

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Álison Vargas da Cunda

**OTIMIZAÇÃO DE CUSTOS EM PROJETOS DE FUNDAÇÃO
DO TIPO SAPATA EM FUNÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS
SOLOS**

Porto Alegre
dezembro 2009

ÁLISSON VARGAS DA CUNDA

**OTIMIZAÇÃO DE CUSTOS EM PROJETOS DE FUNDAÇÃO
DO TIPO SAPATA EM FUNÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS
SOLOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre
dezembro 2009

ÁLISSE VARGAS DA CUNDA

**OTIMIZAÇÃO DE CUSTOS EM PROJETOS DE FUNDAÇÃO
DO TIPO SAPATA EM FUNÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS
SOLOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 10 de dezembro de 2009

Prof. Nilo Cesar Consoli
PhD pela Concordia University - Canadá
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
PhD pela Concordia University - Canadá

Prof. Rodrigo Caberlon Cruz (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Hélio e Sandra, e a minha namorada Joice, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Nilo Cesar Consoli, orientador deste trabalho pelo auxílio e incentivo a realização deste trabalho.

A vitória pertence ao mais perseverante

Napoleão Bonaparte

RESUMO

CUNDA, A. V. **Otimização de Custos em Projetos de Fundação do Tipo Sapata em Função das Propriedades dos Solos.** 2009. 66 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Este trabalho trata sobre a otimização de custos em projetos de fundação do tipo sapata em função das propriedades dos solos na região de Porto Alegre. Apresenta-se um roteiro para a elaboração deste projeto de fundação com todas as etapas necessárias, desde a investigação do solo para obtenção de seus parâmetros, definição das dimensões e geometria da fundação, até o levantamento de custos dos materiais e serviços necessários à execução. São analisados os principais parâmetros de caracterização dos solos, sua forma de obtenção e sua relação com os custos no projeto de fundação de uma sapata. Utilizando uma planilha eletrônica como ferramenta de análise, é possível fazer esta relação entre propriedades do solo e custos no projeto da fundação. Inserindo os valores do peso específico, ângulo de atrito e módulo de elasticidade do solo, custos dos serviços e materiais envolvidos na execução da fundação e parâmetros de projeto como a carga vertical e o fator de segurança, obtém-se o dimensionamento com custos otimizados da fundação do tipo sapata. Quando aplicada a situações reais de projetos de sapata, a planilha eletrônica mostra uma redução nos custos finais da obra. Com os resultados da aplicação da ferramenta de otimização de custos, obtiveram-se gráficos que demonstram a variação dos parâmetros do solo em função do custo total da obra de fundação.

Palavras-chave: otimização de custos; projetos de fundação; propriedades dos solos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: delineamento da pesquisa.....	15
Figura 2: esquema do ensaio SPT.....	22
Figura 3: execução do ensaio SPT.....	22
Figura 4: exemplo de um perfil de solo.....	23
Figura 5: relação entre o ângulo de atrito interno e o N_{SPT}	26
Figura 6: relação entre o N_{SPT} e a tensão efetiva.....	27
Figura 7: método estatístico de Burland, Broms e Mello.....	29
Figura 8: aparelho de compressão triaxial.....	34
Figura 9: determinação do ângulo de atrito.....	35
Figura 10: zonas de escoamento plástico após a ruptura de uma fundação superficial.....	35
Figura 11: esquema de cálculo do empuxo passivo.....	39
Figura 12: superfícies de deslizamento e ábaco para obtenção dos fatores de capacidade de carga.....	41
Figura 13: ferramenta de otimização dos custos.....	51
Figura 14: parâmetros de projeto da sapata.....	53
Figura 15: funcionamento da função <i>solver</i>	55
Figura 16: perfil de sondagem do projeto 1.....	57
Figura 17: perfil de sondagem do projeto 2.....	58
Figura 18: dimensões da sapata para o projeto 1.....	59
Figura 19: dimensões da sapata para o projeto 2.....	60
Figura 20: variação do custo com a carga vertical.....	62
Figura 21: variação do custo com o peso específico do solo.....	62
Figura 22: variação do custo com o ângulo de atrito do solo.....	62
Figura 23: variação do custo com o módulo de elasticidade do solo.....	63

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: correlação entre N_{SPT} e o ângulo de atrito interno ϕ	27
Quadro 2: correlação entre N_{SPT} e o peso específico do solo.....	28
Quadro 3: correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos granulares.....	28
Quadro 4: correlação entre o N_{SPT} e o módulo de elasticidade E'	31
Quadro 5: variáveis j e w para diferentes tipos de solos.....	32
Quadro 6: fatores de capacidade de carga.....	44
Quadro 7: fatores forma.....	44
Quadro 8: resumo dos custos unitários dos serviços e materiais.....	48
Quadro 9: dados dos projetos executados.....	59
Quadro 10: dados dos projetos com a aplicação da ferramenta de otimização de custos.....	60
Quadro 11: parâmetros do projeto 2 para a análise dos resultados.....	61

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	12
2 MÉTODO DE PESQUISA	13
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	13
2.2 OBJETIVOS.....	13
2.2.1 Objetivo Principal	13
2.2.2 Objetivo Secundário	13
2.3 PRESSUPOSTOS.....	14
2.4 DELIMITAÇÕES.....	14
2.5 LIMITAÇÕES.....	14
2.6 DELINEAMENTO.....	14
2.6.1 Pesquisa Bibliográfica	15
2.6.2 Levantamento dos Elementos a serem Estudados	15
2.6.3 Detalhamento dos Elementos Estudados	16
2.6.4 Definição do Roteiro para o Projeto de Fundação do Tipo Sapata	16
2.6.5 Adaptação e Aplicação da Ferramenta de Otimização de Custos	16
2.6.6 Validação do Estudo através da Análise Crítica dos Resultados	17
2.6.7 Análise Final e Conclusões	17
3 PROJETO DE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA	18
3.1 CONTEXTUALIZAÇÃO.....	18
3.2 ESTUDOS GEOTÉCNICOS PARA OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS QUE CARACTERIZAM O SOLO.....	19
3.2.1 Investigação Geotécnica Utilizando o SPT	20
3.2.2 Aplicação dos Resultados do Ensaio SPT	24
3.3 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO A PARTIR DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	24
3.3.1 Correlação entre o N_{SPT} e parâmetros do Solo Essenciais ao Projeto de Fundação	25
3.3.2 Obtenção de Parâmetros do Solo a partir de Ensaios de Laboratório	32
3.4 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE SUPORTE DO SOLO.....	35
4 DEFINIÇÃO DOS CUSTOS DOS SERVIÇOS E MATERIAIS NECESSÁRIOS PARA AS OBRAS DE FUNDAÇÃO	46
4.1 DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS.....	46
4.1.1 Escavação e Regularização	47

4.1.2	Preparação das Laterais e Marcação dos Pilares.....	47
4.1.3	Armação.....	47
4.1.4	Concretagem.....	47
4.2	COMPOSIÇÃO DE CUSTO UNITÁRIO.....	48
4.2.1	Escavação.....	49
4.2.2	Fôrmas.....	49
4.2.3	Aço.....	49
4.2.4	Concreto.....	49
4.2.5	Camada de Compactação.....	49
5	APLICAÇÃO DA PLANILHA ELETRÔNICA PARA OTIMIZAÇÃO DOS CUSTOS.....	50
5.1	FUNCIONAMENTO DA PLANILHA ELETRÔNICA.....	52
5.2	APLICAÇÃO DA PLANILHA ELETRÔNICA.....	56
5.2.1	Análise dos Resultados.....	61
6	CONCLUSÕES.....	64
	REFERÊNCIAS.....	65

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho apresenta uma adaptação regional feita em uma ferramenta computacional, que relaciona os principais parâmetros de caracterização dos solos e de projeto com o custo em uma obra de fundação do tipo sapata, com o propósito de otimizar os custos deste tipo de fundação. Apresenta as formas de obtenção destes principais parâmetros de caracterização dos solos e as etapas seguintes para elaboração do projeto com custos otimizados.

A escolha da solução mais adequada em termos de fundação para a concepção de um bom projeto depende muito do local em que será executada a obra. Terrenos muito inclinados, solos de baixa resistência e espaços limitados por edificações vizinhas são exemplos de situações que dificultam a execução e influenciam de forma marcante o projeto.

Segundo Velloso (1997), locais com amplo espaço permitem uma maior movimentação de equipamentos e uma liberdade maior na escolha do método de execução da fundação, enquanto que obras com espaços limitados, fazem com que se tenham também escolhas limitadas. Espaços pequenos exigem equipamentos menores e com menor mobilidade, restringindo assim o projeto a poucas alternativas de solução. Outro fator que varia com a região do local da obra é a inclinação do terreno. Terrenos muito inclinados dificultam e, até mesmo impossibilitam o acesso de certos equipamentos.

De acordo com Velloso (1997), as propriedades do solo determinam a resistência do mesmo, exigindo fundações mais ou menos robustas e mais ou menos profundas para que possam atingir a resistência desejada que suporte a transmissão dos esforços da edificação para o solo. Solos com peso específico maior, possuem uma maior resistência e a consequente possibilidade de uma fundação menos robusta e mais econômica. Solos com ângulo de atrito elevado proporcionam, também, uma maior capacidade suporte.

Tem-se então a necessidade de estudos geotécnicos adequados para um completo conhecimento do solo e de suas propriedades. A realização de um projeto com custos otimizados depende inicialmente da correta determinação destes parâmetros de caracterização dos solos, que podem ser obtidos através de ensaios específicos em laboratório ou por

correlações com a investigação geotécnica. Com a obtenção dos parâmetros do solo, é possível realizar o cálculo da capacidade suporte do terreno de assentamento da fundação.

É importante também que se faça um estudo de viabilidade econômica, tendo em mãos estes parâmetros de caracterização do solo. De acordo com Cordeiro (2007), em tempos de ajustamento à economia globalizada, em que as margens de desperdícios vão diminuindo a proporção inversa da competitividade empresarial, toda construção deverá ter recursos disponíveis e suficientes para conclusão da obra. Para o sucesso de um empreendimento é fundamental o seu planejamento através de um estudo de viabilidade econômica, do desenvolvimento de orçamento da obra e da elaboração de cronogramas que sirvam de parâmetros para um acompanhamento físico-financeiro. Preparar um orçamento e controlar o custo da construção são tarefas de grande responsabilidade e importância.

A definição dos custos dos serviços e materiais necessários à execução da fundação do tipo sapata é obtida de um levantamento de seus custos unitários para uma dada região em um dado período, obtidos através de consultas as tabelas de composições de orçamentos. Os valores unitários são utilizados na ferramenta de otimização de custos, sendo aplicados a casos reais de projetos de sapatas para região de Porto Alegre, com o propósito de mostrar a variação do custo final de uma obra de fundação, em relação ao projeto executado sem a utilização da ferramenta computacional. Estes projetos devem atender aos requisitos de normas como recalque máximo admissível e fator de segurança. O que o estudo propõe é a realização deste projeto da forma mais econômica possível, variando as dimensões da sapata com a finalidade de atingir o menor custo para um determinado tipo de solo.

1.1 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O capítulo 3 demonstra os procedimentos para realização de um projeto de fundações do tipo sapata, descrevendo os estudos necessários para obtenção dos parâmetros do solo, correlações que podem ser aplicadas e sua consequente utilização para determinação da capacidade de suporte do solo. O capítulo 4 descreve os serviços e materiais necessários a obra de fundação e a forma de obtenção de seus respectivos custos. O funcionamento da ferramenta de otimização de custos e sua aplicação são apresentados no capítulo 5, assim como a análise dos resultados. As conclusões sobre este trabalho são apresentadas no capítulo 6.

2 MÉTODO DE PESQUISA

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa é: como aplicar uma ferramenta computacional de otimização de custos em projetos de fundações do tipo sapata, relacionando os parâmetros do solo e de projeto deste tipo de fundação?

2.2 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho estão classificados em primários e secundários e são apresentados nos próximos itens.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal deste trabalho é a aplicação de uma ferramenta computacional para a análise das relações entre os parâmetros do solo e de projeto de fundações do tipo sapata em diferentes tipos de solos, com o propósito de otimizar os custos.

2.2.2 Objetivo Secundário

O objetivo secundário é a adaptação regional de uma ferramenta computacional para a análise das relações entre os parâmetros do solo e de projeto, com o propósito de otimizar os custos.

2.3 PRESSUPOSTO

É pressuposto do trabalho que para a análise comparativa entre os parâmetros que caracterizam o solo e os custos da execução de fundações do tipo sapata, o valor dos serviços e materiais não varia com a região e com o tempo.

2.4 DELIMITAÇÕES

Este estudo tem o foco em projetos de sapatas para edificações que abrangem a região de Porto Alegre.

2.5 LIMITAÇÕES

Não serão abordados no trabalho projetos de fundação do tipo sapata em locais com inclinação acentuada no terreno, ou seja, com inclinações tais que alteram a capacidade suporte do solo, ou com o nível de água acima da cota de assentamento da fundação.

2.6 DELINEAMENTO

As etapas de desenvolvimento do trabalho serão detalhadas nos próximos itens. São elas:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) levantamento dos elementos a serem estudados;
- c) detalhamento dos elementos estudados;
- d) definição de um roteiro para o projeto de fundação do tipo sapata;
- e) adaptação e aplicação da ferramenta de otimização de custos;
- f) validação do estudo através da análise crítica dos resultados;
- g) análise final e conclusões.

A figura 1 mostra o diagrama de relações entre as etapas da pesquisa.

