

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Daniela Marques Coelho

**ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E COMPARATIVO DE CUSTOS DAS
CONSTRUÇÕES EM RELAÇÃO ÀS FUNDAÇÕES EM UM TERRENO
LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE SANTA CRUZ DO SUL – RS COM PRESENÇA
DE MOVIMENTAÇÃO DE SOLO DO TIPO RASTEJO**

Santa Cruz do Sul

2015

Daniela Marques Coelho

**ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E COMPARATIVO DE CUSTOS DAS
CONSTRUÇÕES EM RELAÇÃO ÀS FUNDAÇÕES EM UM TERRENO
LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE SANTA CRUZ DO SUL – RS COM PRESENÇA
DE MOVIMENTAÇÃO DE SOLO DO TIPO RASTEJO**

Trabalho de conclusão apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade de
Santa Cruz do Sul para a obtenção do título de
Bacharela em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul

2015

*Aos meus pais, por todo amor, confiança, dedicação
e incentivo para fazer do meu sonho uma realidade.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais Vera Lúcia Marques Coelho e Moizes Coelho por todo o esforço e empenho para me ajudar nessa conquista tão importante e por serem os exemplos de ser humano que são; essa vitória é de vocês. Agradeço também a toda minha família, que sempre compreensível, soube entender a minha ausência nesse período e sempre transmitiu energias positivas para que o caminho até aqui fosse mais tranquilo.

Agradeço aos amigos que também souberam entender a minha ausência e mesmo assim se mantiveram presentes, dando força nos momentos de extremo cansaço e trazendo alegria mesmo nos dias de maior exaustão. Em especial agradeço a Cássia e a Francielle pelos momentos em que foram minhas ouvintes, pelos cuidados do nosso lar e do meu cachorro, pela compreensão de sempre e por tantas outras coisas que não caberiam nesse agradecimento se estas fossem transcritas aqui, sem vocês esta conquista seria muito mais difícil.

Agradeço aos colegas de graduação que vivenciaram todo esse processo e foram companheiros nas incontáveis horas de estudo, independente da hora, mas sempre lá, prontos para avançar cada nova etapa que o curso nos proporcionava. Em especial agradeço ao meu colega Guilherme, que não foi apenas um colega, mas sim, um grande amigo, pela ajuda nos últimos e mais difíceis anos de curso, sendo sempre presente e prestativo em todos os momentos.

Agradeço a todos os professores que colaboraram no meu aprendizado estes anos, compartilhando seus conhecimentos e sendo cruciais no meu crescimento acadêmico e pessoal. Em especial, agradeço ao meu orientador Leandro Olivio Nervis que fundamentou muito bem seu título de Mestre mostrando-se sempre empenhado e prestativo para solucionar todos os intervenientes que surgiram durante o processo de pesquisa.

Agradeço a todos os colegas de trabalho e principalmente aos chefes que tive no transcorrer desta graduação, que em todos os momentos se mostraram compreensivos à minha necessidade de horários flexíveis por conta do empenho e dedicação destinados aos estudos, cobrindo minhas faltas e criando soluções que pudessem me ajudar sempre que necessário.

Agradeço também ao meu namorado Henrique que nos momentos de poucas horas de sono e muitas horas de estudo sempre se manteve apostos para me ajudar no que fosse necessário e sempre dedicado amenizou toda a turbulência do último semestre de curso.

Agradeço principalmente a Deus pela oportunidade de estar realizando este grande sonho e pela benção de ter colocado pessoas tão especiais no meu caminho.

