



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Maxmiliano Felipe Leite de Menezes

**ANÁLISE DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS VIA PROGRAMA GEOFINE E
CÁLCULOS SEMI-AUTOMÁTICOS**

Caruaru, 2015.

Maxmiliano Felipe Leite de Menezes

**ANÁLISE DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS VIA PROGRAMA GEOFINE E
CÁLCULOS SEMI-AUTOMÁTICOS**

Proposta de trabalho a ser apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II.

Área de concentração: Geotecnia
Orientador: Prof.Dr. José Moura Soares

Caruaru, 2015.

Catálogo na fonte:
Bibliotecária - Simone Xavier CRB/4-1242

M543a Menezes, Maxmiliano Felipe Leite de.
Análise de problemas geotécnicos via programa GEOFINE e cálculos semi-automáticos. / Maxmiliano Felipe Leite de Menezes. - Caruaru: O Autor, 2015.
101f. : il. ; 30 cm.

Orientador: José Moura Soares.
Monografia (Trabalho de conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2015.
Inclui referências bibliográficas

1. Fundações profundas (Engenharia Civil). 2. Fundações rasas (Engenharia Civil).
3. Taludes - estabilidade. 4. Geotecnia. I. Soares, José Moura. (Orientador). II. Título

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2015-111)

Maxmiliano Felipe Leite de Menezes

**ANÁLISE DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS VIA PROGRAMA GEOFINE E
CÁLCULOS SEMI-AUTOMÁTICOS**

Proposta de trabalho a ser apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II.

Área de concentração: Geotecnia
Orientador: Prof.Dr. José Moura Soares

Banca examinadora:

Prof. Dr. José Moura Soares

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof^a. Dra. Analice França Lima Amorim

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof^a. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof^a. Dra. Sylvana Melo dos Santos

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenadora da disciplina)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado forças ao longo de todos esses anos para que eu pudesse chegar a essa etapa final e realizar meu sonho.

Agradeço a minha fiel companheira Cristianne Ribeiro, por ter me apoiado em todos os momentos, bons e difíceis, durante essa árdua caminhada e a Fatima Ribeiro, pessoa de grande importância em minha vida, sem vocês não seria possível.

Agradeço aos meus pais, Caciano e Conceição, que se esforçaram ao longo de toda a vida para me dar uma educação de qualidade, e assim permitir que eu pudesse ter uma boa formação, a minha vó Marlene, e familiares, em especial ao meu avô Joaquim Barbosa, que infelizmente hoje não se encontra entre nós, mas tenho certeza que ficaria muito feliz com essa conquista.

Agradeço a todos os bons amigos que fiz durante o período de estudo na UFPE, em especial a Gabriela Nobrega, Dario Heleno, Alvaro Mafra, Anderson Borba, Elyda, Markos André, Adélio José, Vagner Oliveira, José Weslen e Geymison Erick que foram bons companheiros de estudos.

Agradeço aos amigos engenheiros Eduardo Pedro, Gabriel Oliveira, Yara Oliveira e Emanuel Armando que contribuíram significativamente para esta formação.

Agradeço aos amigos Maílton Vasconcelos e Hugo Henriques irmãos que sempre me apoiaram.

Agradeço ao meu orientador professor José Moura Soares que me apoiou e acreditou em todos os momentos que seria possível realizar este trabalho.

Agradeço aos professores Gerson Jacques Miranda dos Anjos da UFPA, que disponibilizou sua tese de doutorado e forneceu informações sobre modelagem de prova de Carga via consulta, e também ao Renato Pinto da Cunha da UNB que forneceu o programa GEOFINE para que pudessem ser desenvolvidos os estudos aqui propostos.

Resumo

O mercado de trabalho para o engenheiro civil exige não só os conhecimentos técnicos adquiridos na universidade, mas também a constante atualização dos conhecimentos acerca de ferramentas computacionais disponíveis para o uso na solução de problemas de engenharia. Dentro deste contexto, o presente trabalho mostra a solução de três problemas típicos da área de geotecnia (cálculo de fundações superficiais, de fundações profundas e de estabilidade de taludes) com a utilização de dados reais. Para o caso do cálculo das fundações superficiais, foram utilizadas informações geotécnicas e estruturais de um edifício construído na cidade de Caruaru. Já no caso do cálculo das fundações profundas foram utilizados resultados de uma prova de carga realizada na cidade de Brasília. E finalmente para o cálculo da estabilidade de taludes utilizou-se dados reais de um talude localizado na cidade de Recife. Nos problemas de cálculo de fundações e estabilidade de taludes, os dados foram obtidos a partir de dois trabalhos científicos, uma tese desenvolvida na Universidade de Brasília (UnB) Soares (2004) e uma dissertação desenvolvida na Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) Lima (2002). Desenvolveram-se neste trabalho, rotinas de cálculos baseadas em métodos tradicionalmente utilizados na geotecnia para os referidos problemas obtendo-se resultados, e estes foram em seguida comparados com os resultados obtidos através do programa comercial GEOFINE. Este programa foi desenvolvido na República Tcheca, com boa aceitação na Europa. No Brasil, vem sendo utilizado em algumas universidades e empresas geotécnicas. Observou-se que os resultados obtidos pelas duas metodologias propostas, foram satisfatórios, chegando a respostas muito próximas da realidade.

Palavras-chave: Fundações superficiais, Fundações profundas, Estabilidade de taludes, GEOFINE, Cálculos semiautomáticos, Comparação dos resultados.

Abstract

The job market for civil engineer requires not only technical knowledge gained at university, but also the constant updating of knowledge about computational tools available for use in solving engineering problems. Within this context, this study shows the solution of three typical problems of geotechnical area (calculation of shallow foundations, deep foundations and slope stability) using real data. For the case of calculation of shallow foundations, geotechnical and structural information were used in a building constructed in Caruaru city. In the case of calculation of deep foundations were used results of a load test conducted in Brasilia. And finally for the calculation of slope stability we used actual data of a slope in the city of Recife. In these latter two, the data were obtained from two scientific papers, a thesis developed at the Brasilia University (UNB) and a dissertation developed at the Pernambuco Federal University (UFPE). It developed in this work routines calculations based methods traditionally used in geotechnical engineering for those problems obtaining results, and these were then compared with results obtained using the commercial program GEOFINE. This program was developed in the Czech Republic and has been well accepted in Europe, here in Brazil is already being used in some universities and geotechnical businesses. It was observed that the results obtained by the two methods showed a good approximation for all examined cases.

Keywords: Shallow foundations, Deep foundations, Slope stability, GEOFINE, Semiautomatic calculations, Comparison of the results.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Principais tipos de fundação superficial: (a) bloco, (b) sapata, (c) viga e (d) radier.	7
Figura 2 - Alguns tipos de fundações profundas : Estacas(a) metálicas,(b) pré-moldada de concreto vibrado, (c) pré-moldada de concreto centrifugado, (d) tipo Franki e tipo Strauss, (e) tipo raiz, (f) escavadas; tubulões (g) a céu aberto , sem revestimento, (h) com revestimento de concreto (i) com revestimento de aço.	8
Figura 3 - (a) Estaca ligada à sapata, (b) Estaca abaixo da sapata (c), Radier sobre estaca e (d) Radier sobre tubulões.	9
Figura 4 - Ruptura Generalizada.....	14
Figura 5 - Ruptura Localizada.....	14
Figura 6 - Ruptura por Puncionamento.....	15
Figura 7 - Superfície potencial de ruptura (Terzaghi, 1943).....	16
Figura 8 - Cunha de solo sob a base da sapata (Terzaghi, 1943).	17
Figura 9 - Carga inclinada e base inclinada.	24
Figura 10 – Esquema de cálculo indireto de recalque.	30
Figura 11 – Ábacos para obtenção de tensão de trabalho de sapatas em areia (Peck et al., 1974).....	32
Figura 13 – profundidade de influência.....	35
Figura 14- Tipos de ruptura de talude.....	37
Figura 15 - cunha de ruptura.....	39
Figura 16 - Fatia da cunha de ruptura.....	40
Figura 17 - Método de Bishop.....	41
Figura 18 - Método da espiral logarítmica.....	43
Figura 19 – Localização do furo onde foi realizada a sondagem mista.	47
Figura 20 – Tela inicial, da rotina criada para o calculo das dimensões das sapatas e da capacidade de carga no Matchcad.....	49
Figura 21 – Tela inicial do GEO5 módulo Sapatas.	50
Figura 22- Localização do residencial San Pietro.....	52
Figura 23 – Localização dos furos de SPT e CPT e prova de carga	53

Figura 24 – Interface do módulo Piles do programa GEO 4.	54
Figura 25 – interface do programa GEO4 módulo Piles com o perfil do solo sem simplificação	56
Figura 26 – Localização do Alto do Reservatório.....	57
Figura 27 – Localização dos furos de sondagem.....	58
Figura 28 – Tela inicial módulo Talude programa GEO5.	59
Figura 29 – Interface do GEO5 módulo Estabilidade de Taludes com o lançamento da sobrecarga.....	60
Figura 30 – simulação da prova de carga do perfil de solo de Soares (2004) via GEO4.....	64
Figura 31- Curva de transferência de carga ao longo da profundidade via GEO4 perfil Soares (2004).	65
Figura 32- simulação da prova de carga do perfil de solo do SPT10 via GEO4.	65
Figura 33 Curva de transferência de carga ao longo da profundidade via GEO4 Parâmetros do SPT10	66
Figura 34 - Gráficos comparativos das curvas de transferência de carga ao longo da profundidade e o resultado da instrumentação da prova de carga (PC).	66
Figura 35 – Gráfico comparativo entre a prova de carga real e a simulada no GEO4.....	67
Figura 36 – Comparação dos valores da capacidade de carga para os métodos de Décourt e Quaresma com o de Aoki Velloso, ao longo da profundidade.	70
Figura 37 - Pior superfície de ruptura encontrada no Programa GEO5 no verão.	73
Figura 38 – Pior superfície de ruptura encontrada no Programa GEO5 no inverno intenso.....	73
Figura 39 – gráfico que mostra a relação entre a sobrecarga e o fator de segurança.	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão.	12
Tabela 2 - Fatores de capacidade de carga (Cintra, 2011).	20
Tabela 3 - Fatores de Forma Terzaghi-Peck.	21
Tabela 4 - Fatores de forma (De Beer, 1967, apud Vesic, 1975).	22
Tabela 5 - Coeficientes K e α	25
Tabela 6 - Coeficientes de correlação F1 e F2.	26
Tabela 7 - Coeficiente de correlação de ponta C.	27
Tabela 8 - Coeficiente de adesão Solo-Estaca Cs.	27
Tabela 9 - Fatores de forma Is para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita.	29
Tabela 10 - Valores de Is.Ih para carregamentos de superfície (Id=1,0) de um meio de espessura finita.	30
Tabela 11- coeficiente de Poisson.	30
Tabela 12 – Fatores de forma.....	33
Tabela 13 – tabela de tensões admissíveis para areias.	36
Tabela 14 - tabela de tensões admissíveis para argilas.	36
Tabela 15 – Relação N_{SPT} e ângulo de atrito.	47
Tabela 16 – Relação N_{SPT} e coesão.	48
Tabela 17- coeficiente de correlação de E_s com q_c	51
Tabela 18 – Coeficiente de correlação entre q_c e N_{SPT}	51
Tabela 19 – Tabela de parâmetros do solo.....	53
Tabela 20 – Tabela com os parâmetros do solo para o furo 10 (SPT).....	55
Tabela 21 - Parâmetros do solo para a estação de verão e de inverno intenso 58	58
Tabela 22 – dimensões calculadas.	61
Tabela 23- capacidade de carga calculada.....	61
Tabela 24 – Dimensões e cargas reais das sapatas escolhidas para o calculo. 62	62
Tabela 25- dimensões reais e calculadas do edifício Monte Everest.....	63
Tabela 26 – Método de Aoki e Velloso para calculo da capacidade de carga. 68	68
Tabela 27 – calculo de capacidade de carga pelo método de Décourt e Quaresma. 69	69

Tabela 28 – Coeficiente de Segurança para diferentes métodos	71
Tabela 29 - Coeficiente de Segurança para diferentes.....	71
Tabela 30 – Coeficientes de segurança para diferentes métodos e diferentes estações.....	72

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Ensaio de cone
FINE	Empresa Européia que desenvolveu o programa GEOFINE
GEO4	Programa GEOFINE versão 4
GEO5	Programa GEOFINE versão 5
MDF	Método das Diferenças Finitas
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira Reguladora
PE	Pernambuco
PLAXIS 2D	Programa Bidimensional de Cálculo Geotécnico da Universidade de Delft
SPT	Standard Penetration Test
SPT-##	Identificação de furo de SPT
SQN	Super-Quadra Norte
UnB	Universidade de Brasília
UFPB	Universidade Federal da Paraíba
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
%	Porcentagem
2D	Bidimensional
A	Área
B	Base sapata
c	Coesão
c'	Coesão Efetiva
cv	Coefficiente de Adensamento
DF	Distrito Federal
E	Módulo Elástico
Es	Módulo Elástico para o Solo
FS	Coefficiente de Segurança
k	Coefficiente de empuxo
kgf	Kilograma-força

kN	KiloNewton
L	Comprimento
M	Metro
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
N_{SPT}	Índice de Resistência a Penetração
P	Carga vertical
P_B	Resistência de Ponta
PC	Prova de Carga
P_L	Resistência Lateral
Q_{adm}	Capacidade de carga admissível
Q_{rup}	Capacidade de carga na ruptura
S-##	Identificação das sapatas
σ	Tensão
σ_{adm}	Tensão Admissível do Solo
ϕ	Ângulo de Atrito
ϕ'	Ângulo de Atrito Efetivo
γ	Peso Específico
γ_d	Peso Específico seco
γ_n	Peso Específico natural
ν	Coefficiente de Poisson

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Justificativa	2
1.2.	Motivação	3
1.3.	Objetivos	4
1.3.1.	Objetivo Geral	4
1.3.2.	Objetivos Específicos	4
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	5
2.1	Fundações	5
2.1.1	Fundações Superficiais.....	6
2.1.2	Fundações Profundas	7
2.1.3	Fundações mistas	8
2.2	Cálculo de capacidade de carga das fundações	9
2.2.1	Determinação da capacidade de carga.....	12
2.2.2	Fatores de segurança de fundações superficiais (rasa ou direta)	12
2.2.3	Fatores de segurança de fundações profundas	13
2.3	Capacidade de carga	13
2.4	Mecanismos de Ruptura do Solo	14
2.4.1	Ruptura Generalizada.....	14
2.4.2	Ruptura localizada.....	14
2.4.3	Ruptura por puncionamento.....	15
2.5	Métodos de cálculo da capacidade de carga da fundação	15
2.5.1	Capacidade de carga – Fundações superficiais	15
2.5.1.1	Método de Terzaghi	15
2.5.1.2	Solos sem peso e sapata na superfície	18
2.5.1.3	Solos não coesivos sem peso	18
2.5.1.4	Solos coesivos e sapatas à superfícies.....	19
2.5.1.5	Superposição dos efeitos	19
2.5.1.6	Equações para diversas formas de sapata	21
2.5.1.7	Capacidade de carga para ruptura por puncionamento.....	22
2.5.1.8	Proposição de Vesic.....	22

2.5.1.8.1	Ruptura Geral	22
2.5.1.8.2	Ruptura Local	23
2.5.1.9	Método de Brinch Hansen.....	23
2.5.2	Capacidade de carga – Fundações profundas.....	24
2.5.2.1	Método de Aoki e Velloso (1975)	24
2.5.2.2	Método de Décourt e Quaresma	26
2.6	Recalque.....	28
2.6.1	Métodos Racionais	28
2.6.1.1	Cálculo direto de recalques	28
2.6.1.2	Cálculo de recalque indiretamente	30
2.6.2	Métodos semi-empíricos.....	31
2.6.2.1	Método de Terzaghi e Peck.....	31
2.6.2.2	Método de Alpan.....	32
2.6.2.3	Método de Meyerhof.....	34
2.6.2.4	Método de Burland e Burbidge.....	34
2.6.3	Métodos empíricos	35
2.7	Estabilidade de Taludes	36
2.7.1	Fator de Segurança	37
2.7.2	Métodos de cálculo de estabilidade de taludes	39
2.7.2.1	Método das fatias	39
2.7.2.2	Método de Bishop.....	41
2.7.2.3	Método da espiral logarítmica	42
2.8	Programa GEOFINE	44
3.	METODOLOGIA DO TRABALHO	45
3.1.	Análise da sapata isolada	46
3.2.	Análise das fundações profundas	52
3.3.	Estabilidade de Talude.....	57
4.	RESULTADOS	60
4.1.	Sapatas isoladas.....	60
4.2.	Resultados fundações profundas	63
4.3.	Resultados estabilidade de taludes	70

5.	CONCLUSÕES	74
5.1.	Sugestões para pesquisas futuras	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76

ANÁLISE DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS VIA PROGRAMA GEOFINE E CÁLCULOS SEMI-AUTOMÁTICOS

1. INTRODUÇÃO

Como é do conhecimento de todos, o homem com passar dos anos, vem desenvolvendo e inovando cada vez mais as técnicas construtivas existentes. Temos como exemplo prático disso as fundações e as estruturas de contenção, que são as mais rotineiras no meio das obras de engenharia civil, de um modo geral.

A fundação, segundo Milititsky (2005), é o resultado da necessidade de transmissão de cargas ao solo pela construção de uma estrutura e dessa forma é intuitivo dizer que a fundação suportará as cargas que atuam sobre ela, e assim a distribua de forma uniforme sobre o solo sem que as tensões resultantes provoquem a ruptura do mesmo e os consequentes recalques (que dependendo de sua magnitude, pode gerar danos ao conjunto estrutural).

Nos dias de hoje, é comum se construir sem a orientação de um profissional habilitado. Em consequência deste fato, temos cada vez mais problemas, não só estruturais como também de obras de infraestruturas, que na maioria das vezes diz respeito diretamente as fundações. Por este motivo tornou-se de suma importância para o profissional de engenharia o conhecimento dos problemas e patologias das fundações. Vale salientar que em um projeto de fundação, diferentemente de um projeto estrutural, iremos trabalhar com o solo, ou seja, um material de origem natural e cujas propriedades são, na maioria das vezes, desconhecidas, surgindo a necessidade de investigações geotécnicas. Portanto a competência e a experiência do projetista são bastante relevantes para a obtenção de parâmetros do solo e processamento de dados para projeto.

Outra parte muito importante da geotecnia é o estudo do comportamento de taludes quando submetido a carregamentos do peso próprio e de esforços adicionais. O estudo de taludes tem fundamental importância nos problemas de deslizamento de terra, muito comum em regiões acidentadas que são ocupadas de forma inadequada pela população. O crescimento das cidades, quase sempre desordenado, leva a construções nestas áreas que podem incorrer em problemas de risco de deslizamento. Esses riscos esses são potencializados pela falta, por

exemplo, de sistemas de contenção e drenagem de águas pluviais, mostrando a necessidade deste tipo de estudo.

Em algumas obras da construção civil, a contenção de taludes é necessária, e de fundamental importância. Temos como um exemplo prático as obras de escavações, principalmente naquelas localizadas em áreas que existe limitação, e áreas urbanas. Segundo Jopper Junior (2007) “as contenções de edifícios com subsolo despertam interesse especial, pois a grande maioria destas edificações possuem os limites dos solos encostados na divisa, inviabilizando pré-escavação em talude para execução das contenções e posterior aterro, desta forma, torna-se necessária a implantação de uma pré-contenção para ser viável a escavação a prumo junto à divisa da obra, sem que haja abalo das edificações vizinhas”. Assim, torna-se importante que seja realizado esse tipo de obra de contenção, por que está diretamente ligada à segurança da obra, uma vez que as escavações são feitas diretamente no solo (material heterogêneo) cujas propriedades podem variar bruscamente, tornando-o diretamente susceptível a desmoronamentos que põem em risco os trabalhadores que ali estão e toda a obra, inclusive os equipamentos.

1.1. Justificativa

As fundações e as estruturas de contenção são os primeiros serviços de qualquer obra de construção civil, e ao serem mal projetadas ou mal executadas podem apresentar problemas. Um exemplo é ter que reforçar as fundações ou até mesmo, tornar a edificação ou local inabitável. A adoção de soluções técnicas de recuperação para fundações de obras já executadas ficam impraticáveis pelo alto custo. Tratando-se de obras de grande porte, avalia-se que o custo do reparo possa ultrapassar o valor estimado para obra. Desta maneira, deve dar uma atenção maior na fase de projeto das fundações e contenção, pois com um bom projeto se tem a garantia que se terá um bom funcionamento de sua fundação.

Com relação ao estudo de estabilidade de taludes, e suas formas de contenção, tornam-se necessários, principalmente na análise de riscos, devido as grandes consequências que o seu possível colapso possa acarretar (mortes por soterramento). A desestabilização do talude pode ocorrer por diversos motivos, dentre eles estão: o aumento da urbanização com ocupação desordenada de áreas

de risco; desmatamento de encostas prejudicando a proteção do talude; e altos índices de pluviosidades aumentando o peso próprio do talude. Desta forma, com o estudo e monitoramento desses taludes, podem-se evitar grandes tragédias.

Este trabalho visa estudar alguns problemas geotécnicos, vivenciados pelo engenheiro civil projetista em fundações e estabilidade de taludes. A finalidade é calcular casos reais de fundações e estabilidade de taludes utilizando o programa GEOFINE e as planilhas de cálculos, comparando os resultados e verificando a confiabilidade do GEOFINE como ferramenta de cálculo.

1.2. Motivação

Atualmente, devido à alta demanda dos profissionais de engenharia, os projetos estão sendo feitos pelos escritórios com o auxílio de programas computacionais, que otimiza o tempo de desenvolvimento do mesmo, permitindo a realização de diversos projetos simultaneamente.

Como as cargas necessárias para o dimensionamento das fundações são oriundos dos carregamentos das obras de engenharia, é de fundamental importância o conhecimento das cargas que chegam as fundações e do conhecimento dos parâmetros do solo, obtidos através de ensaios geotécnicos (de campo e/ou laboratório), que permitem estabelecer qual o tipo de fundação a ser utilizada. O entendimento do comportamento em termos de resistência ao cisalhamento, cálculo de recalques frente aos carregamentos impostos, e a análise do comportamento do solo quando submetido a tais esforços, também são de fundamental importância para o dimensionamento e detalhamento das fundações.

Com o passar dos anos o avanço das tecnologias permitiram estudos mais aprofundados no que diz respeito a análise de estabilidade de taludes. Estes estudos dizem respeito principalmente à superfície de ruptura (métodos de análise limite) e uso de métodos numéricos que podem ser encontrados em diversos tipos de softwares existentes no mercado. O conhecimento dos métodos de cálculo de estabilidade de taludes tem grande importância, uma vez que, as consequências (prejuízos materiais) causadas por ruptura em taludes são muitas das vezes incalculáveis, e podendo até causar perdas de vidas.

A partir do que foi dito, surgiu à necessidade de verificar se os resultados obtidos em tais ferramentas computacionais seriam satisfatórios em termos de velocidade de processamento e acurácia dos métodos de cálculo, quando comparados aos obtidos através de cálculos utilizando as metodologias aprendidas durante o curso de graduação.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é solucionar três problemas geotécnicos reais, referentes aos tipos de fundações (superficiais e profundas) e análise de estabilidade de taludes observando qual a melhor alternativa técnica para o cálculo (manual ou computacional) destes elementos, comparando os resultados obtidos com os resultados reportados pelos autores.

1.3.2. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos de trabalho são:

- Revisão bibliográfica sobre o tema.
- Dimensionamento de fundações superficiais e profundas através de rotinas de cálculo.
- Dimensionamento de fundações superficiais e profundas utilizando o programa GEOFINE.
- Análise de estabilidade de talude utilizando o programa GEOFINE.
- Comparar os resultados dos dimensionamentos das fundações superficiais obtidos através de rotinas utilizando o Mathcad, obtidos através do programa GEOFINE com os dados do problema real.
- Comparar os resultados obtidos através das rotinas de cálculo e do programa GEOFINE com os dados reais obtidos por Soares (2004).
- Comparar os resultados da análise de estabilidade de taludes realizadas no programa GEOFINE com os resultados obtidos por Lima (2002).