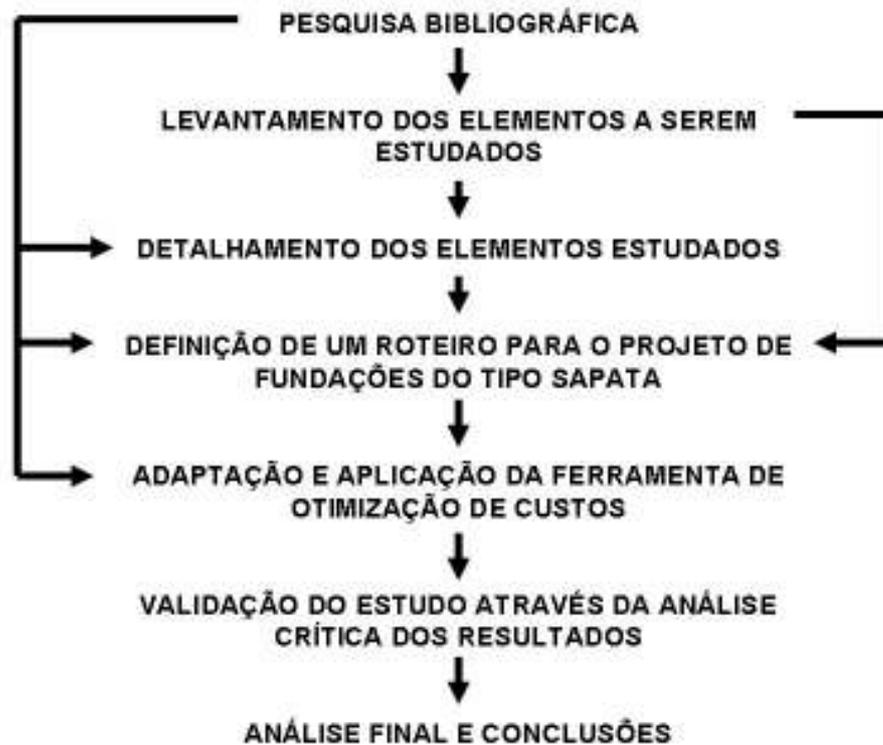


Figura 1: delineamento da pesquisa

2.6.1 Pesquisa Bibliográfica

Deverá ser feita pesquisa bibliográfica durante todo o período de realização do trabalho para buscar base teórica para elaboração do roteiro de um projeto com custos otimizados de uma fundação do tipo sapata.

2.6.2 Levantamento dos Elementos a serem Estudados

Realização de pesquisa com o objetivo de definir os parâmetros fundamentais de um projeto de fundação do tipo sapata, incluindo os aspectos de custo envolvidos. São considerados os

parâmetros do solo, parâmetros para definição da geometria da fundação e valores unitários de materiais e serviços que influenciam diretamente na definição da geometria da fundação.

2.6.3 Detalhamento dos Elementos Estudados

Após a definição dos parâmetros relevantes para o trabalho, será verificado como estes são definidos. Métodos em laboratório para a determinação dos valores dos parâmetros que caracterizam o solo, métodos empíricos para definição da geometria da estrutura de fundação, pesquisas em tabelas de custos para o levantamento dos valores dos materiais e mão de obra necessários a execução da fundação e a apresentação dos resultados finais da pesquisa disponibilizados em uma ferramenta para o dimensionamento da fundação do tipo sapata em função dos parâmetros que caracterizam o solo.

2.6.4 Definição de um Roteiro para o Projeto de Fundação do Tipo Sapata

Com base em pesquisa bibliográfica e exemplos de obras já executadas, será estabelecido um roteiro para o projeto de uma fundação superficial do tipo sapata com o propósito de auxiliar a adaptação e operação da ferramenta em análise. O roteiro é composto pelos estudos geotécnicos para obtenção dos parâmetros de caracterização dos solos, uso de correlações entre os resultados dos estudos geotécnicos e os parâmetros dos solos, aplicação de um equacionamento para definir a capacidade suporte do solo, levantamento dos custos unitários dos serviços e materiais utilizados para a execução da fundação.

2.6.5 Adaptação e Aplicação da Ferramenta de Otimização de Custos

Nesta etapa é feita adaptação regional da ferramenta de otimização de custos, utilizando coeficientes e parâmetros usuais a região de Porto Alegre.

2.6.6 Validação do Estudo através da Análise Crítica dos Resultados

Nesta etapa do trabalho, é aplicada a ferramenta de otimização de custos a casos reais de projetos de fundação do tipo sapata para região de Porto Alegre, para posterior análise comparativa entre o custo da obra de fundação com a utilização da ferramenta e sem a utilização da mesma.

2.6.7 Análise Final e Conclusões

Com a conclusão do trabalho é possível avaliar a sua utilidade prática como uma ferramenta computacional de custos otimizados para projetos de fundação do tipo sapata. Nesta etapa será verificado se os objetivos do trabalho foram alcançados e será realizada uma análise crítica dos resultados para ajudar a compreensão da relação existente entre os parâmetros que caracterizem os solos da região de Porto Alegre e os custos para execução de um projeto de fundação do tipo sapata. Esta compreensão proporciona uma facilidade de definição de projetos de sapatas em termos de custos, uma vez que apenas com o conhecimento das características da região onde será implantado o empreendimento, tem-se uma idéia dos custos em fundações do tipo sapata na obra.

3 PROJETO DE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA

3.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

O conceito de sapata é fundamental para o entendimento deste trabalho. Segundo a NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações – (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996) sapata é o elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. Pode possuir espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal.

A seguir serão apresentados os elementos essenciais para a realização de um projeto de fundações do tipo sapata. Desde o estudo geotécnico, que irá definir as propriedades do solo relevantes para o estudo da otimização dos custos, até a definição da geometria da sapata e seu custo de projeto.

De acordo com Velloso (1997), o projeto de uma fundação exige estudos de ordem geotécnico-estrutural, determinando-se inicialmente um modelo de perfil de solo no qual a fundação estará inserida/assente, seguido:

- a) da definição dos parâmetros característicos do solo;
- b) da determinação da tensão que causaria a ruptura do solo (através de metodologias teóricas, semi-empíricas e empíricas);
- c) da determinação dos deslocamentos da fundação sob carga de trabalho;
- d) do dimensionamento estrutural da fundação.

Segundo Velloso (1997), como produto da etapa de projeto, tem-se o projeto executivo, que consta de planta baixa com a determinação das dimensões das fundações, localização das mesmas, das cotas de assentamento, características dos materiais (concreto, aço) e de todos os detalhes executivos.

A seguir serão apresentados em detalhes os seguintes itens que são imprescindíveis para a elaboração de um projeto de fundação: estudos geotécnicos para obtenção dos parâmetros que caracterizam o solo, obtenção dos parâmetros do solo a partir da investigação geotécnica e determinação da capacidade suporte da sapata.

3.2 ESTUDOS GEOTÉCNICOS PARA OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS QUE CARACTERIZAM O SOLO

O conhecimento do solo no qual será assentada a fundação é extremamente importante para definição de sua capacidade suporte. De acordo com Specht (2008), no Brasil o custo envolvido com execução de sondagens de reconhecimento varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, sendo as informações geotécnicas obtidas elemento indispensável à previsão dos custos fixos associados ao projeto e sua solução.

Segundo Schnaid (2000) a análise dos resultados visando um projeto geotécnico específico pode ser realizada segundo duas abordagens distintas:

- a) métodos diretos: de natureza empírica ou semi-empírica, têm fundamentação estatística, a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas. O SPT constitui o mais conhecido exemplo brasileiro de uso de métodos diretos de previsão, tanto aplicado a estimativa de recalques quanto a capacidade de carga de fundações;
- b) métodos indiretos: os resultados de ensaios são aplicados a previsão de propriedades construtivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de mecânica dos solos como abordagem de projeto.

A escolha da abordagem (direta ou indireta) depende da técnica de ensaio utilizada e do tipo de solo investigado, normas específicas e códigos, bem como da experiência regional. Em geral, o uso de uma abordagem semi-empírica, como no SPT – *Standard Penetration Test* – em detrimento de um método racional de análise, é resultante das complexas condições de contorno decorrentes do processo de penetração e carregamento do ensaio. Cabe ao engenheiro definir, para o atual estado do conhecimento, qual o procedimento de análise mais apropriado (SCHNAID, 2000).

De acordo com a NBR 8036 – Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios – (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983) o número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo da estrutura e das características específicas do subsolo, devendo ser alocados de forma a resolver técnica e economicamente o problema em estudo. As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área da projeção do edifício em planta, se essa projeção tem até 1.200 m². Entre 1.200 m² e 2.400 m², deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem 1.200 m². Acima de 2.400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com a construção, satisfazendo ao número mínimo de: duas sondagens para área de projeção em planta do edifício até 200 m² e três para área entre 200 m² e 400 m². Em casos de estudos de viabilidade ou de escolha do local, o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre elas seja de 100 m, com um mínimo de três sondagens. Para este roteiro será abordado o método de investigação geotécnica do tipo direta penetrométrica SPT, e será analisada a aplicação de seus resultados.

3.2.1 Investigação Geotécnica utilizando o SPT

Como indicado pela norma NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações – (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996) as sondagens de reconhecimento à percussão são indispensáveis e devem ser executadas de acordo com a NBR 6484¹, levando-se em conta as peculiaridades da obra em projeto. Tais sondagens devem fornecer no mínimo a descrição das camadas atravessadas, os valores dos índices de resistência à penetração (SPT) e as posições dos níveis de água. A utilização dos processos geofísicos de reconhecimento só deve ser aceita se acompanhada por sondagens de reconhecimento à percussão ou rotativas de confirmação. Specht (2008) indica que o SPT é a mais popular e econômica investigação em praticamente todo o mundo. É utilizada como indicativo da densidade de solos granulares, sendo, também, aplicado à identificação da consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas utilizam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil.

¹ Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT

Specht (2008) cita que o ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é obtida por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão, de diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando a queda de peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após cravação inicial de 150 mm. Este parâmetro pode ser utilizado para obtenção do módulo de elasticidade do solo.

O relatório final traz a planta de locação, a situação e o RN (Referência de Nível) dos furos, as descrições das camadas do solo, o índice de resistência à penetração, o gráfico de resistência x profundidade, a classificação macroscópica das camadas, a profundidade e limite de sondagem à percussão por furo e, ainda, a existência ou não de lençol freático e o nível inicial e após 24 horas (LEAL, 2004).

A figura 2 apresenta um desenho esquemático de um ensaio SPT, mostrando como é montado o equipamento no local da amostragem. A figura 3 mostra uma foto da execução de uma sondagem de simples reconhecimento do solo, ilustrando a simplicidade do procedimento, percebida pela ausência de equipamentos de grande porte e custo elevado. A figura 4 apresenta um exemplo de resultado de uma sondagem SPT: o gráfico do perfil geológico do solo estudado.

As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto. Apesar das críticas válidas que são continuamente feitas a diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e a pouca racionalidade de alguns dos métodos de uso e interpretação, este é ainda o processo dominante na prática de Engenharia de Fundações (SCHNAID, 2000).

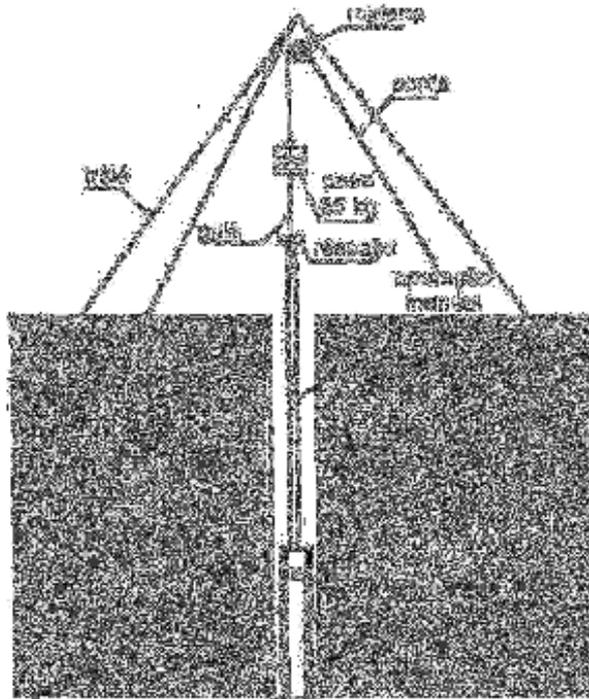


Figura 2: esquema do ensaio SPT (SCHNAID, 2000)

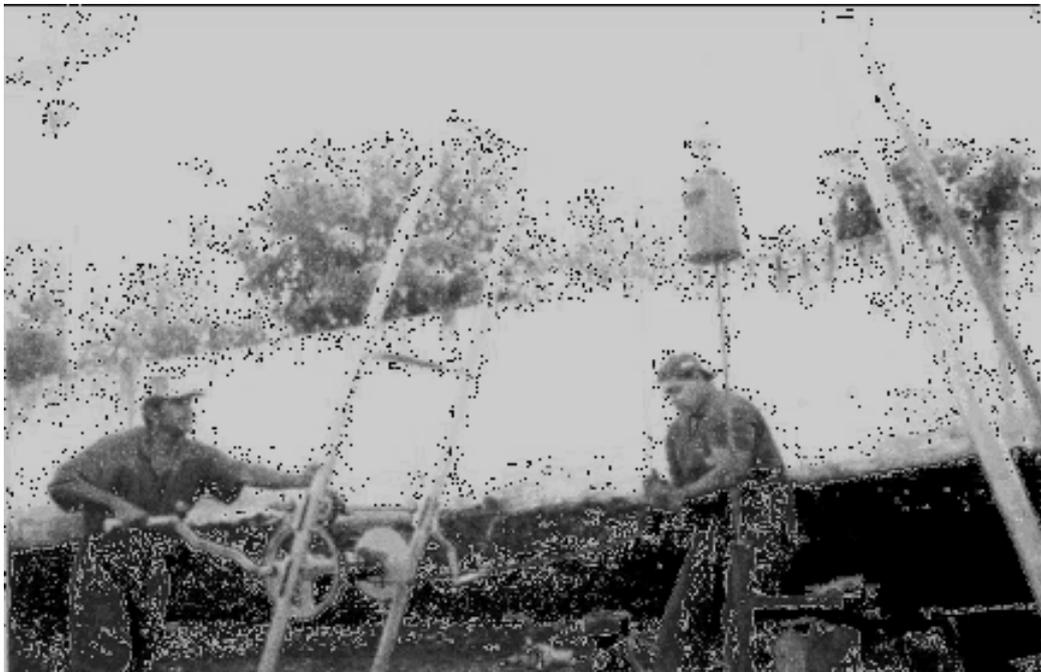


Figura 3: execução do ensaio SPT (SPECHT, 2008)