RESUMO

O presente trabalho foi realizado com o intuito de avaliar a viabilidade técnica-econômica de uma estrutura de fundação exposta a um solo que sofre com o fenômeno de movimentação de solo do tipo rastejo. O terreno estudado localiza-se na Rua Paulo Rauber, lote 3, no município de Santa Cruz do Sul. Inicialmente foi realizado um levantamento de indícios que apontassem a presença de tal fenômeno na localidade estudada. Unindo os indícios visuais com os resultados apresentados no ensaio de sondagem a percussão do solo, composto por dois furos, foi possível dar início à análise do caso. A partir dos resultados do ensaio SPT, definiu-se um perfil do terreno a ser analisado, considerando-se a pior situação, a qual correspondeu ao primeiro furo de sondagem. A determinação dos parâmetros do solo se deu através do uso de métodos semi-empíricos que fazem a correlação de tais dados com os valores de N_{SPT} obtidos na sondagem. Para que pudessem determinar todas as características do solo considerou-se que o mesmo se caracteriza como um solo residual, tendo assim, um comportamento típico de um solo granular. Com a determinação dos parâmetros de solo, montou-se um esquema de empuxos de solo sobre a estrutura de fundação, sendo utilizada a teoria de Rankine para determinar tais esforços e verificou-se o comprimento de embutimento da estaca assente na camada de solo sob as camadas que se movimentam necessária para equilibrar com segurança tais esforços. A capacidade da carga resistente de projeto foi calculada para três seções diferentes de estacas pré-moldadas de concreto (vibrada), sendo este valor considerado como o esforço normal no dimensionamento da armadura da estaca. Por fim, realizou-se um comparativo de custos, concluindo-se que para o terreno estudado, edificações para fins residenciais ou de escritório com menos de 3 pavimentos possuem um custo elevado das fundações por pavimento, pois as estacas demandam dimensões que sobram na capacidade de carga com relação aos esforços verticais em função de terem que absorver os esforços horizontais oriundos da movimentação do solo.

Palavras-chave: fundações; rastejo; esforços transversais em estacas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ciclo das Rochas.....	17
Figura 2- Indícios de rastejo de solo.....	21
Figura 3 - Equipamento e execução do ensaio SPT	22
Figura 4 - Correlação entre densidade relativa do solo e ângulo efetivo do solo com o valor de N_{SPT}	24
Figura 5 - Empuxo.....	27
Figura 6 - Inclinação do maciço em relação à estrutura	30
Figura 7 - Esforços causados pelo solo na estrutura de contenção.....	31
Figura 8 - Consequências de projetos de fundações deficientes - (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamento e (e) colapso estrutural.....	34
Figura 9 - Diferença entre estacas ativas e passivas.....	40
Figura 10 – Efeito causados pela movimentação de solo do tipo rastejo em fundações profundas do tipo estaca	41
Figura 11 - Conceito de k_h segundo Terzaghi (1955).....	43
Figura 12 - Método de Miche: cálculo aproximado do momento fletor máximo	47
Figura 13 - Estaca vertical, topo livre, submetida a uma força horizontal e a um momento (topo da estaca = superfície do terreno)	47
Figura 14 - Coeficiente C_y para cálculo do deslocamento (Matlock e Reese, 1961)	50
Figura 15 - Projeção do local de estudo sobre imagem de satélite.....	64
Figura 16 – Análise da inclinação média da região estudada.....	64
Figura 17 – Projeção do local de estudo sobre o mapa geológico do Estado do Rio Grande do Sul.....	66
Figura 18 – Esquema de esforços sobre a estrutura de fundação	67
Figura 19 - Esquema de empuxos de solo	70
Figura 20 - Esquema com os resultados dos cálculos dos empuxos atuantes sobre a estaca e o comprimento de ficha necessário	71

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1 - Árvores com troncos inclinados existentes no terreno estudado.....	61
Fotografia 2 – Árvore com tronco inclinado no terreno localizado aos fundos do terreno estudado.....	62
Fotografia 3 – Trincamento em muro existente no terreno ao lado do terreno estudado.....	62
Fotografia 4 – Trinca em edificação existente na região do terreno estudado	63