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo é feita a revisão bibliográfica sobre os assuntos relacionados com presente trabalho, e foram organizados de forma a introduzir os conceitos teóricos para os três problemas a serem analisados, considerando dados de problemas geotécnicos reais, e ajudar na aplicação destes conceitos na metodologia utilizada na resolução dos problemas escolhidos para análise. Desta forma, os assuntos foram abordados, na mesma sequência da análise feita. Vale ressaltar que existem outros métodos de cálculo, mas aqui serão abordados os utilizados no desenvolvimento deste trabalho.

2.1 Fundações

A fundação é o conjunto elemento estrutural e o solo nas vizinhanças, sendo responsável por distribuir os carregamentos advindos de construções, numa dada profundidade ou ao longo desta. Com relação ao solo a situação ideal é que o mesmo deva apresentar uma resistência capaz de suportar as tensões as quais ele estará submetido, e caso contrário, devem-se melhorar as propriedades de resistência e deformação de modo que o mesmo apresente propriedades satisfatórias que não ocasionem deformações excessivas ou que chegue a atingir a ruptura devido ao carregamento aplicado.

Existem vários tipos de fundação, e o critério de escolha está relacionado a fatores tais como: a topografia da área, as características do solo (dados geológicos-geotécnicos), dados a estrutura a construir (a carga atuante) e dados sobre as construções vizinhas. As fundações se classificam basicamente em dois tipos as superficiais e as profundas, de acordo com a forma de transferência de cargas da estrutura para o solo onde ela se apoia.

Segundo Hachich et al. (1998), a diferenciação entre esses dois tipos é feita a partir de um critério arbitrário de que as fundações profundas são aquelas em que o mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno. De acordo com a ABNT NBR 6122(2010), a fundação é considerada como superficial ou rasa quando a profundidade de assentamento em relação ao nível do terreno for duas vezes sua menor dimensão. Esta mesma norma estabelece que fundações profundas são

aquelas que estão implantadas a uma profundidade duas vezes maior que sua maior dimensão ou a pelo menos 3 m.

Quando as camadas superiores do terreno não são capazes de resistir às ações, é necessário recorrer a camadas mais profundas do solo, realizando, portanto, o uso de fundações profundas. Dentre as diversas soluções disponíveis do ponto de vista de material a ser utilizado, o uso de estacas de concreto armado é uma das mais difundidas no meio técnico, seja ela pré-fabricada ou moldada in situ. Porém, o uso desse tipo de solução requer um novo elemento estrutural capaz de realizar a ligação entre os pilares e as estacas. Tal elemento é conhecido como bloco de coroamento, bloco de fundação ou mesmo bloco sobre estacas.

2.1.1 Fundações Superficiais

Neste item, serão apresentados os diversos tipos de fundações superficiais utilizados em obras de construção civil, sendo descrita de forma básica suas principais características.

Os tipos de fundações superficiais são:

Bloco – elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de tal maneira que o próprio bloco resista aos esforços de tração nele imposto, sem necessidade de armadura.

Sapata – elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração existente na peça.

Sapata corrida – elemento de fundação que recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversal tipo bloco (sem armadura transversal), quando são frequentemente chamadas de baldrame ou tipo sapata, armadas.

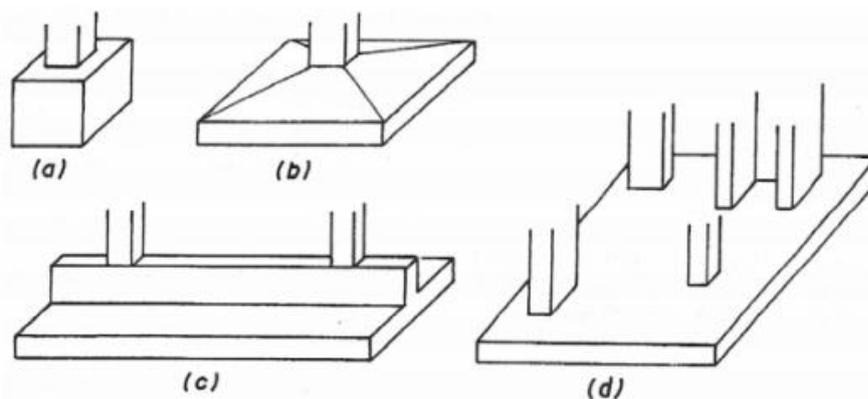
Sapata associada – elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, o que difere do radier. Estes pilares não são alinhados, o que difere da sapata corrida.

Radier – elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.

Grelha – Elemento de fundação composto por um conjunto de vigas que se cruza nos pilares.

A figura 1 apresenta exemplos dos principais tipos de fundações superficiais.

Figura 1 - Principais tipos de fundação superficial: (a) bloco, (b) sapata, (c) viga e (d) radier.



Fonte: Hachich et al. (1998).

2.1.2 Fundações Profundas

As fundações profundas são elementos que transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas.

Segundo Hachich et al. (1998) as fundações profundas foram separadas em três tipos principais:

Estaca - elemento de fundação profunda executado com auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a

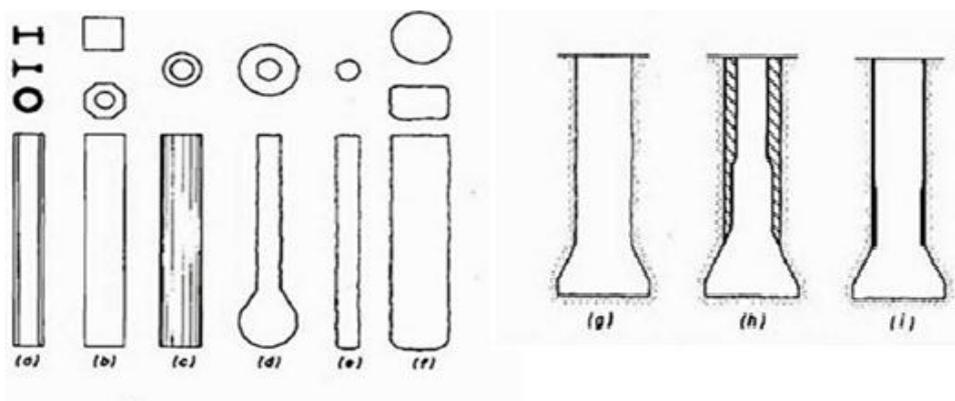
percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos;

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

Caixão - elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

A figura 2 apresenta exemplos dos principais tipos de fundações profundas.

Figura 2 - Alguns tipos de fundações profundas: Estacas(a) metálicas, (b) pré-moldada de concreto vibrado, (c) pré-moldada de concreto centrifugado, (d) tipo Franki e tipo Strauss, (e) tipo raiz, (f) escavadas; tubulões (g) a céu aberto, sem revestimento, (h) com revestimento de concreto (i) com revestimento de aço.



Fonte Hachich et al. (1998).

2.1.3 Fundações mistas

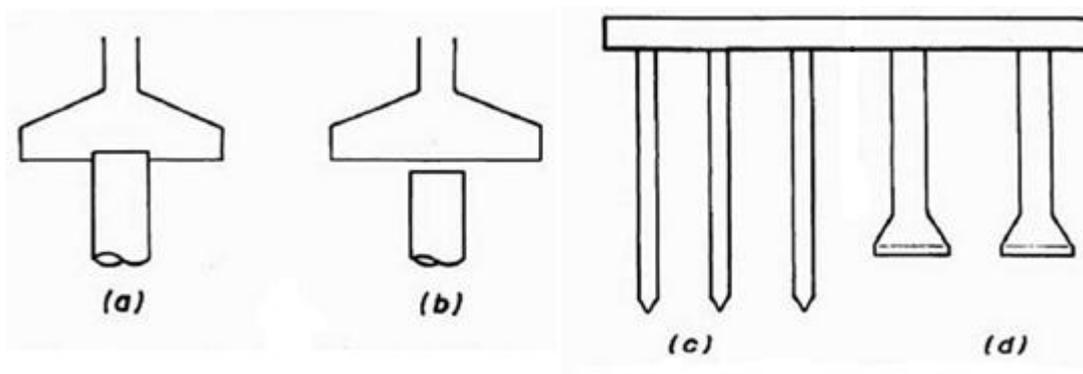
Hachich et al. (1998) afirmam que as fundações mistas são aquelas que associam fundações superficiais e profundas, que divide-se em:

Sapatas sobre estacas – associação de sapata com uma estaca (chamada de “estaca T” ou “estapata”, dependendo se há contato entre a estaca e a sapata ou não).

Radier estaqueado – radier sobre estacas (ou tubulões,) que transfere parte das cargas que recebe por tensões de contato em sua base e parte por atrito lateral e carga de ponta das estacas.

A figura 3 apresenta exemplos dos tipos de fundações mistas.

Figura 3 - (a) Estaca ligada à sapata, (b) Estaca abaixo da sapata (c), Radier sobre estaca e (d) Radier sobre tubulões.



Fonte Hachich et al. (1998).

2.2 Cálculo de capacidade de carga das fundações

O estudo inicial de todo projeto de fundação engloba em princípio duas etapas essencialmente distintas:

- Conhecimento das cargas atuantes sobre a fundação da obra;
- Estudo do terreno (geologia, propriedades físicas, topografia, etc).

Com esses dados, passa-se a escolher o tipo de fundação mais adequada, sabendo que:

- As cargas de estrutura devem ser transmitidas às camadas de terreno capazes de suportá-las, sem atingir a ruptura;

- As deformações das camadas de solo subjacentes às fundações devem ser aceitáveis e compatíveis com as de estrutura, não causando danos a mesma;
- A execução das fundações não deve causar danos às estruturas vizinhas;
- Ao lado do aspecto técnico, a escolha do tipo de fundação deve atender também ao aspecto mais econômico.

Segundo Hachich et al. (1998), os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundação são:

a) Topografia da área:

- Levantamento topográfico - É com base no Levantamento planialtimétrico e estudos de projeto específico para o local, que se determinam os pontos mais adequados à serem sondados e onde será necessário fazer cortes ou aterros;
- Dados sobre taludes e encostas no terreno – taludes ou encostas que possam vir a entrar em colapso e prejudicar a obra;
- Dados sobre erosões – importante identificar e estudar as evoluções de erosões que possam futuramente danificar a fundação.

b) Dados geológicos/geotécnicos:

- Investigação do subsolo – importante para saber com que tipo de solo o projetista está trabalhando, e determinará o tipo de fundação a ser utilizada;
- Outros dados geológicos e geotécnicos – estudo realizados anteriormente na região, levantamentos aerofotogramétricos, mapas, etc.

c) Dados da estrutura a construir:

- Tipo e uso que terá a nova obra – características necessárias a serem consideradas no cálculo dos esforços;
- Sistema estrutural;
- Cargas – quais tipos de esforços estará submetida a fundação e sua intensidade.

d) Dados sobre construções vizinhas:

- Tipo de estrutura e fundações – quais tipos de estruturas e fundações são utilizadas na região;
- Número de pavimentos, carga média por pavimento;
- Desempenho das fundações – conhecimento de como está trabalhando as fundações vizinhas, se houve algum problema, se houve recalque;
- Existência de subsolo;
- Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra – pode vir a causar danos a residências vizinhas, como rachaduras por exemplo.

As solicitações a que uma estrutura está sujeita podem ser classificadas de diferentes maneiras (Hachich et al., 1998):

a) cargas vivas, separadas em:

- Cargas operacionais – são cargas de ocupação, armazenamento, passagem de veículos, frenagens, etc;
- Cargas ambientais – temos como exemplo o vento, correntes, etc;
- Cargas acidentais – colisão, explosão, fogo, etc.

b) Cargas mortais ou permanentes.

No Brasil, a norma ABNT NBR 8681 (2004) classifica as ações nas estruturas em:

- Ações permanentes: divide-se em:
Ações permanentes diretas: Compreende o peso próprio dos elementos que fazem parte da construção, incluindo o peso próprio dos elementos estruturais e de todos os elementos construtivos permanentes, se existir, o peso dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;
Ações permanentes indiretas: Compreende ações como recalques em apoios, deformação dos materiais e a protensão.
- Ações variáveis: ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno da média e se divide em ações variáveis normais e ações variáveis especiais.

- Ações excepcionais: têm duração exatamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da obra, mas que precisam ser consideradas no projeto de determinadas estruturas.

2.2.1 Determinação da capacidade de carga

Existem três tipos de métodos para cálculo de capacidade de carga de fundações, os métodos teóricos, os métodos empíricos e os métodos semi-empíricos.

Os métodos teóricos são aqueles que tenham uma formulação matemática bem definida. Os métodos empíricos são aqueles que não têm formulação matemática e tem auxílio de tabelas que são baseadas em ensaios de campo e laboratório. Os métodos semi-empíricos têm formulação matemática, porém, precisa do auxílio de resultados obtidos através de ensaios de campo.

2.2.2 Fatores de segurança de fundações superficiais (rasa ou direta)

De acordo com a norma brasileira ABNT 6122 (2010), a verificação da segurança pode ser feita por fator de segurança global ou por fatores de segurança parciais, devendo ser obedecidos os valores da tabela, a seguir:

Tabela 1- Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão.

Métodos para determinação da resistência última	Coefficiente de minoração da resistência última	Fator de Segurança
Semi-empíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	2,15	3,00
Semi-empíricos a ou analíticos ^b acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00
^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local ^b Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno		

Fonte: ABNT NBR 6122 (2010).

2.2.3 Fatores de segurança de fundações profundas

Segundo o item 6.2.1.2.1 da ABNT 6122 (2010) o fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 2,0, e para carga resistente de projeto é 1,4.

2.3 Capacidade de carga

Segundo CINTRA et al. (2011), o aumento gradativo da carga em uma sapata (e, conseqüentemente, aumento da tensão σ) irá provocar o surgimento de uma potencial superfície de ruptura no interior do maciço de solo. Perto da ruptura, alcançaremos a resistência máxima do sistema sapata-solo, que é denominada capacidade de carga do elemento de fundação.

Segundo VELLOSO, LOPES (1996) define-se capacidade de carga de uma fundação a carga que o mesmo suporta, ou seja, uma carga que submete todos os pontos vizinhos do elemento de fundação a uma tensão de cisalhamento que se iguala a resistência ao cisalhamento do solo a que a mesma se apoia.

De acordo com Simons e Menzies (1981), apud BIANCHIN (2013), “a capacidade de carga na ruptura de uma fundação pode ser determinada utilizando-se a teoria da capacidade de suporte, na qual um mecanismo de ruptura é postulado e a pressão que causa a ruptura é expressa em termos de resistência, ao cisalhamento, mobilizada na ruptura e da geometria do problema”.

Segundo os mesmos autores, várias teorias para capacidade de carga foram propostas, porém a mais adotada para cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais é a de Terzaghi (1943).

Terzaghi estudou a capacidade de carga de ruptura de fundações diretas ($D_f < 2B$) em solos de diversas categorias, ou seja, solos coesivos ou mistos (c, ϕ), solos não coesivos ou granulares ($c=0$) e solos puramente coesivos ($\phi \neq 0$), considerando ainda a parcela do peso do solo acima da base da sapata (DAS, 2007).

Quando se trata do cálculo da capacidade de carga em fundações profundas, os métodos mais utilizados no Brasil são os semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975 e 1988) e o de Décourt e Quaresma (1978 e 1982).

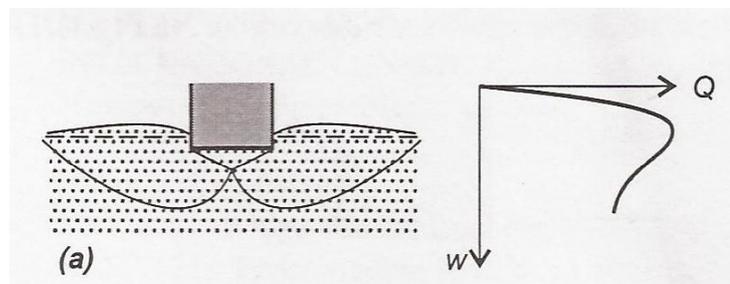
2.4 Mecanismos de Ruptura do Solo

Segundo CINTRA et al. (2011), pelo método de Terzaghi foram definidos três critérios de ruptura a fim de distinguir solos com diferentes ângulos de atrito e coesão, são eles ruptura geral, ruptura local e ruptura por puncionamento.

2.4.1 Ruptura Generalizada

É típica de solos de resistência média elevada, ou seja, as areias mediamente compactadas a compactas, as compactas e as muito compactas, e as argilas rijas, muito rijas e duras.

Figura 4 - Ruptura Generalizada.

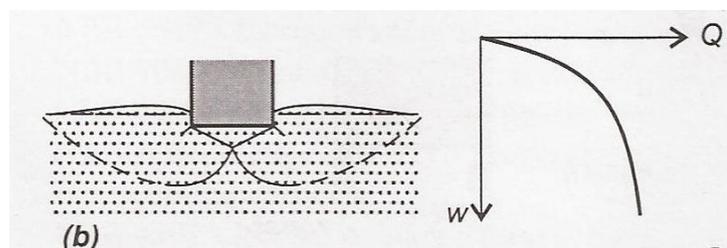


Fonte: Velloso e Lopes, (2004).

2.4.2 Ruptura localizada

Ocorre nos solos intermediários, ou seja, nas areias mediamente compactas e nas argilas mediamente rijas.

Figura 5 - Ruptura Localizada.

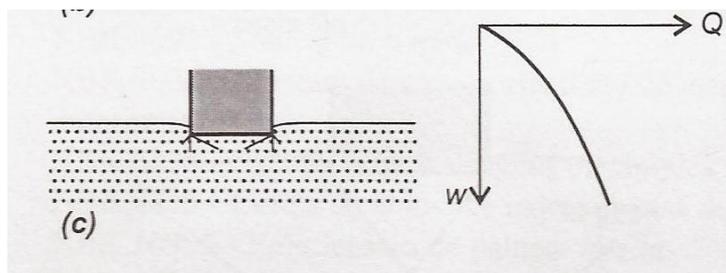


Fonte: Velloso e Lopes, (2004).

2.4.3 Ruptura por puncionamento

Ocorre nos solos fracos, ou seja, nas areias muito fofas, areias fofas e nas argilas muito moles e argilas moles.

Figura 6 - Ruptura por Puncionamento.



Fonte: Velloso e Lopes,(2004).

2.5 Métodos de cálculo da capacidade de carga da fundação

As fórmulas de capacidade de carga existentes hoje são uma ferramenta bastante eficaz na previsão da capacidade de carga, destacando-se dentre os inúmeros métodos teóricos os de Terzaghi, de Meyerhof, de Skempton, e de Brinch Hansen (com colaborações de Vesic) para o cálculo de fundações rasas. Segundo HACHICH et al. (1998) para fundações profundas, existem os empíricos e semi-empíricos os de Aoki & Velloso, Decourt e Quaresma dentre outros que serão citados posteriormente.

2.5.1 Capacidade de carga – Fundações superficiais

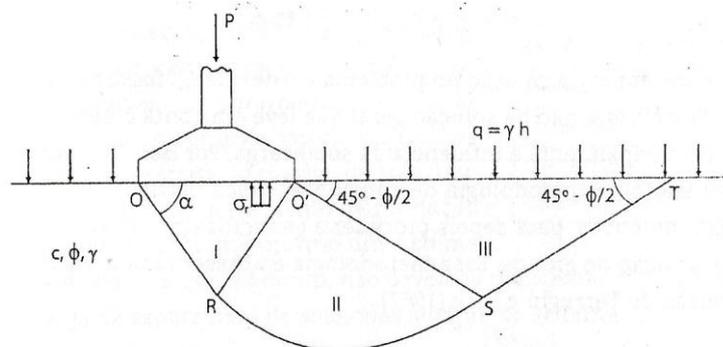
2.5.1.1 Método de Terzaghi

Segundo CINTRA et al.(2011), Terzaghi (1943) desenvolveu uma teoria para o cálculo da capacidade de carga baseada nos estudos de Prandtl (1920) para metais. Em seu livro admitiu três hipóteses para o sistema sapata-solo:

1. Tratando como uma sapata corrida, ou seja, considerando o seu comprimento bem maior que sua largura, simplificando o problema para um caso bidimensional.
2. O embutimento da sapata sendo menor que a sua largura ($h \leq B$), consideração essa que nos permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada existente acima da cota da base da sapata, substituindo as parcelas h e γ por uma sobrecarga $q = h \cdot \gamma$.
3. O maciço de solo sob a base da sapata tem uma resistência alta, ou seja, é rígido (pouco deformável) caindo no caso de ruptura geral.

O problema pode ser esquematizado de acordo com a (figura 7) onde é composta por uma superfície de ruptura potencial ORST que é composta por outras três zonas OR, ST e RS que possuem coesão c , ângulo de atrito ϕ e peso específico γ .

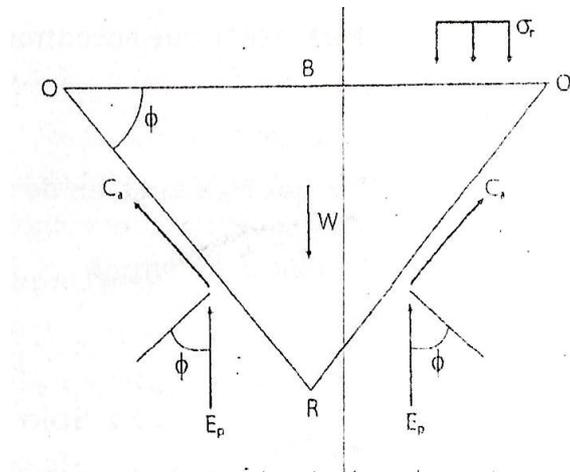
Figura 7 - Superfície potencial de ruptura (Terzaghi, 1943).



Fonte: Cintra et al. (2011).

Ainda segundo o autor, quando o solo está próximo a ruptura, admite-se que a sapata transmita uma tensão σ_r ao solo e com isso analisa-se a cunha de solo I (figura 8), com o peso próprio W .

Figura 8 - Cunha de solo sob a base da sapata (Terzaghi, 1943).



Fonte: Cintra et al. (2011).

A partir do equilíbrio de forças verticais para a cunha da figura 8 temos:

$$\sigma_r \cdot B + W - 2 \cdot E_p - 2 \cdot C_a \cdot \sin \phi = 0 \quad \text{Eq(1)}$$

Sendo:

$$C_a = c \cdot \frac{B/2}{\cos \phi} \quad \text{Eq(2)}$$

$$W = \frac{\gamma}{4} \cdot B^2 \cdot \tan \phi \quad \text{Eq(3)}$$

Onde:

B = base da sapata;

W = Peso próprio da cunha;

E_p = Empuxo passivo;

C_a = Forças de coesão;

ϕ = Ângulo de atrito.

Através das equações acima chegamos em:

$$\sigma_r = 2 \cdot \frac{E_p}{B} + c \tan \phi - \frac{\gamma}{4} \cdot B \cdot \tan \phi \quad \text{Eq(4)}$$

Equação que representa a solução do problema, desde que seja conhecido o valor de E_p . Terzaghi (1943) adotou uma metodologia que considera casos particulares, alguns hipotéticos, para em seguida generalizar o problema levando em consideração a superposição de efeitos. A seguir tem-se a metodologia descrita acima, com a proposição de Terzaghi e Peck (1967).

2.5.1.2 Solos sem peso e sapata na superfície

Ainda segundo CINTRA et al. (2011) a zona I movimenta-se para baixo como uma cunha, forçando o deslocamento lateral da zona II, que conseqüentemente empurra a zona III para cima, no estado passivo de Rankine. Onde o ângulo α atinge o valor máximo igual a $45^\circ + \phi/2$. Nesse leva-se em consideração os termos $c \neq 0, h=0$ e $\gamma = 0$.

