constituído de concreto, alvenaria ou pedra como os blocos. O objetivo dos alicerces é de receber e transmitir as cargas superiores.

No processo para executar a construção do alicerce, Melhado *et al* (2002) descreve o passo a passo como:

“O processo de execução de um alicerce consiste em:

1. executar a abertura da vala;
2. promover a compactação da camada do solo resistente, apiloando o fundo;
3. colocação de um lastro de concreto magro (90 kgf/cm²) de 5 a 10 cm de espessura;

4. execução do embasamento, que pode ser de concreto, alvenaria ou pedra;
5. construir uma cinta de amarração que tem a finalidade de absorver esforços não previstos, suportar pequenos recalques, distribuir o carregamento e combater esforços horizontais;
6. fazer a impermeabilização para evitar a percolação capilar, utilizando uma argamassa “impermeável” (com aditivo) ou ainda, uma chapa de cobre, de alumínio ou ardósia.”

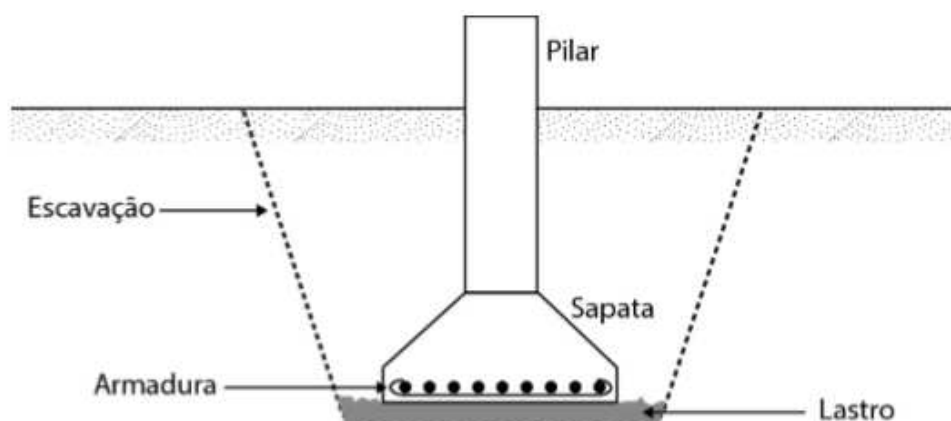
Visto o que foi mencionado pelo autor, o processo para execução do alicerce ocorre iniciando pela abertura da vala onde será locado o alicerce, após isso é necessário a execução da compactação do solo com o intuito de receber o lastro de concreto e elaboração do embasamento, em seguida é construída uma cinta de amarração para combater os esforços solicitantes, recalque e distribuir com excelência o carregamento. Para finalizar é efetuado a impermeabilização, evitando assim a infiltração da água através de percolação capilar.

2.2.1.2 Sapata Isolada

Yopanan C. P. Rebello (2008) coloca em pormenores a classificação de sapatas isoladas (Figura 10) da seguinte forma:

“Denomina-se sapata isolada uma placa de concreto armado cujas dimensões em planta são da mesma ordem de grandeza. A sapata isolada é usada quando as cargas transmitidas pela superestrutura são pontuais ou concentradas, como as cargas dos pilares e as reações de vigas na fundação (vigas baldrames), por exemplo. 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).”

Figura 10: Sapata isolada



Fonte Adaptado (BOTELHO E CARVALHO, 2007)

De acordo com Yopanan C. P. Rebello (2008), sapata isolada é classificada pelas suas dimensões e como as cargas presentes se manifestam, desta forma a sapata isolada apresenta placas de concreto armado com mesma ordem de grandeza em planta e utilizada quando as cargas provenientes da estrutura são concentradas. Suas dimensões são obtidas através das cargas aplicadas e pela resistência do solo.

Melhado *et al* (2002) complementam sobre sapata isoladas, descrevendo o processo de execução do mesmo da seguinte forma:

“Para construção de uma sapata isolada, são executadas as seguintes etapas:

1. fôrma para o rodapé, com folga de 5 cm para execução do concreto “magro”;
2. posicionamento das fôrmas, de acordo com a marcação executada no gabarito de locação;
3. preparo da superfície de apoio;
4. colocação da armadura;
5. posicionamento do pilar em relação à caixa com as armações;
6. colocação das guias de arame, para acompanhamento da declividade das superfícies do concreto;
7. concretagem: a base poderá ser vibrada normalmente, porém para o concreto inclinado deverá ser feita uma vibração manual, isto é, sem o uso do vibrador.”

Este processo começa pela elaboração da forma do rodapé apresentado folga de 5cm, folga esta que receberá o concreto magro. Posicionamento das formas no local onde suas locações já foram previstas, preparo da superfície de apoio para receber a armadura, em seguida ocorre a locação dos pilares levando em conta à caixa com as armações. Com o intuito de fiscalizar a declividade das superfícies do concreto são então colocados guias de arame, e por fim ocorre a concretagem ressaltando que o processo de vibração deve ser executado manualmente no concreto inclinado.

2.2.1.3 Sapatas Corridas

Para as sapatas corridas, Yopanan C. P. Rebello (2008) discorre:

“Sapata corrida é uma placa de concreto armado em que uma das dimensões, o comprimento, prevalece em relação à outra, a largura. A função da sapata corrida é distribuir pelo solo, cargas linearmente distribuídas. São exemplos de cargas distribuídas linearmente as cargas de paredes, sejam elas estruturais ou não. Da mesma maneira, uma linha de pilares muito próximos pode ser considerada carga linearmente distribuída.”

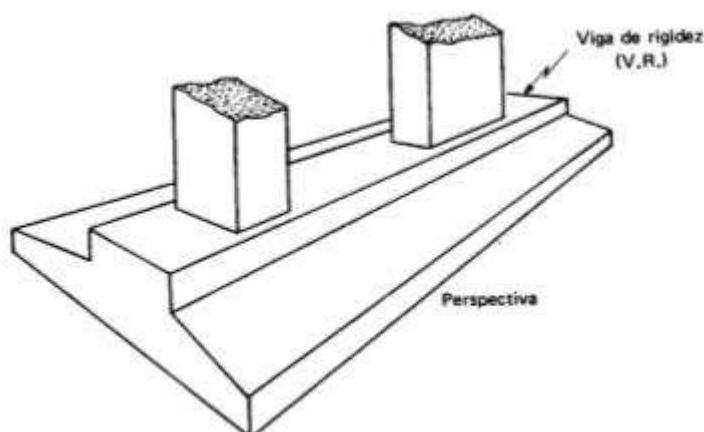
Yopanan detalha que sapatas corridas são classificadas pela sua dimensão, onde o comprimento prevalece à largura, e sua composição é apresentada por uma placa de concreto armado. Seu principal objetivo é a distribuição das cargas para o solo de forma linear como ocorrem nas paredes.

2.2.1.4 Sapatas Associadas

Utilizadas comumente em casos que há uma elevada proximidade entre pilares e conseqüentemente as sapatas isoladas entram em conflito, como Brito (1987) analisa a seguir:

“Um projeto econômico deve ser feito com o maior número possível de sapatas isoladas. No caso em que a proximidade entre dois ou mais pilares seja tal que as sapatas isoladas se superponham, deve-se executar uma sapata associada. A viga que une os dois pilares denomina-se viga de rigidez (Figura 11), e tem a função de permitir que a sapata trabalhe com tensão constante (BRITO,1987).”

Figura 11: Sapata Associada



Fonte: adaptado (ALONSO, 1983)

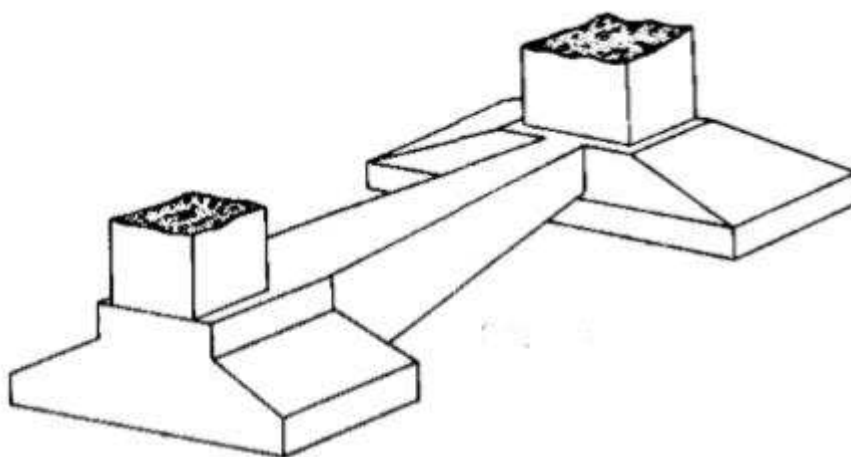
Através da pertinente colocação do autor, sapatas associadas são utilizadas em casos em que pilares, podendo ser dois ou mais, são locados próximos um ao outro ocasionando assim a sobreposição das sapatas correspondentes. A união entre os pilares é realizada pela viga de rigidez garantindo à sapata trabalhabilidade com tensão constante.