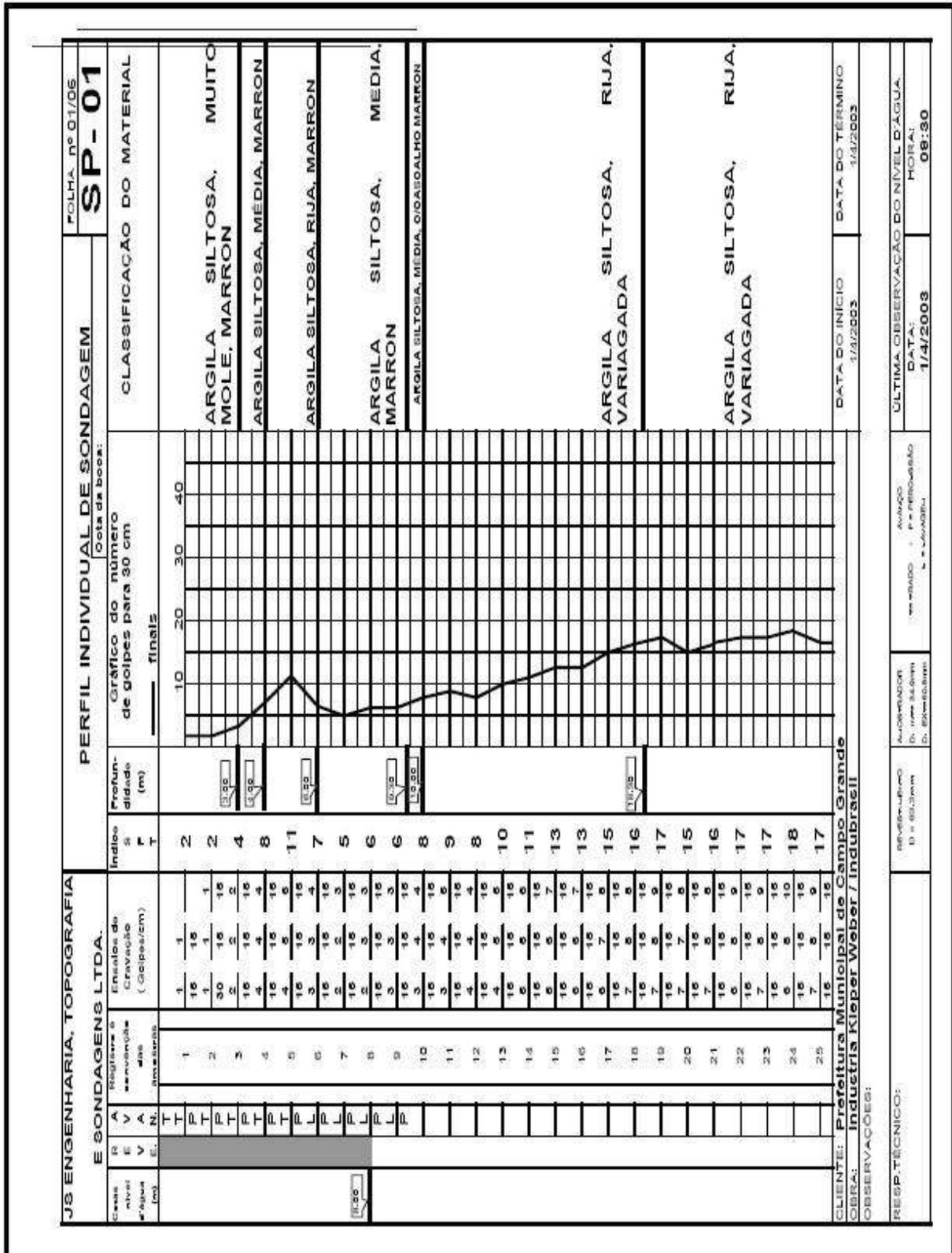


Figura 4: exemplo de um perfil de solo (SPECHT, 2008)

3.2.2 Aplicação dos Resultados do Ensaio SPT

De acordo com Schnaid (2000), o ensaio SPT tem sido usado para inúmeras aplicações, desde amostragem para identificação dos diferentes horizontes, até correlações com outras propriedades geotécnicas. As correlações de origem empírica são obtidas em geral em condições particulares e específicas, com a expressa limitação de uso por parte dos autores, mas acabam extrapoladas na prática, muitas vezes de forma não apropriada. Além disso, resultados de ensaios SPT realizados em um mesmo local podem apresentar dispersão significativa.

A primeira aplicação atribuída ao SPT consiste na simples determinação do perfil de subsolo e identificação tátil-visual das diferentes camadas a partir do material recolhido no amostrador padrão. A classificação do material é normalmente obtida combinando a descrição do testemunho de sondagem com as medidas de resistência à penetração. O ensaio de SPT constitui a investigação mais utilizada na prática corrente da geotecnia, especialmente em fundações, e a tendência observada deve ser mantida no futuro próximo, devido a simplicidade, economia e experiência acumulada. O avanço do conhecimento deve ser necessariamente incorporado à prática de Engenharia. Para tanto é mandatório o uso de metodologia e equipamentos padronizados, com a avaliação da energia transmitida ao amostrador. O treinamento de pessoal e a supervisão durante a realização do ensaio constituem um desafio permanente, mesmo com o acréscimo de custo, para que os resultados sejam representativos e confiáveis (SCHNAID, 2000).

3.3 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO A PARTIR DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Com a investigação geotécnica feita no solo em que será executada a fundação obtém-se os valores do N_{SPT} entre outros dados do perfil do solo, que vão auxiliar na obtenção dos parâmetros do solo, necessários ao projeto de fundações.

3.3.1 Correlações entre o N_{SPT} e Parâmetros do Solo Essenciais ao Projeto de Fundação

Algumas definições são importantes para o perfeito entendimento do trabalho, entre os parâmetros essenciais ao projeto de fundação estão: peso específico do solo, ângulo de atrito e módulo de elasticidade.

Segundo Pinto (2006), o peso específico do solo é uma característica dos sólidos. Relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume. É expresso pelo símbolo γ_s . É determinado em laboratório para cada solo. O módulo de elasticidade E_s é função da composição granulométrica, do formato e da resistência dos grãos do solo. Ângulo de atrito efetivo (ϕ') pode ser entendido como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento.

A estimativa dos parâmetros do solo a partir do valor do N_{SPT} obtido nas investigações geotécnicas pode ser por métodos diretos ou indiretos como citado anteriormente. Para métodos indiretos e solos granulares, Schnaid (2000) cita que o N_{SPT} fornece uma medida de resistência, sendo prática comum estabelecer correlações entre N_{SPT} e a densidade relativa D_r ou ângulo de atrito efetivo do solo ϕ' . Algumas correlações usuais adotadas na prática de Engenharia são apresentadas nas equações a seguir. As equações 1 e 2 mostram as estimativas para D_r em solos granulares, propostas por Gibbs e Holtz (1957 apud SCHNAID, 2000) e Skempton (1986 apud SCHNAID, 2000) respectivamente:

$$D_r = (N_{SPT}/(0,23\sigma'_{v0} + 16))^{1/2} \quad (\text{equação 1})$$

$$D_r = (N_{SPT}/(0,28\sigma'_{v0} + 27))^{1/2} \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva do solo (KN/m²);

N_{SPT} = valor médio do SPT;

D_r = densidade relativa do solo.

As propostas de Mello (1971 apud SCHNAID, 2000) e Bolton (1986 apud SCHNAID, 2000) para converter D_r em ϕ' , são apresentadas nas equações 3 e 4 respectivamente:

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad (\text{equação 3})$$

$$\phi' = 33 + \{3 [D_r (10 - \ln p') - 1]\} \quad (\text{equação 4})$$

Nestas equações σ'_{v0} e p' são expressos em kN/m^2 , e D_r em decimais. p' é o valor da tensão média do solo. O valor de ϕ' pode ainda ser estimado graficamente através da proposição de Peck et al. (1974 apud SCHNAID, 2000) e Mitchell et al. (1978 apud SCHNAID, 2000), como mostram as figuras 5 e 6 respectivamente.

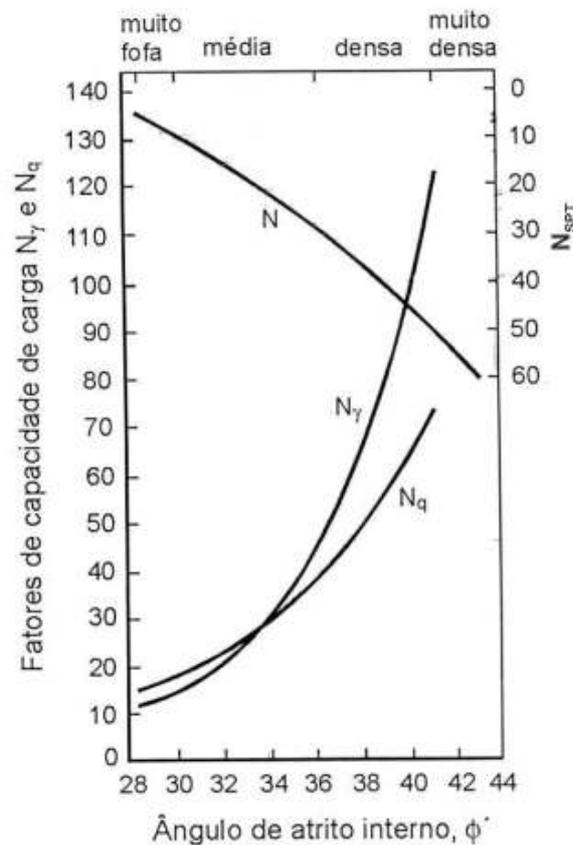


Figura 5: relação entre o ângulo de atrito interno e o N_{SPT} (PECK et al., 1974 apud SCHNAID, 2000)

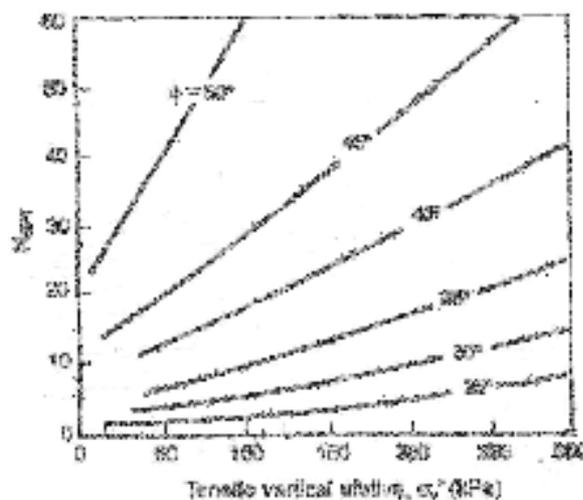


Figura 6: relação entre o N_{SPT} e a tensão efetiva (MITCHELL et al., 1978 apud SCHNAID, 2000)

O ângulo de atrito interno ϕ' pode ser correlacionado com o N_{SPT} de acordo com Décourt (1991 apud HACHICH et al., 1998) pelo quadro 1.

N_{SPT}	ϕ' (°)
6,41	30
7,63	31
9,02	32
10,59	33
12,37	34
14,41	35
16,73	36
19,4	37
22,48	38
26,04	39
30,17	40
34,99	41
40,64	42
47,28	43

Quadro 1: correlação entre N_{SPT} e o ângulo de atrito interno ϕ' (DÉCOURT, 1991 apud HACHICH et al., 1998)

O peso específico do solo pode ser estimado através de correlações com o N_{SPT} como mostra o quadro 2 (GODOY, 1972 apud SOARES, 2009):

N_{SPT}	Consistência	Peso Específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Quadro 2: correlação entre N_{SPT} e o peso específico do solo (GODOY, 1972 apud SOARES, 2009)

Para métodos diretos de obtenção dos parâmetros do solo a partir de investigações geotécnicas podem-se estimar as tensões admissíveis do terreno a partir do quadro 3 apresentada por Schnaid (2000).

Descrição (compacidade)	N_{SPT}	Provável Tensão Admissível (kN/m ²)		
		L = 0,75 m	L = 1,50 m	L = 3,0 m
Muito compacto	> 50	> 600	> 500	> 450
Compacto	30 - 50	300 - 600	250 - 500	200 - 450
Méd. compacto	10 - 30	100 - 300	50 - 250	50 - 200
Pouco compacto	5 - 10	50 - 100	< 50	< 50
Fofo	< 5		a estudar	

Quadro 3: correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos granulares (MILITITSKY; SCHNAID, 1995 apud SCHNAID, 2000)

Para recalques em fundações diretas métodos estatísticos tais como os propostos por Shultze e Sherif (1973 apud SCHNAID, 2000), Burland et al. (1977 apud SCHNAID, 2000) e Burland e Burbidge (1985 apud SCHNAID, 2000) são recomendados para a previsão do limite superior e do recalque médio de fundações superficiais em depósitos arenosos.