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Diagramas de esforços na estaca 20x40 cm.....	74
Gráfico 2 - Diagramas de esforços na estaca 30x30 cm.....	75
Gráfico 3 - Diagramas de esforços na estaca 35x35 cm.....	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Correlação entre N_{SPT} e coesão para solos coesivos.....	25
Tabela 2 – Correlação entre N_{SPT} , D_r e ϕ' para solos granulares.....	25
Tabela 3 - Ângulo de atrito interno ϕ x $(N_1)_{60}$	25
Tabela 4 - Peso específico de solos argilosos.....	26
Tabela 5 - Coeficiente de Poisson	27
Tabela 6 – Equações da Teoria de Rankine.....	29
Tabela 7 - Valores dos fatores ξ_1 e ξ_2 para determinação de valores característicos das resistências calculadas por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo	35
Tabela 8 - Valores de k e α (Método de Aoki & Velloso)	37
Tabela 9 - Valores de F_1 e F_2 (Método de Aoki & Velloso)	37
Tabela 10 - Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 1986)	38
Tabela 11 - Valores atribuídos ao coeficiente α	38
Tabela 12 - Valores atribuídos ao coeficiente β	39
Tabela 13 - Diferença entre estacas ativas e passivas	40
Tabela 14 - Valores do módulo de reação K para argilas pré-adensadas	44
Tabela 15 - Valores da constante do coeficiente de reação horizontal η_h	44
Tabela 16 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto.....	45
Tabela 17 – Coeficientes propostos por Matlock e Reese.....	49
Tabela 18 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	53
Tabela 19 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	53
Tabela 20 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	54
Tabela 21 - Parâmetros de dimensionamento de estacas moldadas <i>in loco</i>	55
Tabela 22 - Espessura de compensação de corrosão	56
Tabela 23 - Definição dos parâmetros do solo a partir de correlações semi-empíricas com o N_{SPT}	69
Tabela 24 - Valor da carga resistente de projeto de acordo com a dimensão da estaca.....	72
Tabela 25 - Número de pavimentos suportado por cada estaca em função da carga resistente de projeto	72

Tabela 26 - Dimensionamento da armadura longitudinal de acordo com a dimensão de cada estaca	77
Tabela 27 - Custo por estaca.....	78

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Área e delimitação do tema.....	13
1.2	Justificativa.....	14
1.3	Objetivos	15
1.3.1	Objetivo geral.....	15
1.3.2	Objetivos específicos.....	15
1.4	Limitações.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1	Origem e formação do solo	17
2.2	A importância do solo na construção civil.....	19
2.3	Tipos de movimentação de encostas e o problema do rastejo.....	19
2.4	Investigação do subsolo através do ensaio SPT - <i>Standard Penetration Test</i>	21
2.5	Correlação do valor de NSPT com os parâmetros do solo.....	23
2.5.1	Correlação do valor de N_{SPT} com os parâmetros de resistência do solo	23
2.5.2	Correlação do valor de N_{SPT} com os parâmetros de deformabilidade do solo	26
2.6	Empuxos de solo sobre uma estrutura e a Teoria de Rankine (1857).....	27
2.7	Definição e cálculo da ficha.....	30
2.8	Fundações	31
2.8.1	Requisitos de projeto de fundações.....	33
2.8.2	Métodos semi-empíricos de dimensionamento de estacas	36
2.8.3	Esforços transversais em estacas.....	39
2.8.3.1	Soluções baseadas no coeficiente de reação horizontal	42
2.8.4	Dimensionamento estrutural de estacas submetidas a esforços de flexo-compressão	52
3	METODOLOGIA	58
3.1	Descrição física, geológica e pedológica do local estudado.....	58
3.1.1	Descrição física.....	58
3.1.2	Descrição geológica.....	58
3.1.3	Classificação pedológica.....	59
3.2	Descrição do perfil geológico	59

3.3	Dimensionamento da estrutura de fundação.....	59
3.4	Comparativo de custos	60
3.5	Conclusões	60
4	DESCRIÇÃO GERAL DO TERRENO E DO PROBLEMA ESTUDADO.....	61
4.1	Indícios de movimentação de solo no terreno estudado	61
4.2	Descrição física do local de estudo.....	63
4.3	Descrição geológica	65
4.4	Classificação pedológica	66
4.5	Descrição do perfil geológico-geotécnico	67
4.6	Escolha do tipo de fundação	68
5	ESQUEMATIZAÇÃO DO PROBLEMA, CÁLCULOS E RESULTADOS.....	69
5.1	Definição dos parâmetros do solo.....	69
5.2	Cálculo da ficha e definição do comprimento	70
5.3	Cálculo da carga resistente de projeto	72
5.4	Dimensionamento estrutural	73
5.4.1	Obtenção dos diagramas de solicitações.....	73
5.4.2	Armadura necessária	77
6	LEVANTAMENTO DE CUSTOS.....	78
7	CONCLUSÃO	79
	REFERÊNCIAS	80
	ANEXO A - Relatório de sondagem de simples reconhecimento do solo com SPT	83
	ANEXO B - Tabelas para dimensionamento à flexo-compressão normal	87