2.2.1.5 Sapata Alavancadas

Empregadas em casos mais problemáticos como Brito (1987) cita:

“No caso de sapatas de pilares de divisa ou próximos a obstáculos onde não seja possível fazer com que o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de carga do pilar, cria-se uma viga alavanca ligada entre duas sapatas (Figura 12), de modo que um pilar absorva o momento resultante da excentricidade da posição do outro pilar (BRITO,1987).”

Figura 12: Sapata Alavancada



Fonte: (MELHADO *et al*, 2002)

Pela interpretação do autor, sapatas alavancadas são normalmente trabalhadas em casos onde o centro de gravidade da sapata não coincide com o centro de carga do pilar e para correção da problemática é efetuado uma viga alavancada conectando as sapatas efetivando a absorção do momento resultante da excentricidade da posição de um pilar para o outro.

2.2.1.1 Radiers

Brito (1987) ressalta que:

“A utilização de sapatas corridas é adequada economicamente enquanto sua área em relação à da edificação não ultrapasse 50%. Caso contrário, é mais vantajoso reunir todas as sapatas num só elemento de fundação denominado radier. Este é executado em concreto armado, uma vez que, além de esforços de compressão, devem resistir a momentos provenientes dos pilares diferencialmente carregados, e ocasionalmente a pressões do lençol freático (necessidade de armadura negativa). O fato do radier ser uma peça inteira pode lhe conferir uma alta rigidez, o que muitas vezes evita grandes recalques diferenciais (BRITO,1987). Uma outra vantagem é que a sua execução cria uma plataforma de trabalho para os serviços posteriores; porém, em contrapartida, impõe a execução precoce de todos os serviços enterrados na área do radier (instalações sanitárias, etc.).”

Visando sempre a economia ao escolher o tipo de fundação, Brito (1987) pontua que quando a área de sapatas corridas for superior a 50% da área do terreno é mais lucrativo

empregar o método de radier, onde consiste da unificação das sapatas em somente um elemento inteiriço. Radiers são compostos por concreto armado, pois resistem a esforços de compressão, momentos provenientes dos pilares diferencialmente carregados e pressões do lençol freático. Este tipo de fundação apresenta vantagens significativas por conta de sua estrutura interligada resultando em alta resistência ao recalque diferencial. Outra vantagem está em sua execução, criando uma plataforma que facilita na execução de serviços posteriores, porém os serviços enterrados em sua área necessitam ser executados precocemente.

2.3 RECALQUE EM FUNDAÇÕES

O recalque se baseia na deformação aplicada ao solo quando submetido a cargas. Deformação esta que provoca movimentação na fundação que, dependendo da intensidade, pode resultar em sérios danos à superestrutura (REBELLO, 2008). CINTRA *et al*, 2011 complementa definindo recalque de uma sapata como sendo o deslocamento vertical para baixo, da base da sapata em relação a uma referencia fixa, indeslocável, como o topo rochoso. Recalque estes oriundos das deformações por diminuição por volume e/ou mudança de forma do maciço de solo compreendido entre a base da sapata e o indeslocável.

Ao receber as ações das cargas na estrutura, observa-se que a fundação sofre com recalques que se processam, em parte, imediatamente após o carregamento e, em parte com o decorrer do tempo. Este recalque que se manifesta imediatamente após a aplicação do carregamento é chamado de “recalque instantâneo” ou “recalque imediato” (VELLOSO E LOPES, 2010).

Yopanan C. P. Rebello (2008) classifica as deformações do solo por conta do recalque se dividem em três tipos: deformação elástica, deformação por escoamento lateral e deformação por adensamento.

Deformação elástica se manifesta imediatamente após a aplicação da carga, sendo presente em qualquer material quando submetido a uma carga. Este tipo de deformação tem maior intensidade em solos não coesivos, ou seja, em solos não argilosos. Para determinação deste tipo de deformação, é necessário ter o conhecimento do valor do módulo de elasticidade do solo (E).

Da mesma forma da deformação elástica, a deformação por escoamento lateral ocorre com maior frequência em solos não coesivos. Classifica-se pela migração de solo de

regiões mais solicitadas para as menos solicitadas, desta forma o deslocamento se manifesta do centro para a lateral.

Por fim a deformação por adensamento se processa pela diminuição do volume aparente do maciço de solo, causada pelo fechamento dos vazios deixados pela água intersticial expulsa pela pressão que as cargas exercem sobre a fundação. Sendo este tipo de deformação a mais relevante pelo fato que pode causar os problemas mais comuns de recalques nas fundações. Esta deformação ainda é subdividida em primário, onde o recalque ocorre em tempo suficiente de poucos anos para expulsar a água, e secundário (também conhecido como secular), onde os recalques permanecem por um longo período podendo atingir cem ou mais anos e ocorrem tipicamente em argilas saturadas.

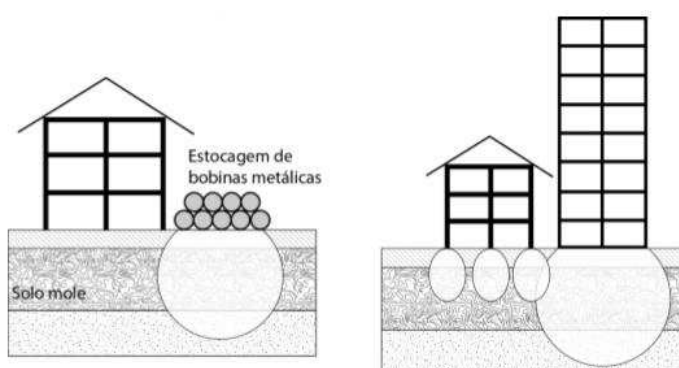
2.3.1 Causas do Recalque

A seguir serão citados os casos mais relevantes para a presente pesquisa.

2.3.1.1 Influência de Construções Vizinhas

Esta causa de recalque pode se manifestar de duas formas como MILITITSKY *et al.*, (2008) relata. Na primeira ocasião seria quando uma nova construção edificada sem o cuidado essencial de promover junta entre as duas construções, dessa forma quando à medida que a nova obra carrega suas fundações e provoca recalques, induz distorções significativas na obra existente. Já a segunda ocasião, ocorre quando são realizadas construções de grande porte ou estocagem de matérias pesado junto a prédios com fundações diretas ou profundas leves, resultando em superposição de pressão (Figura 13) e recalques adicionais na edificação antiga.

Figura 13: Superposição de pressões



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2008)

2.3.1.2 Escavações Próximo à Construções

A movimentação da massa de solo junto à elas ou a estruturas de contenção são provocadas pela execução de escavações, isso se dá em razão de perda de material, variação no estado inicial de tensões ou rebaixamento do lençol freático, com eventual adensamento de solos saturados. As consequências estão diretamente ligadas ao tipo das fundações existentes nas proximidades e da sensibilidade dos recalques das estruturas próximas (MILITITSKY *et al*, 2008).

Um exemplo que representa bem esta problemática foi o desabamento em 2009 de um edifício residencial de 13 andares localizado em Xangai, China. Conforme Carvalho (2010, p. 97) a causa do desabamento foi a execução de uma escavação próxima ao edifício com o intuito da construção de um parque de estacionamento subterrâneo, com isso o volume de terra escavado foi colocado ao outro lado da estrutura, provocando assim acréscimo de tensões em um lado e alívio em outro, comprometendo suas fundações. As Figuras 14 e 15 representam bem a situação citada.

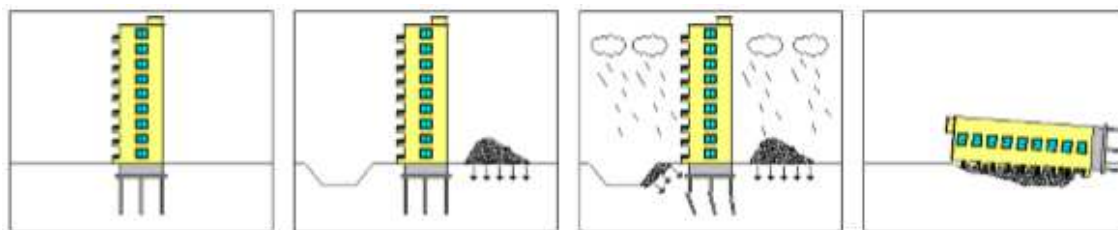
Na sua grande maioria, a causa da movimentação do solo por escavação ocorre pela execução da parede, tirantes, deslocamento horizontal do paramento de contenção durante a escavação, pelo fluxo de água ocasionando perda de solo e adensamento, pelos deslocamentos dos suportes e depois, na remoção ou desativação dos elementos provisórios de suporte (MILITITSKY *et al*, 2008).