Em CINTRA et al. (2011) tem-se que tal caso já havia sido resolvido por Prandtl (1921), apud Terzaghi e Peck (1967), que chegou na seguinte expressão para capacidade de carga:

$$\sigma_r = c \cdot N_c \quad \text{Eq(5)}$$

Onde N_c é um fator de capacidade de carga que é função de ϕ :

$$N_c = \cotg \left[e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad \text{Eq(6)}$$

2.5.1.3 Solos não coesivos sem peso

O modelo de ruptura considerado é o mesmo e a capacidade de carga é dada pela solução de Reissner (1924, apud Terzaghi e Peck, 1967) CINTRA (2011):

$$\sigma_r = q \cdot N_q \quad \text{Eq(7)}$$

Onde N_q é um fator de capacidade de carga que é função de ϕ :

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \phi/2 \right) \quad \text{Eq(8)}$$

Os fatores N_c e N_q são relacionados a partir da expressão:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi \quad \text{Eq(9)}$$

2.5.1.4 Solos coesivos e sapatas à superfícies

Neste caso é levado em consideração que temos $c=0$, $h=0$ e $\gamma = 0$, onde temos uma sapata apoiada à superfície de um maciço de areia pura e capacidade de carga é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad \text{Eq(10)}$$

Onde N_γ é dado por:

$$N_\gamma = \frac{4E_p}{\gamma B^2} \cos(\alpha - \phi) \quad \text{Eq(11)}$$

Como o valor de α não é conhecido, deve ser feita uma interação, chutando α até encontrar um valor mínimo de N_γ .

2.5.1.5 Superposição dos efeitos

Com a superposição de efeitos de 2.5.1.2, 2.5.1.3 e 2.5.1.4 chegamos à seguinte equação para a determinação da capacidade de carga do sistema sapata-solo:

$$\sigma_R = c \cdot N_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Eq(12)}$$

Onde as três parcelas representam as contribuições da coesão, sobrecarga e peso específico e os fatores N_c , N_q e N_γ são tirados da tabela 2.

Tabela 2 - Fatores de capacidade de carga (Cintra, 2011).

ϕ°	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$	ϕ°	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.2	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.2	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.2	0.15	0.21	0.03	28	25.8	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.4	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.3	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.8	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.1	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.4	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

Fonte: Cintra et al. (2011).

2.5.1.6 Equações para diversas formas de sapata

Segundo CINTRA et al. (2011) , Terzaghi e Peck (1967) apresentam uma equação semi-empíricas para sapatas circulares e quadradas:

Para sapatas circulares com diâmetro B temos:

$$\sigma_R = 1,2 \cdot c \cdot N_C + qN_q + 0,6 \cdot \frac{\gamma}{2} BN_\gamma \quad \text{Eq(13)}$$

Para sapatas quadradas com lado B temos:

$$\sigma_R = 1,2 \cdot c \cdot N_C + qN_q + 0,8 \cdot \frac{\gamma}{2} BN_\gamma \quad \text{Eq(14)}$$

Ainda segundo os mesmos, posteriormente as equações foram agrupadas em uma única equação geral de capacidade de carga na ruptura geral considerando a forma da sapata (Cintra et al., 2011).

$$\sigma_R = cN_C S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma BN_\gamma S_\gamma \quad \text{Eq(15)}$$

Onde S_c, S_q e S_γ são denominados fatores de forma, seus valores são retirados da tabela 3 que segue a baixo:

Tabela 3 - Fatores de Forma Terzaghi-Peck.

Sapata	S_c	S_q	s_γ
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada (B = L)	1,2	1	0,8
Circular (B = Diâmetro)	1,2	1	0,6

Fonte: Cintra et al. (2011).

2.5.1.7 Capacidade de carga para ruptura por punção

Segundo CINTRA et al. (2011) a equação de ruptura por punção é a mesma utilizada para ruptura geral, com uma redução empírica nos parâmetros de resistência do solo (c e ϕ), onde os mesmos são encontrados da seguinte maneira:

$$c^* = \frac{2}{3} \cdot c \quad \text{Eq(16)}$$

$$\text{tg}\phi^* = \frac{2}{3} \cdot \text{tg}\phi \quad \text{Eq(17)}$$

Onde ϕ é substituído por ϕ^* , logo os fatores N_c , N_q e N_γ são substituídos por N'_c , N'_q e N'_γ . Assim a nova equação da capacidade de carga será:

$$\sigma'_R = c^* N'_c S_c + q N'_q S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma B N'_\gamma S_\gamma \quad \text{Eq(18)}$$

2.5.1.8 Proposição de Vesic

2.5.1.8.1 Ruptura Geral

Segundo CINTRA et al. (2011), VESIC (1975) propõe, para solos rígidos, os quais estão sujeitos a possível ruptura geral, duas modificações na equação geral da capacidade de carga de Terzaghi:

1. Modificar o fator de capacidade de carga N_γ de Caquot e Kérisel (1953), pelo qual os valores podem ser aproximados através da equação:

$$N_\gamma \cong 2(N_q + 1) \text{tg}\phi \quad \text{Eq(19)}$$

2. Fatores de forma de De Beer (1967) onde os quais não dependem somente da forma da geometria da sapata, mas também do ângulo de atrito ϕ conforme a tabela 4

Tabela 4 - Fatores de forma (De Beer, 1967, apud Vesic, 1975).

Forma da Base	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1	1	1
Retangular	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1+(B/L)\text{tg}\phi$	$0,4(B/L)$
Circular ou quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+\text{tg}\phi$	0,6

Fonte: Cintra et al. (2011).

2.5.1.8.2 Ruptura Local

Segundo CINTRA et al. (2011) para ruptura local será calculado o valor da capacidade de carga nas condições para ruptura geral e ruptura por puncionamento e será tirado o valor médio entre elas.

2.5.1.9 Método de Brinch Hansen

HANSEN (1970), apud Cintra et al. (2011), considera dois efeitos na capacidade de carga, são eles:

1. Quanto maior a profundidade de assentamento da sapata, terá uma acréscimo
2. Ocorrerá uma diminuição, quando o problema envolver uma carga inclinada.

Para essas duas considerações, são incluídos na fórmula de capacidade de carga fatores de profundidade (d_c , d_q e d_γ) e fatores de inclinação de carga (i_c , i_q e i_γ).

Com isso a nova equação de capacidade de carga é:

$$\sigma_R = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{Eq(20)}$$

Onde d_c , d_q e d_γ são fatores de profundidade, i_c , i_q e i_γ são fatores de inclinação.

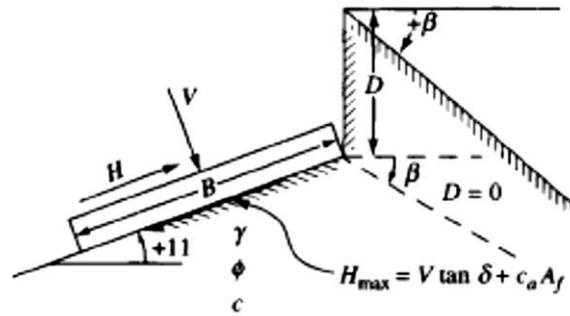
Segundo CRAIG (2011) os fatores de inclinação de carga são achados através das seguintes equações:

$$i_c = 1 - \frac{H}{2cB'L'} \quad \text{Eq(21)}$$

$$i_q = 1 - \frac{1,5H}{V} \quad \text{Eq(22)}$$

$$i_\gamma = i_q^2 \quad \text{Eq(23)}$$

Figura 9 - Carga inclinada e base inclinada.



Fonte: Bowles (1988).

2.5.2 Capacidade de carga – Fundações profundas

2.5.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Segundo HACHICH et al.(1998) este método é um dos mais utilizados no Brasil. Esse método é baseado em resultados de resistência de ponta do cone (CPT), sendo a capacidade de carga da estaca (Q_{RUP}) obtida somando-se as parcelas da capacidade de carga da base (PB) e da capacidade de carga do fuste (PL), sendo obtidas através das equações 33 e 34:

$$Q_{RUP} = P_B + P_L \quad \text{Eq(24)}$$

$$P_B = \frac{K \cdot N_B}{F_1} \cdot A_B \quad \text{Eq(25)}$$

$$P_L = \sum \left(\frac{\alpha_i \cdot K_i \cdot N_m \cdot P \cdot \Delta_L}{F_2} \right) \quad \text{Eq(26)}$$

- K =coeficiente de correlação (N_{SPT}) com resultados do cone (CPT) (Tabela 5)
- N_B = valor de N_{SPT} da base (ponta) da estaca
- A_B = área da base da estaca (m^2)
- F_1 = coeficiente de correlação de resistência de ponta para levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o ensaio de cone (Tabela 6)

- α_i = razão de atrito na camada “ i ”
- K_i = coeficiente de correlação com resultados do cone, na camada “ i ” (Tabela 5)
- N_m = valor de N_{SPT} médio da camada “ i ”
- Δ_1 = comprimento da estaca na camada “ i ”
- F_2 = coeficiente de correlação de resistência lateral para levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o ensaio de cone (Tabela 6)
- P = perímetro da estaca (m)

Tabela 5 - Coeficientes K e α .

Tipo de Solo	k kgf/cm²	α(%)
Areia	10,0	1,4
Areia Siltosa	8,0	2,0
Areia Silto-Argilosa	7,0	2,4
Areia Argilosa	6,0	3,0
Areia Argilo-Siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte Arenoso	5,5	2,2
Silte Areno-Argiloso	4,5	2,8
Silte Argiloso	2,3	3,4
Silte Argilo-Arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila Arenosa	3,5	2,4
Argila Areno-siltosa	3,0	2,8
Argila Siltosa	2,2	4,0
Argila Silto-Arenosa	3,3	3,0

Fonte: Velloso e Lopes (2004).

Tabela 6 - Coeficientes de correlação F1 e F2.

Fatores de correção F1 e F2		
Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1+D/0,80	$\frac{2}{F1}$
Escavada	3,00	6,00
Raiz,Hélice Contínua, Ômega	2,00	4,00

Fonte: Aoki N., Cintra J.C. (2010).

Para o cálculo da capacidade de carga admissível, utiliza-se a seguinte equação:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{RUP}}{FS} \quad \text{Eq(27)}$$

Onde FS é o fator de segurança retirado das condições dadas no item 2.4.2.

2.5.2.2 Método de Décourt e Quaresma

Segundo Décourt e Quaresma (1978), apud Hachich et al. (1998), este método consiste em um processo de avaliação da capacidade de carga de uma estaca com base nos valores do resultado de ensaios SPT.

O método foi criado inicialmente com foco para estacas do tipo pré-moldada de concreto.

Décourt et al. (1996) sugeriu a introdução de dois coeficientes (α e β) para correção da reação de ponta e a parcela do atrito lateral, possibilitando assim, a análise de outros tipos de estacas.

Então podemos calcular a capacidade de carga da estaca (Q_{RUP}) através da seguinte equação:

$$Q_{RUP} = \alpha C \cdot N_B \cdot A_B + \sum \beta (C_S \cdot A_L) \quad \text{Eq(28)}$$

Onde:

$$C_s = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad \text{Eq(29)}$$

C_s = coeficiente de adesão ao solo (Tabela 8), dado em kPa

C = coeficiente de correlação de ponta (Tabela 7), dado em kPa

N_B = valor de N_{SPT} da base (ponta) da estaca

A_B = área da base da estaca (m^2)

A_L = área lateral da estaca (m^2)

Tabela 7 - Coeficiente de correlação de ponta C .

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
* Silte argiloso	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

*Solos residuais

Fonte: Hachich et al. (1998).

Tabela 8 - Coeficiente de adesão Solo-Estaca C_s .

N_m	C_s em kPa
< 3	20
6	30
9	40
12	50
>15	60

Fonte: Hachich et al. (1998).

Para cálculo da capacidade de carga admissível neste método, também será utilizada a equação:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{RUP}}{FS} \quad \text{Eq(35)}$$

2.6 Recalque

Segundo VELLOSO e LOPES (2004) os métodos para estimativa de recalque pode ser dividido em três categorias:

- 1) Métodos racionais
- 2) Métodos semi-empíricos
- 3) Métodos empíricos

Nos métodos racionais os parâmetros de deformabilidade, que são obtidos através de ensaios de laboratório, são combinados a modelos teóricos de previsão de recalque.

Nos métodos semi-empíricos os parâmetros de deformabilidade são obtidos através de ensaios de campo (SPT, CPT) e esses serão combinados com modelos teóricos para obtenção da previsão do recalque, segundo VELOSO e LOPES (2004) esses métodos foram desenvolvidos inicialmente para prever recalques em areias e em seguida foram expandidos à argilas.

Nos métodos empíricos são utilizadas tabelas que contenham valores típicos de tensões admissíveis para diferentes tipos de solos, em que essas tensões estão associadas a recalques que são normalmente aceitos em estruturas convencionais.

2.6.1 Métodos Racionais

2.6.1.1 Cálculo direto de recalques

Segundo VELOSO e LOPES (2004) o cálculo pode ser feito através de solução da teoria da elasticidade ou por métodos numéricos como métodos de elementos finitos, método das diferenças finitas e métodos de elementos de contorno.

Os métodos numéricos são pouco utilizados para cálculos manuais, por isso será abordado aqui o cálculo através da teoria da elasticidade.

Ainda segundo os autores, através da teoria da elasticidade, sabemos que o recalque de uma sapata sob carga centrada é dado por:

$$w = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad \text{Eq(30)}$$

Onde:

$q \rightarrow$ Pressão média aplicada

$B \rightarrow$ Menor dimensão da sapata

$\nu \rightarrow$ Coeficiente de Poisson

$E \rightarrow$ Módulo de Young

$I_s \rightarrow$ Fator de forma da sapata e sua rigidez

$I_d \rightarrow$ Fator de profundidade

$I_h \rightarrow$ Fator de espessura de camada compressível

O fator I_s é encontrado na tabela 9:

Tabela 9 - Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita.

Forma	Centro	Flexível		Rígido
		Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Fonte: Velloso e Lopes (2004).

Tabela 10 - Valores de $I_s \cdot I_h$ para carregamentos de superfície ($I_d=1,0$) de um meio de espessura finita.

h/a	Circulo	Retângulo						
		m = 1	m = 2	m = 3	m = 5	m = 7	m = 10	m = ∞
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,100
0,5	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
1	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
2	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
3	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,964	0,982	1,018
5	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
7	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
10	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
∞	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	∞

h = espessura do meio; a = B/2; m = L/B

Fonte: Velloso e Lopes (2004).

Tabela 11- coeficiente de Poisson.

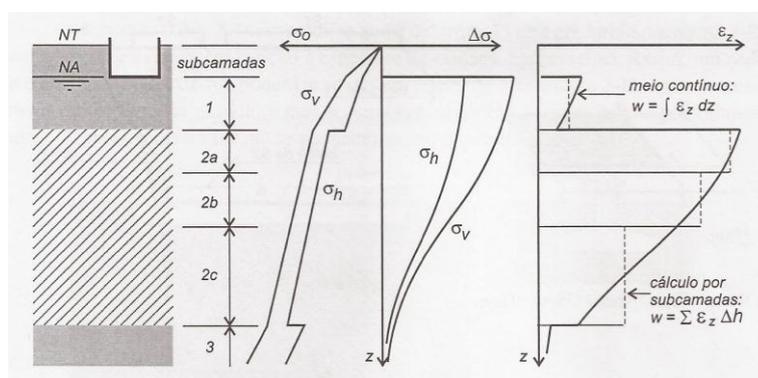
Solo	μ
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila Saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte: Hachich (1998).

2.6.1.2 Cálculo de recalque indiretamente

Segundo VELLOSO e LOPES (2004) para este cálculo segue-se o procedimento descrito na Figura 10:

Figura 10 – Esquema de cálculo indireto de recalque.



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

Passos:

1. Dividir o terreno em subcamadas: divide-se em função das propriedades dos materiais e a proximidade da carga.
2. Procedimento de cálculo: No ponto médio de cada subcamada e na vertical do ponto onde se deseja conhecer o recalque calcula-se as tensões iniciais, σ_0 , e o acréscimo de tensão $\Delta\sigma$, através de soluções da teoria da elasticidade.
3. Combinando as tensões no ponto médio de cada camada, o acréscimo de tensão e as propriedades de deformação da subcamada, acharemos a deformação média de cada camada ε_z e finalmente o produto da deformação pela espessura da camada analisada Δh , fornece o valor da parcela de recalque da subcamada.

$$\Delta w = \varepsilon_z \Delta h \quad \text{Eq(31)}$$

4. Somando a parcela de recalque de cada subcamada teremos o recalque total:

$$w = \sum \Delta w \quad \text{Eq(32)}$$

2.6.2 Métodos semi-empíricos

Existem vários tipos de métodos semi-empíricos para o cálculo de recalque como, método de Terzaghi e Peck (1948), Meyerhof (1965), Peck e Bazaraa (1969), Tomlinson (1969), Sutherland (1974), Alpan (1964), D'Applonia et al. (1970), Parry (1971,1978), Schultze e Sherif (1973), Peck, Hanson e Thornburn (1974), Oweis (1979), Arnold (1980), Agnastopoulos e Papadopoulos (1982), Buisman-De-Beer (1965), Barata (1970), Schmertman (1970), Schmertman, Hartman e Brown (1978) e Harr (1978), entre outros. Neste trabalho será citado 4 dentre eles

2.6.2.1 Método de Terzaghi e Peck

Segundo VELLOSO e LOPES (2004) esse método foi um trabalho pioneiro na utilização do ensaio SPT no cálculo da estimativa de recalque e tensão admissível de sapatas. Segundo Terzaghi e Peck(1948,1967 *apud* VELLOSO e LOPES, 2004) a tensão que provoca um recalque de 1 polegada é obtida através da seguinte equação:

$$q_{adm} = 4,4 \cdot \left(\frac{N - 3}{10} \right) \left(\frac{B + 1'}{2B} \right)^2 \quad \text{Eq(33)}$$

Onde:

q_{adm} = tensão, em kgf/cm^2 , que produz $w = 1''$

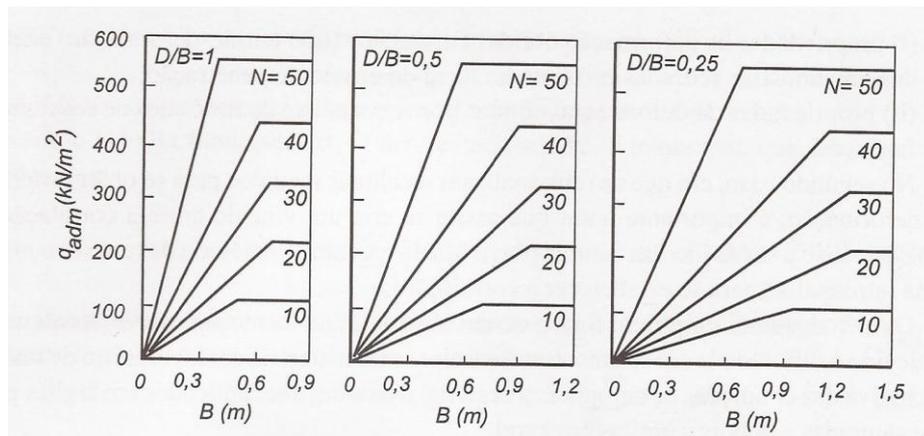
B = menor dimensão em pés ($B \geq 4'$)

N = número de golpes no ensaio SPT

Ainda segundo Terzaghi e Peck (1948, 1967 *apud* VELLOSO e LOPES, 2004) se houver um nível d'água superficial ($D_w = 0$), q_{adm} deve ser reduzido a metade.

Segundo VELLOSO e LOPES (2004), posteriormente revisões feitas por PECK et al. (1974) levaram a proposição de ábacos que levam em conta a profundidade da sapata, através da razão D/B.

Figura 11 – Ábacos para obtenção de tensão de trabalho de sapatas em areia (Peck et al., 1974).



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

2.6.2.2 Método de Alpan

Segundo VELLOSO e LOPES (2004), esse método tem como fundamento a previsão do recalque de uma placa quadrada de 30 cm no nível da fundação, utilizando valores de N corrigidos para a tensão geostática no nível do ensaio, e na extrapolação desse recalque w_b para a estrutura real w_B . Utilizando a relação empírica de Terzaghi e Peck (1948) temos:

$$w_B = w_b \left(\frac{2B}{B + b} \right)^2 \quad \text{Eq(34)}$$

O recalque da placa será calculado pela seguinte equação:

$$w_b = a_0 q \quad \text{Eq(35)}$$

Onde:

q = tensão transmitida pela fundação

a_0 = inverso do coeficiente de reação vertical k_v para uma placa de 30cm

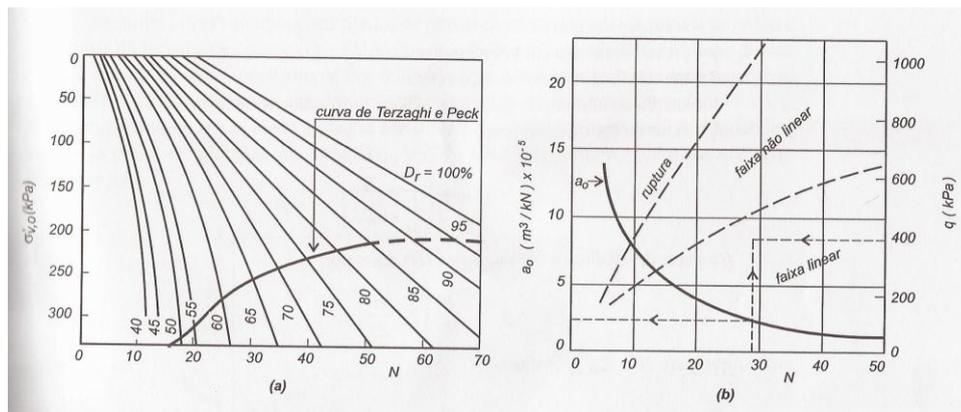
Para fundações que não tenham formas quadradas ou circulares, o w_b tem que ser multiplicado por m (fator de forma) tirado da tabela 12:

Tabela 12 – Fatores de forma.

L/B	1	1,5	2	3	5	10
m	1	1,21	1,37	1,6	1,94	2,36

Fonte: Velloso e Lopes (2004).

Figura 12 – (a) correção do valor de N (b) determinação do valor de a_0 .



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

Procedimentos de cálculo:

1. Corrigir o valor de N através da Figura 15 (a)
2. Utilizar o valor de N corrigido para achar o valor de a_0
3. Obter o valor do recalque através das equações 42 e 43 aplicando o fator de forma se a sapata não for quadrada ou circular.

2.6.2.3 Método de Meyerhof

Segundo MEYERHOF (1965, apud Velloso e Lopes, 2004) pode-se aplicar a tensão aplicada e o recalque em sapatas através da expressão:

$$q_{adm} = \frac{N \cdot w_{adm}}{8} \quad \text{para } B \leq 4' \quad \text{Eq(36)}$$

$$q_{adm} = \frac{N \cdot w_{adm}}{12} \left(\frac{B+1'}{B} \right)^2 \quad \text{para } B > 4' \quad \text{Eq(37)}$$

Sendo B em pés, w_{adm} em polegadas e q_{adm} em kgf/cm².

2.6.2.4 Método de Burland e Burbidge

Segundo BURLAND E BURBIDGE (1985, apud VELLOSO e LOPES, 2004), o recalque da sapata pode ser estimado a partir dos resultados do ensaio SPT com a seguinte expressão:

$$w = q B^{0,7} \frac{1,71}{N^{1,4}} f_s f_l \quad \text{Eq(38)}$$

$$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right) \quad \text{Eq(39)}$$

$$f_l = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right) \quad \text{Eq(40)}$$

Para $H > Z_1$ temos $f_l = 1$

Onde:

w = recalque em mm

q = pressão aplicada em kN/m²

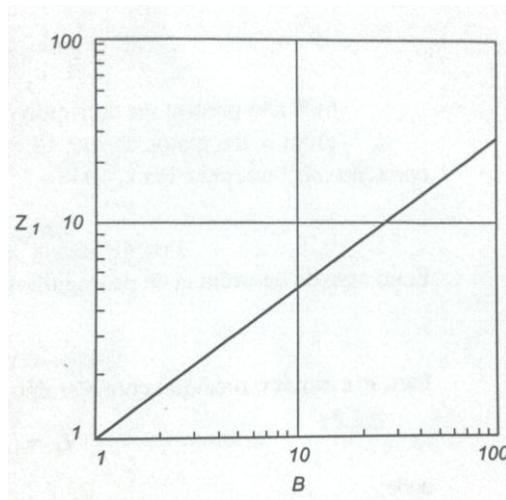
B = menor dimensão da fundação em m

N = média do número de golpes SPT na profundidade Z₁

f_s = fator de forma

f_l = fator de espessura compressível

Figura 13 – profundidade de influência.