O método de Shultze e Sherif (1973 apud SCHNAID, 2000) apresenta a equação 5 para obtenção do recalque:

$$\rho = sp / \{N_{SPT}^{0,87} \times [1 + (0,4 + D/B)]\} \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

s = coeficiente de recalque (cm³/kgf);

N_{SPT} = valor médio do SPT;

D = profundidade da fundação (m);

ρ = recalque (mm);

p = pressão de contato (kgf/cm²);

B = largura da fundação (m).

O método estatístico de Burland et al. (1977 apud SCHNAID, 2000) apresenta em forma gráfica, de acordo com a figura 7, uma série considerável de casos relatados na literatura, propondo limites superiores de recalques ρ_{máx} para os solos compactos e medianamente compactos, e uma sugestão de limite superior para a condição fofa. Foi proposto pelos autores que, nos casos de projetos de rotina, a figura poderia ser utilizada para identificação do recalque provável pela adoção da metade do valor máximo, expresso pela equação 9.

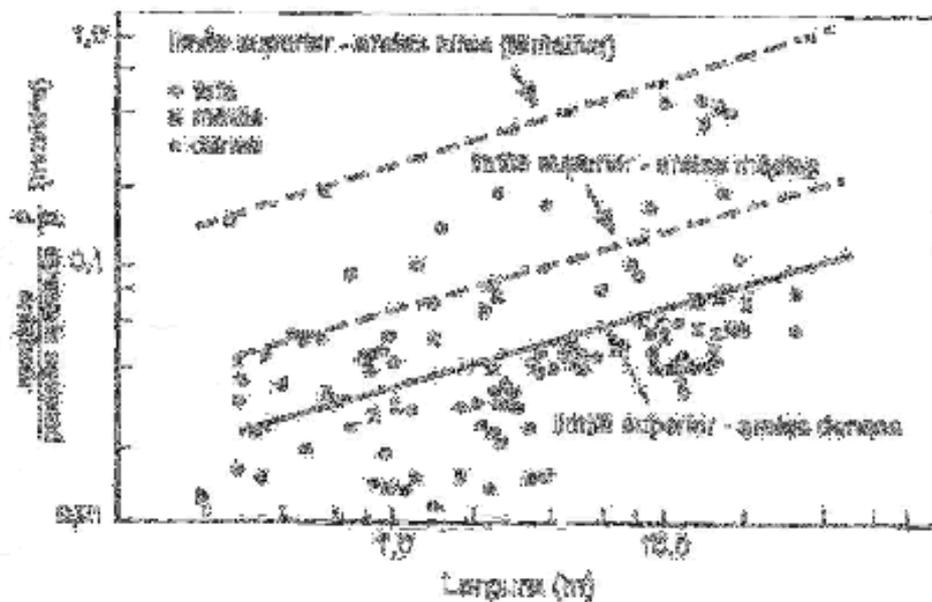


Figura 7: método estatístico de Burland et al. (1977 apud SCHNAID, 2000)

Expressando os limites superiores como função da largura da fundação B (m), obtêm-se as equações 6 a 8 para valores de recalque máximo expressos em mm e q expresso em kN/m², para areias fofas, areias medianamente compactadas e areias compactas respectivamente:

$$\rho_{\text{máx}} = q (0,32 B^{0,3}) \quad (\text{equação 6})$$

$$\rho_{\text{máx}} = q (0,07 B^{0,3}) \quad (\text{equação 7})$$

$$\rho_{\text{máx}} = q (0,035 B^{0,3}) \quad (\text{equação 8})$$

$$\rho_{\text{provável}} = \frac{1}{2} \rho_{\text{máx}} \quad (\text{equação 9})$$

O método de Burland e Burbidge (1985 apud SCHNAID, 2000) foi obtido a partir da compilação de registros de recalques em uma base de dados de mais de 100 casos de obras. O tratamento estatístico dos resultados permitiu definir um recalque médio em areias normalmente adensadas segundo a equação 10:

$$\rho = q' B^{0,7} I_c \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

ρ = recalque (mm);

q' = pressão media efetiva na fundação (kN/m²);

B = largura da fundação (m);

I_c = índice de compressão (= $1,71/N_{\text{SPT}}^{1,4}$).

Existem inúmeros métodos para obtenção do recalque máximo admissível como foi apresentado, no entanto para este trabalho será adotado o valor recomendado por Velloso (1997) que sugere para sapatas em areias, é pouco provável que o recalque diferencial seja maior que 75% do recalque máximo. Como a maioria das estruturas é capaz de resistir a um recalque diferencial de 20 mm, recomenda-se adotar um recalque absoluto limite de 25 mm.

O módulo de Young ou módulo de elasticidade é um parâmetro mecânico que proporciona uma medida de rigidez do solo e pode ser correlacionado com o N_{SPT} conforme Décourt (1995 apud HACHICH et al., 1998) fazendo-se distinção entre três tipos de solo e reconhecendo-se a elevada não linearidade da variação de E com o nível de tensão e/ou deformação. O quadro 4 apresenta essas correlações válidas para sapatas quadradas rígidas com recalques da ordem de 1% do seu lado. Onde N_{72} , correção típica para o SPT brasileiro com 72% de eficiência, pode ser obtido a partir da equação 11:

$$N_{72} = 10 + (N_{SPT} - 10)/2 \quad (\text{equação 11})$$

Tipo de solo	E (MN/m ²)
Areias	3,5 N_{72}
Solos intermediários	3,0 N_{72}
Argilas saturadas	2,5 N_{72}

Quadro 4: correlação entre o N_{SPT} e o módulo de elasticidade E (DÉCOURT, 1995 apud HACHICH et al., 1998)

O módulo de elasticidade pode ainda ser obtido através do ensaio SPT, pela relação da equação 12:

$$E = j \times w \times N_{SPT} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

j e w são variáveis para cada tipo de solo de acordo com o quadro 5;

N_{SPT} é o número de golpes necessários para penetração de 30 cm do amostrador.

Solo	j	w (MN/m ²)
Areia pedregulhosa	3,0	1,10
Areia		0,90
Areia siltosa		0,70
Areia argilosa		0,55
Silte arenoso	5,0	0,45
Silte		0,35
Silte argiloso		0,25
Argila arenosa	7,0	0,30
Argila siltosa		0,20

Quadro 5: variáveis j e w para diferentes tipos de solos (TEIXEIRA; GODOY, 1996 apud CINTRA et al., 2003)

3.3.2 Obtenção de Parâmetros do Solo a partir de Ensaios de Laboratório

O comportamento dos solos pode ser expresso por parâmetros de deformação (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) e por parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno). Estes parâmetros não são características físicas do solo, mas dependem de vários fatores, relacionados com o nível de carregamento, as condições de drenagem, a trajetória de tensões e o tempo de carregamento (HACHICH et al., 1998).

Segundo Pinto (2006), num solo, só parte do volume total é ocupado pelas partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante costuma ser chamado de vazios, embora esteja ocupado por água ou ar. Deve-se reconhecer, portanto, que o solo é constituído de três fases: partículas sólidas, água e ar.

Pinto (2006) cita que para determinação da umidade, deve-se pesar o solo no seu estado natural, secar em estufa a 105°C até constância de peso e pesar novamente. Tendo-se o peso das duas fases, a umidade é calculada.

Pinto (2006) define peso específico dos sólidos (ou dos grãos) como a relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume. É expresso pelo símbolo γ_s . É determinado em laboratório para cada solo num picnômetro e, completando-se com água, determina-se o peso total. O peso do picnômetro completado só com água, mais o peso do solo, menos o peso do picnômetro com solo e água, é o peso da água que foi substituída pelo solo. Deste peso calcula-se o volume de água que foi substituído pelo solo e que é o volume do solo. Com o peso e o volume, tem-se o peso específico.

Pinto (2006) define peso específico natural como a relação entre o peso total do solo e seu volume total. É expresso pelo símbolo γ_n . Para sua determinação, molda-se um cilindro do solo cujas dimensões conhecidas permitem calcular o volume. O peso total dividido pelo volume é o peso específico natural. O peso específico também pode ser determinado a partir de corpos irregulares, obtendo-se o volume por meio do peso imerso n'água. Para tal, o corpo deve ser previamente envolto por parafina.

Pinto (2006) define peso específico aparente seco como a relação entre o peso dos sólidos e o volume total. Corresponde ao peso específico que o solo teria se viesse a ficar seco, se isto pudesse ocorrer sem que houvesse variação de volume. Expresso pelo símbolo γ_d . Não é determinado diretamente em laboratório, mas calculado a partir do peso específico natural e da umidade, conforme a equação 13:

$$\gamma_d = \gamma_n / (1+w) \quad (\text{equação 13})$$

Onde:

γ_d = peso específico aparente seco;

γ_n = peso específico natural;

w = umidade do solo;

Baseado em Fortes (2008), tem-se que o ângulo de atrito interno de um solo pode ser obtido através do ensaio de compressão triaxial da seguinte forma: molda-se um corpo de prova cilíndrico a partir de amostras indeformadas, estas amostras são então colocadas na base da câmara de confinamento, com uma pedra porosa na sua base e outra no seu topo, sendo o corpo de prova envolto por uma membrana impermeável. A câmara onde se encontra o corpo de prova é preenchida com água cuja função é aplicar a tensão confinante. Durante o ensaio são aplicados carregamentos, medindo-se em intervalos de tempo, o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova. Esta deformação dividida pela altura inicial da amostra fornece a deformação vertical específica. O ensaio é realizado até a ruptura do corpo de prova. Com os dados do ensaio é possível traçar os círculos de Mohr e a envoltória de Coulomb cuja inclinação fornece o ângulo de atrito interno do solo.

A figura 8 apresenta um desenho de um aparelho de compressão triaxial com o corpo de prova e as cargas aplicadas sobre ele. Neste ensaio é possível determinar-se o ângulo de atrito do solo. A figura 9 apresenta três imagens, onde é possível observar a forma de ruptura do corpo de prova e o gráfico produzido com os resultados dos ensaios. A partir deste gráfico determina-se o ângulo de atrito interno do solo.

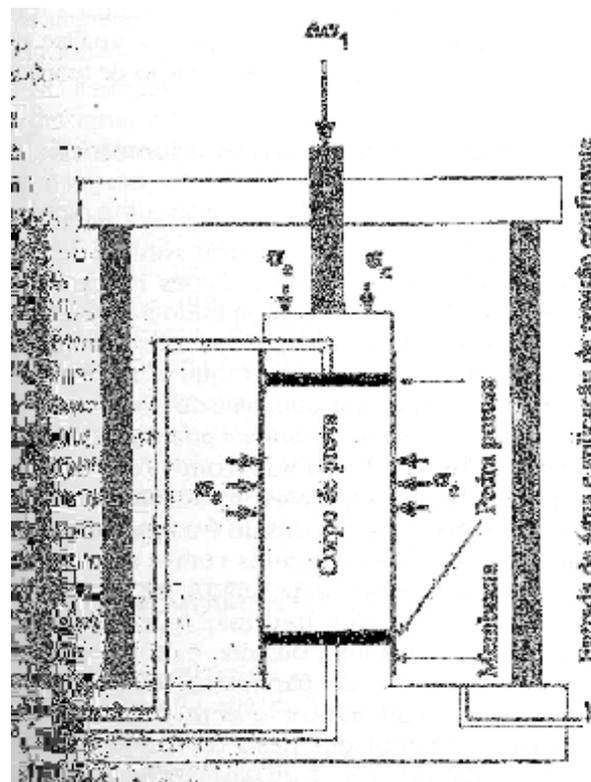


Figura 8: aparelho de compressão triaxial (HACHICH et al., 1998)

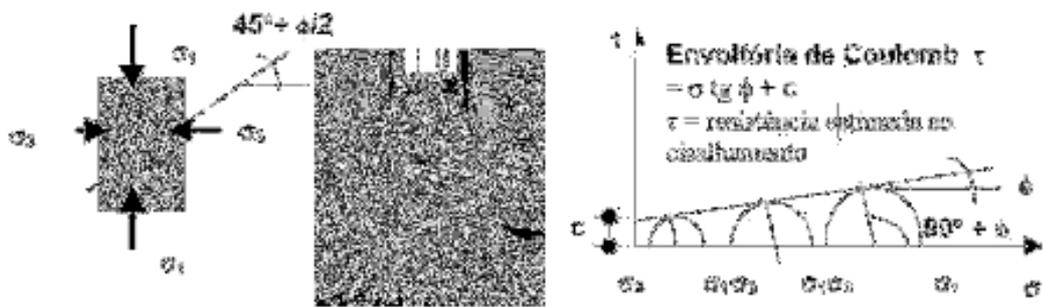


Figura 9: determinação do ângulo de atrito (CERNICA, 1995)

3.4 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE SUPORTE DO SOLO

Para Terzaghi (1943 apud VELLOSO, 1997) uma fundação superficial é aquela cuja largura $2b$ é igual ou maior que a profundidade D da base da fundação. Satisfeita essa condição, pode-se desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga $q = \gamma D$. Com isso, o problema passa a ser o de uma faixa (sapata corrida) de largura $2b$, carregada, localizada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito. O estado plástico está mostrado na figura 10.