Figura 14: Edifício em Xangai



Fonte: (CARVALHO, 2010)

Figura 15: Esquema representativo do desabamento do edifício em Xangai



Fonte: (CARVALHO, 2010)

2.3.1.3 Variações não Previstas do Nível de Água

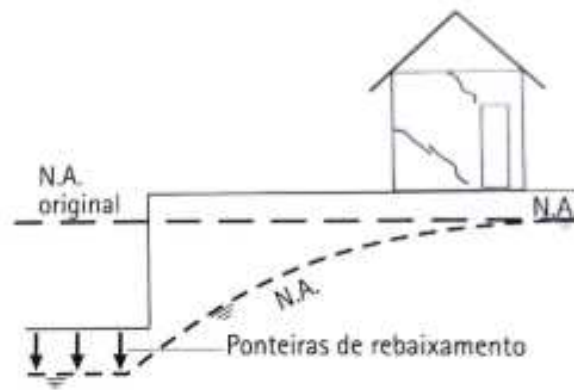
Na presença de oscilações do nível de água não previstas em projeto, as solicitações mais relevantes podem afetar a estabilidade do subsolo, ocasionando assim rompimento de contrapisos e inundações. Esta problemática ocorre quando não há registros de nível de água nas sondagens, é registrado em profundidades abaixo das fundações ou ocorrem oscilações significativas ao longo de estações de chuva e seca não detectáveis pelo programa de investigação (MILITITSKY *et al*, 2008).

Na falta de projetos em não citarem a presença de nível de água no subsolo resulta em valores de empuxos nas contenções inferiores aos reais, dando origem à subpressão, que se não prevista de forma adequada provoca a ruptura dos elementos enterrados submetidos a esforços não previstos (MILITITSKY *et al*, 2008).

2.3.1.4 Rebaixamento do Nível de Água

Em muitas ocasiões são efetuados o rebaixamento do lençol freático (Figura 16) através do bombeamento da água existente no interior do solo com a finalidade de executar garagens em solos de edifícios, ou até mesmo de fundação. A consequência na execução deste método de rebaixamento implica na diminuição na pressão neutra (pressão de baixo para cima devido à água), aumentando a pressão efetiva (proveniente do peso do solo), ocasionando um aumento na pressão sobre o solo o que provoca recalques sem aumento da carga sobre a fundação. As fundações de sapatas sofrem um afundamento (REBELLO, 2008).

Figura 16: Representação do rebaixamento do nível da água



Fonte: (MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2008)

2.3.1.5 Recalque em Solos Colapsíveis

São classificados como solos colapsíveis aqueles que apresentam grande índice de porosidade, formados tanto por areias como por argilas e que apresentam a característica de possuir suas partículas unidas por uma espécie de cimentação, proporcionadas por materiais como o calcário. Este tipo de solo quando entram em contato com a água sofrem rompimento na ligação de suas partículas, ocasionando perda na resistência de sua estrutura levando assim ao recalque bastante drástico e perigoso (REBELLO, 2008).

2.3.1.6 Recalque por Solapamento em Consequência de Infiltrações

Este tipo de recalque é considerado imprevisível, podendo ocorrer por infiltração de águas pluviais mal conduzidas, ou ate mesmo por rompimento de tubulações. Este último fator costuma ser o mais comum. Por ser uma problemática silenciosa, normalmente só é descoberto quando já está grave a situação. O solo sob as fundações diretas pode ser carregado por conta das infiltrações, provocando vazios que impedem a transmissão adequada de cargas ao solo (REBELLO, 2008).

2.3.2 Recalques Admissíveis

Alonso (1991) relata que os especialistas envolvidos com o projeto, execução e o acompanhamento do desempenho da obra que fixam os valores admissíveis. Oriundos da experiência local ao longo do tempo que permitem concluir que, para o tipo de estrutura,

carregamento e solo, esses valores de recalque podem ser considerados aceitáveis, desta forma, admissíveis. Entretanto, a parametrização desses valores admissíveis é dificultada pela gama de materiais envolvidos no ramo da construção, como também na dificuldade de se avaliar a interação solo-estrutura de um dado problema (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

Diversos estudos surgiram com a finalidade da obtenção dos 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).

Moraes (1987) parametriza em forma de relação os seguintes limites para o recalque diferencial específico, ou seja, a distorção angular:

Prédios para fábricas construídos com estruturas em concreto armado:

$$\delta = \frac{\text{vão}}{1000} \text{ a } \frac{\text{vão}}{500}$$

Prédios de apartamentos, salas para escritórios em concreto armado:

$$\delta = \frac{\text{vão}}{400} \text{ a } \frac{\text{vão}}{250}$$

Estruturas metálicas:

$$\delta = \frac{\text{vão}}{500}$$

2.2.2 Métodos Para a Estabilização de Recalques

A Figura 17 representa os métodos estudados nesta pesquisa.

Figura 17: Métodos para a estabilização de recalques

MÉTODO	APLICAÇÃO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
Sangria	Edifício Excelsior, Morená (Santos) Torre de Pisa	-	O método apresentou-se ineficiente na estabilização de recalques
Carregamento do lado menos recalcado ou sobrecarga temporária	Torre de Pisa, Edifício Excelsior (Santos)	Praticidade na execução	Em Santos, a aplicação não obteve resultado. Apresenta grande poluição visual a edificação
Injeções para expandir o solo	Palácio de Belas Artes (México)	Redução dos recalques diferenciais e método complementar para garantia da estabilidade	Em geral, o método não interrompe totalmente os recalques, mas tende a torná-los uniforme.
Sistema cisalhante de Ranzine	Nunca foi aplicado	-	Dificuldade de criar um plano vertical de resistência nula ao cisalhamento
Reforço de fundação com estacas profundas	Edifício Excelsior, Edifício Morená, Edifício Nuncio Malzone. (Santos)	Se empregado corretamente, estabiliza os recalques definitivamente. Proporciona a possibilidade de reaprumar as edificações	Somente a execução das estacas não é suficiente para reaprumar o edifício. Para o reaprumo, é necessário um sistema de macacos para aplicação de cargas
Deformações controladas através da extração de solo mole	Cidade do México, Torre de Pisa,	Método eficiente na estabilização de recalques	Exige um sistema contínuo de monitoramento dos recalques dos pilares

Fonte: (DIAS, 2010)

2.3.3.1 Sangria de Areia Sob Sapatas

Método este que visa alcançar o reaprumo do edifício recalcado através da retirada da areia sob as sapatas do lado menos recalcado, sendo que a remoção de material em cada elemento de área deve ser proporcional ao recalque que se pretende impor a fim de se induzir um movimento de corpo rígido da estrutura. Esta técnica é considerada econômica, mas em contra partida não apresenta resultados satisfatórios (MAFFEI *et al*, 2003 *apud* DIAS, 2010).

2.3.3.2 Carregamento do Lado Menos Recalcado

Esta técnica se baseia na aplicação de uma carga no lado menos recalcado do edifício com a finalidade de que este lado sofra recalque, igualando-se ao lado oposto. Maffei,

et al (2003) *apud* Dias (2010) relata que o fato de a argila recalcar e da camada superior de areia acompanhar esse movimento, não implica que o prédio também o fará, julgando este método pouco eficiente.

2.3.3.3 Injeções para Expandir o Solo

Através da utilização de tubos galvanizados de 2” a 3” de diâmetro é injetado uma camada de cimento no terreno abaixo das fundações, tubos estes cravados até a cota desejada e feita a injeção de cimento através do tubo de ponta aberta ou de paredes perfuradas (CAPUTO, 2012).

2.3.3.4 Reforço da Fundação com Emprego de Estacas Profundas

O objetivo principal deste método é a execução de estacas profundas que ultrapassem a camada de solo mole, interligadas por vigas ao edifício de modo que as cargas sejam transferidas à nova fundação.

2.3.3.5 Deformações Controladas Através da Extração de Solo Mole

Este método permite que seja feita a extração de solo mole do lado menos recalçado ao passo que é injetado argamassa através de um trado. Com isso é possível provocar deformações controladas no edifício e o seu conseqüente nivelamento.

3 ANÁLISE DE CASOS REAIS

Neste capítulo serão abordados dois famosos casos que são referência para a comunidade científica, sendo um dos casos de grande relevância a nível mundial e outro a nível nacional, para exemplificar a partir de casos reais o que foi exposto no embasamento teórico deste trabalho. Dentro deste contexto serão apontados o histórico das patologias ocorridas em cada caso, os tipos de solo e quais foram as soluções adotadas para controle das movimentações.