Fonte: Velloso e Lopes (2005).

2.6.3 Métodos empíricos

Segundo VELLOSO e LOPES (2004) método empírico é aquele que se chega a uma previsão de recalque através do detalhamento da descrição do terreno, como a classificação e determinação da compactidade ou consistência a partir de investigações feitas em campo ou laboratório, normalmente são apresentados sob forma de tabelas de tensões admissíveis ou tensões básicas que estão relacionadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

Segundo Rebello (2008) temos como exemplo temos as tabelas 13 e 14, para tensões admissíveis em argilas e areias:

Tabela 13 – tabela de tensões admissíveis para areias.

Areias

SPT	CONSISTÊNCIA	TENSÃO ADMISSÍVEL (kgf/cm ²)
< 4	Muito fofa	
5 - 8	Fofa	< 1,00
9 - 18	Medianamente compacta	1,00 - 3,00
19 - 41	Compacta	2,00 - 5,00
> 41	Muito compacta	> 5,00

Fonte : Rebello (2008).

Tabela 14 - tabela de tensões admissíveis para argilas.

Argilas

SPT	CONSISTÊNCIA	TENSÃO ADMISSÍVEL (kgf/cm ²)
< 2	Muito mole	< 0,25
2 - 4	Mole	0,25 - 0,50
4 - 8	Média	0,50 - 1,00
8 - 15	Rija	1,00 - 2,00
15 - 30	Muito rija	2,00 - 4,00
> 30	Dura	> 4,00

Fonte : Rebello (2008).

2.7 Estabilidade de Taludes

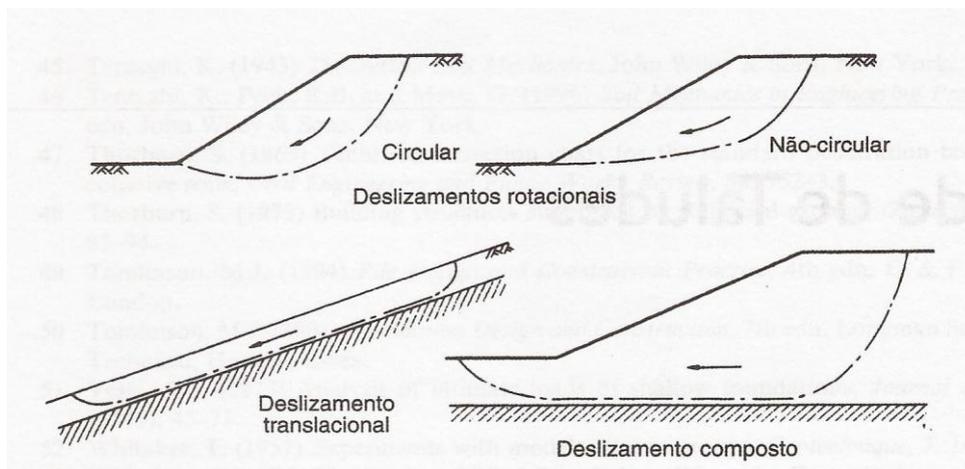
Segundo DAS (2007) taludes são superfícies de solo ou rocha expostas, que formam uma determinada angulação com o plano horizontal de referência. Estes taludes podem ser classificados em relação à origem em: taludes naturais e artificiais. Como exemplo de taludes naturais pode-se citar as encostas, e como exemplos de taludes artificiais pode-se citar aqueles oriundos de cortes e aterros devido a movimento de solo.

A principal problemática que envolve esses tipos de estruturas geotécnicas refere-se à análise de sua estabilidade, que está diretamente relacionada a movimentações de massas de solo. Se a superfície do solo não estiver na horizontal uma componente da gravidade tenderá a mover o solo para baixo conforme a figura 17, se esta componente for maior que a capacidade que o solo resiste, pode ocorrer à ruptura do talude.

2.7.1 Fator de Segurança

A análise de estabilidade do talude engloba uma gama de procedimentos objetivando a determinação de um parâmetro (FS) que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado talude ou uma encosta se encontra, considerando que haja um determinado conjunto de fatores que estão atuando (poro-pressões, sobrecarga, geometria, natureza do terreno, etc.).

Figura 14- Tipos de ruptura de talude.



Fonte: Craig (2007).

O objetivo da análise da estabilidade do talude é determinar o fator de segurança.

Segundo DAS (2007) o fator de segurança é dado por:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad \text{Eq(41)}$$

Onde:

F_s = Fator de segurança em relação a resistência

τ_f = Resistência média ao cisalhamento do solo.

τ_d = Resistência média ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura

Ainda segundo este autor a resistência ao cisalhamento do solo tem duas componentes, a coesão e o atrito, e pode ser calculada através da equação 50.

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad \text{Eq(42)}$$

Onde:

c' = coesão do solo

ϕ' = ângulo de atrito do solo

σ' = tensão normal a superfície potencial de ruptura

De forma análoga podemos escrever a equação 51, sendo a resistência ao longo da superfície potencial de ruptura.

$$\tau_d = c'_d + \sigma' \cdot \tan \phi'_d \quad \text{Eq(43)}$$

Onde c'_d e ϕ'_d , são a coesão e o ângulo de atrito da superfície potencial de ruptura.

Substituído as Equações 50 e 51 na equação 49, temos:

$$F_s = \frac{c' + \sigma' \cdot \tan \phi'}{c'_d + \sigma' \cdot \tan \phi'_d} \quad \text{Eq(44)}$$

A partir do que foi dito, pode ser calculado o fator de segurança em relação à coesão F_c e ao atrito F_ϕ , eles são definidos como:

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} \quad \text{Eq(45)}$$

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} \quad \text{Eq(46)}$$

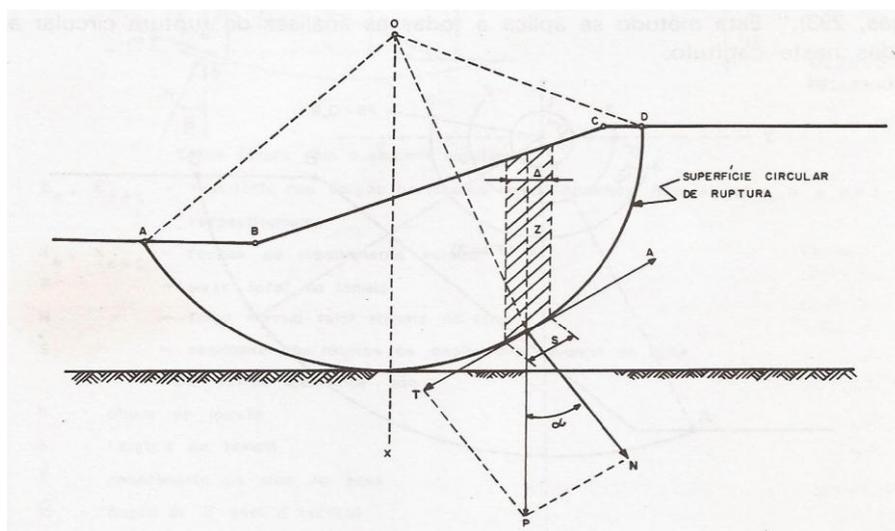
Segundo DAS (2007) quando tivermos $FS = 1$, o talude está no estado de ruptura imediata, geralmente se aceita um valor de $FS = 1,5$ para um talude estável.

2.7.2 Métodos de cálculo de estabilidade de taludes

2.7.2.1 Método das fatias

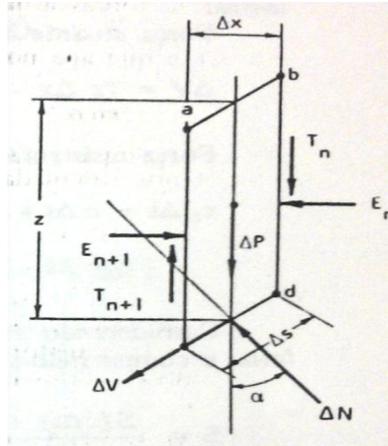
Segundo Vargas (1977) se a cunha de ruptura ABCDEA (Figura 18) for cortada em várias fatias verticais de espessura Δx e altura z , cada uma delas tendo um peso que é dado por $\Delta p = \gamma \cdot \Delta x \cdot z$, através da decomposição do seu peso acharemos uma componente normal DN e uma componente tangencial ΔV em relação a sua superfície de ruptura cd .

Figura 15 - cunha de ruptura.



Fonte: Guidicini e Nieble (1983).

Figura 16 - Fatia da cunha de ruptura.



Fonte: Vargas (1977).

A partir da Figura 16 temos que:

$$\Delta N = \Delta P \cos \alpha$$

$$\Delta V = \Delta P \sin \alpha$$

Onde o α é o ângulo entre o raio da cunha de ruptura passando pelo centro da base da fatia e a vertical nesse ponto como mostrado na Figura 18.

Segundo VARGAS (1977) se as forças horizontais de empuxo sobre as faces das fatias e as forças de cisalhamento também sobre a mesma face, forem desprezadas podemos analisar e comparar as forças atuantes e resistentes, existente em cada fatia da seguinte maneira:

Força atuante que tende a cisalhar a superfície:

$$\Delta V = \gamma \cdot z \cdot \Delta x \cdot \sin \alpha \quad \text{Eq(47)}$$

Força resistente, calculada com base a partir da equação de Coulomb:

$$\tau_r \Delta s = c \cdot \Delta s + \gamma \cdot z \cdot \Delta x \cdot \cos \alpha \operatorname{tg} \phi \quad \text{Eq(48)}$$

Fazendo o somatório das forças atuantes e das forças resistentes em cada fatia chegaremos na seguinte equação:

$$FS = \frac{\sum(c\Delta s) + \sum(\gamma \cdot z \cdot \Delta x \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg}\phi)}{\sum \gamma \cdot z \cdot \Delta x \cdot \sin \alpha} \quad \text{Eq(49)}$$

Ainda segundo o autor, se, ao longo de cd (Figura 19), atuar a pressão neutra “u” será acrescentado mais uma parcela a equação:

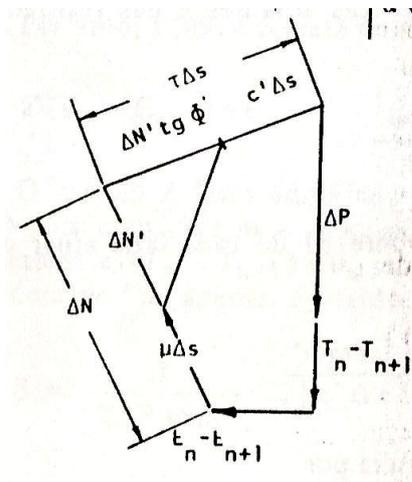
$$FS = \frac{\sum(c'\Delta s) + \sum(\gamma \cdot z \cdot \Delta x \cdot \cos \alpha - u\Delta s)\text{tg}\phi'}{\sum \gamma \cdot z \cdot \Delta x \cdot \sin \alpha} \quad \text{Eq(50)}$$

Repete-se o cálculo de FS para vários raios, assim pode-se escrever o valor mínimo de FS. Se FS for maior que 1,5 o talude é considerado estável.

2.7.2.2 Método de Bishop

Segundo VARGAS (1977) em 1955 Bishop generalizou o método das fatias levando em consideração os efeitos do empuxo e cisalhamento nas faces laterais das fatias.

Figura 17 - Método de Bishop.



Fonte: Vargas (1977).

Conhecendo a força normal ΔN atuante na base da fatia, podemos explicitar a pressão como:

$$\sigma_n = \frac{\Delta N}{\Delta S} \quad \text{Eq(51)}$$

E a tensão de cisalhamento que levará o sistema ao equilíbrio será:

$$\tau = \frac{1}{FS} \left(c' + \left(\frac{\Delta N}{\Delta S} - u \right) \text{tg}\phi' \right) \quad \text{Eq(52)}$$

Onde c' e ϕ' são coesão e ângulo de atrito em termos de pressão efetiva. Pelo equilíbrio de momentos temos que:

$$\sum (\Delta P_x) = \sum (\tau \cdot \Delta x \cdot R)$$

Combinando as duas equações temos:

$$FS = \frac{R}{\sum (\Delta P_x)} \sum (c' \Delta S + (\Delta N - u \Delta S) \text{tg}\phi') \quad \text{Eq(53)}$$

Fazendo o equilíbrio de forças na face cd da fatia e acrescentando na equação temos:

$$\Delta N - u \Delta S = \Delta P \cos \alpha - u \Delta S + (T_n - T_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha$$

Então:

$$FS = \frac{R}{\sum (\Delta P_x)} \sum (c' \Delta S + (\Delta P \cos \alpha - u \Delta S) \text{tg}\phi') + ((T_n - T_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha) \text{tg}\phi' \quad \text{Eq(54)}$$

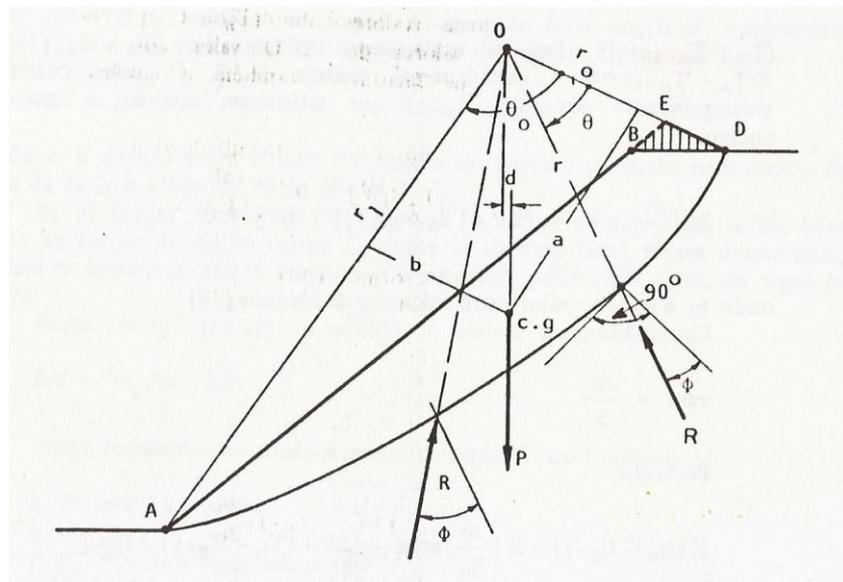
2.7.2.3 Método da espiral logarítmica

Segundo CAPUTO (1981) para obter uma melhor aproximação da forma real da superfície de deslizamento Rendulic propôs a adoção de uma superfície deslizante cilíndrica tendo como base uma espiral logarítmica.

Segundo VARGAS (1977) adotada essa espiral logarítmica, o raio vetor da espiral faria um ângulo constante com a normal à curva, se tivermos esse ângulo igual ao ângulo de atrito (ϕ), estaríamos na condição de ruptura por atrito, ou seja, o ângulo entre a resistência de atrito e a normal à superfície seria igual a (ϕ).

Para o desenvolvimento deste método foi utilizada a configuração da superfície de ruptura da figura 18 onde o centro da espiral encontra-se em 0. As resistências de atrito passaram pelo centro 0 e farão um ângulo ϕ com a superfície de ruptura. P é o peso da camada deslizante e d a distância entre P e o centro 0, onde P está aplicado no centro de gravidade da cunha de ruptura.

Figura 18 - Método da espiral logarítmica.



Fonte: Vargas (1977).

Fazendo o equilíbrio de momento em relação a 0 temos:

$$Pb = \int_{r_0}^{r_1} r d C \cos \phi = \int_r^{r_2} c r \cos \phi ds$$

Equação da espiral:

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \phi} \quad \text{Eq(55)}$$

Sabendo que:

$$ds = \frac{rd\theta}{\cos \phi} = \frac{r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \phi} d\theta}{\cos \phi}$$

Logo:

$$Pd = \frac{c}{2 \operatorname{tg} \phi} (r_1^2 - r_0^2) \quad \text{Eq(56)}$$

Por tanto teremos:

$$FS = \frac{c(r_1^2 - r_0^2)}{2 \operatorname{tg} \phi Pd} \quad \text{Eq(57)}$$

É feito o cálculo para diferente θ até termos o FS mínimo. Se esse FS for superior a 1,3 o talude será considerado estável.

2.8 Programa GEOFINE

A Fine é uma empresa da República Tcheca que se empenha em desenvolver e fornecer programas nas áreas de geotecnia e estruturas. As raízes da empresa Fine surgiram na década de 80. Naquela época, criou-se um pacote de programas FIN para a análise estrutural de construções de aço, madeira e concreto, em cooperação com a Universidade Técnica Checa de Praga.

O desenvolvimento dos programas GEOFINE, focados em geotecnia e fundações, começou no final da década de 1980. A combinação do desenvolvimento de ambos os programas no início dos anos 90 tornou o trabalho mais eficiente, aumentou a qualidade dos produtos e, em 1992, finalmente resultou na criação da empresa Fine. Desde esta época, a Fine tornou-se uma integrante do mercado europeu central com softwares de engenharia civil.

O conjunto de programas GEOFINE foi criado para resolver diversos problemas geotécnicos. O pacote consiste de programas individuais com uma interface unificada. Os módulos do programa são utilizados para analisar problemas específicos de geotecnia, ou seja, existe um módulo de cortinas atirantadas, cálculo de muros de arrimo, fundações, taludes, etc. O referido programa possibilita a

análise destes problemas utilizando metodologias baseadas em métodos analíticos e em métodos numéricos (Método dos Elementos Finitos).

3. METODOLOGIA DO TRABALHO

O presente trabalho consiste em se analisar os três problemas geotécnicos definidos inicialmente. O primeiro deles diz respeito às fundações superficiais, neste caso foram estudadas as sapatas isoladas da obra do edifício Monte Everest localizado na cidade de Caruaru. No caso das fundações profundas, foi estudada uma fundação em estaca tipo hélice contínua monitorada, alvo de estudo de Soares (2004). Para o cálculo estabilidade de taludes, foi tomando como base o talude estudado por Lima (2002).

Inicialmente foi abordado o problema de fundações superficiais. Para isto, se conseguiu junto à empresa CP construções (localizada em Caruaru), uma das poucas sondagens mistas feitas em obra executada pela referida empresa. Cabe aqui ressaltar que este boletim é utilizado como referência para todas das obras da empresa na cidade, uma vez que não se tem o hábito de se realizar sondagens em novas obras. Do boletim de sondagem obteve-se a descrição até a profundidade de cerca de 7 m (a pequenas profundidades nesta cidade ocorre afloramento rocha dependendo do local da cidade e presença de fragmentos de rochas nas camadas mais superficiais), do perfil do solo do local, que possibilitou a estimativa da tensão admissível do mesmo (calculada via métodos de capacidade de carga), de modo a se determinar as dimensões da sapata, submetida um dado carregamento.

Para realização do cálculo da capacidade de carga foram utilizados os métodos de Terzaghi com proposição de Vesic, e o método de Brinch-Hansen. Estas metodologias foram informatizadas via rotina elaborada no programa Mathcad, e posteriormente os resultados foram comparados com os valores encontrados para o mesmo dimensionamento no módulo Sapata do programa GEO5.

Em relação ao cálculo de fundações profundas, o primeiro passo feito, foi o cálculo da capacidade de carga de uma fundação isolada (estaca hélice contínua), mediante utilização dados de um boletim de sondagem SPT e das propriedades geotécnicas do solo (retro-analisadas numericamente a partir da prova de carga) apresentados por Soares (2004) referentes a uma obra executada na Asa Norte em

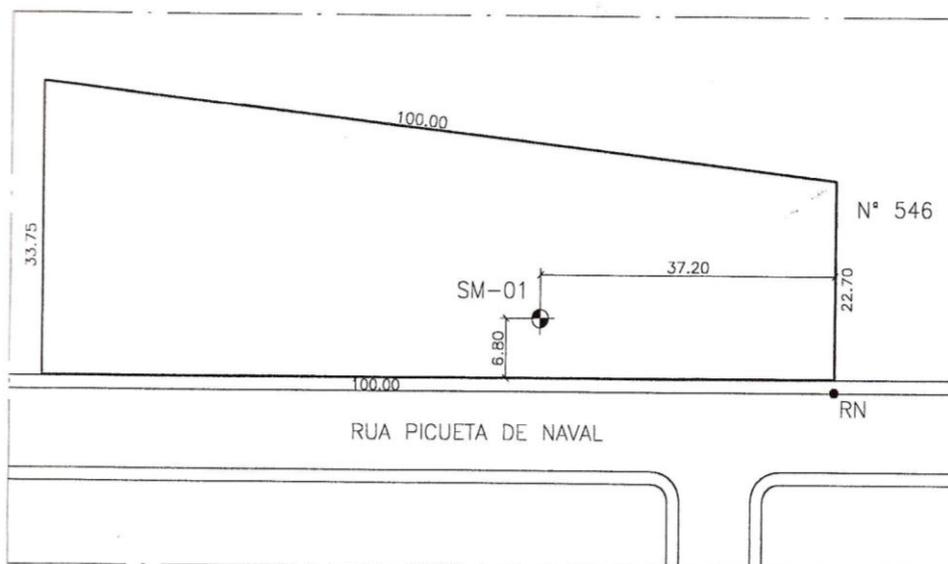
Brasília (SQN 212). Assim, foi elaborada uma planilha (Excel) que gerou resultados que foram posteriormente confrontados com os obtidos com a capacidade de carga encontrada por aquele autor. Em seguida, obteve-se através do módulo Piles do programa GEO4, a simulação da curva carga x recalque utilizando os parâmetros encontrados por Soares (2004). Depois comparou-se a curva carga x recalque obtida pelo GEO4 com o resultado da prova de carga real realizada por aquele autor.

Posteriormente se fez uma análise da estabilidade de um talude estudado por Lima (2002). Foi realizada uma análise da encosta em dois momentos, primeiro na estação verão, depois no inverno intenso. Segundo a autora, os parâmetros do solo foram determinados, através de ensaios de campo e de laboratório onde se variava a umidade. O cálculo da estabilidade do referido trabalho foi feito através do programa SLOPE/W determinando-se os coeficientes de segurança para ambas situações. Neste estudo o mesmo talude será modelado no programa GEO5 utilizando-se o módulo Estabilidade de Talude, para conflitar os coeficientes de segurança obtidos por este último com os resultados apresentado por Lima (2002).

3.1. Análise da sapata isolada

A análise da sapata isolada foi feita a partir do resultado obtido através do ensaio SPT realizado pela empresa Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações Ltda, com o objetivo de investigar o solo obtendo-se assim os parâmetros necessários para os cálculos das fundações. A obra onde se fez esta investigação refere-se a construção de um edifício residencial, localizado no bairro Mauricio de Nassau em Caruaru/PE. Foi realizado apenas um furo de sondagem (sondagem mista, devido a ocorrência de afloramentos de rocha granítica), provavelmente devido ao elevado custo de execução de sondagem rotativa na região. Apresenta-se a seguir na figura 19, a localização do referido furo em relação aos limites do terreno. No anexo deste trabalho apresenta-se o boletim de sondagem obtido.

Figura 19 – Localização do furo onde foi realizada a sondagem mista.



Fonte: Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações Ltda (1999).

De posse do boletim de sondagem e do índice de resistência a penetração N_{SPT} , foi possível estimar, como ponto de partida, os parâmetros do solo como tensão admissível (tabelas 13 e 14; no capítulo de revisão bibliográfica item 2.6.3), e os de resistência ao cisalhamento do solo como ângulo de atrito (tabela 15) e coesão (tabela 16), necessários para o cálculo de capacidade de carga pelos métodos de Terzaghi com contribuição de Vesic e Brinch-Hansen, implementados no programa Mathcad.

Tabela 15 – Relação N_{SPT} e ângulo de atrito.