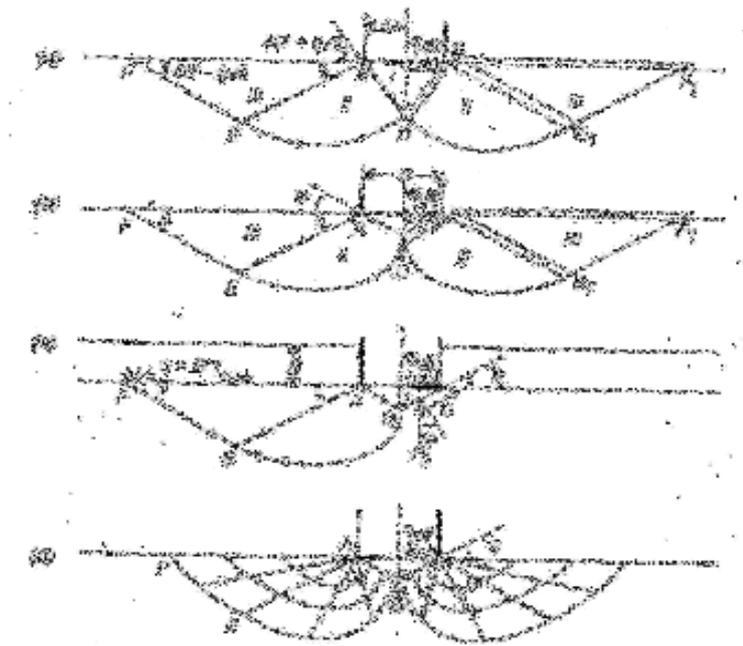


Figura 10: zonas de escoamento plástico após a ruptura de uma fundação superficial (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997)

Na figura 10a apresenta-se o caso em que não há tensões cisalhantes na interface fundação-solo. Em outras palavras: são desprezados o atrito e a aderência entre a fundação e o solo. A zona de equilíbrio plástico representada na figura 10a pela área FF_1E_1DE pode ser subdividida em (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

- a) (I) uma zona em forma de cunha localizada abaixo da sapata, na qual as tensões principais máximas são verticais;
- b) (II) duas zonas de cisalhamento radial, ADE e BDE_1 , irradiando-se das arestas da fundação e cujas fronteiras fazem com a horizontal ângulos de $45^\circ + \phi/2$ e $45^\circ - \phi/2$;
- c) (III) duas zonas passivas de Rankine.

As linhas tracejadas na metade da direita da figura 10a representam as fronteiras das zonas I e III no instante da ruptura do solo e as linhas cheias as mesmas fronteiras quando a fundação penetra no solo. O solo localizado dentro da zona I espalha-se lateralmente e uma seção dessa zona experimenta a distorção indicada na figura. Se, como na realidade acontece, a base da fundação é rugosa figura 10b, a tendência do solo da zona I de se espalhar é contrariada pelo atrito e pela aderência na interface fundação-solo. Isso faz com que o solo da zona I se comporte como se fizesse parte da própria fundação (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997).

A penetração da fundação só é possível se o solo imediatamente abaixo do ponto D se deslocar verticalmente para baixo. Esse tipo de movimento requer que a superfície de deslizamento DE que passa por D tenha aí uma tangente vertical. A fronteira AD da zona de cisalhamento radial ADE é, também, uma superfície de deslizamento (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997).

Do estudo de equilíbrio plástico nos solos sabe-se que as superfícies de deslizamento se interceptam segundo um ângulo igual a $90^\circ - \phi$. Conseqüentemente, a fronteira AD deve fazer um ângulo ϕ com a horizontal, desde que o atrito e a aderência entre o solo e a base da fundação sejam suficientes para impedir um deslizamento na base. A metade da direita da figura 10a mostra a deformação associada a penetração da fundação. O levantamento brusco do solo nos dois lados da fundação tem suscitado algumas especulações e é chamado de efeito de bordo. Ele nada mais é que a manifestação visível da existência das duas zonas de cisalhamento radial (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997).

Pode-se verificar que o ângulo de atrito na base da fundação necessário para produzir o estado de escoamento plástico mostrado na figura 10b é muito menor que o ângulo de resistência ao cisalhamento do solo. Conseqüentemente, pode-se admitir que a fronteira inferior da zona central (I) faça um ângulo ϕ com a horizontal. Entretanto, teoricamente, o ângulo de inclinação dessas fronteiras pode ter qualquer valor Ψ compreendido entre ϕ e $45^\circ + \phi/2$ (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997).

Qualquer que seja o ângulo de inclinação das fronteiras, a fundação não pode penetrar no solo enquanto a pressão exercida sobre o solo junto as fronteiras inclinadas da zona (I) não se torne igual a pressão passiva. Partindo dessa condição, pode-se calcular a capacidade de carga da fundação (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997).

Considera-se a fundação representada na figura 10c. Se a fundação é superficial, o solo situado acima da base é substituído pela sobrecarga $q = \gamma D$. A resistência ao cisalhamento do solo é dada pela equação 14 (equação de Coulomb) (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (\text{equação 14})$$

E as tensões cisalhantes em AD no instante da ruptura são definidos pela equação 15 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$\tau = c + p_n \operatorname{tg} \phi \quad (\text{equação 15})$$

Onde p_n é a componente normal da pressão passiva em AD. O empuxo passivo em AD (ou BD) consiste de duas componentes, p_p atuando segundo um ângulo δ (ângulo de atrito solo-parede) com a normal a face de contato e a componente da aderência. O parâmetro c , que representa a coesão do solo apresentado na equação 15, é dado pela equação 16 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$C = b \times c / \cos \phi \quad (\text{equação 16})$$

O equilíbrio do solo em (I) permite escrever a equação 17 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$Q_{ult} + \gamma b^2 \operatorname{tg} \phi - 2 P_p - 2 b c \operatorname{tg} \phi = 0 \quad (\text{equação 17})$$

Onde:

Q_{ult} = capacidade de carga da fundação;

$\gamma b^2 \operatorname{tg} \phi$ = peso do solo em (I);

P_p = empuxo passivo do solo;

$b c \operatorname{tg} \phi$ = componente vertical de C;

A equação 16 fornece a solução do problema desde que conhecido P_p . Se $D = 0$, $q = 0$ e $c = 0$, isto é, se a base da fundação repousa sobre a superfície de uma areia, tem-se a equação 18 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$Q_{ult} = 2 P_p - \gamma b^2 \operatorname{tg} \phi \quad (\text{equação 18})$$

Se tiver um anteparo, como mostra a figura 11, o empuxo passivo é dado pela equação 19 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \times (K_{py}) / \operatorname{sen} \alpha \cos \delta \quad (\text{equação 19})$$

Onde:

K_{py} o coeficiente de empuxo passivo para $c = 0$, $q = 0$, $\alpha = 180^\circ - \phi$ e $\delta = \phi$.

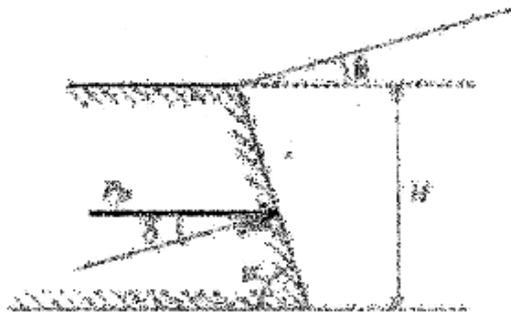


Figura 11: esquema de cálculo do empuxo passivo (VELLOSO, 1997)

No presente caso, $\alpha = 180^\circ - \phi$, $\delta = \phi$, $H = b \operatorname{tg} \phi$, assim tem-se a equação 20 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma b^2 K_{py} \operatorname{tg} \phi / \cos^2 \phi \quad (\text{equação 20})$$

Substituindo a equação 20 na equação 18 obtem-se a equação 21 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$Q_{ult} = Q_\gamma = 2 \frac{1}{2} \gamma b^2 \operatorname{tg} \phi [(K_{py} / \cos^2 \phi) - 1] = 2 b^2 \gamma N_\gamma \quad (\text{equação 21})$$

Onde N_γ é dado pela equação 22 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \phi [(K_{py} / \cos^2 \phi) - 1] \quad (\text{equação 22})$$

Como K_{py} depende, nesse caso particular, apenas de ϕ , o mesmo acontecerá com N_γ que é um dos três fatores de capacidade de carga instituídos por Terzaghi e pode ser calculado também pela equação 23 (VESIC, 1975 apud VELLOSO, 1997). Para levar em conta a coesão e a sobrecarga, Terzaghi parte da equação 24 que deduziu para a componente normal do empuxo passivo (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \times \text{tg } \phi \quad (\text{equação 23})$$

$$P_n = H/\text{sen } \alpha \times (c K_{pc} + q K_{pq}) + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{p\gamma}/\text{sen } \alpha \quad (\text{equação 24})$$

Sendo os coeficientes K_{pc} , K_{pq} e $K_{p\gamma}$ independentes de H e de γ . Tendo em vista a figura 10c. Têm-se as condições dadas pelas equações (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$H = b \text{tg } \phi \quad (\text{equação 25})$$

$$\alpha = 180^\circ - \phi \quad (\text{equação 26})$$

$$\delta = \phi \quad (\text{equação 27})$$

$$C_a = c \quad (\text{equação 28})$$

Considerando, além disso, que o empuxo passivo total é dado pela equação 29 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$P_p = P_n/\cos \delta = P_n/\cos \phi \quad (\text{equação 29})$$

Logo se tem (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$P_p = b^2 / \cos^2 \phi (c K_{pc} + q K_{pq}) + \frac{1}{2} \gamma b^2 x (K_{p\gamma} / \cos^2 \phi) - 1 \quad (\text{equação 30})$$

Substituindo a equação 30 na equação 20 tem-se (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$Q_{ult} = 2 b c (K_{pc} / \cos^2 \phi) + 2 b q (K_{pq} / \cos^2 \phi) + \gamma b^2 \operatorname{tg} \phi [(K_{p\gamma} / \cos^2 \phi) - 1] \quad (\text{equação 31})$$

Essa equação é válida para a condição de ruptura generalizada. Na parte superior da figura 12 está representada uma sapata corrida de largura $2b$ e com base rugosa. Se $\gamma = 0$, a ruptura ocorre ao longo da superfície DE_1F_1 . O trecho curvo DE_1 dessa superfície é uma espiral logarítmica cujo centro está localizado em B e cuja equação é (TERZAGUI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \phi} \quad (\text{equação 32})$$

Onde o ângulo central medido em radianos a partir de $BD = r_0$.

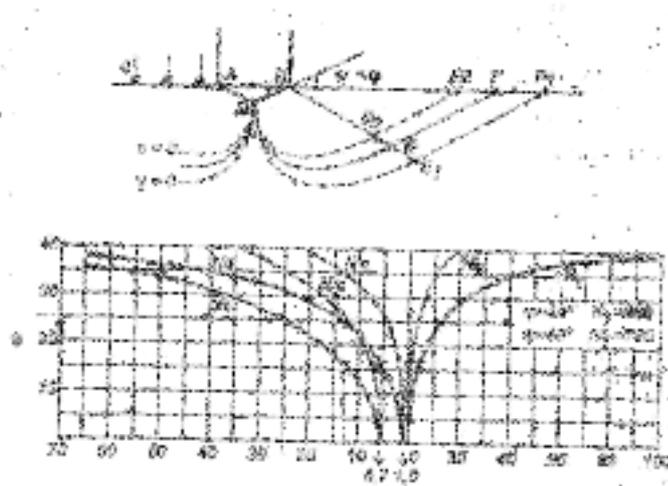


Figura 12: superfícies de deslizamento e ábaco para obtenção dos fatores de capacidade de carga (VELLOSO, 1997).

Para $\phi = 0$, a equação 32 representa um círculo de raio r_0 . Visto como a equação que representa a superfície de deslizamento não contém c nem q , a forma dessa superfície será também, independente da coesão e da sobrecarga. Para $\gamma = 0$, obtém-se, para a carga (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$Q_c + Q_q = 2 b c (K_{pc}/\cos^2 \phi + \operatorname{tg} \phi) + 2 b q (K_{pq}/\cos^2 \phi) = 2 b c N_c + 2 b q N_q \quad (\text{equação 32})$$

Na equação 33, N_c e N_q são grandezas que dependem apenas de ϕ . São os outros dois fatores de capacidade de carga. N_q é calculado conforme a equação 34 (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997). Q_c é a carga que um solo sem peso suportaria se $q = 0$ e Q_q é a carga que suportaria se $\gamma = 0$ e $c = 0$. Por outro lado, se $c = 0$, $q = 0$ e $\gamma > 0$, a superfície de deslizamento seria DE_2F_2 . Cálculos aproximados mostram que o ponto mais baixo da curva DE_2 está acima do ponto mais baixo de DE_1 . A carga crítica capaz de produzir uma ruptura segundo DE_2F_2 é determinada pela equação (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg}(\phi)} \times \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) \quad (\text{equação 34})$$

$$Q_\gamma = \gamma b^2 \operatorname{tg} \phi [(K_{p\gamma}/\cos^2 \phi) - 1] = 2 b^2 \gamma N_\gamma \quad (\text{equação 35})$$

Se valores de c , D e γ são maiores do que zero, a ruptura ocorrerá ao longo de uma superfície de deslizamento DE localizada entre BE_1F_1 e BE_2F_2 . Cálculos numéricos mostram que, nesse caso geral, a capacidade de carga é apenas ligeiramente maior que a soma das cargas $Q_c + Q_q$ dada pela equação 33. Assim sendo, pode-se escrever a expressão aproximada da capacidade de carga (de uma fundação de largura $2b$) (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$Q_{ult} = Q_c + Q_q + Q_\gamma = 2 b c N_c + 2 b q N_q + 2 b^2 \gamma N_\gamma \quad (\text{equação 36})$$

Fazendo $q = \gamma D$ tem-se (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$Q_{ult} = Q_c + Q_q + Q_\gamma = 2 b (c N_c + \gamma D N_q + 2 b^2 \gamma N_\gamma) \quad (\text{equação 37})$$

A capacidade de carga será (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$q_{ult} = Q_{ult}/2b = c N_c + \gamma D N_q + 2 b^2 \gamma N_\gamma \quad (\text{equação 38})$$

Se a largura da fundação for B, essa equação assumirá a forma mais usual (TERZAGHI, 1943 apud VELLOSO, 1997):

$$q_{ult} = c N_c + \gamma D N_q + \gamma B/2 N_\gamma \quad (\text{equação 39})$$

Pode ser calculado ainda o fator de profundidade (d_q) de assentamento da fundação dado pela equação (VESIC, 1975 apud VELLOSO, 1997):

$$d_q = 1 + 2 \times \text{tg}(\phi) \times (1 - \text{sen}(\phi))^2 \times (\text{tg}^{-1}(D/B)) \quad (\text{equação 40})$$

Vesic (1975 apud VELLOSO, 1997) propõe para os fatores de correção os valores indicados no quadro 6. Fatores de forma são indicados no quadro 7.