3.1 TORRE DE PISA

A Torre de Pisa (Figura 18), localizada na cidade italiana de Pisa, é um caso de recalque mundialmente conhecido pela sua notável inclinação. A Torre é a terceira mais antiga estrutura na praça da Catedral de Pisa (Campo dei Miracoli), depois da catedral e do baptistério.

Figura 18: Localização da Torre de Pisa



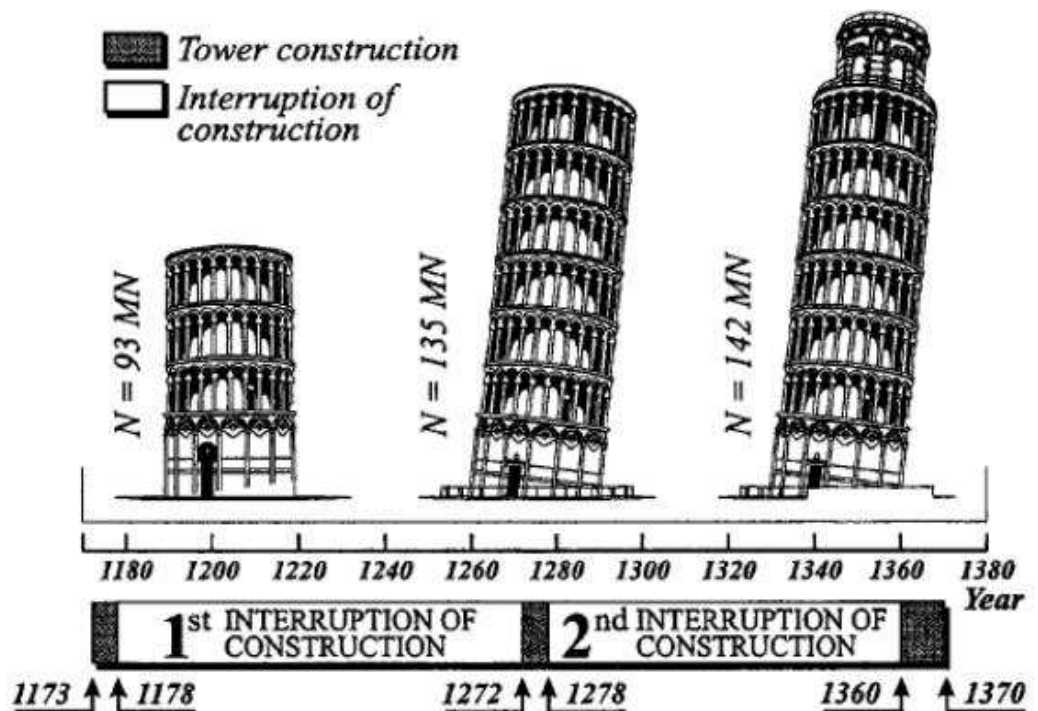
Fonte: (BURLAND et al, 2009)

Construída numa época em que se faziam poucas construções deste tipo na Europa, o inteligente uso de colunas e arcos revela um profundo conhecimento sobre as características do peso e da carga, aspetos muito avançados para a época. Todavia, não foi levado em consideração a existência de um solo argiloso e a necessidade de uma fundação capaz de suportar um campanário que pesaria cerca de 16.000 toneladas.

A torre de oito andares foi construída com pedra calcária e argamassa de cal, sendo o exterior revestido a mármore. O andar da base da torre é uma arcada constituída por 15 arcos de mármore fechados. Cada um dos seis andares seguintes contém 30 arcos, enquanto que o andar final, ou campanário, dispõe de 16 arcos.

A construção da Torre de Pisa foi iniciada em 1173 e concluída em 1350, passando por dois períodos de interrupções: de 1178 até 1272 e de 1278 até 1360 (Figura 19).

Figura 19: Etapas da construção da Torre de Pisa



Fonte: (Burland et al., 2009)

3.1.1 Histórico da Inclinação da Torre de Pisa

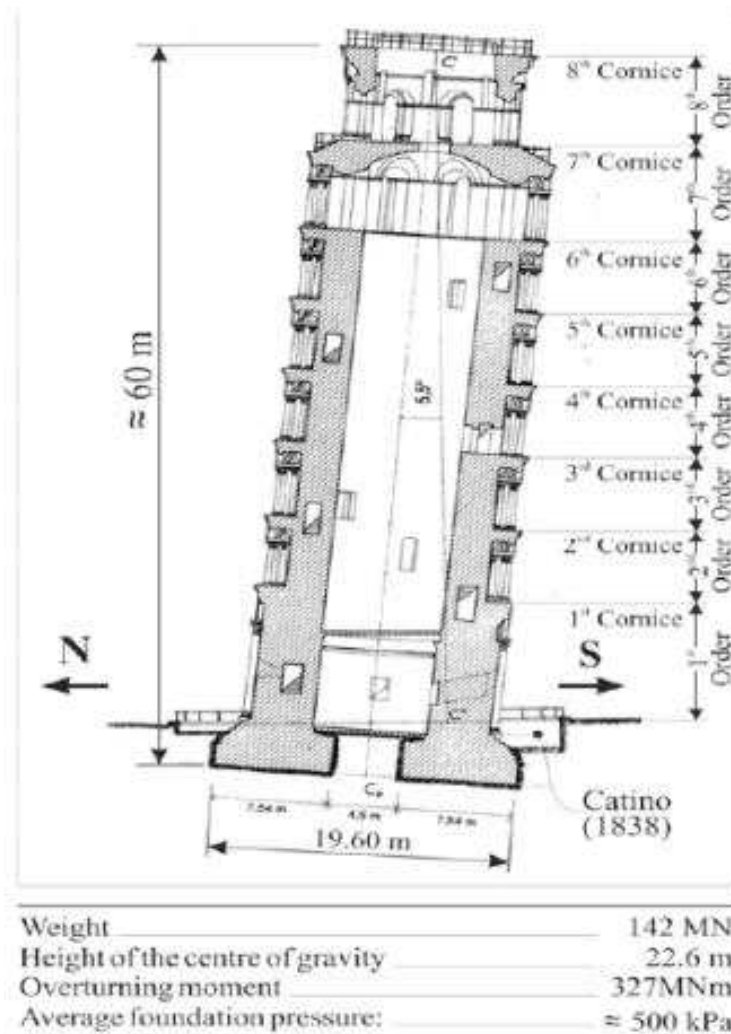
Durante a primeira fase da construção, datada de 1173 até 1178, a torre se inclinou ligeiramente para o norte. Quando a construção recomeçou em 1272 a Torre começou mover-se para o sul, atingindo 0.6° nessa direção. Nos 90 anos seguintes a

inclinação aumentou para 1.6° . Depois de completada a construção em 1370, a inclinação seguiu aumentando e em 1817 a inclinação atingia 4.9° chegando a 5.5° no começo dos anos 90. (BURLAND, 2003).

Em 1990, o Governo italiano, preocupado com o aumento progressivo da taxa de inclinação e com o risco de colapso estrutural devido à fragilidade da alvenaria, nomeou um Comitê Internacional multidisciplinar para a salvaguarda e a estabilização da Torre de Pisa. (BURLAND *et al.*, 2009)

A Figura 20 mostra a seção de máxima inclinação da Torre (5,5 graus), antes de ser iniciado o processo de estabilização, em 1993.

Figura 20: Inclinação máxima da Torre de Pisa



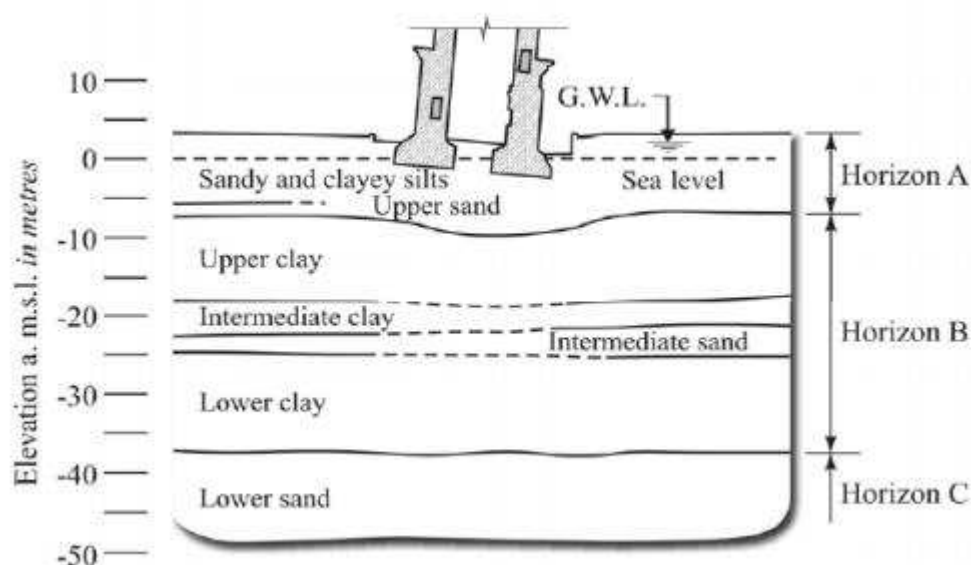
Fonte: (Burland et al., 2009)

3.1.2 Tipo de Solo

Os dez primeiros metros são compostos por areia e silte argiloso e logo abaixo há uma segunda 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. 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 provocado pela distribuição de tensões da fundação. (BURLAND *et al.*, 2009)

A Figura 21 mostra as camadas de solo existentes abaixo da Torre.