Areia	Densidade relativa (D_r)	Standard Penetration Test (SPT)	ϕ (°)
Fofa	< 0,2	< 4	< 30
Pouco compacta	0,2 a 0,4	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	0,4 a 0,6	10 a 30	35 a 40
Compacta	0,6 a 0,8	30 a 50	40 a 45
Muito compacta	> 0,8	> 50	> 45

Fonte: Rebello (2008).

Tabela 16 – Relação N_{SPT} e coesão.

Argilas	Standard Penetration Test (SPT)	Coesão c (kPa)
Muito mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito Rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Rebello (2008).

A teoria de cálculo utilizada para o dimensionamento das sapatas, e que foi implementada no programa Mathcad, iniciou-se de posse da planta de carga do edifício (cargas dos pilares), e com conhecimento da tensão admissível do solo. A partir destes dados, procedeu-se os seguintes cálculos.

$$\sigma_{solo} = \frac{P}{A} \quad \text{Eq(58)}$$

Onde:

σ_{solo} – tensão admissível do solo;

P – carga do pilar;

A – área da sapata.

Dependendo da geometria da sapata, Rebello (2008), afirma que se a sapata for quadrada de lado B temos:

$$B = \sqrt{\frac{P}{\sigma_{solo}}} \quad \text{Eq(59)}$$

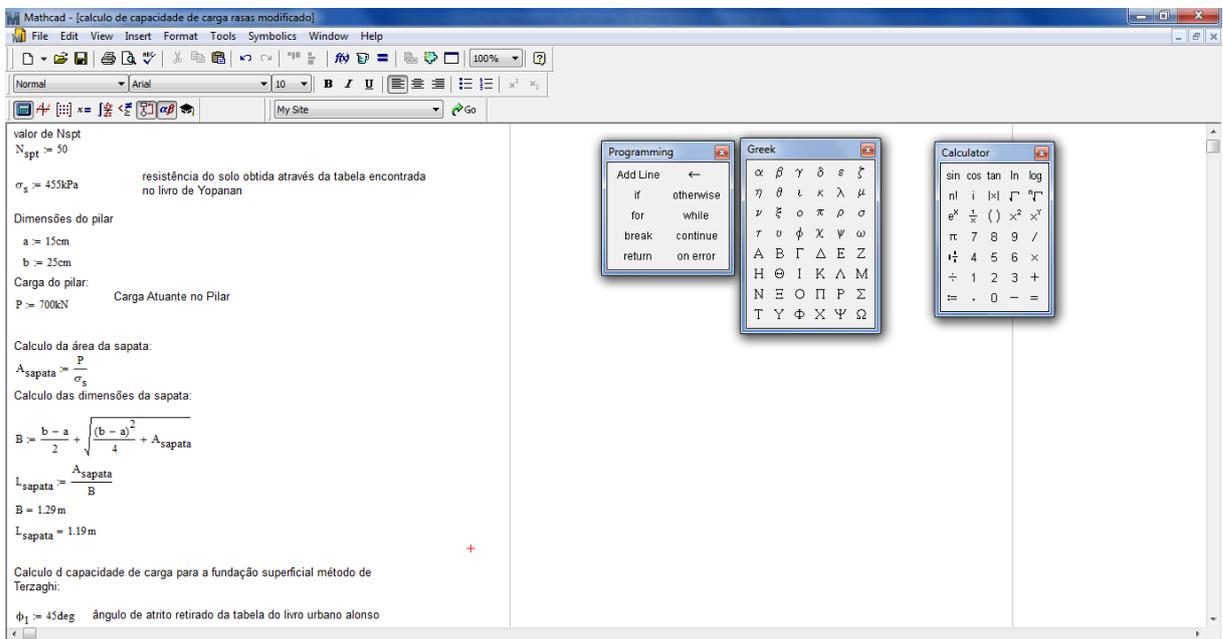
Ainda segundo este autor se a sapata for retangular, para que as dimensões L e B sejam calculadas de forma mais econômica e eficiente deve-se utilizar a seguinte relação:

$$B = \frac{(b - a)}{2} + \sqrt{\frac{(b - a)^2}{4} + A} \quad \text{Eq(60)}$$

Onde: b e a são as dimensões dos pilares da obra.

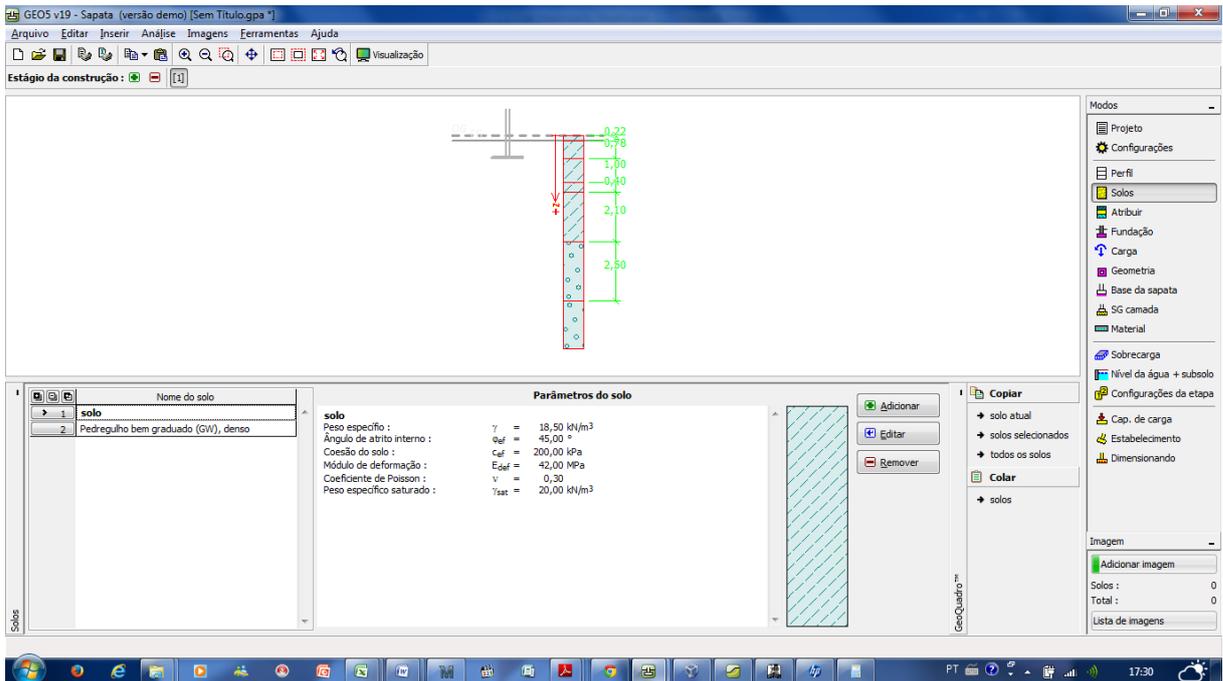
Uma vez implementado o cálculo da capacidade de carga e do dimensionamento da fundação no Mathcad obteve-se os resultados para os pilares da obra. A figura 20 apresenta a interface do software Mathcad e a rotina criada. Em seguida o cálculo de cada sapata foi feito utilizando-se o módulo Sapata do programa GEO5. Apresenta-se na figura 21 a interface deste módulo.

Figura 20 – Tela inicial, da rotina criada para o cálculo das dimensões das sapatas e da capacidade de carga no Matchcad.



Fonte: do autor (2015)

Figura 21 – Tela inicial do GEO5 módulo Sapatas.



Fonte: do autor (2015)

Neste módulo pode-se utilizar parâmetros de solos já existentes em seu banco de dados, ou mesmo altera-los para entrar com os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo como ângulo de atrito (tabela 14; encontrada no item 2.6.3) e a coesão (tabela 15; encontrada no item 3.1), e também parâmetros elásticos como coeficiente de Poisson (tabela 11; encontrada no item 2.6.1.1), e o módulo de elasticidade do solo. Este módulo pode ser estimado em função de correlações empíricas baseadas no índice de resistência a penetração. A equação Eq. 69 possibilita esta estimativa.

$$E_s = \alpha q_c \quad \text{Eq(61)}$$

$$q_c = KN_{SPT} \quad \text{Eq(62)}$$

Onde:

E_s – Módulo de elasticidade do solo;

q_c – Resistência de ponta do ensaio CPT;

N_{SPT} – Índice de resistência a penetração;

α e K são parâmetros tabelados e podem ser obtidos das tabelas 17 e 18 respectivamente.

Tabela 17- coeficiente de correlação de E_s com q_c .

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Cintra et al (2011).

Tabela 18 – Coeficiente de correlação entre q_c e N_{spt} .

Solo	$K(MPa)$
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Cintra et al (2011).

Quando da elaboração da rotina no Mathcad, não se teve acesso a planta de carregamento do edifício, assim adotou-se uma estrutura fictícia onde se tinha a situação de um pilar com dimensões de 0,15cm x 0,25cm, atuando no mesmo uma carga de 700 kN, e assim determinou-se as dimensões da sapata, e posteriormente calculou-se a sua capacidade de carga. Como não se teve acesso aos dados deste primeiro edifício, partiu-se para o cálculo das fundações do edifício Monte Everest da

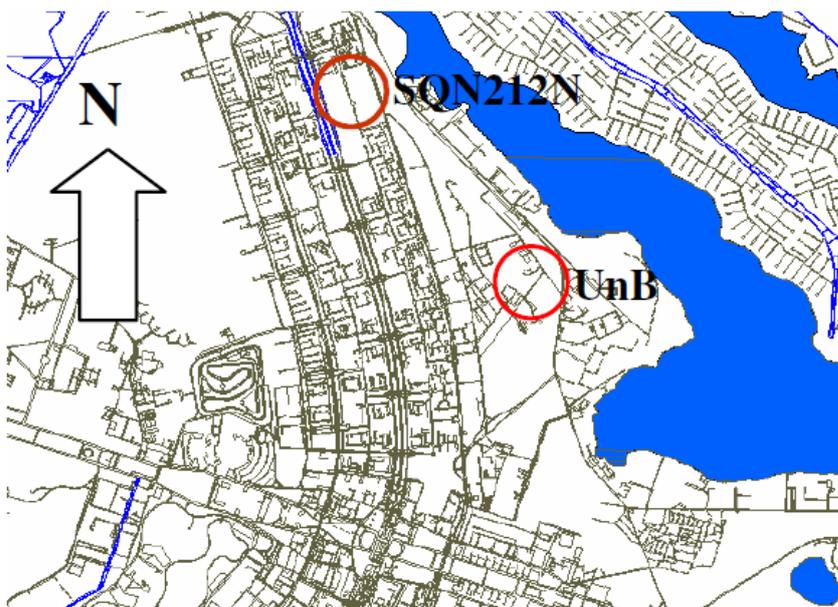
Incorporadora Ulisses Porto, que fica localizado no bairro Indianópolis, Caruaru/PE. Depois, de posse da planta de carga deste novo edifício (em anexo), escolheu-se os pilares mais carregados da obra, e substituiu-se o valor do carregamento hipotético aplicado anteriormente por estes valores. Cabe aqui ressaltar que se teve acesso a 5 boletins de sondagem realizados pela empresa ATECEL de Campina Grande/PB (em anexo).

Uma vez lançado todos os parâmetros no programa GEO5, este calcula as dimensões da sapata de modo a atender o binômio segurança e economia. De posse dos resultados obtidos pela rotina desenvolvida no Mathcad e os obtidos no GEO5 o resultados foram comparados e serão apresentados no item resultados.

3.2. Análise das fundações profundas

Os parâmetros utilizados nesta etapa do trabalho foram retirados de Soares (2004) onde o mesmo realizou uma prova de carga numa estaca tipo hélice contínua de 40 cm de diâmetro e 18,50 m de comprimento, fundação esta que seria executada na construção do edifício San Pietro, localizado na Asa Norte em Brasília/DF. A figura 22 apresenta a localização da obra.

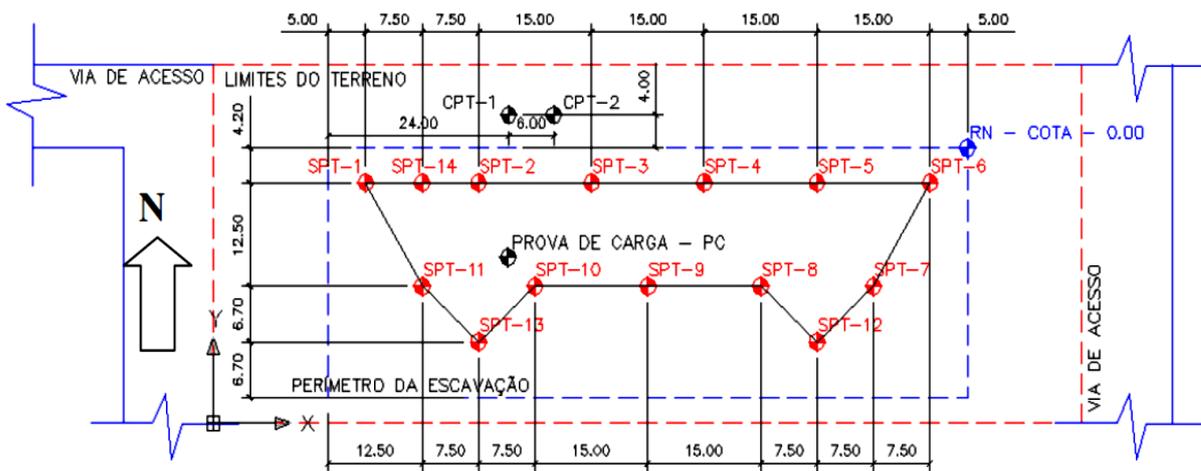
Figura 22- Localização do residencial San Pietro.



Fonte: Soares (2004).

O autor apresenta no seu trabalho que foram realizadas investigações geotécnicas para caracterizar o solo. Para isso foram feitos quatorze furos para sondagem SPT e dois furos para o ensaio CPT. Para este trabalho foi tomado como base o ensaio SPT do furo 10, por se tratar do furo mais próximo de onde foi realizada a prova de carga como mostra a figura 23. Em anexo é apresentado o boletim de sondagem para o furo 10.

Figura 23 – Localização dos furos de SPT e CPT e prova de carga



Fonte: Soares (2004)

Soares (2004) por não ter feito uma caracterização em laboratório optou por fazer uma retroanálise numérica (via Plaxis 2D) da prova de carga para idealizar um perfil de solo baseado na descrição táctil-visual via SPT, e determinou os parâmetros determinados na tabela 19.

Tabela 19 – Tabela de parâmetros do solo.

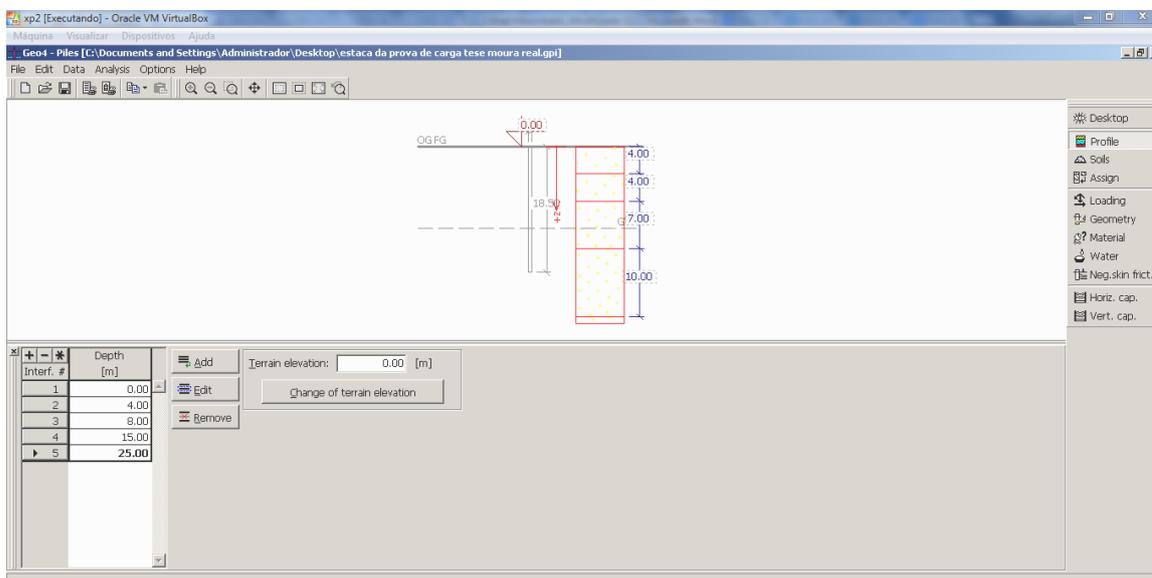
Camada	Prof. (m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)	ν	γ_d (kN/m ³)	γ_n (kN/m ³)
Camada 1	0-4	25	10	30	0,3	16,5	18
Camada 2	4-8	27	15	25	0,3	16,5	18
Camada 3	8-15	27	5	25	0,3	16,5	18
Camada 4	15-25	27	5	30	0,3	16,5	18

Fonte: Soares (2004).

De posse dos parâmetros da tabela 19 simulou-se no módulo Piles do programa GEO4, a prova de carga mediante análises por deformação controlada. A figura 24 apresenta a interface gráfica deste módulo. No programa pode-se utilizar os solos existentes em seu banco de dados ou utilizar parâmetros de entrada como ângulo de atrito, peso específico, coesão, coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade, diâmetro e comprimento da estaca. Dados estes que foram obtidos através da análise dos resultados dos ensaios de SPT.

No programa GEO4 módulo Piles existe a possibilidade de simular uma prova de carga, onde o mesmo impõe deslocamentos prescritos (recalques), e se obtêm as cargas correspondentes. Assim utilizando o perfil modelado por Soares (2004), obteve-se o resultado da simulação da prova de carga. Neste trabalho utilizou-se o perfil de solo do furo 10 do ensaio SPT, considerando todas as camadas observadas no perfil, sendo os parâmetros de resistência e os elásticos obtidos por correlações com índice de resistência a penetração, conforme tabela 20.

Figura 24 – Interface do módulo Piles do programa GEO 4.



Fonte: do autor (2015).

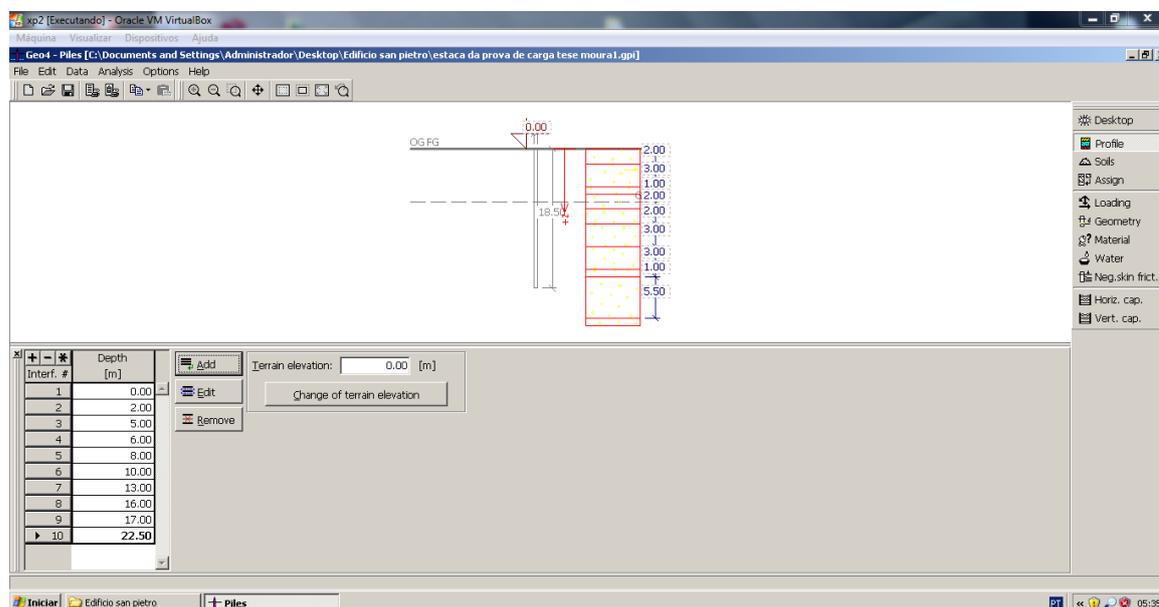
Apresenta-se na figura 25, também para a modelagem da fundação profunda para o referido furo, a interface gráfica mostrando que efetivamente foi considerado o perfil sem nenhum tipo de simplificação.

Tabela 20 – Tabela com os parâmetros do solo para o furo 10 (SPT).

Prof. (m)	Tipo de solo	N _{SPT}	c(kPa)	φ(°)	α	K	E(MPa)	v	γ (kN/m ³)
1	Argila pouco arenosa				7	0,3	0	0,3	16,5
2	Argila pouco arenosa	6	38	32	7	0,3	12,6	0,3	16,5
3	Areia argilosa	6	38	32	3	0,55	9,9	0,2	16,5
4	Areia argilosa	10	64	35	3	0,55	16,5	0,2	16,5
5	Areia argilosa	10	64	35	3	0,55	16,5	0,2	16,5
6	Areia argilosa	7	44	33	3	0,55	11,55	0,2	16,5
7	Argila arenosa	2	10	30	7	0,3	4,2	0,4	16,5
8	Argila arenosa	2	10	30	7	0,3	4,2	0,4	16,5
9	Argila arenosa	6	38	32	7	0,3	12,6	0,4	16,5
10	Argila arenosa	6	38	32	7	0,3	12,6	0,4	16,5
11	Argila siltosa	10	64	35	7	0,2	14	0,4	16,5
12	Argila siltosa	12	79	36	7	0,2	16,8	0,4	16,5
13	Argila siltosa	12	79	36	7	0,2	16,8	0,4	16,5
14	Argila silto-arenosa	14	93	36	7	0,2	19,6	0,4	16,5
15	Argila silto-arenosa	24	160	39	7	0,2	33,6	0,4	16,5
16	Argila silto-arenosa	11	71	35	7	0,2	15,4	0,4	16,5
17	Argila silto-arenosa	9	57	34	7	0,2	12,6	0,4	16,5
18	Silte arenoso	12	79	36	5	0,45	27	0,3	16,5
19	Silte arenoso	36	250	42	5	0,45	81	0,3	16,5
20	Silte arenoso	48	250	45	5	0,45	108	0,3	16,5
20,45	Silte arenoso	56	250	45	5	0,45	126	0,3	16,5

Fonte: do autor (2015).

Figura 25 – interface do programa GEO4 módulo Piles com o perfil do solo sem simplificação



Fonte: do autor (2015)

Para complementar a análise da fundação em estudo será apresentado a seguir o procedimento de cálculo da capacidade de carga desta fundação. A partir dos parâmetros encontrados no boletim de sondagem do furo 10, foi possível calcular o valor da capacidade de carga via método de Aoki-Veloso (1975) e Décourt e Quaresma (1996), como explicado nos itens 2.5.2.1 e 2.5.2.2, e a partir daí elaborou-se uma planilha (Excel).

Por se tratar de uma estaca hélice contínua foram utilizados para o método de Aoki-Veloso (1975) os valores de $F_1=2,00$ e $F_2=4,00$, e os valores de K e α foram retirados da tabela 5, valores estes dependentes do tipo de solo. Para o método de Decourt e Quaresma (1996) foram utilizados os valores de $\beta=1$ e $\alpha=0,3$, por se tratar do tipo de uma estaca hélice contínua, e o valor de C retirado da tabela 7, que pode ser encontrada no item 2.5.2.2, onde o mesmo também depende do tipo de solo.

De posse do resultado do cálculo da capacidade de carga da fundação e com o resultado da curva carga x recalque obtida através da prova de carga de Soares (2004), é possível estimar a carga de ruptura da estaca. Assim o próximo passo é comparar este valor com o calculado por ambos os métodos.

3.3. Estabilidade de Talude

Os parâmetros utilizados para o cálculo da estabilidade do talude foram apresentados por Lima (2002). O mesmo fica localizado no Alto do Reservatório no bairro de Nova Descoberta, Recife/PE, numa região de frequentes deslizamentos, conforme a figura 26. Segundo a autora, o Alto do Reservatório é composto de três encostas, encosta Noroeste (NW), encosta Leste (E) e encosta Sul (S), também mostrada nesta figura.