1 INTRODUÇÃO

O ramo da construção civil é um seguimento que está em constante desenvolvimento. Com o passar dos anos as técnicas rústicas adotadas na construção das estruturas foram sendo aprimoradas e amplamente analisadas. Assim, um estudo minucioso sobre cada constituinte que desenvolve alguma função na edificação passou a ser feito, de modo a garantir um desempenho satisfatório no resultado final. A fase de concepção de projeto é de suma importância, pois a projeção correta da estrutura visando obter-se uma maior vida útil da obra e proporcionar conforto e segurança aos usuários, aliando tudo isso a um custo total o mais enxuto possível, traz a garantia de um empreendimento de sucesso e grande valor comercial.

Dentre todos os parâmetros que devem ser analisados durante o processo de projeto de uma edificação a análise do solo é uma das mais importantes a serem feitas. O solo irá suportar toda a carga imposta pela obra, portanto, conhecer suas características e entender o seu funcionamento é de extrema importância. O histórico do comportamento da encosta na região em que se executará o projeto é um importante aliado nessa etapa, pois com essas informações é possível traçar uma ideia inicial de qual estrutura se adéqua melhor ao tipo de solo ao qual será exposta.

O levantamento de dados que definem a origem da formação do solo, suas características e seu comportamento são fatores que influenciam diretamente no projeto da obra. Tais informações propiciam o melhor uso do solo que se apresenta disponível, assim o custo final do empreendimento é enxugado e a decorrência de erros quanto ao dimensionamento de esforços se torna mais rara.

O Brasil por ser um país tropical, apresenta, em diversas regiões, grandes incidências de chuvas torrenciais e constantes alterações climáticas, sendo estes fatores aliados na formação e caracterização do solo, que por sua vez, acaba tendo chances consideráveis de apresentar baixa resistência e grande expansibilidade, dentre outros problemas. Com isso depara-se mais uma vez com a importância que o estudo do solo representa no momento da concepção do projeto da edificação. Considerar tais complicadores e outros que possam vir a surgir garantem ao empreendedor um resultado final satisfatório, que será capaz de atender a todas as solicitações que lhe serão impostas, porém o problema cultural que tem-se no país nesta área delimita em muitas ocasiões a execução de um bom projeto.

É importante salientar que as estruturas que ficarão em contato com o solo são afetadas diretamente pelos esforços impostos por ele. A movimentação de solo, que, quando coluvionar possui maior incidência do fenômeno de rastejo, é uma problemática que causa uma série de patologias que interferem de maneira negativa na estabilidade da estrutura, sendo assim é de extrema importância identificar a existência de tal movimentação com a finalidade de se projetar uma fundação que suporte de maneira adequada à maior exigência emitida por esse tipo de solo, evitando assim, futuros problemas estruturais.

A solicitação de projetos com curto espaço de tempo para confecção em situações nem sempre favoráveis em relação a este período disponível torna-se um dos grandes causadores de obras finalizadas com patologias decorrentes do mau dimensionamento. Outro fator importante se refere a não percepção, por parte do projetista, da existência de situações geotécnicas peculiares, como por exemplo, a presença de rastejo. Portanto, num país como o Brasil, que expõe o projetista em diversas oportunidades a realidades desfavoráveis do ponto de vista geológico é indispensável à elaboração de um projeto consciente, que seja calculado de acordo com as solicitações que aplicará e receberá do meio levantando todos os dados necessários e garantindo assim o melhor resultado final que se pode obter.