Figura 21: Camadas do solo abaixo da Torre de Pisa



Fonte: (Burland et al., 2009)

3.1.3 Soluções Adotadas

Como mencionado anteriormente, em 1990 o governo italiano instaurou um Comitê Internacional com o intuito de estabilizar as movimentações da Torre de Pisa e preservar sua estrutura.

3.1.3.1 Monitoramento da Movimentação das Fundações

Em 1911 foram iniciados trabalhos de medições precisas para avaliar as movimentações das fundações da Torre durante o século XX. Essas medições constataram

que a inclinação da Torre foi aumentando inexoravelmente a cada ano e a taxa de inclinação dobrou desde a década de 1930. 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 (Jamiołkowski, 2001 apud BURLAND *et al.*, 2009).

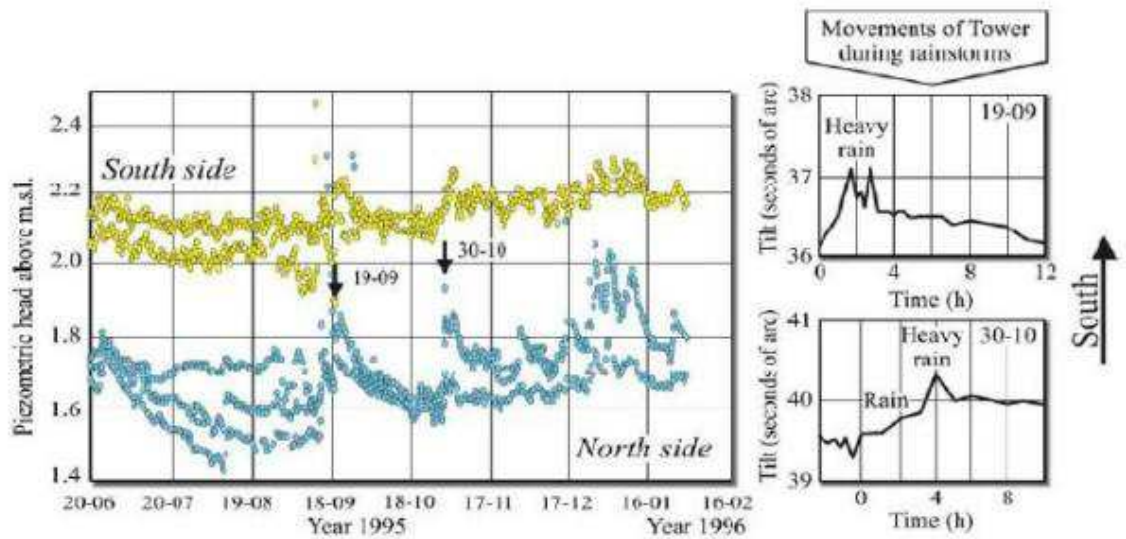
Uma vez que ficou constatado que o lado norte estava subindo constantemente, sugeriu-se a aplicação de um contrapeso de chumbo na alvenaria de fundação do lado norte que serviria para uma estabilização temporária como forma de reduzir o momento de tombamento (BURLAND *et al.*, 1993 apud BURLAND *et al.*, 2009).

3.1.3.2 Nível de Água no Solo

Com base nas medições dos movimentos na fundação da Torre que aconteciam de forma considerável na primeira camada do solo, observou-se um aumento considerável na velocidade da inclinação em um determinado período do ano. A partir disso, concluiu-se que a causa mais provável desse crescimento da inclinação sazonal era o nível de água subterrâneo que aumentava devido as fortes tempestades sazonais que ocorrem entre setembro e dezembro todos os anos. Medições feitas ao longo de vários anos confirmaram a hipótese de que o aumento das movimentações coincidia com os aumentos muito acentuados no nível das águas subterrâneas na primeira camada do solo, após cada forte tempestade (BURLAND *et al.*, 2003 apud BURLAND *et al.*, 2009).

Os piezômetros mostram o aumento do nível do lençol freático durante um período de tempo selecionado. Além disso, constatou-se que o aumento no nível da água foi maior no lado norte do que no lado sul da Torre resultando em uma rotação para o sul de cerca de um segundo de arco em cada caso, que foi apenas parcialmente reversível (Figura 22). 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. (BURLAND *et al.*, 2009).

Figura 22: Diferença no nível do lençol freático

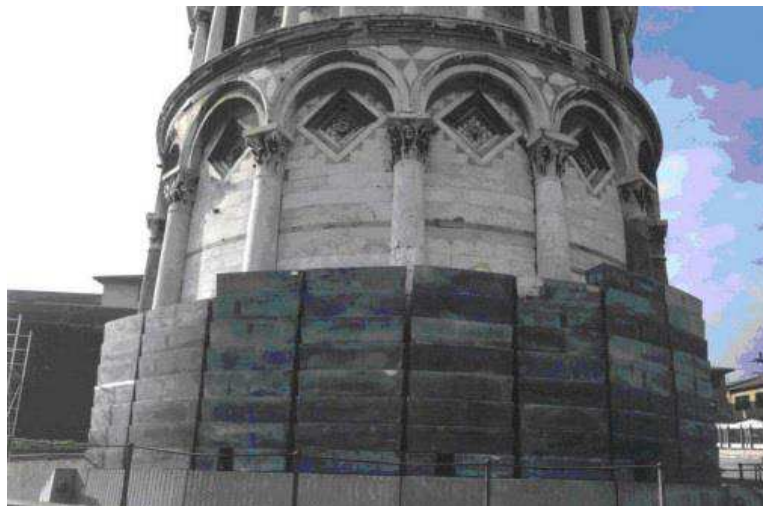


Fonte: (Burland *et al.*, 2009)

3.1.3.3 Medidas Temporárias de Estabilização das Fundações

Durante o segundo semestre de 1993 foi alcançada a estabilização temporária da fundação. Isso foi possível a partir da aplicação de uma carga de 600 toneladas de chumbo no lado norte das fundações através de um anel de concreto removível em torno da base da torre (Figura 23). 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.

Figura 23: Anel de concreto removível



Fonte: (Burland *et al.*, 2009)

Em setembro de 1995, a carga foi aumentada para 900 toneladas, a fim de controlar a aceleração dos movimentos para o sul da Torre durante uma tentativa frustrada 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 ainda mais (BURLAND *et al.*, 2009).

3.1.3.4 Medidas Permanentes de Estabilização das Fundações

A esta altura, com a estrutura praticamente condenada ao colapso, muitas soluções foram analisadas pelo Comitê Internacional para tentar reduzir as tensões ao lado sul e estabilizar a Torre.

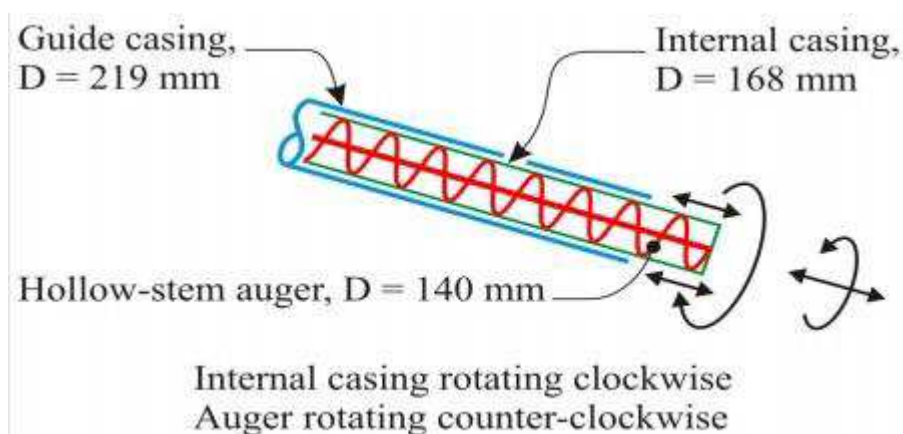
3.1.3.4.1 Estabilização do Solo

Nesta fase, a ideia de reduzir ligeiramente a inclinação da torre por meio da extração controlada de parte do solo abaixo da fundação no lado norte começou a atrair o interesse do Comitê. As vantagens desse procedimento incluem a sua natureza não invasiva e o alto grau de controle diário que pode ser exercido (BURLAND *et al.*, 2009).