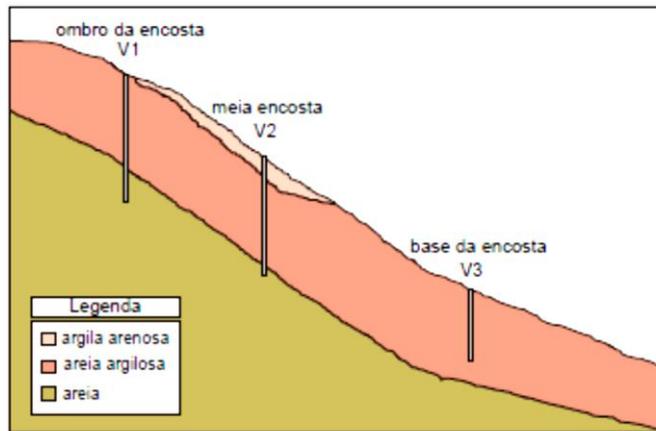
Na figura 27 é apresentado o perfil do solo para o talude em estudo, onde pode-se observar que foram realizados sondagens em três furos. Esta figura é de relevante importância, pois, além da geometria do problema consta o perfil do solo a ser trabalhado. Na tabela 21 apresentam-se os parâmetros das camadas de solo que compõe o talude.

Figura 26 – Localização do Alto do Reservatório.



Fonte: Lima (2002).

Figura 27 – Localização dos furos de sondagem.



Fonte: Lima (2002).

Tabela 21 - Parâmetros do solo para a estação de verão e de inverno intenso

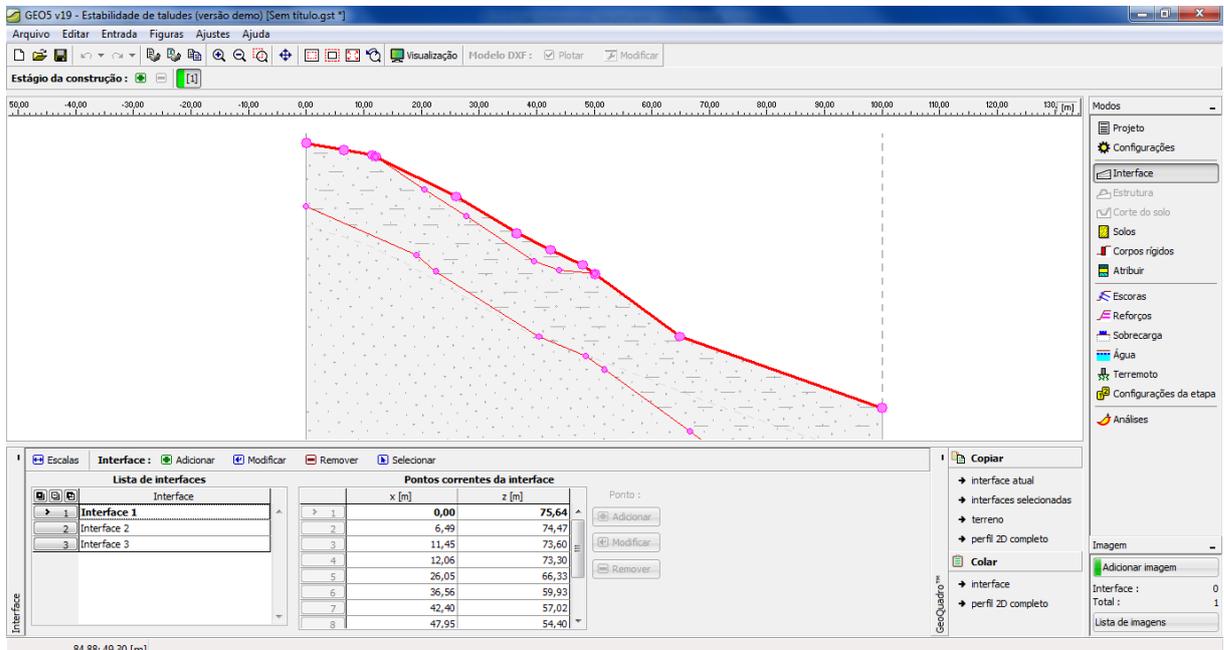
PARÂMETROS PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA					
ANÁLISE	TIPO DE SOLO	PESO ESPECÍFICO (kN/m ³)	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA		NÍVEL DE ÁGUA
			c' (kPa)	ψ' (°)	
VERÃO	ARGILA ARENOSA	18	59	28	MÍNIMO
	AREIA ARGILOSA	19,6	44,5	33	
	AREIA	19,6	0	34	
INVERNO INTENSO	ARGILA ARENOSA	19	12,5	29	MÁXIMO
	AREIA ARGILOSA	21	7	25	
	AREIA	19,6	0	34	

Fonte: Lima (2002).

Com o conhecimento dos parâmetros do solo (c , ϕ , γ) em diferentes umidades (estação seca e chuvosa), nível do lençol freático e topografia do terreno, foi realizada a análise de estabilidade. Utilizando o módulo Estabilidade de Talude do programa GEO5 para simular e verificar, para os métodos mais utilizados de análise de estabilidade de talude, a possibilidade de ruptura através da observação dos coeficientes de segurança. Em seguida, comparar os resultados obtidos com os que foram fornecidos por Lima (2002) utilizando o SLOPE-W.

Apresenta-se na figura 28 a interface gráfica do módulo Estabilidade de Taludes do programa GEO5, onde se pode observar tanto a geometria do problema como os dados de entrada.

Figura 28 – Tela inicial módulo Talude programa GEO5.

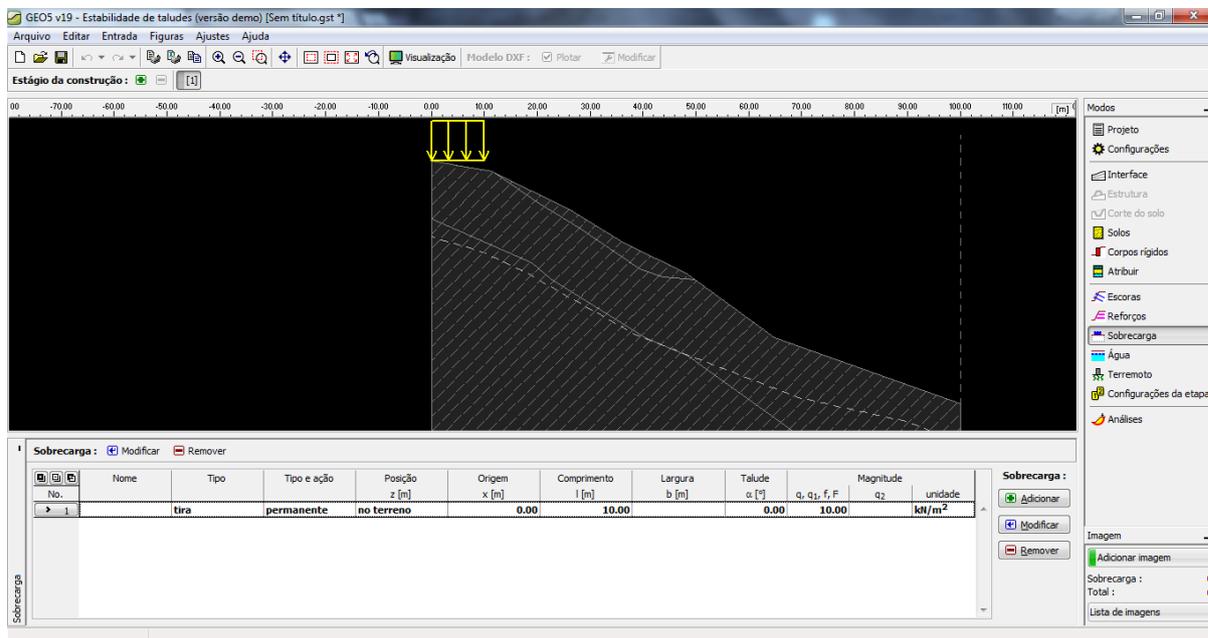


Fonte: do autor (2015).

Ainda com o auxílio do programa, foi possível simular e analisar o comportamento do talude quando submetido a um carregamento oriundo de sobrecarga, representando uma ocupação desordenada de morros na cidade do Recife.

Na figura 29 apresenta-se a interface do programa GEO5, quando lançada a sobrecarga no ombro do talude.

Figura 29 – Interface do GEO5 módulo Estabilidade de Taludes com o lançamento da sobrecarga.



Fonte: do Autor (2015).

O estudo foi feito através da distribuição de cargas ao longo do talude, observando o comportamento, do coeficiente de segurança.

4. RESULTADOS

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos conforme os procedimentos adotados e explicados no item de metodologia do trabalho. Estes resultados são apresentados na mesma sequência de apresentação anteriormente adotada.

4.1. Sapatas isoladas

Mediante utilização do boletim de sondagem (em anexo) determinou-se que a profundidade de embutimento da sapata era de 1 metro. Através da análise do boletim percebe-se que a essa profundidade o N_{SPT} gira em torno de 50 golpes, logo

através da tabela 13, tem-se que para areias com $N_{SPT} > 41$ a tensão no solo é $\sigma_{solo} = 5 \text{ kgf/cm}^2$ e nas tabelas 15 e 16 encontra-se $\phi = 45^\circ$ e $c = 200 \text{ kPa}$.

As dimensões da sapata calculadas para a estrutura fictícia proposta nesse trabalho foram:

Tabela 22 – dimensões calculadas.

Dimensões calculadas		
Método	Bsapata (m)	Lsapata (m)
Rebello (2008)	1,19	1,29
Programa GEO5 módulo Sapata	1,20	1,30

Fonte: do autor (2015)

Os valores de capacidade de carga do sistema sapata/solo calculados pelos métodos de Terzaghi com proposição de Vesic e Brinch-Hansen são apresentados na tabela 23. Verificou-se que o cálculo realizado no programa GEO5 apresentou valores muito semelhantes em termos de ordem de grandeza do método de Brinch-Hansen. Com relação ao resultado calculado pelo método de Terzaghi verifica-se que este apresenta valores mais elevados de capacidade de carga, fato este já conhecido na literatura. É bom deixar claro que estes valores são altíssimos mas cabe aqui ressaltar que o índice de resistência a penetração também é alto para a profundidade de assentamento.

Tabela 23- capacidade de carga calculada.

Método	Capacidade de carga kPa
Programa GEO5 Módulo sapata	40725,21
Terzaghi com proposição de vesic	58505,94
Brinch Hansen	40721,79

Fonte: do autor (2015).

Para o cálculo das sapatas do edifício Monte Everest foram utilizados os valores da planta de carga do mesmo, onde foram escolhidas nove das sapatas, com o critério de escolher os pilares onde tinham os maiores carregamentos, e levando em consideração a simetria das fundações.

Apresenta-se na tabela 24 as dimensões tanto do pilar quanto da sapata e as cargas atuantes nos mesmos.

Tabela 24 – Dimensões e cargas reais das sapatas escolhidas para o cálculo.

Nº da sapata	Dimensões do pilar (m)		Dimensões sapata (m)		Carga no Pilar (kN)
	Base	Altura	Base	Largura	
1	1,2	0,34	3,35	2,50	5950
2	0,34	1,2	2,20	4,65	7250
3	0,68	0,4	2,00	3,50	5140
7	1,2	0,36	3,90	3,00	7770
11	1,2	0,36	4,80	2,20	7040
13	1,2	0,36	3,60	2,80	7540
14	0,36	1,2	4,70	2,45	7280
17	0,4	1,2	2,50	4,00	6120
18	0,4	1,3	4,50	3,00	8110

Fonte: do autor (2015).

Em contato com o engenheiro responsável pela obra, este relatou que o projetista de fundações especificou para projeto, que a tensão admissível do solo a ser utilizada em seus cálculos foi de 800 kPa para as sapatas localizadas no centro da edificação e de 500 kPa na periferia. Esta estimativa da tensão admissível foi determinada mediante conhecimento dos boletins de sondagem do terreno.

São apresentados na tabela 25 os resultados obtidos via rotina elaborada neste trabalho no Mathcad e no programa GEO5, além das áreas calculadas pelo projetista de fundações. Verifica-se nesta tabela que apesar de existir uma diferença no que diz respeito as dimensões das sapatas, de um modo geral o cálculo das áreas foram muito próximos. Assim é normal que haja uma pequena diferença nas

dimensões por que depende da experiência do projetista e do arranjo que o mesmo faz na locação das sapatas. Ainda na tabela 25 são destacados na cor verde as sapatas que apresentaram dimensões iguais, e também as que apresentaram áreas iguais.

Tabela 25- dimensões reais e calculadas do edifício Monte Everest.

Nº sapata	Dimensões Reais (m)		Área real da sapata (m ²)	Dimensão cálculo Mathcad (m)		Área da sapata - Mathcad (m ²)	Dim. cálculo GEO5 (m)		Área sapata GEO5 (m ²)
	Base	Largura		Base	Largura		Base	Largura	
Sapata 1	3,35	2,50	8,38	3,35	2,50	8,38	3,00	2,90	8,70
Sapata 2	2,20	4,65	10,23	2,80	3,65	10,22	3,30	3,30	10,89
Sapata 3	2,00	3,50	7,00	2,51	2,79	7,00	2,70	2,70	7,29
Sapata 7	3,90	3,00	11,70	3,9	3,00	11,70	3,50	3,50	12,25
Sapata 11	4,80	2,20	10,56	3,7	2,85	10,55	3,40	3,30	11,22
Sapata 13	3,60	2,80	10,08	3,6	2,80	10,08	3,30	3,20	10,56
Sapata 14	4,70	2,45	11,52	3,84	3,00	11,52	3,50	3,50	12,25
Sapata 17	2,50	4,00	10,00	2,79	3,59	10,02	3,30	3,20	10,56
Sapata 18	4,50	3,00	13,50	4,15	3,25	13,49	3,80	3,70	14,06

Fonte: do autor (2015).

4.2. Resultados fundações profundas

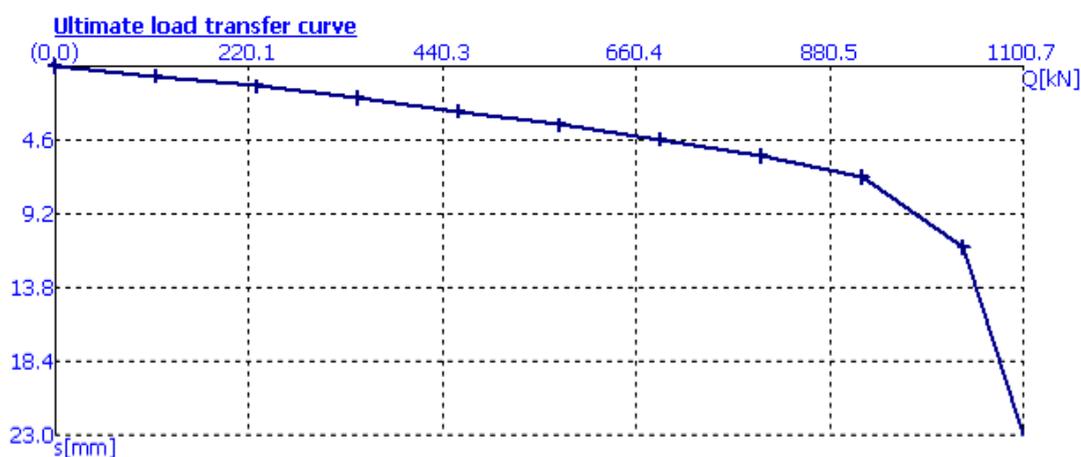
Serão apresentados, e comparados, a seguir os resultados obtidos através da simulação de prova de carga via programa GEO4 módulo Piles utilizando os parâmetros do solo obtido por Soares (2004) e utilizando o perfil de solo encontrado no furo do SPT 10.

Para se conseguir a simulação da prova de carga foi necessário se fazer os devidos ajustes dos parâmetros envolvidos no problema. E em seguida prescrever os recalques obtidos da curva x recalque experimental para se obter o carregamento correspondente, uma vez que o programa GEO4 trabalha na condição de deformações controlada (Anjos Miranda, 2006).

Para que tivesse um bom ajuste da curva carga x recalque da simulação com a curva da prova de carga, foi necessário modificar no programa o valor da variável k , que neste trabalho foi adotado como sendo $k = 0,42$. O coeficiente k , segundo Anjos Miranda (2006), é o fator que representa um coeficiente de empuxo que dependerá da forma de execução da fundação.

A figura 30 apresenta o resultado da simulação da prova de carga no GEO4 utilizando os dados retroanalizados por Soares (2004).

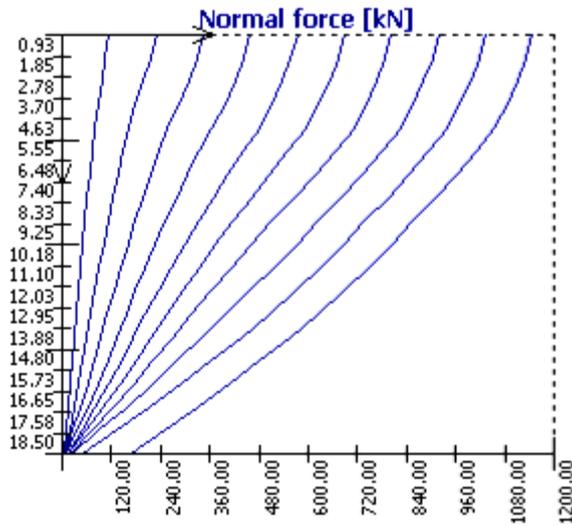
Figura 30 – simulação da prova de carga do perfil de solo de Soares (2004) via GEO4



Fonte: do autor (2015).

Apresenta-se na figura 31 outra informação importante obtida no programa GEO4 que são as curvas de transferência de cargas, que são fundamentais para o entendimento da capacidade de carga de ponta e lateral da fundação. Lembrando que este resultado é para o perfil de solo idealizado por Soares (2004).

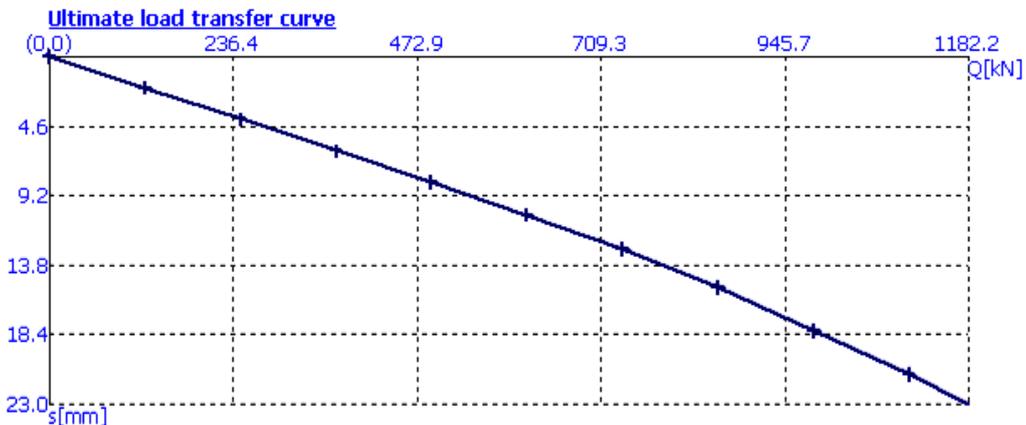
Figura 31- Curva de transferência de carga ao longo da profundidade via GEO4 perfil Soares (2004).



Fonte: do autor (2015).

A figura 32 mostra a curva carga x recalque simulada no GEO4 para a situação utilizando o perfil de solo sem simplificação de acordo com o perfil apresentado no furo SPT 10.

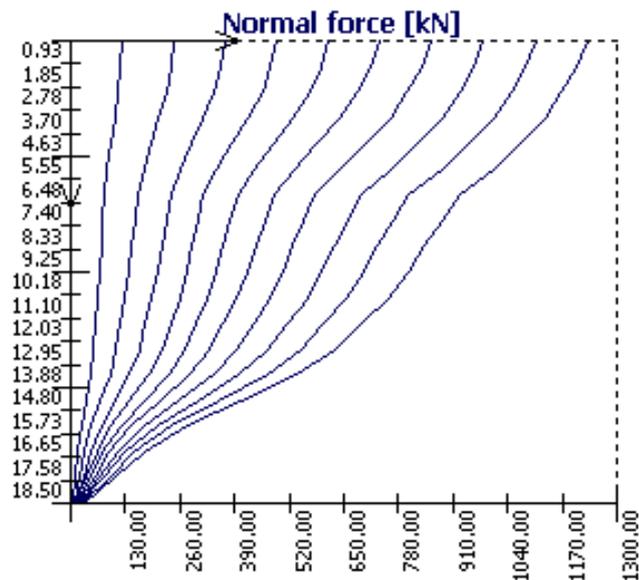
Figura 32- simulação da prova de carga do perfil de solo do SPT10 via GEO4.



Fonte: do autor (2015).

Apresenta-se na figura 33 as curvas de transferência de cargas. Lembrando que este resultado é para o perfil de solo sem simplificações tomando como base o furo SPT 10.

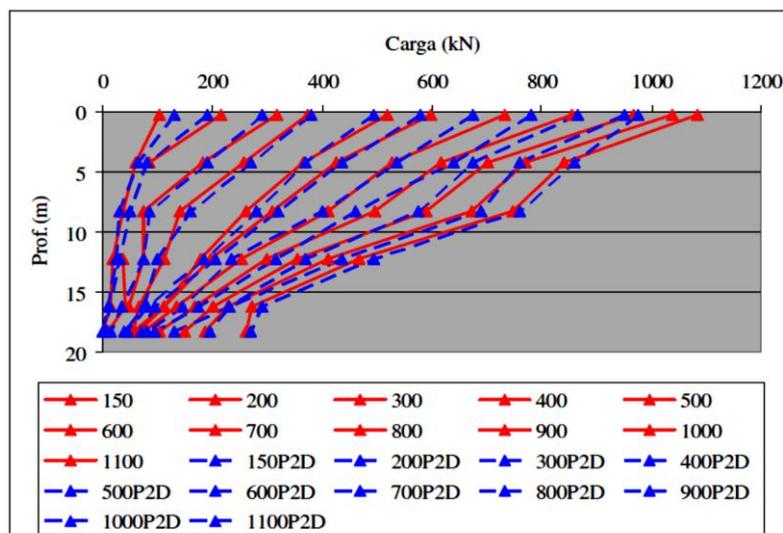
Figura 33 Curva de transferência de carga ao longo da profundidade via GEO4
Parâmetros do SPT10



Fonte: do autor (2015)

Na figura 34 são apresentadas as curvas de transferência de carga medidas na cor vermelha mediante uso de instrumentação com *strain gages* (1/2 ponte de weatstone) e em azul a simulação do programa Plaxis 2D obtidas por Soares (2004).

Figura 34 - Gráficos comparativos das curvas de transferência de carga ao longo da profundidade e o resultado da instrumentação da prova de carga (PC).



Fonte: Soares (2004)

chegou ao resultado de uma capacidade de carga de 1200 kN como previsto pelo autor, em contrapartida mostra que teremos um recalque de 40,1 mm e não 16 mm como estava previsto. Logo, os resultados obtidos através do módulo Piles do programa GEO4 foram satisfatórios, pois foram muito próximos dos resultados obtidos através da prova de carga de Soares (2004).

Para o cálculo de capacidade de carga pelo método de Aoki e Veloso (1974) foi montada a tabela 26, onde o usuário entra com os dados de cada camada de solo e no final ela fornece a carga máxima onde a estaca está apoiada. Para este método podemos ver que o valor da capacidade de carga da estaca estudada que mais se aproximou da carga estimada por Soares (2004) foi de 997 kN.

Tabela 26 – Método de Aoki e Velloso para cálculo da capacidade de carga.