1.1 Área e delimitação do tema

Este trabalho será desenvolvido dentro dos campos da Geotecnia e Estruturas, abrangendo os assuntos abordados nas disciplinas de Geologia Aplicada à Engenharia Civil, Mecânica dos Solos, Obras de Terras, Mecânica Estrutural, Estrutura de Concreto Armado e Fundações. A delimitação deste estudo se dará pela análise de uma determinada região do município de Santa Cruz do Sul-RS com o intuito de verificar a viabilidade técnico-econômica das construções em relação às fundações, quando expostas à ação de movimentação do solo do tipo rastejo em um terreno instável, considerando a dissolução do valor investido nessa parte da estrutura em relação ao restante da edificação. Serão aplicadas diferentes metodologias, sendo a principal delas um estudo bibliográfico em fontes que abordam assuntos relacionados ao caso em questão, acompanhada de uma análise crítica sobre os resultados obtidos.

1.2 Justificativa

Considerando incidentes negativos na área da construção civil que são conhecidos e acontecem até hoje é possível identificar a visão difundida que se tem na área de projetos, uma vez que a cultura adotada privilegia um período mais curto para a criação do projeto da obra ao invés de exaltar a elaboração de projetos fundamentados, que façam uso de todos os métodos e bibliografias ao qual se tem acesso atualmente para saber em que tipo de região se está trabalhando e a melhor solução estrutural para tal situação. Com essa conclusão, percebe-se a necessidade de mudança, mudança esta, que pode ser iniciada em estudos e trabalhos que apresentem de forma concreta as vantagens que um simples levantamento de dados pode significar.

O solo é um dos maiores fatores problemáticos para a construção, pois este apresenta-se com características e comportamentos distintos de um tipo para outro. Sua identificação por meio de sondagens, como por exemplo, o SPT (Standart Penetration Test) que é um dos ensaios mais utilizados em todo o mundo devido ao seu baixo custo e facilidade de execução, é uma prática simples que pode representar em um ganho em diversas áreas do processo construtivo.

A movimentação de solo do tipo rastejo é um problema frequente nas encostas formadas por solos coluvionares da cidade de Santa Cruz do Sul, tendo um histórico extenso de registros de colapsos de edificações construídas sobre fundações superficiais nessas regiões. Nessas situações é importante salientar que mesmo as fundações superficiais sendo estruturas adequadas para suportar esforços verticais impostos, a solução para contornar o problema causado por esse tipo de fenômeno de movimentação de solo seria o emprego de fundações profundas. Portanto, visando uma otimização econômica da ocupação do solo, é possível identificar que a melhor opção seria investir na construção de uma edificação mais elevada do que de residências térreas ou de dois pavimentos.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho será verificar qual o porte de construção se mostra técnica e economicamente viável em relação aos custos das fundações considerando a presença da ação de movimentação de solo do tipo rastejo em um terreno localizado no município de Santa Cruz do Sul-RS.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são os seguintes:

- Ampliar os conhecimentos obtidos nas disciplinas nas áreas de estruturas e geotecnia colocando-os em prática a campo, a partir do estudo de caso de uma encosta com presença do movimento do tipo rastejo;
- Analisar as ações causadas pela movimentação de solo do tipo rastejo sobre uma estrutura de fundação;
- Verificar o tipo de fundação mais pertinente para o terreno estudado;
- Dimensionar os elementos de fundação de maneira correta e atendendo as exigências normativas para as situações hipotéticas a serem levantadas, de forma a atender todas as cargas impostas pela estrutura e pela movimentação do terreno;
- Realizar um comparativo de custos da estrutura de fundação escolhida em função da dissolução dos valores investidos nessa parte da edificação no restante do prédio.

1.4 Limitações

Ao longo do trabalho foram encontradas diversas limitações que tornaram a análise do caso mais complexa. Dentre tais intervenientes pode-se citar:

- A escassez de dados sobre o tipo de solo;
- A falta do croqui com a localização dos furos de sondagem;
- A falta de bibliografia que faça a análise do comportamento de solos com rastejo sobre estruturas de fundação;

- A escassa literatura que apresente soluções empíricas para determinação de parâmetros de solos argilosos a partir de correlações com o N_{SPT} .