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	28	25,80	14,72	16,72
5	6,49	1,57	0,45	29	27,86	16,44	19,34
10	8,35	2,47	1,22	30	30,14	18,40	22,40
15	10,98	3,94	2,65	31	32,67	20,63	25,99
16	11,63	4,34	3,06	32	35,49	23,18	30,22
17	12,34	4,77	3,53	33	38,64	26,09	35,19
18	13,10	5,26	4,07	34	42,16	29,44	41,06
19	13,93	5,80	4,68	35	46,12	33,30	48,03
20	14,83	6,40	5,39	36	50,59	37,75	56,31
21	15,82	7,07	6,20	37	55,63	42,92	66,19
22	16,88	7,82	7,13	38	61,35	48,93	78,03
23	18,05	8,66	8,20	39	67,87	55,96	92,25
24	19,32	9,60	9,44	40	75,31	64,20	109,41
25	20,72	10,66	10,88	41	83,86	73,90	130,22
26	22,25	11,85	12,54	42	93,71	85,38	155,55
27	23,94	13,20	14,47	43	105,11	99,02	186,54
				44	118,37	115,31	224,64
				45	133,88	134,88	271,76

Quadro 6: fatores de capacidade de carga (VELLOSO, 1997)

Forma da base	s_c	s_q	s_γ
corrida	1,0	1,0	1,0
retangular	$1 + (B/L) (N_q / N_c)$	$1 + (B/L) \operatorname{tg} \varphi$	$1 - 0,4B/L$
circular e quadrada	$1 + (N_q / N_c)$	$1 + \operatorname{tg} \varphi$	0,60

Quadro 7: fatores de forma (VELLOSO, 1997)

Considerando os fatores de profundidade e os fatores de forma citados acima, pode-se calcular o valor da capacidade de carga do solo, sem a parcela da coesão, pela equação (HANSEN, 1970):

$$Q = 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \quad (\text{equação 41})$$

O cálculo do coeficiente de segurança e do recalque máximo admissível pode ser feito como mostrado nas equações 42 e 43 respectivamente, segundo Winterkorn e Fang (1975):

$$FS = q_{ult} / F / BL \quad (\text{equação 42})$$

$$\delta = F(1 - \nu^2) / (\beta_z E \sqrt{BL}) \quad (\text{equação 43})$$

$$\beta_z = -0,0017(L/B)^2 + 0,0597(L/B) + 0,9843 \quad (\text{equação 44})$$

Onde:

FS é o fator de segurança (obtido através da equação 42);

F é o valor do carregamento vertical, obtido do projeto estrutural;

δ é o recalque (obtido através da equação 43);

ν coeficiente de Poisson;

β_z fator de forma (obtido através da equação 44);

E é o módulo de elasticidade do solo.

4 DEFINIÇÃO DOS CUSTOS DOS SERVIÇOS E MATERIAIS NECESSÁRIOS PARA AS OBRAS DE FUNDAÇÃO

De acordo com Cordeiro (2007) para execução de um projeto, a empresa construtora deve seguir processos definidos, conhecer suas possibilidades e limitações técnicas e deve saber unir materiais e sistemas construtivos para ter um produto final de boa qualidade. Elaborar um orçamento não é diferente. Cada pequeno item deve ter uma composição planejada, que respeite a cultura da empresa construtora, seus procedimentos, capacidade financeira e organizacional para tornar aquele orçamento exequível. O orçamento é uma das primeiras informações que o empreendedor deseja conhecer ao estudar determinado projeto. Seja um empreendimento com fins lucrativos ou não, a construção implica gastos consideráveis e por isso mesmo devem ser determinados, já que, em função de seu valor, o empreendimento será viável ou não.

4.1 DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS

A descrição dos serviços é fundamental para o projeto da obra de fundação, pois a partir deste detalhamento consegue-se fazer um levantamento dos custos da obra. É necessário também quantificar estes serviços e os materiais, de acordo com o projeto.

Segundo Cordeiro (2007) as quantidades a serem levantadas referem-se aos serviços que serão executados. Para levantá-las é necessário, seguir os projetos e as especificações, que vão indicar o quê e onde usar. Então, é feito o levantamento das quantidades de serviços de aplicação de materiais, utilizando as medidas e dimensões das plantas e desenhos. Nos levantamentos, usam-se formulários e planilhas.

4.1.1 Escavação e Regularização

Segundo Nakamura (2008), seguindo a orientação do projeto de fundações, inicia-se a escavação da área a receber as sapatas em local previamente marcado, até a cota de apoio. Com a área escavada e compactada, o passo seguinte é depositar concreto magro na área escavada. Essa camada de regularização, que deve ter 5 cm de espessura no mínimo, é importante para garantir que a umidade do solo não ataque a armadura da sapata.

4.1.2 Preparação das Laterais e Marcação dos Pilares

De acordo com Nakamura (2008), não só o fundo, mas também as laterais precisam receber concreto. Por isso, as laterais de toda a área escavada devem ser chapiscadas. Com a vala preparada, inicia-se a marcação dos pilares. Para tanto, são fixadas estacas de madeira nos pontos indicados pelo projetista.

4.1.3 Armação

Segundo Nakamura (2008), depois de definida a localização de todos os pilares, tem início a inserção da armação, sempre seguindo a orientação do projeto de fundações. Com o auxílio de arames de aço, são presos também os ferros especiais de arranque dos pilares.

4.1.4 Concretagem

Segundo Nakamura (2008) a concretagem também deve ser feita, de acordo com as especificações do projetista, até a parte superior da sapata. A betoneira pode ser utilizada se a quantidade de concreto ou a velocidade de concretagem assim o exigirem, caso contrário poderá ser utilizado concreto feito por empresas concreteiras. A armação do pilar deve ser montada a partir dos ferros de arranque. Só então serão colocadas as fôrmas do pilar para o prosseguimento da concretagem.

4.2 COMPOSIÇÃO DE CUSTO UNITÁRIO

Segundo Cordeiro (2007) uma composição de custos unitários é constituída pela definição da especificação do serviço a ser executado, sua unidade de medida e a identificação dos componentes a serem utilizados, ou seja, insumos (materiais, mão-de-obra e equipamentos) necessários à sua execução, associados às respectivas unidades e coeficientes de consumo, para executar uma quantidade unitária do serviço.

O valor dos custos unitários de serviços e materiais pode ser obtido em tabelas de composições de orçamentos como o SINAPI². Estes valores variam com o tempo e com a região. Para aplicação da ferramenta de otimização de custos foi utilizada a tabela SINAPI para o mês de agosto de 2009 para Porto Alegre.

Segundo Brasil (2009), este sistema estabelece a média de custos e índices da construção civil, a partir coleta de pesquisa mensal de preços de materiais e equipamentos de construção, assim como os salários das categorias profissionais. Os resultados/informações do SINAPI resultam de trabalhos técnicos conjuntos da Caixa Econômica Federal - CAIXA e do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE.

Os itens seguintes mostram os valores consultados na tabela SINAPI para os serviços e materiais específicos necessários a aplicação da ferramenta computacional de otimização de custos, ou seja, apenas os custos unitários que influenciam diretamente no dimensionamento da fundação do tipo sapata. O quadro 8 mostra um resumo dos serviços e materiais e seus respectivos custos unitários.

Serviço ou material	Unidade	Custo unitário (R\$)
Escavação	m ³	16,59
Fôrmas	m ²	18,96
Aço	kg	5,77
Concreto	m ³	270,61
Camada de compactação	m ³	12,87

Quadro 8: resumo dos custos unitários dos serviços e materiais

² Sistema Nacional de Pesquisa de custos e Índices da Construção Civil

4.2.1 Escavação

A escavação considerada para aplicação deste trabalho foi a escavação manual de cavas para fundações rasas com profundidades de assentamento menores que 2 m, e seu custo unitário consultado é de R\$ 16,59 por m³.

4.2.2 Fôrmas

A fôrma considerada para aplicação deste trabalho foi a fôrma plana para fundação e baldrame em chapa resinada com espessura de 10 mm, e seu custo unitário consultado é de R\$ 18,96 por m².

4.2.3 Aço

O aço considerado para aplicação deste trabalho foi o aço CA-50, bitola 12,7 mm, incluindo fornecimento, corte, dobra e colocação, seu custo unitário consultado é de R\$ 5,77 por kg.

4.2.4 Concreto

O concreto considerado para aplicação deste trabalho foi o concreto estrutural com $f_{ck} = 15$ MPa, feito em betoneira, incluindo aplicação e adensamento. Seu custo unitário consultado é de R\$ 270,61 por m³.

4.2.5 Camada de compactação

O serviço para camada de compactação considerado para aplicação deste trabalho foi o reaterro de valas compactado em camadas de 30 cm até 2,50 m. Seu custo unitário consultado é de R\$ 12,87 por m³.

5 APLICAÇÃO DA PLANILHA ELETRÔNICA PARA OTIMIZAÇÃO DOS CUSTOS

A figura 13 mostra a planilha eletrônica, baseada em Wang e Kulhawy (2008), para realizar a otimização dos custos do projeto de fundações do tipo sapata, nela constam os dados de entrada como:

- a) propriedades do solo;
- b) preço unitário de cada material e serviço necessário para a execução da obra;
- c) carga que a sapata deve resistir (valor obtido do projeto estrutural da edificação).

Como resultado a planilha eletrônica deverá apresentar as dimensões da sapata que atendem as restrições impostas, como largura e profundidade de assentamento, com o menor custo possível.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Propriedades do Solo			Preço Unitário (R\$)			Dados de Projeto			Restrições
2	Peso Específico (kN/m³)	18,5		Escavação (m³)	16,59		Carga Vertical de Projeto (kN)	3000		0,5 ≤ D ≤ 2
3	Ângulo de Atrito (°)	35		Fôrmas (m²)	18,96		Fator de Segurança	3		B >= 1
4	Ângulo de Atrito (rad)	0,61		Aço (kg)	5,77		Recalque Admissível (mm)	25		L >= 1
5	Módulo de Young (Mpa)	50		Aço/Volúme de Concreto (kg/m³)	80,00					
6	Coefficiente de Poisson	0,3		Concreto (m³)	270,61					
7				Camada de Compactação (m³)	12,87					
8										
9	Parâmetros de Projeto			Estado Limite Último - Projeto			Estado Limite de Serviço - Projeto			
10	Profundidade D (m)	2,00		Nq - Capacidade de carga	33,30		L/B	2,66		
11	Largura B (m)	1,18		q (kPa) - sobrecarga	37,00		beta	1,13		
12	Comprimento L (m)	3,15		Sq - Fator de Forma	1,26		Recalque Calculado	25,00		
13	Altura H (m)	0,30		dq - Fator de Profundidade	1,26					
14	Sobre escavação (m)	0,30		Ny - Capacidade de Carga	48,03					
15				Sy - Fator de Forma	0,85					
16				dy - Fator de Profundidade	1,00					
17				Q (kPa) - Capacidade Suporte	2413,85					
18				FS calculado	3,00					
19										
20	Custo Estimado			Custo (R\$)			Custo Total (R\$)			
21	Item		Quantidade							
22	Volume Escavado (m³)		10,24		169,83					
23	Fôrmas (m²)		2,60		49,29		1.155,48			
24	Aço (kg)		89,48		516,32					
25	Concreto (m³)		1,12		302,69					
26	Compactação (m³)		9,12		117,35					
27										

Figura 13: ferramenta de otimização dos custos
(baseado em WANG; KULHAWY, 2008)

5.1 FUNCIONAMENTO DA PLANILHA ELETRÔNICA

Os dados de entrada na planilha referentes as propriedades do solo são inseridos nas células B2, B3 e B5 e correspondem aos parâmetros: peso específico γ , ângulo de atrito ϕ e módulo de elasticidade E, são obtidos através de embasamento empírico de acordo com o tipo de solo para o peso específico com o quadro 2 e relações com o N_{SPT} para o ângulo de atrito e módulo de elasticidade, do quadro 1 e equação 12, respectivamente. A célula B6 apresenta o coeficiente de Poisson que pode ser utilizado em um valor médio de 0,3.

Os dados referentes a custos dos materiais e serviços são inseridos nas células E2, E3, E4, E6 e E7 correspondem respectivamente aos preços unitários: de escavação, das fôrmas, do aço, do concreto e da camada de compactação, obtidos conforme o capítulo 4, item 4.2. A célula E5 apresenta uma taxa média de armadura por volume de concreto de 80 kg/m^3 de acordo com Arteconstruir (2009).

Dados referentes ao projeto são inseridos nas células H2, H3 e H4 e são eles: carga vertical de projeto, dada pelo projeto estrutural, fator de segurança e recalque máximo admissível dados pela NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações – (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996). Nas células J2, J3 e J4 são impostas algumas restrições como profundidade variando entre 0,5 m e 2 m, largura e comprimento maiores que 1 m.

Os parâmetros de projeto são calculados nas células B10, B11, B12, B13 e B14 e correspondem respectivamente a profundidade de assentamento da fundação (D), largura da fundação (B), comprimento da fundação (L), altura da fundação (H) e a sobre escavação feita nas laterais da cava de assentamento da fundação. Estes valores fornecem o resultado do dimensionamento da sapata. A figura 14 auxilia no entendimento dos parâmetros do projeto.