SONDAGEM			Parâmetros do solo		Estaca hélice contínua		Resistência de ponta	Resistência lateral	P _B +P _L	Q _{rup} /FS
Profundidade	N _{spt}	Material da camada	K - kN/cm ²	α (%)	F1	F2	P _B (kN)	P _L (kN)	Q _{rup} (kN)	Q _{adm} (kN)
	1	Argila arenosa	3,5	2,4	2	4	21,99	2,64	24,63	12,32
2	6	Areia argilosa	6	3	2	4	226,19	36,57	262,76	131,38
3	6	Areia argilosa	6	3	2	4	226,19	70,50	296,69	148,35
4	10	Areia argilosa	6	3	2	4	376,99	127,05	504,04	252,02
5	10	Areia argilosa	6	3	2	4	376,99	183,59	560,59	280,29
6	6	Areia argilosa	6	3	2	4	226,19	217,52	443,72	221,86
7	2	Argila arenosa	3,5	2,4	2	4	43,98	222,80	266,78	133,39
8	2	Argila arenosa	3,5	2,4	2	4	43,98	228,08	272,06	136,03
9	6	Argila arenosa	3,5	2,4	2	4	131,95	243,91	375,86	187,93
10	6	Argila arenosa	3,5	2,4	2	4	131,95	259,75	391,69	195,85
11	10	Argila siltosa	2,2	4	2	4	138,23	287,39	425,62	212,81
12	12	Argila siltosa	2,2	4	2	4	165,88	320,57	486,44	243,22
13	12	Argila siltosa	2,2	4	2	4	165,88	353,74	519,62	259,81
14	14	Argila Silto-arenosa	3,3	3	2	4	290,28	397,29	687,57	343,78
15	26	Argila Silto-arenosa	3,3	3	2	4	539,10	478,15	1017,25	508,62
16	9	Argila Silto-arenosa	3,3	3	2	4	186,61	506,14	692,75	346,38
17	10	Argila Silto-arenosa	3,3	3	2	4	207,35	537,24	744,59	372,29
18	12	Silte arenoso	5,5	2,2	2	4	414,69	582,86	997,55	498,77
19	39	Silte arenoso	5,5	2,2	2	4	1347,74	731,11	2078,85	1039,43

Fonte: do autor (2015).

A seguir apresentamos a tabela 27 onde se tem os resultados obtidos para a capacidade de carga via método de Décourt e Quaresma (1996) para cada camada, e que cujo valor obtido mais próximo do valor da prova de carga de Soares (2004), foi de 1308 kN para a capacidade de carga total da estaca analisada.

Tabela 27 – cálculo de capacidade de carga pelo método de Décourt e Quaresma.

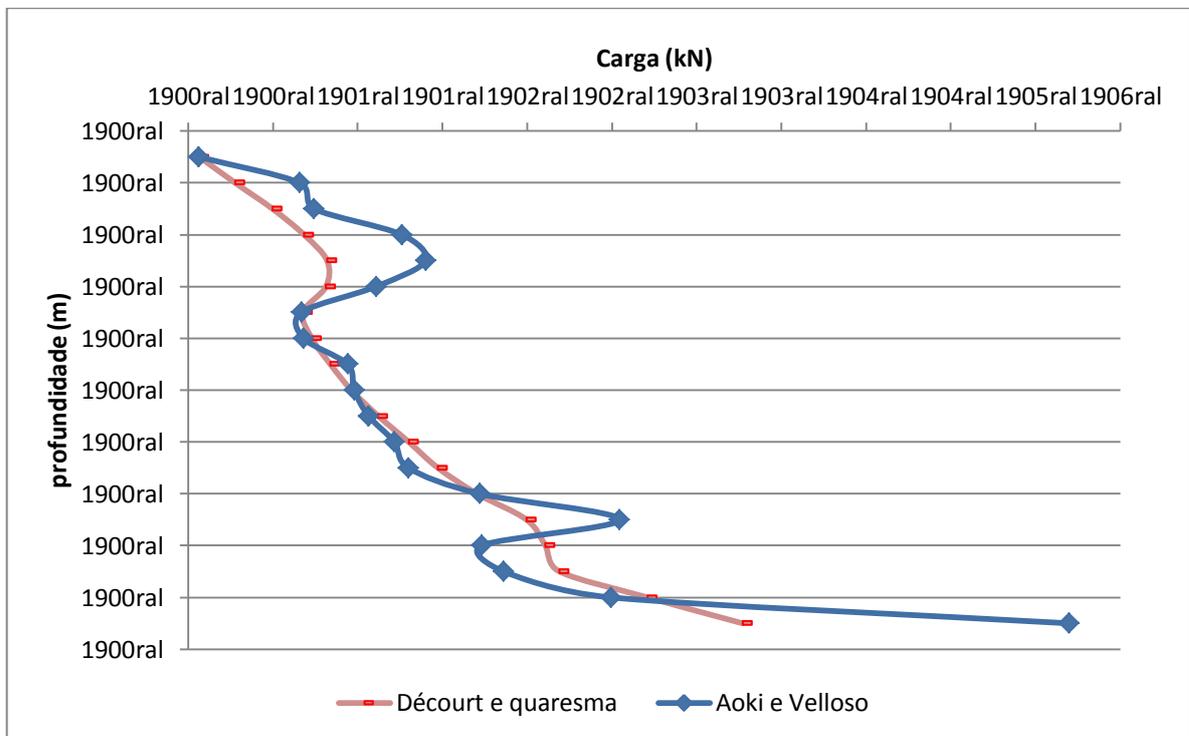
SONDAGEM			Parâmetros do solo			Estaca hélice contínua		Resistência de ponta	Resistência lateral	P _B +P _L	Q _{rup} /FS
Profundidade	N _{spt}	Material da camada	N _B	N _L	C (kPa)	β	α	R _P (kN)	R _L (kN)	Q _{rup}	Q _{adm}
1	0	Argila arenosa	3,00	0,00	120	1	0,3	13,6	12,6	26	13
2	6	Areia argilosa	4,00	6,00	400	1	0,3	60,3	50,3	110	55
3	6	Areia argilosa	7,33	6,00	400	1	0,3	110,6	88,0	198	99
4	10	Areia argilosa	8,67	10,0	400	1	0,3	130,7	142,4	273	136
5	10	Areia argilosa	8,67	10,0	400	1	0,3	130,7	196,9	327	163
6	6	Areia argilosa	6,00	6,00	400	1	0,3	90,5	234,6	325	162
7	2	Argila arenosa	3,33	2,00	120	1	0,3	15,1	255,5	270	135
8	2	Argila arenosa	3,33	2,00	120	1	0,3	15,1	276,5	291	145
9	6	Argila arenosa	4,67	6,00	120	1	0,3	21,1	314,2	335	167
10	6	Argila arenosa	7,33	6,00	120	1	0,3	33,2	351,9	385	192
11	10	Argila siltosa	9,33	10,0	120	1	0,3	42,2	406,3	448	224
12	12	Argila siltosa	11,33	12,0	120	1	0,3	51,3	469,1	520	260
13	12	Argila siltosa	12,67	12,0	120	1	0,3	57,3	532,0	589	294
14	14	Argila Silto-arenosa	17,33	14,0	120	1	0,3	78,4	603,2	681	340
15	26	Argila Silto-arenosa	16,33	26,0	120	1	0,3	73,9	724,7	798	399
16	9	Argila Silto-arenosa	15,00	9,00	120	1	0,3	67,9	774,9	842	421
17	10	Argila Silto-arenosa	10,33	10,0	120	1	0,3	46,7	829,4	876	438
18	12	Silte arenoso	20,33	12,0	250	1	0,3	191,6	892,2	1083	541
19	39	Silte arenoso	25,50	39,0	250	1	0,3	240,3	1068,1	1308	654

Fonte: do autor (2015).

Analisando os resultados obtidos, percebe-se que o resultado mais próximo da prova de carga de Soares (2004) foi o do método de Décourt e Quaresma (1996) onde se obteve uma capacidade de carga total de 1308 kN, uma vez que a carga de ruptura prevista por Soares (2004) era de 1200 kN, enquanto que o método de Aoki e Velloso (1975) para a mesma camada foi de 2078,85 kN.

A seguir é mostrado um gráfico, na figura 36, comparando a capacidade de carga total da estaca, calculado através do método de Décourt e Quaresma (1996) e pelo método de Aoki e Velloso (1975).

Figura 36 – Comparação dos valores da capacidade de carga para os métodos de Décourt e Quaresma com o de Aoki Velloso, ao longo da profundidade.



- Bishop;
- Fellenius/Peterson;
- Spencer;
- Janbu;
- Morgenstern – Price.

Os resultados aqui apresentados são referentes a análise de estabilidade de taludes para as duas condições propostas para este estudo. A tabela 28 apresenta os coeficientes de segurança calculados para cada método de análise para a condição de verão.

Tabela 28 – Coeficiente de Segurança para diferentes métodos no verão.

Verão	
Método	FS
Bishop	2,04
Fellenius/Peterson	1,98
Spencer	2,03
Janbu	2,03
Morgenstern-Price	2,03

Fonte: do autor (2015).

Os mesmos resultados obtidos para a época de clima úmido (estação de inverno intenso), são mostrados na tabela 29.

Tabela 29 - Coeficiente de Segurança para diferentes métodos no inverno intenso.

Inverno Intenso	
Método	FS
Bishop	1,05
Fellenius / Petterson	1,00
Spencer	1,04
Janbu	1,04
Morgenstern-Price	1,04

Fonte: do autor (2015).

A tabela 30 mostra a diferença entre os valores calculados neste trabalho, e os resultados apresentados por Lima (2002), nas estações de verão e inverno intenso.

Tabela 30 – Coeficientes de segurança para diferentes métodos e diferentes estações.

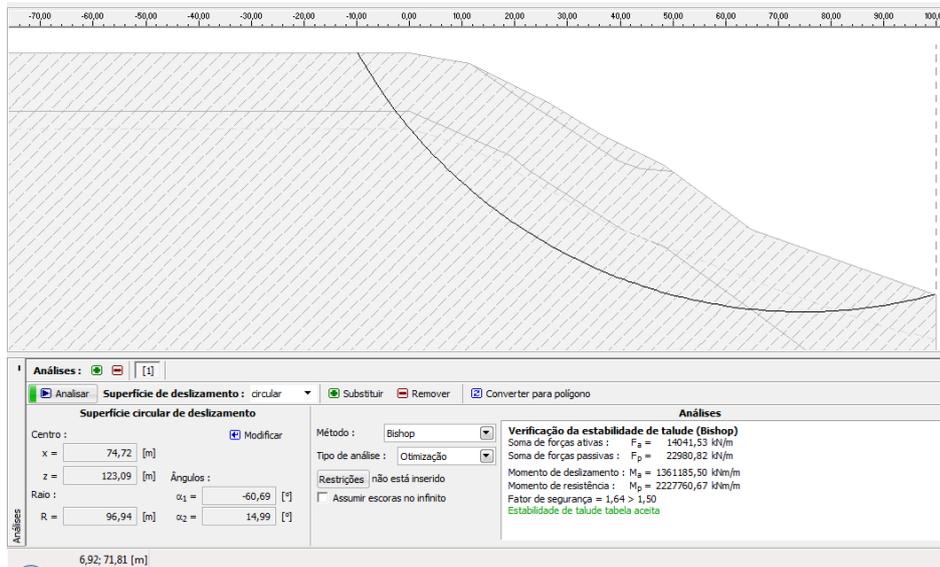
Método	Verão		Inverno intenso	
	GEO5	Lima (2002)	GEO5	Lima (2002)
Bishop	2,04	2,231	1,05	1,023
Spencer	2,03	2,229	1,04	1,022
Janbu	2,03	2,195	1,04	0,997
Ordinary	-	2,206	-	1,00
Morgenstern-Price	2,03	-	1,04	-
Fellenius / Petterson	1,98	-	1,00	-

Fonte: do autor (2015).

Ainda com relação a tabela 30 verifica-se que a diferença entre os valores de coeficientes de segurança, para um mesmo método adotado, está acontecendo possivelmente devido ao mecanismo de ruptura envolvido no problema do talude. Ou melhor, devido os programas não possuírem a mesma superfície de ruptura, pois o programa utilizado por Lima (2002) SLOPE/W, define a superfície de ruptura a partir de uma malha de coeficientes estabelecida pelo usuário, onde vão ser testados os diferentes centros para determinar o ponto crítico da malha, já no GEO5 no módulo Estabilidade de Taludes, o usuário escolhe a superfície de ruptura que deseja analisar, e posteriormente gera a partir de um algoritmo de otimização a superfície ruptura com o menor coeficiente de segurança.

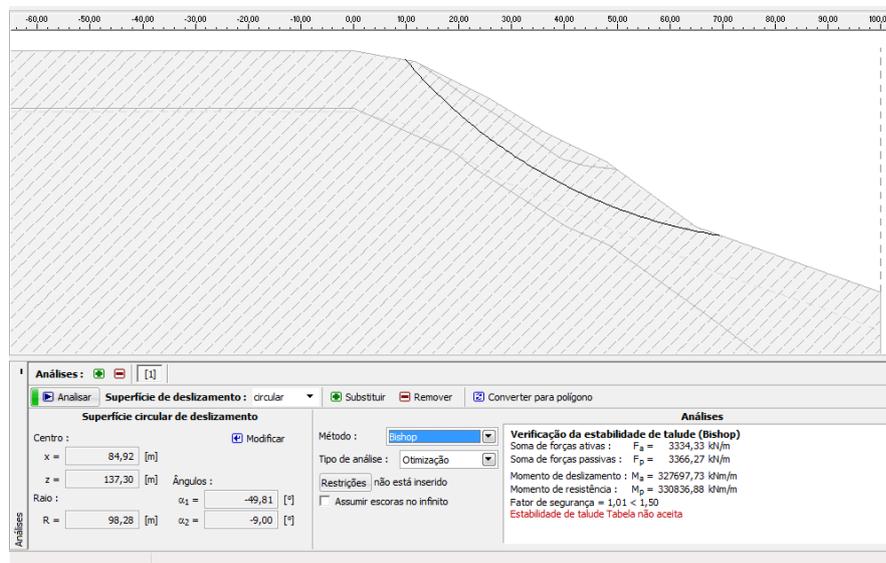
A seguir têm-se nas figuras 37 e 38, a interface do programa GEO5 utilizado na análise, que mostra a superfície de ruptura mais crítica do talude nas épocas de verão, e de inverno intenso, respectivamente.

Figura 37 - Pior superfície de ruptura encontrada no Programa GEO5 no verão.



Fonte: do autor (2015).

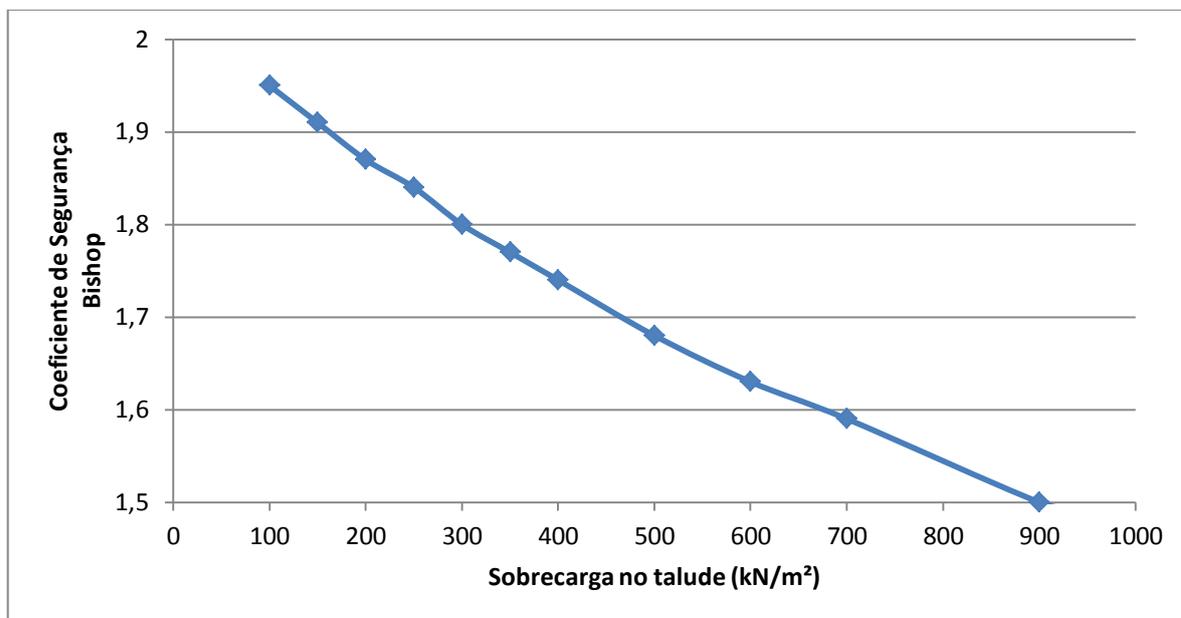
Figura 38 – Pior superfície de ruptura encontrada no Programa GEO5 no inverno intenso.



Fonte: do autor (2015).

Agora simulando uma situação de construção irregular no ombro do talude (sobrecarga aplicada), na estação verão, observou-se que com o aumento do carregamento o coeficiente de segurança diminui significativamente como mostra o gráfico da figura 39.

Figura 39 – gráfico que mostra a relação entre a sobrecarga e o fator de segurança.



Fonte: do autor (2015).

Logo, com esse tipo de análise, pode-se perceber que a construção desordenada de edificações no ombro das encostas é altamente prejudicial a estabilidade do talude, principalmente na época de inverno intenso, onde mesmo sem sobrecarga, constatou-se uma diminuição brusca na sua estabilidade.

5. CONCLUSÕES

Através dos estudos realizados para sapatas isoladas, utilizando o programa GEO5 módulo sapatas e a rotina desenvolvida no programa Matchcad, percebe-se que os mesmos são muito eficazes no dimensionamento destas fundações e de sua capacidade de carga, podendo ser utilizados em qualquer tipo de situação obtendo-se respostas confiáveis em tempo hábil com grande proximidade de valores experimentais.

No estudo de fundações profundas a utilização do software GEO4 se mostrou bastante eficiente, no que diz respeito a simulação de prova de carga. Quando foi executada a simulação da prova de carga através deste mesmo programa, utilizando o solo idealizado por Soares (2004), os resultados obtidos foram muito próximo da prova de carga do mesmo autor, com as curvas carga x recalque e as curvas de transferência de cargas muito próximas. O software tem grande aplicabilidade para estudo de fundações profundas, especificamente na retroanálise para obtenção de parâmetros do solo adequados e simulação de provas de carga, pois é de fácil aplicação e obtêm-se respostas rápidas e com grande proximidade de valores experimentais.

Para o estudo da estabilidade de taludes os resultados das análises foram bastante satisfatórios. Apesar de os valores de coeficiente de segurança apresentados por Lima (2002) não terem resultado nos mesmos valores apresentados neste trabalho, ainda sim foram muito próximos para as duas situações estudadas.

Para análise do talude quanto a aplicação de uma sobrecarga ao longo de sua superfície, obteve-se resultados esperados, no que se refere ao aumento do valor da sobrecarga. Como era esperado, com o aumento da carga verificou-se que o valor do coeficiente de segurança diminuiu.

5.1. Sugestões para pesquisas futuras

Serão apresentadas a seguir algumas sugestões para pesquisas futuras.

Análise de outros problemas de geotecnia não estudado neste trabalho com a utilização dos outros módulos do GEOFINE.

Análise de um talude real através do programa GEOFINE módulo estabilidade de talude, e caso seja instável, analisar a melhor opção de intervenção no mesmo para melhorar sua estabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR. 6122 (2010)“Projeto e execução de fundações”. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2010.

ANJOS, G.J.M. (2004). Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. Tese de Doutorado, Publicação G.DM 033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 341p.

BIANCHIN, Denis. Fundações para bases de silos metálicos de fundo plano. 2013.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. LTC, Vol. 2. Rio de Janeiro, 1981.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Fundações diretas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, 2011.

CRAIG, R. F. Craig, Mecânica dos solos. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

HACHICH, W. ; FALCONI, F. F. ; SAES, J. L. ; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S. ; NIYAMA, S. Fundações: teoria e prática 2 ed. São Paulo, BMS/ABEF. Ed. PINI, 1998.

DAS, B.M., Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Thomsom Learning, tradução da 6ª edição norte-americana, São Paulo. 2007.

FRANÇA LIMA, Analice; ROMERO DE MELO FERREIRA, Silvio Orientador. Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife. 2002.

JOPPERT, J. I. Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo, PINI, 2007.

NIEBLE, CARLOS MANOEL; GUIDICINI, GUIDO. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. Editora Edgard Blücher. 2ª. Ed. São Paulo, 1983.

MILITITISKY, J.; CONSOLI, N. C., SCHNAID, F. Patologia das fundações. São Paulo, Oficina de Textos, 2005.

REBELLO, Y. C. P., Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento Bases para projeto estrutural na arquitetura. 2. ed. São Paulo: Zigurate, 2008.

SOARES, J.M. (2004). Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-023A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 265p.

VARGAS, Milton. Introdução à mecânica dos solos. Mcgraw-Hill, Editora da Universidade de Sao Paulo, 1977.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R. Fundações Vol. 1. Nova Edição, Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, 2004.

Geofine (2001). Manual do usuário disponível em: <http://www.finesoftware.com.br/> . Acesso em 21 fev. 2015.

Anexos

OBRA Edifício Residencial Rodrigo Arruda com quatro pavimentos.
 LOCAL Rua Picueta de Naval, junto ao nº 546 – Maria Gorete – Caruaru – PE.
 INTERESSADO CP CONSTRUÇÃO E INCORPORAÇÃO LTDA.
 FURO Nº SM-01 COTA -1,15 INÍCIO 22/06/99 TÉRMINO 23/06/99 RELATÓRIO Nº SM-002/99

POSICÃO DO REVESTIMENTO MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PERCUSSÃO				S.P.T.	ROTATIVA				FRACIONAMENTO	FRATURAMENTO	PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	LITOLOGIA (DESCRIÇÃO DO MATERIAL)
	PENETRAÇÃO (GOLPES/15cm)			LAVAGEM/TEMPO (em/10min)		GRÁFICOS									
	1°	2°	3°			RECUPERAÇÃO (%)									
CL	4	6	8	10	8/15							0,22	N.E.	(1)	<p>Areia fina e média c/ areia grossa, c/ mto. pco. pedregulho ($\phi < 10\text{mm}$), mto. pco. argilosa, medte. compacta, creme escuro. (1)</p> <p>Areia fina, média e grossa, mto. pco. argilosa, de medte. compacta a compacta, marrom claro. Amostra 3, pco. argilosa. (2) (3)</p> <p>Alteração de rocha (areia fina, média e grossa, pco. argilosa, cinza). Amostra 5, c/ fragmentos de mica ($\phi < 1\text{mm}$). (4) (5)</p> <p>Alteração de rocha (areia grossa, c/ pca. areia fina e média, c/ pedregulho ($\phi < 10\text{mm}$), cinza). OBS.: FRAGMENTOS COLETADOS NA LAVAGEM POR TEMPO. (6)</p> <p>Alteração de rocha (areia fina c/ pca. areia média, mto. pco. siltosa, c/ fragmentos de mica ($\phi < 1\text{mm}$), cinza). (7)</p> <p>Alteração de rocha (areia fina c/ pca. areia média, mto. pco. siltosa, c/ fragmentos de mica ($\phi < 1\text{mm}$), cinza). (8) (9)</p> <p>Granitóide, pco. alterado, mto. fragmentado, creme claro c/ veios cinza. (10) a (12)</p> <p>LIMITE DE SONDAAGEM : 7,00 m Por solicitação do interessado.</p>
	14	31	15/1	14/15	14/15	0%						1,00		(2)	
	15/7	15/3	15/1	15/11	15/11	0%						1,98		(3)	
LT	1	1	0									2,00		(4)	
WD												2,40		(5)	
DM														(6)	
														(7)	
														(8)	
														(9)	
														(10)	
														(11)	
														(12)	

OBS.: NÍVEIS D'ÁGUA	DADOS TÉCNICOS	
	ROTATIVA	PERCUSSÃO
INICIAL NE		AMOSTRADOR PADRÃO
07:00h – 22/06/99	COROA: DIAMANTE WÍDIA	Ø EXTERNO 50,8 mm
FINAL NE	BARRILETE: BX	Ø INTERNO 34,9 mm
12:00h – 23/06/99	Ø 59,5 mm	COMPRIMENTO 781,17 mm
APÓS 24h – m	COMPRIMENTO: 1,90m	PESO 65 kg
--		ALTURA QUEDA 75 cm
		Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO 63,5 mm

ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA.