Este método, conhecido como escavação subterrânea, evoluiu gradualmente. Consiste na instalação de vários tubos de extração de solo logo abaixo da fundação. O método foi originalmente proposto por Terracina (1962) para Pisa e foi utilizado com sucesso para salvar a Catedral Metropolitana da Cidade do México, após o terremoto de 1985 (TAMEZ *et al.*, 1997 *apud* BURLAND *et al.*, 2009).

Todavia, a utilização deste método em uma torre que estava prestes a cair era completamente outra questão. Ao longo de vários anos, o método foi estudado primeiro por meio de modelos físicos, depois por modelagem numérica e, finalmente, por meio de um ensaio em grande escala (BURLAND *et al.*, 2000). O principal objetivo dos ensaios em grande escala foi desenvolver a tecnologia de perfuração para extração de solo, controlando de forma milimétrica o movimento das torres em escala. Uma broca foi desenvolvida, que consistia em um trado de vôo contínuo de haste oca alojado dentro de um invólucro contra-rotativo de 168 mm de diâmetro (Figura 24).

Figura 24: Modelo desenvolvido para a escavação subterrânea

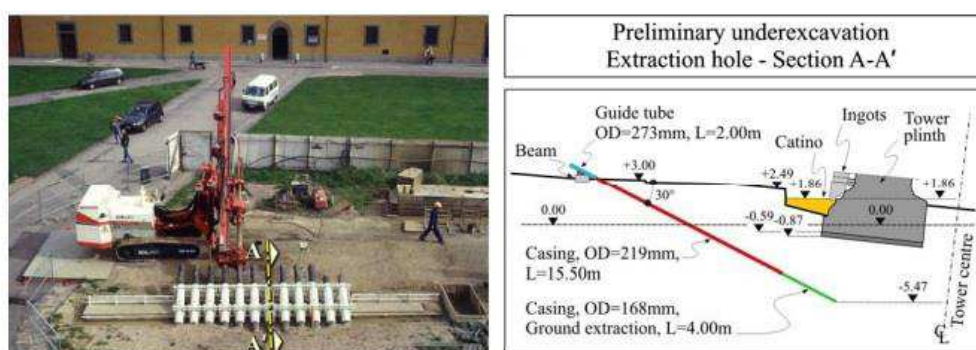


Fonte: (Burland et al., 2009)

O arranjo permite que a broca seja avançada com um mínimo de distúrbio no solo ao redor. Quando a localização determinada é alcançada a broca é interrompida e retirada por cerca de um metro, deixando uma cavidade cilíndrica. Os ensaios mostraram que as cavidades formadas no solo fechavam-se suavemente e repetidas extrações puderam ser feitas na mesma localização (BURLAND *et al.*, 2009).

Em agosto de 1998, o Comitê concordou em realizar uma extração limitada de solo sob a Torre. Esta escavação preliminar deveria ser realizada a uma largura limitada de 6 metros ao norte da Torre usando doze tubos revestidos com carcaças de 219 mm de diâmetro (Figura 25). No dia 9 de fevereiro de 1999, em uma atmosfera de grande tensão, a primeira extração de solo ocorreu. A Torre lentamente começou a girar para o norte, reduzindo sua inclinação. Assim, quando a rotação para o norte alcançou cerca de 80 segundos de arco, cerca de 1,33 grau, no início de junho de 1999, a extração preliminar do solo foi interrompida. A Torre ainda continuou reduzindo sua inclinação até outubro de 1999 (BURLAND *et al.*, 2009).

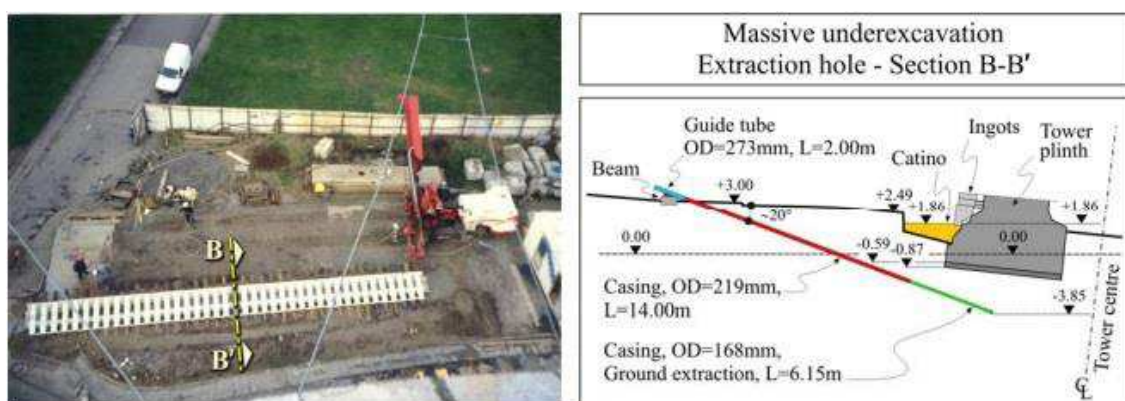
Figura 25: Escavação subterrânea preliminar



Fonte: (Burland et al., 2009)

O sucesso da escavação subterrânea preliminar persuadiu o Comitê de que era seguro realizar uma nova extração de solo da fundação. Assim, entre dezembro de 1999 e janeiro de 2000, 41 furos de extração foram feitos ao norte da torre em um espaçamento de 50 cm de distância entre eles (Figura 26). Por fim, em maio de 2000, foi iniciada a remoção progressiva dos pesos de chumbo e embora isso tenha resultado no aumento dos momentos de tombamento, a extração do solo se mostrou eficiente (BURLAND *et al.*, 2009).

Figura 26: Escavação subterrânea



Fonte: (Burland et al., 2009)

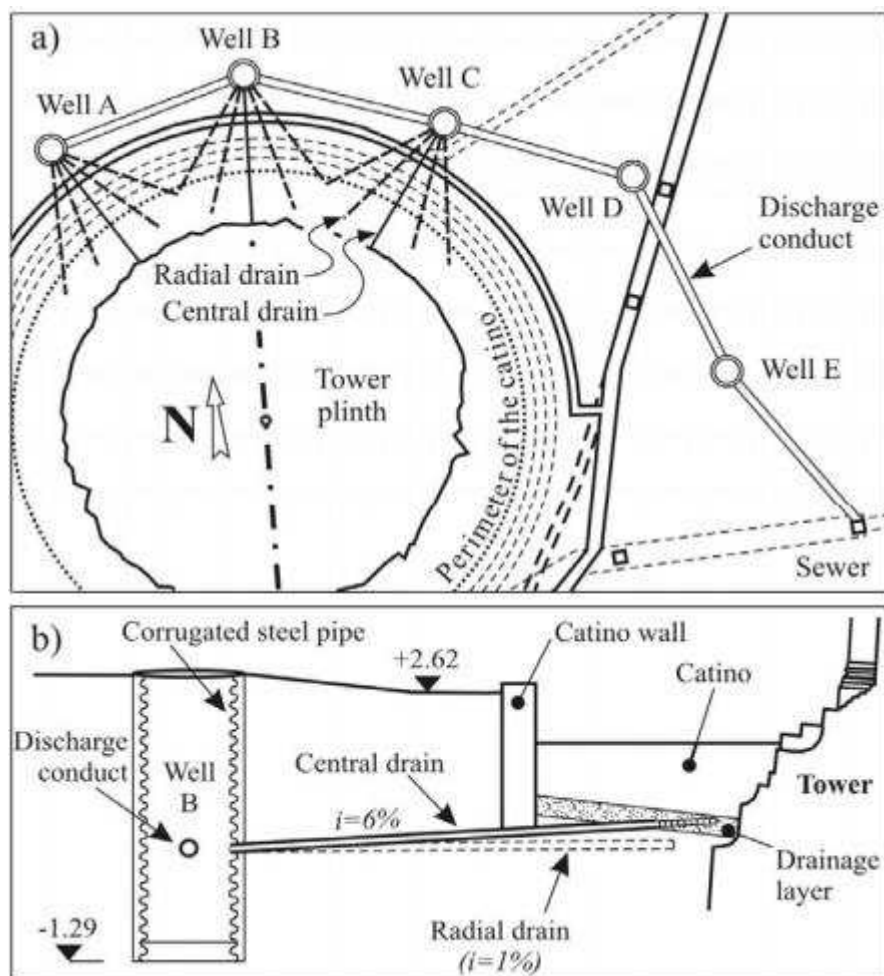
Em de janeiro de 2001, o último peso de chumbo foi retirado e em meados de fevereiro de 2001, o próprio anel de concreto foi totalmente removido. Em Março iniciou-se a remoção progressiva dos tubos sendo os furos remanescentes preenchidos por uma argamassa Grout. A extração final de solo e remoção do tubo aconteceu em 6 de junho de 2001, quando a Torre reduziu em 1800 segundos de arco, cerca de 0,5 graus (BURLAND *et al.*, 2009).