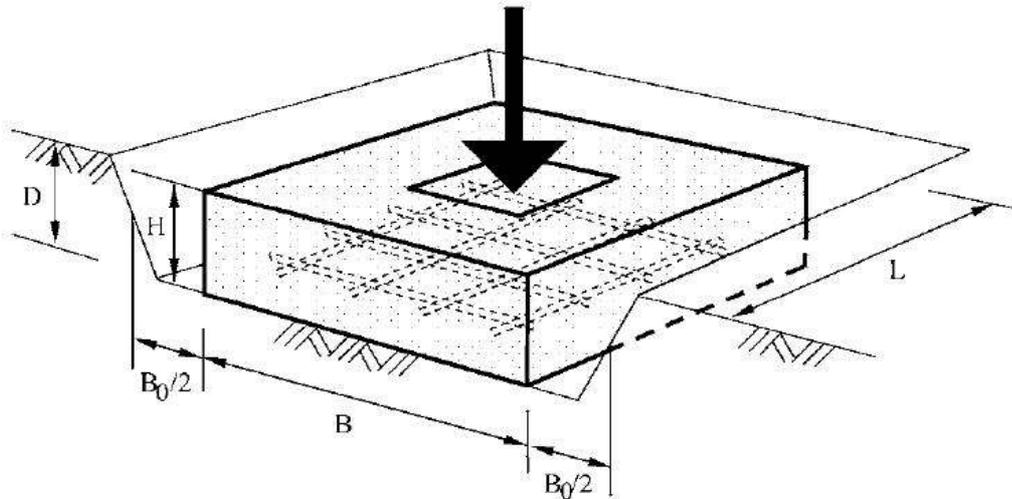


Figura 14: parâmetros de projeto da sapata
(baseado em WANG; KULHAWY, 2008)

Os cálculos para o estado limite último de projeto são calculados de acordo com a formulação proposta no capítulo 3, sendo a célula E10 o fator de capacidade de carga (N_q) dado pela equação 34, E11 a sobrecarga (q) igual a $\gamma \times D$, calculada como descrito no capítulo 3, E12 o fator de forma (S_q) calculado conforme o quadro 7, E13 o fator de profundidade (d_q) calculado conforme a equação 40, E14 o fator de capacidade de carga (N_γ) calculado pela equação 23, E15 o fator de forma (S_γ) calculado conforme o quadro 7, E16 o fator de profundidade (d_γ) considerado igual a 1 conforme Vesic (1975 apud VELLOSO, 1997), E17 a capacidade suporte da sapata de acordo com a equação 41 e E18 o fator de segurança calculado de acordo com a equação 42.

O cálculo para o estado limite de serviço de projeto é calculado pelas células, H11 e H12, de acordo com a equação 44 e 43, respectivamente, a célula H10 calcula o valor de L/B .

O cálculo das quantidades e custos de serviços e materiais utilizados para fundação do tipo sapata é feito nas células seguintes. B22 para o cálculo da quantidade do volume escavado multiplicando-se $(B_{11}+B_{14}).(B_{12}+B_{14}).B_{10}$, B23 para quantidade de fôrmas através do cálculo $2.B_{13}.(B_{11}+B_{12})$, B24 para quantidade de aço através do cálculo $B_{25}.E_5$, B25 para quantidade de concreto através do cálculo $B_{11}.B_{12}.B_{13}$, B26 para quantidade de volume da camada de compactação através do cálculo B22-B25.

O custo total de cada item de serviço e material é calculado multiplicando-se os valores das quantidades por seus respectivos preços unitários e são apresentados nas células C22, C23,

C24, C25 e C26. A célula D22 apresenta o cálculo do custo total para obra de fundação somando os valores totais dos serviços e materiais. A otimização de custos é feita com a função *solver*, como mostra a figura 15, impondo as restrições mostradas na figura como: profundidade da sapata entre 0,5 e 2 m, largura e comprimento da sapata maiores ou iguais a 1 m, altura da sapata maior ou igual a 0,3 m, fator de segurança calculado maior ou igual a 3 e recalque máximo admissível menor ou igual a 25 mm.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Propriedades do Solo			Preço Unitário (R\$)			Dados de Projeto			Restrições
2	Peso Específico (kN/m³)	19		Escavação (m³)	16,59		Carga Vertical de Projeto (kN)	900		$0,5 \leq D \leq 2$
3	Ângulo de Atrito (°)	34		Fôrmas (m²)	18,96		Fator de Segurança	3		$B \geq 1$
4	Ângulo de Atrito (rad)	0,59		Aço (kg)	5,77		Recalque Admissível (mm)	25		$L \geq 1$
5	Módulo de Young (Mpa)	17		Aço/Volume de Concreto (kg/m³)	80,00					
6	Coefficiente de Poisson	0,3		Concreto (m³)	270,61					
7				Camada de Compactação (m³)	12,87					
8										
9	Parâmetros de Projeto			Estado Limite Último - Projeto			Estado Limite de Serviço - Projeto			
10	Profundidade D (m)	0,76		Nq - Capacidade de carga	29,44		L/B	2,85		
11	Largura B (m)	1,00		q (kPa) - sobrecarga	14,35		beta	1,14		
12	Comprimento L (m)	2,85		Sq - Fator de Forma	1,24		Recalque Calculado	25,00		
13	Altura H (m)	0,30		dq - Fator de Profundidade	1,17					
14	Sobre escavação (m)	0,30		Ny - Capacidade de Carga	41,06					
15				Sy - Fator de Forma	0,86					
16				dy - Fator de Profundidade	1,00					
17				Q (kPa) - Capacidade Suporte	946,23					
18				FS calculado	3,00					
19										
20	Custo Estimado			Quantidade	Custo (R\$)		Custo Total (R\$)			
21	Item									
22	Volume Escavado (m³)	3,10		51,36			750,81			
23	Fôrmas (m²)	2,31		43,84						
24	Aço (kg)	68,48		395,14						
25	Concreto (m³)	0,86		231,65						
26	Compactação (m³)	2,24		28,83						
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										

Parâmetros do Solver

Definir célula de destino:

Igual a: Máx Míd Valor de:

Células variáveis:

Submeter às restrições:

-
-
-
-
-
-

Figura 15: funcionamento da função *solver* (baseado em WANG; KULHAWY, 2008)

5.2 APLICAÇÃO DA PLANILHA ELETRÔNICA

A planilha eletrônica de otimização de custos foi aplicada a dois projetos reais de fundações do tipo sapata já executados, com o propósito de comparar o dimensionamento e o custo da fundação sem e com a utilização da ferramenta computacional.

Com o relatório de sondagem de reconhecimento do subsolo das obras foi possível determinar o N_{SPT} do solo e a partir deste, os demais parâmetros necessários a aplicação da ferramenta de otimização de custos. As figuras 16 e 17 mostram os perfis do solo para os projetos 1 e 2.

O quadro 9 mostra resumidamente os dados necessários a aplicação da ferramenta de otimização de custos referentes aos projetos executados. Onde o peso específico do solo foi obtido da relação do quadro 2, o ângulo de atrito do solo através do quadro 1, o módulo de elasticidade pela equação 12, o N_{SPT} e a profundidade de assentamento onde o solo apresenta uma resistência mais compacta, com os perfis de sondagem apresentados nas figuras 16 e 17, a carga vertical de projeto com o dimensionamento de acordo com as figuras 18 e 19 e o custo total calculado multiplicando-se os custos unitários dos serviços e materiais apresentados no quadro 8, pelas respectivas quantidades utilizadas nos projetos executados, conforme o dimensionamento apresentado pelos projetos. As dimensões da sapata são representadas por B como largura da sapata, L o comprimento, H a altura e D a profundidade de assentamento.

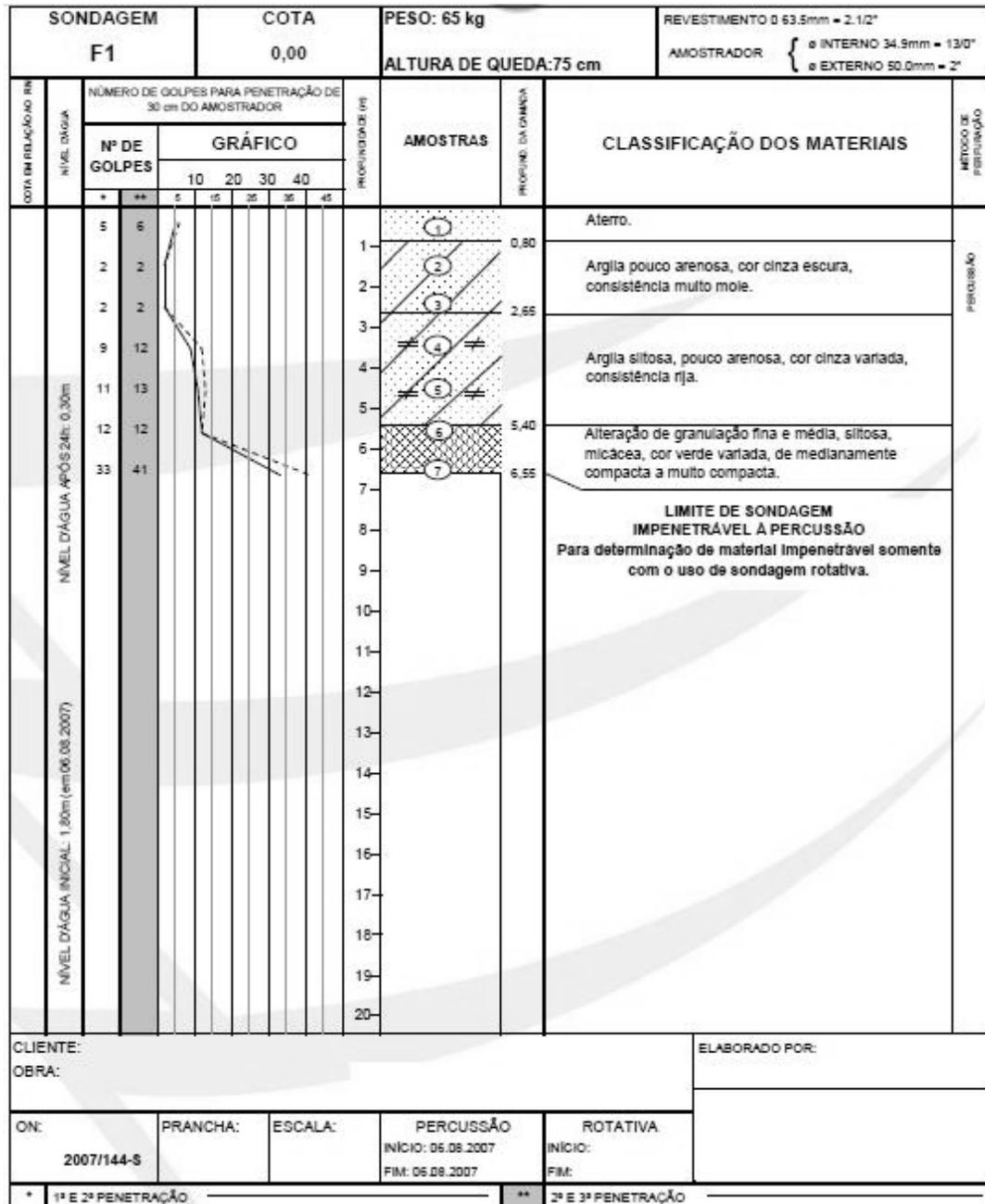


Figura 17: perfil de sondagem do projeto 2*

* Projeto cedido por empresa do ramo da construção civil

	N _{SPT}	Peso Específico do solo (kg/m ³)	Ângulo de Atrito do solo (°)	Módulo de Young (MPa)	Carga Vertical de Projeto (kN)	Dimensões da Sapata (m)				Custo (R\$)
						B	L	H	D	
Projeto 1	17	19	36	38	3360	1,8	2,4	0,3	4,85	1.790,18
Projeto 2	12	19	34	17	900	1,3	1,3	0,3	5,4	801,54