Avenida Flor de Sant'Ana, 104 – Parnamirim
 Fones: 268-5514 – 268-5977 – Recife – PE

Eng. Resp. *Adriana Alécio* Sondador José Jerônimo

Desenho Nº 02/02	Data 30/06/99	Escala 1/100	Verificação Adriana Alécio	Desenho Adriana Alécio
------------------	---------------	--------------	----------------------------	------------------------

OBS.:



PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM ROTATIVA

Obra : Construção de Edificações

FURO DE SONDAAGEM SM - 01

Local : Caruaru - PE

Interessado : Incorporado Ulisses Porto LTDA

Revestimento Ø

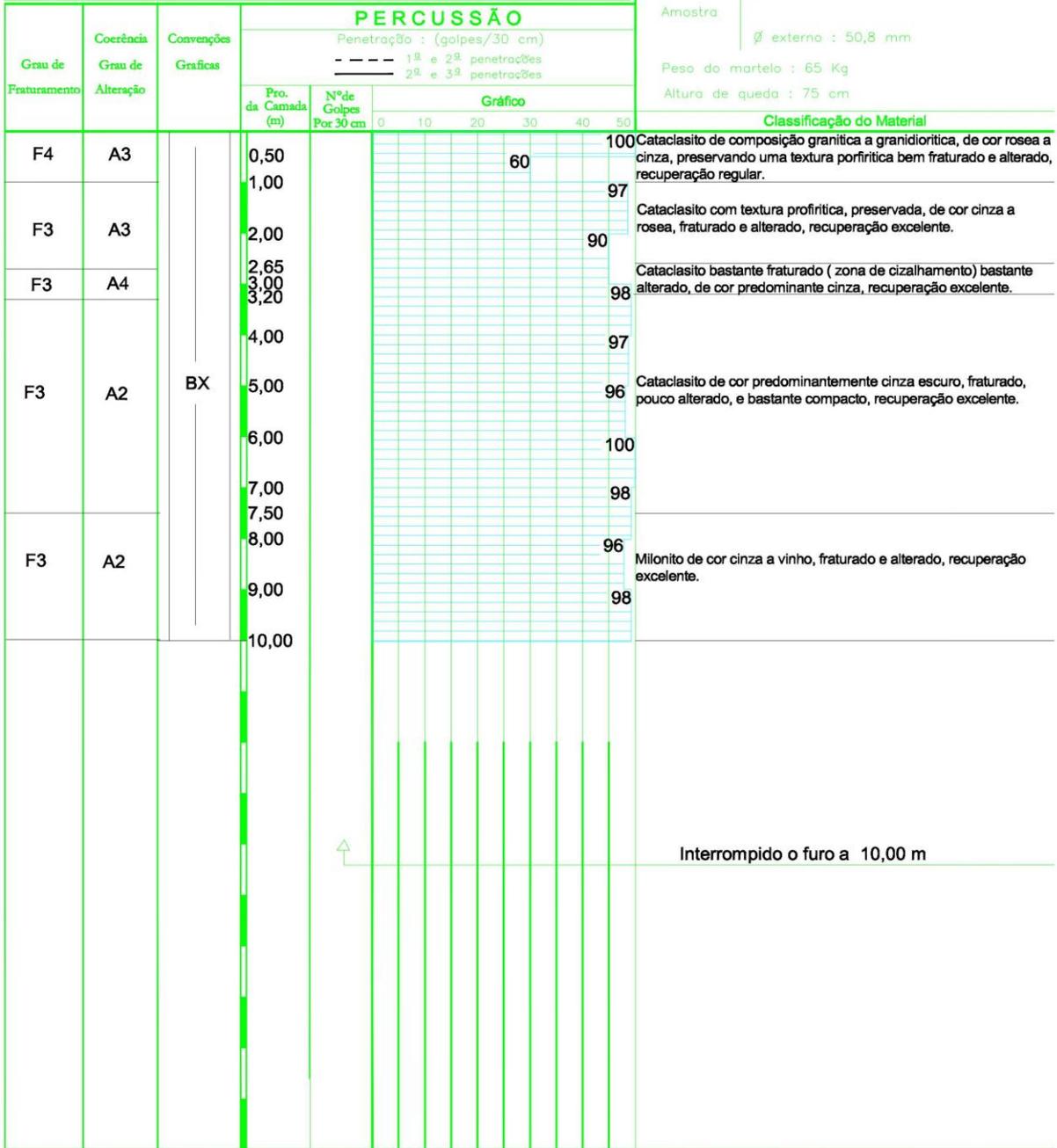
Ø interno : 34,9 mm

Amostra

Ø externo : 50,8 mm

Peso do martelo : 65 Kg

Altura de queda : 75 cm



Interrompido o furo a 10,00 m

INICIO:	FINAL:	<p>100 80 60 40 20 0</p> <p>0 20 40 60 80 100</p> <p>Recuperação (%)</p> <p>RQD</p> <p>Recuperação</p> <p>ROTATIVA</p>	Coordenadas:	Desenhista: Leonardo
DATA:	DATA:		Estaca:	V isto :
			Data: 25/07/2012	



PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM ROTATIVA

Obra : Construção de Edificações

Local : Caruaru - PE

Interessado : Incorporado Ulisses Porto LTDA

FURO DE SONDAGEM

SM - 02

Revestimento \emptyset

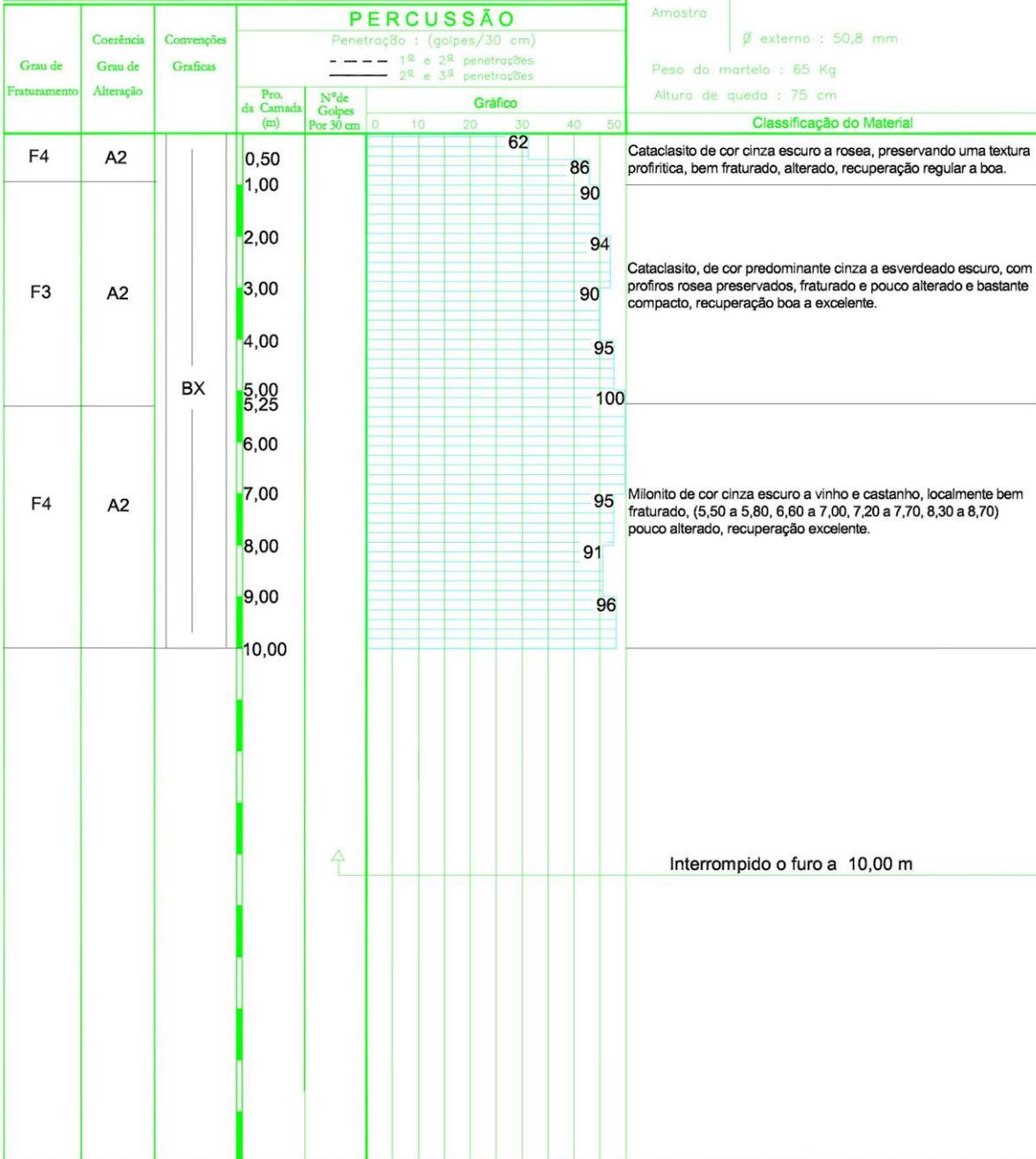
\emptyset interno : 34,9 mm

Amostra

\emptyset externo : 50,8 mm

Peso do martelo : 65 Kg

Altura de queda : 75 cm



Interrompido o furo a 10,00 m

Profundidade do Nivel D'Água = Não Encontrado

INICIO:

FINAL:

DATA:

DATA:



Coordenadas:

Desenhista: Leonardo

Estaca:

V isto :

Data: 25/07/2012

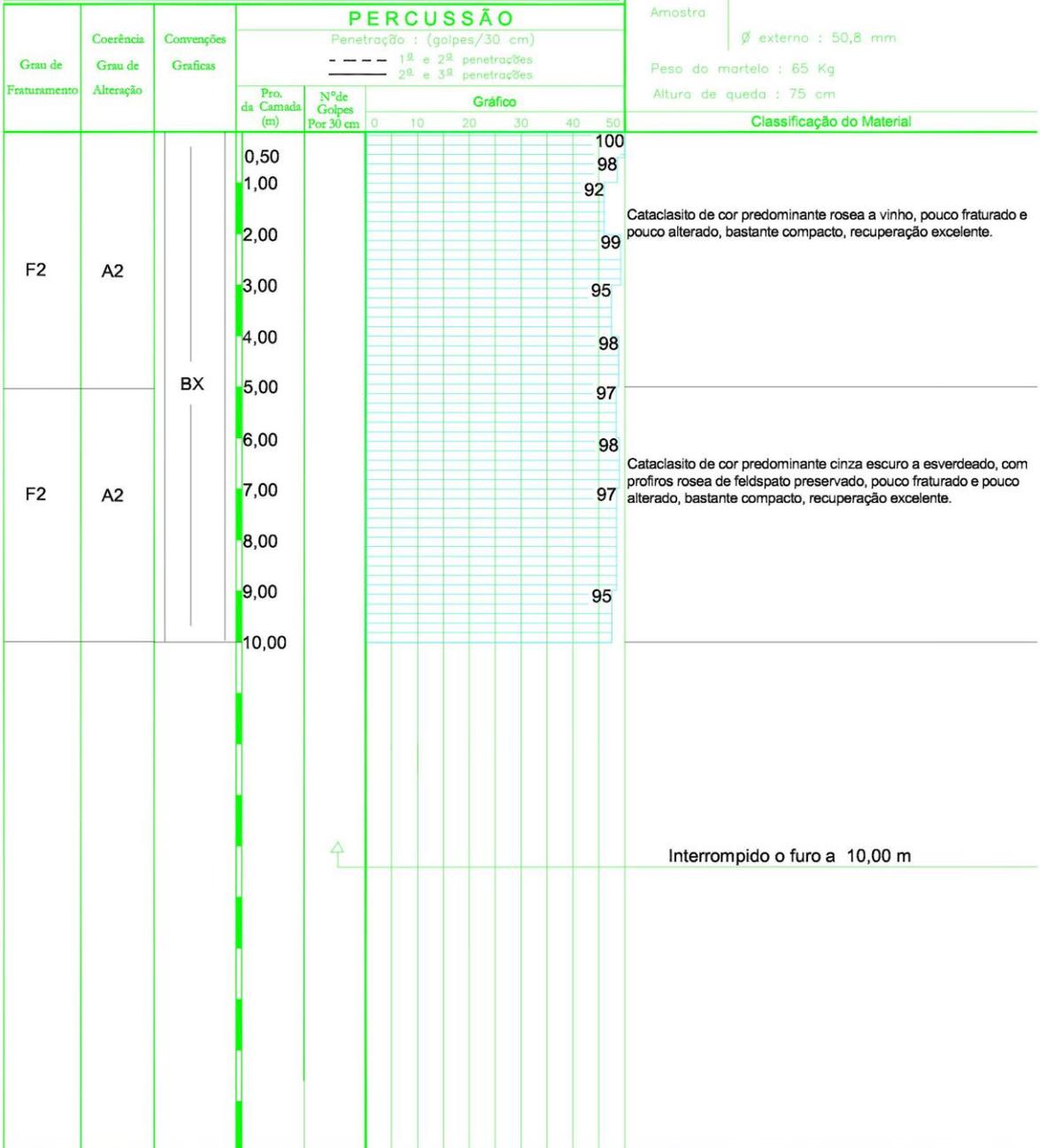


PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM ROTATIVA

Obra: Construção de Edificações
 Local: Caruaru - PE
 Interessado: Incorporado Ulisses Porto LTDA

FURO DE SONDAGEM SM - 03

Revestimento Ø
 Amostra
 Ø interno : 34,9 mm
 Ø externo : 50,8 mm
 Peso do martelo : 65 Kg
 Altura de queda : 75 cm



Profundidade do Nível D'Água = Não Encontrado		Recuperação (%)		Coordenadas:	Desenhista: Leonardo
INICIO:	FINAL:	RQD		Estaca:	V isto :
DATA:	DATA:	Recuperação		Data: 25/07/2012	
		ROTATIVA			

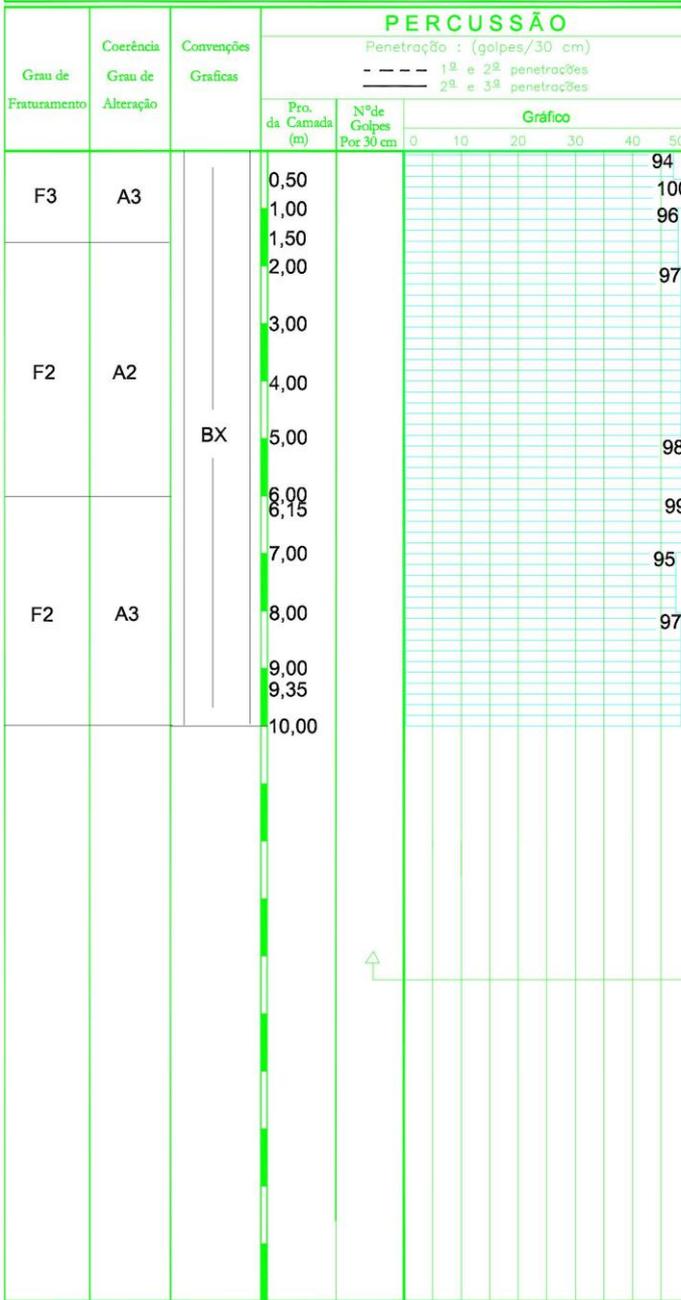


PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM ROTATIVA

Obra: Construção de Edificações
 Local: Caruaru - PE
 Interessado: Incorporado Ulisses Porto LTDA

FURO DE SONDAGEM SM - 04

Revestimento Ø
 Amostra
 Ø interno : 34,9 mm
 Ø externo : 50,8 mm
 Peso do martelo : 65 Kg
 Altura de queda : 75 cm



Classificação do Material

Cataclásito de cor predominante rosea a vinho, fraturado, alterado, compacto, recuperação excelente.

Cataclásito de cor predominante cinza esverdeado escuro, com profiros rosea, pouco fraturado e alterado, recuperação excelente.

Cataclásito de cor predominante rosea a vinho, pouco fraturado e alterado, bastante compacto, recuperação excelente.

Cataclásito de cor predominante cinza a esverdeada escura, com profiros rosea de felds pato, pouco fraturado e pouco alterado, recuperação excelente.

Interrompido o furo a 10,00 m

Profundidade do Nivel D'Água = Não Encontrado		100 80 60 40 20 0	Coordenadas:	Desenhista: Leonardo
INÍCIO:	FINAL:	Recuperação (%)		
		RQD	Estaca:	V isto :
DATA:	DATA:	Recuperação		
		ROTATIVA	Data: 25/07/2012	

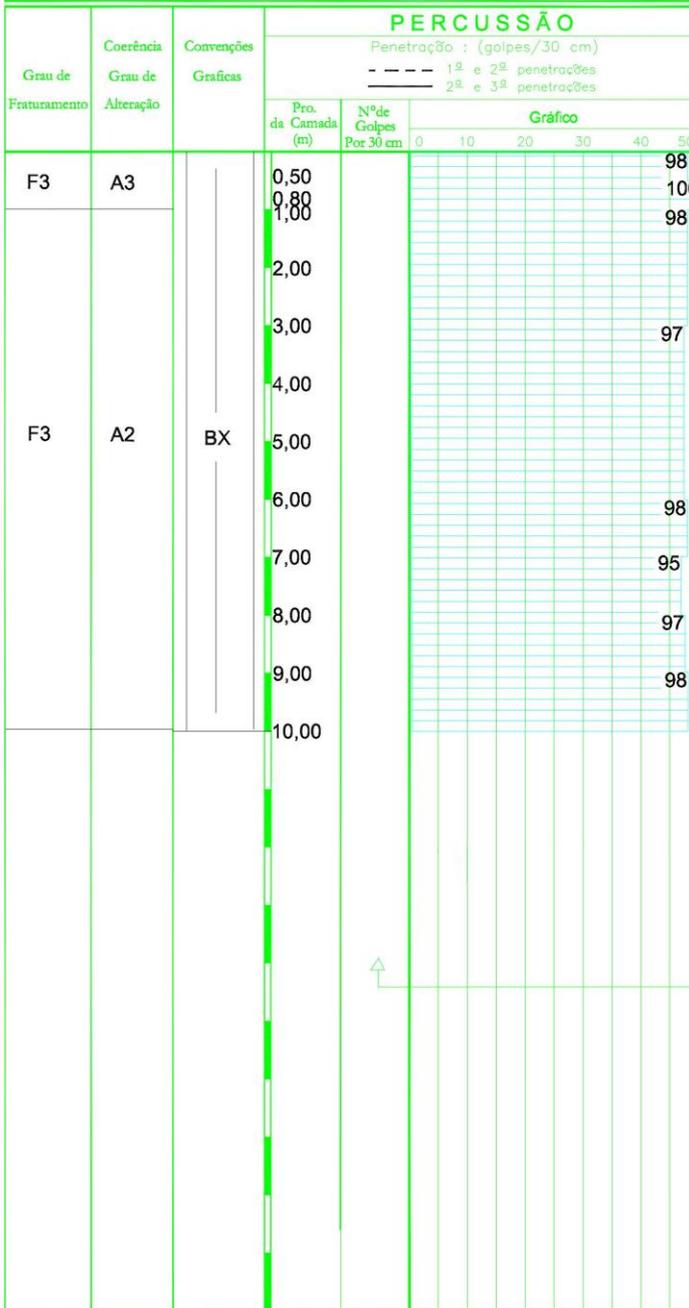


PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM ROTATIVA

Obra: Construção de Edificações
 Local: Caruaru - PE
 Interessado: Incorporado Ulisses Porto LTDA

FURO DE SONDAGEM SM - 05

Revestimento Ø
 Amostra: Ø interno : 34,9 mm
 Ø externo : 50,8 mm
 Peso do martelo : 65 Kg
 Altura de queda : 75 cm



Classificação do Material

Cataclasto de cor predominante rosea a vinho, fraturado, alterado, recuperação excelente.

Cataclasto de cor predominante cinza a esverdeado escuro, com profiros rosea de feldspato preservado, pouco alterado e fraturado, excencialmente 0,80 a 1,30m e de 7,80 a 8,00m de profundidade, recuperação excelente.

Interrompido o furo a 10,00 m

Profundidade do Nivel D'Água = Não Encontrado

INICIO: FINAL:
 DATA: DATA:



Coordenadas: Desenhista: Leonardo
 Estaca: V isto :
 Data: 25/07/2012

ROTATIVA

CLIENTE:		FURO N° FS 09		SONDAGEM A PERCUSSÃO PARA FINS DE		
LOCAL:		DATA DE INICIO:		RECONHECIMENTO DO SOLO		
SQN 212 BL.E PROJ.08 - BSB/DF		14/05/01		N° REL.:		
		DATA DE FIM:		FL:		
		14/05/01				
NÍVEL DE ÁGUA	CAMADAS	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO N/30 Cm. INICIAIS ----- FINAIS	CLASSIFICAÇÃO MACROSCÓPICA DO SOLO
			30 Cm. inicial 1ª e 2'	30 Cm. final 2ª e 3'		
N. A.	1		-	-		ATERRO- SILTE ARENOSO, VARIEGADO, POUCO COMPACTO.
	2		06	07		ATERRO- ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, VARIEGADA, MEDIA.
	3		06	06		
	4		06	06		
	5		07	08		ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHO, MAR_ ROM, MEDIA.
	6		07	08		ARGILA ARENOSA, MARROM, MUITO MOLE.
	7		02	02		
	8		02	02		ARGILA ARENOSA, VERMELHA, MOLE A MEDIA.
	9		03	04		
	10		09	10		
	11		09	10		ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, VERME_ LHA, MEDIA A RIJA.
	12		15	17		
	13		13	14		
	14		17	18		
	15		12	12		
	16		12	12		SILTE ARENOSO, VARIEGADO, MEDIANA_ MENTE COMPACTO A POUCO COMPACTO.
	17		10	10		
	18		13	14		
	19		11	09		SILTE ARENOSO, AMARELO, COMPACTO A MUITO COMPACTO.
	20		14	22		
	21		39	47		
	22		52	57		LÍMITE DE SONDAÇÃO A PERCUSSÃO: 21,45 METROS
OBS: N. A. INICIAL = 7,20 METROS N. A. 24 HORAS = 7,25 METROS COTA: NÍVEL DO TERRENO NIVELADO.						
RN.: ± 0,00		ENG° RESPONSÁVEL				
COTA:						