3.1.3.4.2 Estabilização do Nível de Água

Como mencionado anteriormente, o Comitê considerou a variação do nível do lençol freático durante os períodos intensos de chuva como o principal fator responsável pelo movimento contínuo da fundação da Torre. Também é importante ressaltar que, além desses intensos períodos de chuva, os níveis de água próximos ao lado sul da torre eram de 200 mm a 300 mm mais profundos que os do lado norte. No outono e inverno, quando os eventos de chuvas são mais intensos, o lençol freático aumenta acentuadamente, alterando a diferença no nível piezométrico e, assim, produz rotações para o lado sul da Torre (BURLAND *et al.*, 2009).

A Figura 27 representa o sistema de drenagem que foi implementado para suprir a necessidade de eliminar os efeitos da variação do lençol freático. O sistema consiste em 3 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 (BURLAND *et al.*, 2009).

Figura 27: Controle de nível do lençol freático no lado norte a) Vista do plano b) Seção transversal



Fonte: (Burland et al., 2009)

3.1.4 Conclusão

Como resultado da escavação subterrânea e da implementação do sistema de drenagem para controle do nível das águas subterrâneas, a inclinação da torre foi reduzida em 1880 segundos de arco em 2002, cerca de 10% do valor máximo alcançado em 1993. Nos seis anos seguintes, a taxa de inclinação da torre continuou reduzindo, de modo que em setembro

de 2008 a redução acumulada atingiu 1948 segundos de arco. Nos dois anos a partir de setembro de 2006 até setembro de 2008, a taxa de rotação residual para o norte reduziu para menos de 0,2 segundo de arco por ano (BURLAND *et al*, 2009).

Com base nos resultados das intervenções apresentadas anteriormente. Podemos concluir que fenômeno da instabilidade na fundação da Torre de Pisa se encontra controlado, evitando o aumento de inclinação pelo menos por um longo período de tempo. No entanto, o comportamento da Torre de Pisa continua chamando atenção da comunidade científica, sendo motivo de intenso debate sobre os possíveis cenários para o futuro. Alguns estudiosos apostam em um cenário mais pessimista, em que a Torre voltaria à situação que existia no início do século XIX. Estes autores acreditam que o período de tempo para a torre retornar à inclinação máxima de 1993 será de cerca de 200 anos.

Se na época em que a Torre de Pisa foi concebida existisse o mesmo acervo tecnológico da atualidade, onde abrange técnicas avançadas para análise do solo, fundações profundas que possuem capacidade de receber cargas mais intensas e elaborações de projetos que analisam de forma mais precisa qual tipo de fundação utilizar, conseqüentemente a fundação da estrutura teria sido escolhida de diferente forma. Assim, como as cargas da Torre de Pisa são muito acentuadas, uma das sugestões que melhor se enquadrariam para a escolha do tipo de fundação seria do de tubulões, uma vez que este tipo de fundação suporta qualquer faixa de carga e se enquadra bem para o tipo de solo presente no local.

3.2 EDIFÍCIOS NO LITORAL DA CIDADE DE SANTOS

No Brasil, os prédios da orla de Santos ficaram muito conhecidos por apresentarem uma inclinação facilmente perceptível a olho nu (Figura 28). Sendo este mais um exemplo significativo de recalque em fundações.

Figura 28: Recalque das edificações em Santos



Fonte: (MILITITSKY et al., 2005)

3.2.1 Histórico

O crescimento da cidade de Santos está intimamente relacionado com a chegada dos colonizadores e o desenvolvimento da atividade portuária no local. Deste modo, no período entre 1550 e 1822, a urbanização da região aconteceu basicamente em torno da existência do Porto de Santos.

Em meados de 1940 foi dado início ao processo de ocupação da orla marítima santista, que passou a ser considerada área nobre da cidade. De modo que em poucos anos quase toda a extensão da praia, do José Menino às proximidades da Ponta da Praia, foi ocupada, formando um conjunto residencial dos mais elegantes de Santos. Em menos de uma década, uma verdadeira muralha de arranha-céus passou a cobrir as praias santistas, transformando sua paisagem e criando sérios problemas para os aglomerados (ARAÚJO FILHO, 1964 *apud* DIAS, 2010).

Com o passar dos anos, o número de edifícios começou a aumentar, bem como a quantidade de pavimentos, gerando um aumento de tensões no solo e influência nas fundações das edificações vizinhas, interferindo no equilíbrio físico do sistema. Como resultado disso,

os prédios começaram a sofrer um recalque gradual, apresentando inclinações inclusive em vários sentidos, como podemos observar na Figura 29.

Figura 29: Edifício Maambi a esquerda da foto, inclinado em direção ao edifício Paineiras, à direita



Fonte: (DIAS, 2010)

3.2.2 Tipo de Solo

Com o desenvolvimento e a ocupação da cidade de Santos, muitos estudos foram feitos ao longo dos anos para caracterizar o tipo de solo ali existente. Com isso, desde o início da ocupação da orla marítima já se tinha conhecimento da existência de uma camada de argila mole logo abaixo de uma camada de areia compacta.

A partir de ensaios de sondagem, foi possível traçar o perfil do solo de Santos que se descreve da seguinte maneira:

Uma primeira camada de areia medianamente compacta pode ser encontrada sob pequenas camadas de aterro, com espessura entre 6 a 20m e SPT variando de 9 a 30. Logo abaixo ocorrem camadas de argila muito mole, com profundidade entre 10 e 30 metros e SPT entre 0 e 4. Abaixo uma nova camada de areia esta presente com compactação variável e em maiores profundidades ainda são encontradas argilas de consistência média a rígida, com valores de SPT superior a 5 golpes (DIAS, 2010).

Os estudiosos por anos se preocuparam em entender as argilas marinhas, de ocorrência generalizada ao longo da planície costeira santista, por vezes subjacentes a

camadas de areias finas, uniformes e compactas, de espessuras variáveis, como na cidade de Santos. A consistência de muito mole a mole levou a certo consenso de que as argilas marinhas eram normalmente adensadas (SILVA, 1953).

(MASSAD, 1985) classificou as argilas da região em Argilas de sedimentos fluvioagunares e de baías (SFL), sendo as argilas superficiais da região, que apresentam geralmente consistência muito mole a mole, com elevada sensibilidade. E Argilas transicionais (ATs), que são os sedimentos argilosos mais profundos, de consistência média a rígida.

3.2.3 O Recalque e as Fundações Rasas

Por volta dos anos 50, já era de pleno conhecimento que a utilização de fundação direta nas edificações de Santos poderiam sofrer recalque devido a existência de camadas de argila marinha no solo. No entanto, na época havia limitações em termos de fundações profundas, existindo no mercado apenas estacas pré-moldadas, estacas Franki e tubulões pneumáticos, soluções tecnicamente inviáveis para o solo de Santos. Os empreendedores imobiliários também julgaram o uso dessas fundações economicamente inviáveis mesmo quando se contou com recursos técnicos (TEIXEIRA, 1994).

Os construtores da época embora soubessem dos riscos, optaram por fundações rasas para executar prédios de aproximadamente 10 pavimentos. Acreditava-se que a camada superficial do solo iria resistir a todas aquelas cargas, tendo em vista que os primeiros 6 a 20 metros do solo é composto por areia compacta de SPT de até 30 golpes, oferecendo uma boa resistência. No entanto, como mencionado anteriormente, sabemos que abaixo desta primeira camada havia um solo extremamente mole, com SPT variando de 0 a 4 golpes.

Com o tempo e o aumento da construção de novos prédios, a atuação dessas cargas sobre o solo começou a impactar nas estruturas dos edifícios vizinhos, que foi onde as fundações começaram a recalcar. De acordo com (TEIXEIRA, 1994), com o objetivo de diminuir os recalques diferenciais, as sapatas eram interligadas por vigas de rigidez. Solução que não foi totalmente eficaz. Além disso, tentou-se alertar as autoridades competentes com o intuito de limitar em 10 o número de pavimentos construídos com fundações rasas na orla santista, mas a especulação imobiliária foi em contradição a isso, fazendo com que surgissem prédios de até 18 pavimentos.

3.2.3.1 SOLUÇÕES ADOTADAS

Desde os primeiros casos de recalques que se teve conhecimento na orla de Santos, os estudiosos estiveram atentos e preocupados em monitorar a velocidade dessas movimentações. A partir disso, foi dado início a busca por soluções tecnicamente e economicamente viáveis.