Quadro 9: dados dos projetos executados

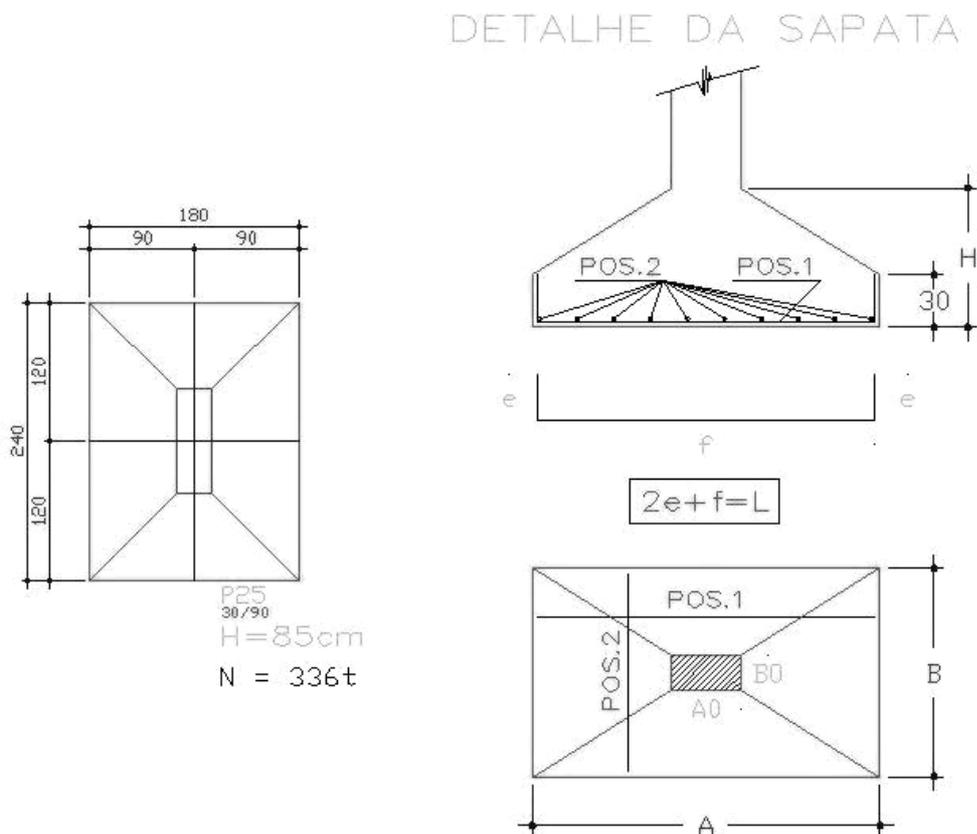


Figura 18: dimensões da sapata para o projeto 1*

* Projeto cedido por empresa do ramo da construção civil

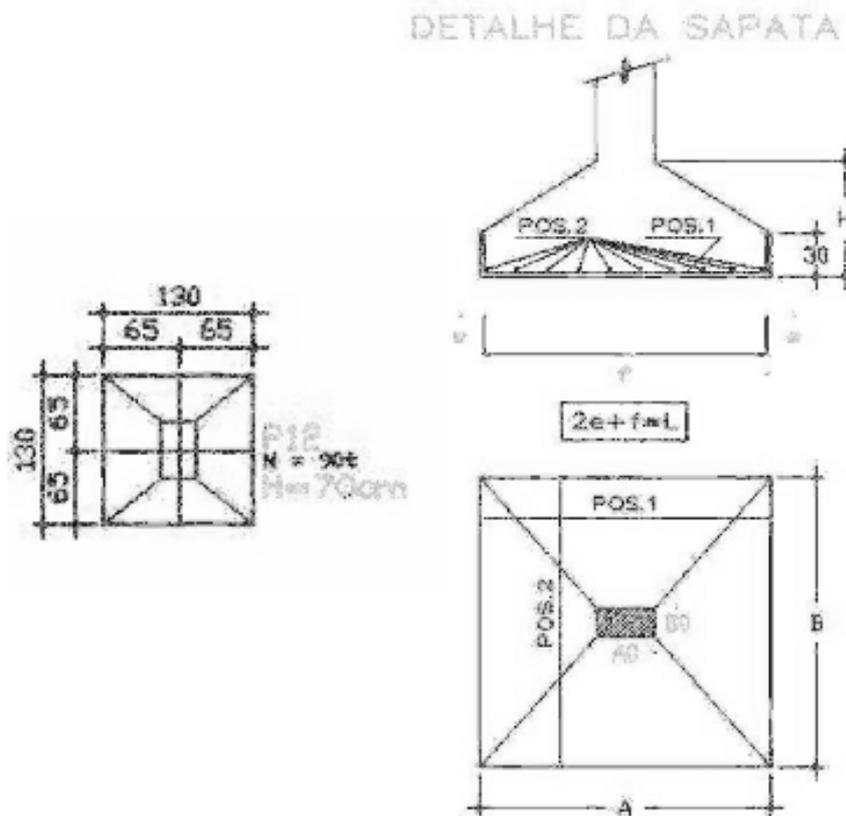


Figura 19: dimensões da sapata para o projeto 2*

Com a aplicação da ferramenta de otimização de custos como mostra a figura 15 para o caso do projeto 2 e estabelecendo as restrições para profundidade entre 0,5 e 2 m, largura e comprimento mínimo da sapata igual a 1 m, altura mínima da sapata igual a 0,3 m, fator de segurança mínimo calculado igual a 3 e recalque máximo admissível menor ou igual a 25 mm, de acordo com o item 5.1 deste capítulo obtiveram-se os resultados apresentados no quadro 10:

	N_{SPT}	Peso Específico do solo (kg/m ³)	Ângulo de Atrito do solo (°)	Módulo de Young (MPa)	Carga Vertical de Projeto (kN)	Dimensões da Sapata (m)				Custo (RS)
						B	L	H	D	
Projeto 1	17	19	36	38	3360	1,0	6,22	0,3	1,15	1.713,56
Projeto 2	12	19	34	17	900	1,0	2,85	0,3	0,76	750,81

Quadro 10: dados dos projetos com a aplicação da ferramenta de otimização de custos

* Projeto cedido por empresa do ramo da construção civil

5.2.1 Análise dos resultados

O custo calculado para o projeto 1 resultou em R\$ 1.790,18 e com a aplicação da planilha de otimização de custos resultou em R\$ 1.713,56, obtendo-se uma economia de R\$ 76,62.

O custo calculado para o projeto 2 resultou em R\$ 801,54, e com a aplicação da ferramenta de otimização de custos resultou em R\$ 750,81, obtendo-se uma economia de R\$ 50,73.

Observa-se que o custo total da obra aumenta com o aumento da carga vertical de projeto e diminui conforme aumentamos o peso específico do solo, ângulo de atrito e o módulo de elasticidade, como mostram os gráficos das figuras 20, 21, 22 e 23. Isto comprova a teoria estudada e apresentada no capítulo 3.

Para o gráfico da figura 20 foi utilizada uma variação na carga vertical de 500 kN a 4000 kN, na figura 21 uma variação do peso específico do solo de 15 kg/m³ a 20 kg/m³, para a figura 22 uma variação do ângulo de atrito do solo de 30° a 40° e para a figura 23 uma variação no módulo de elasticidade do solo de 15 MPa a 40 MPa.

Estes gráficos foram calculados com base nos parâmetros do projeto 2, mostrados no quadro 11, fazendo-se variar o parâmetro em estudo no gráfico e mantendo-se os demais parâmetros fixos iguais aos do projeto.

	N_{SPT}	Peso específico do solo (kg/m ³)	Ângulo de atrito do solo (°)	Módulo de Young (Mpa)	Carga Vertical de Projeto (kN)
Projeto 2	12	19	34	17	900

Quadro 11: parâmetros do projeto 2 para a análise dos resultados

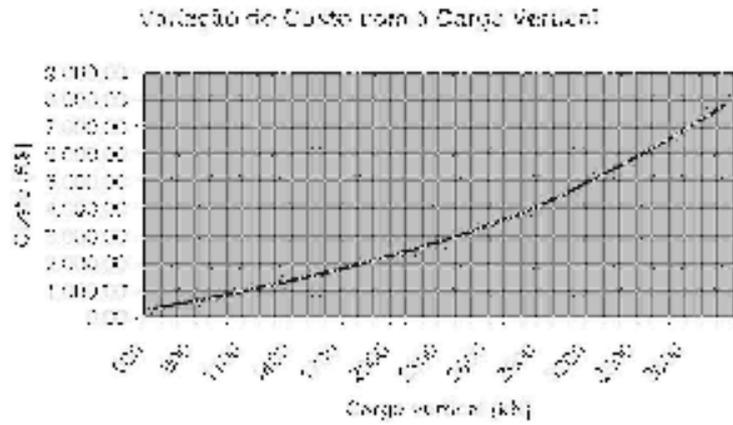


Figura 20: variação do custo com a carga vertical

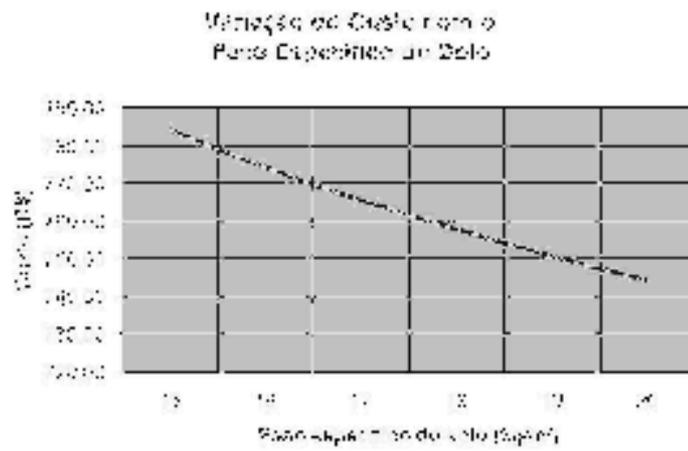


Figura 21: variação do custo com o peso específico do solo

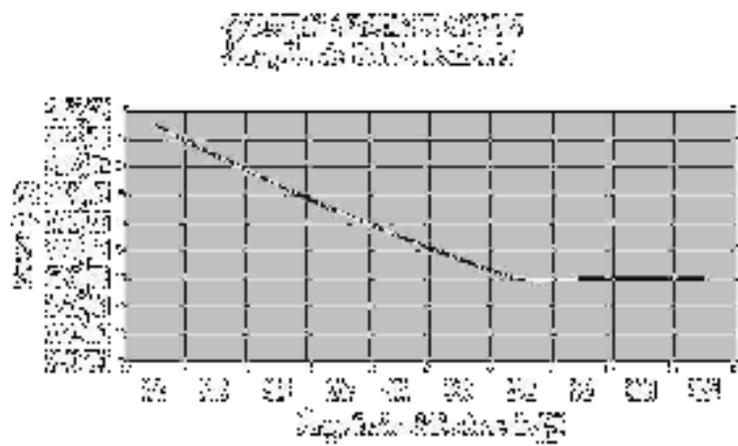


Figura 22: variação do custo com o ângulo de atrito do solo

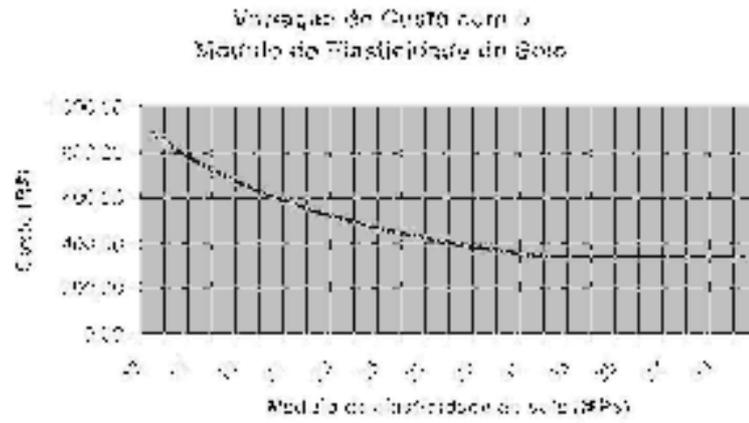


Figura 23: variação do custo com o módulo de elasticidade do solo

6 CONCLUSÕES

Com os resultados da aplicação da ferramenta de otimização de custos em fundações do tipo sapata observa-se uma redução no custo final da obra na faixa de 4 a 6%, com relação ao projeto executado sem a aplicação da mesma.

Estas reduções no custo da obra de fundação foram verificadas para uma sapata isolada em cada projeto, esta economia se multiplicará pelo número de sapatas existentes na edificação.

Com os resultados do trabalho realizado, foi possível obter relações entre os principais parâmetros que definem as características do solo com os custos envolvidos em projetos de fundações do tipo sapata. Estas relações permitem uma análise da influencia de parâmetros específicos do solo no custo de uma obra de fundação do tipo sapata, apontando quais parâmetros influenciam mais no custo da obra.

Com o desenvolvimento e adaptação regional da ferramenta computacional de otimização de custos é possível a sua aplicação para o dimensionamento de obras de fundação do tipo sapata para outros tipos de solos e tipos de fundações, como solos coesivos, com inclinações e fundações profundas, assuntos estes não abordados neste trabalho. Sua utilização atual se restringe a verificação do dimensionamento para casos específicos de solos não coesivos e para fundações rasas do tipo sapata, com o propósito de minimizar os custos, atendendo a todas as exigências que garantem as especificações de projeto da fundação.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 1996.

BRASIL. **Caixa Econômica Federal**. Disponível em:
<http://www1.caixa.gov.br/gov/gov_social/municipal/assistencia_tecnica/sinapi_index.asp>. Acesso em: 20 out. 2009.

CERNICA, J. N. **Geotechnical Engineering**: soil mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1995.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos: Rima Editora, 2003.

CORDEIRO, F. R. F. S. **Orçamento e controle de custos na construção civil**. 2007. 65 f. Monografia (Especialização em Construção Civil). Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

ARTECONSTRUIR. **Estruturas**. Disponível em:
<<http://www.arteconstruir.hpg.com.br/estruturas.html>>. Acesso em: 25 out. 2009.

FORTES, R. M. **Ensaio de Compressão Triaxial**. Disponível em:
<http://meusite.mackenzie.com.br/rmfortes/estradas3/ENSAIO_TRIAXIAL.pdf>. Acesso em: 10 jun. 2009.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. O.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1998.

HANSEN, J.B. **A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity**. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute, 1970.

LEAL, U. Fundações Rasas. **Revista Técnica**, São Paulo, n. 83, fev. 2004.

NAKAMURA, J. Sapatas de Concreto. **Revista Técnica**, São Paulo, n. 137, ago. 2008.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações a Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SOARES, J. M. D. Elemento de Fundação Direta. Santa Maria: UFSM (Apostila da disciplina de Fundações, Curso de Engenharia Civil). Disponível em: <http://www.ufsm.br/engcivil/Material_Didatico/ECC1009_Fundacoes_A/Apostila/3_Sapata.pdf>. Acesso em: 25 out. 2009.

SPECHT, L. P. **Standard Penetration Test**. Ijuí: UNIJUI (Apostila da disciplina Fundações, Curso de Engenharia Civil). Disponível em <<http://www2.unijui.tche.br/~specht/fund/aula3.pdf>>. Acesso em: 10 jun. 2008.

WANG, Y.; KULHAWY, F. H. Economic Design Optimization of Foundations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE. Reston - USA, vol. 134, n. 8, Aug. 2008.

WINTERKORN, H. F.; FANG, Y. **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975.

VELLOSO, D. A. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997.