Em Santo, visando a estabilidade dos edifícios recalcados, obras foram realizadas utilizando os métodos listados no capítulo 2.2.2 deste trabalho. No entanto, em alguns casos o método utilizado não obteve o resultado desejado, precisando passar pelo emprego de outra técnica.

Como exemplo disto podemos citar o caso do edifício Morená (Figura 30) que primeiramente foi empregado sem sucesso o método de sangria de areia sob sapatas, pois a remoção do material abaixo da sapata não recalcada não surtiu efeito como esperado, deixando assim um vazio abaixo da fundação deste lado do edifício e praticamente todo o material removido pelo método da sangria teve que ser preenchido com concreto e injeção de argamassa. Desta forma, a técnica de reforço da fundação com o emprego de estacas profundas foi adotada, objetivando a transferência das cargas dos pilares recalcados, junto à divisa com o prédio vizinho, para os pilares menos recalcados através da cravação de 17 estacas metálicas (H – 23x23 cm) com profundidade de 55 m. Diferentemente do primeiro método empregado, medidas constataram que o recalque diferencial foi controlado (GERBER *et al*, 1975).

Figura 30: Situação atual do edifício Morená



Fonte: (DIAS, 2010)

Outro caso bem famoso ocorreu com o edifício Excelsior (Figura 31) também conhecido como o “torto”, composto por duas torres de 18 pavimentos, sendo um residencial e o outro supostamente seria destinado somente para garagem, mas devido ao recalque elevado foi inviabilizado e nunca pode operar. Para solucionar o caso de recalque diferencial relativo à 0,94 m no ano de 1977, uma sobrecarga foi inserida temporariamente equivalente à 20 000 kN no lado menos recalcado do edifício, mas não obtiveram êxito através deste método. Então, a aplicação do método de reforço da fundação com emprego de estacas profundas foi necessária para solucionar o recalque, onde foram executadas 52 estacas raiz contendo 55 m de profundidade e 15 cm de diâmetro, sob as sapatas mais recalçadas, resultando na estabilização do recalque. No entanto, com o passar do tempo os recalques voltaram a ocorrer mas em menores proporções.

Figura 31: Edifício Excelsior



Fonte: (MILITITSKY et al., 2005)

3.2.4 Emprego de Fundações Profundas

Como já mencionado anteriormente, o crescimento na orla santista ocorreu principalmente com a utilização de fundações rasas pelo fato de que na época os métodos para fundações profundas possuíam um alto investimento econômico. Mas este cenário tem sido alterado por conta do desenvolvimento de novas técnicas e barateamento do processo, onde se

enquadraram perfeitamente para solucionar os problemas encontrados na região de Santos em relação a composição do solo local.

Os principais métodos utilizados recentemente em Santos através do emprego de fundações profundas são estacas escavadas de grande diâmetro com uso de lama bentonítica ou polímero, perfil metálico com uso de martelo hidráulico (para diminuir a vibração no terreno) e estacas raiz. Outra técnica comumente escolhida por especialistas é de “estacas flutuantes” na construção de edifícios não muito elevados e que sua transmissão de cargas para o solo são de menor porte, desta forma estacas pré-moldadas ou estacas hélice são escolhidas na execução deste método.

3.2.5 Conclusão

Devido ao crescimento vertical exacerbado na região da orla de Santos na época do auge do desenvolvimento local, o recalque diferencial tornou-se um dos principais problemas tanto para a comunidade local como para especialistas da área. A criação deste cenário ocorreu pelo fato de empregarem principalmente métodos de fundações rasas na construção de edifícios elevados onde o solo presente não apresentava boas condições para receber e dissipar as cargas provenientes destes empreendimentos.

Técnicas para combater o recalque diferencial nos edifícios santistas do bairro Ponta da Praia foram adotadas baseadas em estudos locais onde visaram principalmente a viabilidade do projeto, custo econômico, tempo gasto e impacto social. Em alguns casos ocorreu a necessidade da aplicação de duas ou mais técnicas para resolver o recalque. Dentre os métodos citados neste trabalho, o que foi mais utilizado e apresentou melhores resultados foi o de reforço de fundações com o emprego de estacas profundas.

Através da análise abordada neste trabalho e levando em consideração o cenário da orla santista em relação à problemática do recalque diferencial, é perceptível que para evitar com que se repita tal incoerência se faz necessário melhor levantamento de dados regionais, abordando principalmente o estudo aprofundado do solo em questão, interferência das cargas vizinhas e escolha correta da fundação.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa abordou causas de recalque diferencial em fundações com a finalidade do conhecimento aprofundado dos elementos que levaram a edificação a sofrerem movimentações nas fundações classificando os métodos mais adequados e eficientes na estabilização do recalque, enfatizando através de casos reais como equipes especializadas efetuaram o processo de revitalização das fundações.

Houve a necessidade da busca pelos procedimentos técnicos que são referencia na comunidade da engenharia civil, para demonstrar através de experiências profissionais a forma como se deve proceder caso ocorra algum cenário relativo ao de movimentação de fundações, facilitando assim a busca pelo melhor resultado levando em consideração principalmente fatores como gasto econômico, impacto social e viabilidade de projeto. Desta forma, este estudo carrega consigo relevante importância ao descrever o real impacto que o recalque pode causar à edificação, uma vez que a melhor maneira de combatê-lo é proporcionando a elaboração de projetos preliminares visando conhecer quais elementos serão inseridos na etapa da edificação evitando assim complicações estruturais que demandam excessivos gastos não previstos.

Além do impacto econômico que o recalque carrega consigo, foi observado também o impacto social da comunidade presente no cenário, uma vez que edifícios residenciais que compartilharam com esta realidade sofreram desvalorização, pois além do aspecto visual desaprumado os moradores compartilham em seu cotidiano a má funcionalidade do edifício, pois as consequências refletem diretamente no edifício causando principalmente desnivelamento dos pisos, dificuldade na operação dos elevadores, deformações nas paredes e fissuramentos nas alvenarias e revestimentos.

Por fim, este trabalho reforça que ao se deparar com casos de recalque diferencial é de extrema importância agir de forma rápida elaborando uma análise completa, identificando a causa do problema e assim construindo a melhor solução adequada para o tipo de situação, sempre levando em conta a eficiência do resultado proposto satisfazendo não só os impactos técnicos mas também os sociais.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**, Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT. 1996.

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**. Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro : ABNT. 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**. Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT. 2001.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**, Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT. 1991.

ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1991.

AZEREDO, H. A. **O Edifício até sua Cobertura**. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1988.

BOTELHO, M. H. C.; CARVALHO, L. F. M. **Quatro edifícios, cincocais de implantação, vinte soluções de fundações**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2007.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.

Burland, J.B., Jamiolkowski, M.B. and Viggiani, C. **The stabilisation of the Leaning Tower of Pisa. Soils and Foundations**, 2003.

BURLAND, J. B.; JAMIOLKOWSKI, M. B.; VIGGIANI, C. Leaning Tower os Pisa: behaviour after stabilization operations. **International Journal os Geoengineering**, 01 julho 2009.

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.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo, Oficina de Textos, 2011.

DIAS, Marianna S. **Análise do Comportamento de Edifícios Apoiados em Fundações Direta no Bairro da Ponta da Praia na Cidade de Santos** (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Programa de Pós –Graduação em Engenharia Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

MASSAD, Façal. **As Argilas Quartenárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas**. Tese de Livro Docência apresentada à Escola Politécnica da USP – Universidade de São Paulo. São Paulo, 1985.

MELHADO, S. B.; SOUZA, U. E. L.; BARROS, M. M. S. B.; FRANCO, L. S.; HINO, M. K.; GODÓI, E. H. P.; HOO, G. K.; SHIMIZU, J. Y. **Fundações**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo. 2002. Disponível em: <https://www.academia.edu/30180072/ESCOLA_POLIT%C3%89CNICA_DA_UNIVERSIDADE_DE_S%C3%83O_PAULO_DEPARTAMENTO_DE_ENGENHARIA_DE_CONSTRU%C3%87%C3%83O_CIVIL_PCC-2435_Tecnologia_da_Constru%C3%A7%C3%A3o_de_Edif%C3%ADcios_I_Funda%C3%A7%C3%B5es> Acesso em 15 de maio de 2019.

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.

Pacheco Silva, F. **Shearing Strength of a Soft Clay Deposit near Rio de Janeiro**. *Geotechnique*, v.3, 1953.

REBELLO, Yopanan **Guia Prático de Projeto, Execução e Dimensionamento**, São Paulo, Zigurate, 2008

TEIXEIRA, Alberto H,- **Fundações Rasas na Baixada Santista**. In: Solos do Litoral de São Paulo. Livro editado pelas ABMS. São Paulo, 1994.

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

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