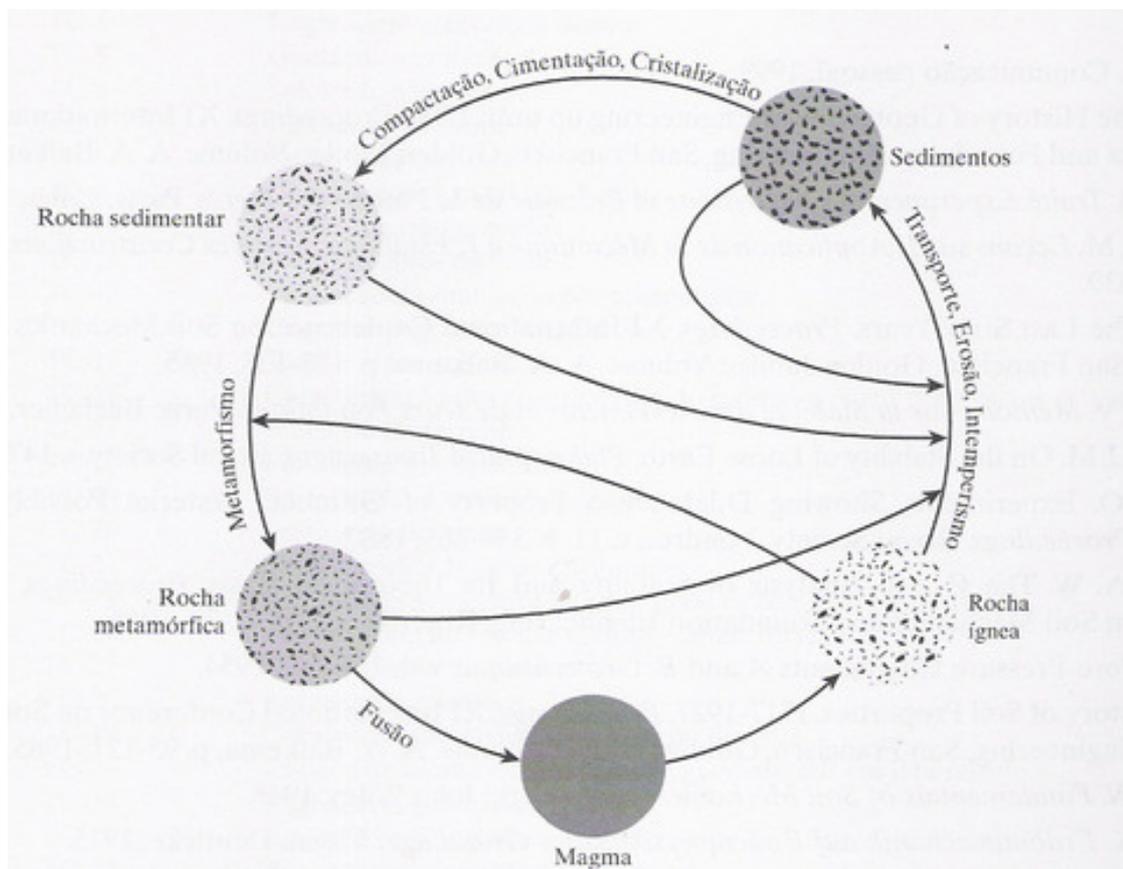
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Origem e formação do solo

Conforme Das (2011) os solos são originados da intemperização das rochas tendo suas propriedades físicas definidas a partir dos minerais que constituem suas partículas, ou seja, são caracterizados pela sua rocha de origem. A alteração das rochas que causa a formação do solo acontece devido à ação do intemperismo, que origina essa degradação através de processos mecânicos, químicos e biológicos.

O tipo de solo que será formado dependerá do mineral que originou a rocha. Sendo assim para saber as características do solo é necessário saber todo o histórico do processo de formação da rocha (Figura 1), que pode ser ígnea, sedimentar ou metamórfica. Esses fatores influenciam diretamente na qualidade do solo e definirão a possibilidade do seu uso conforme a necessidade.

Figura 1 - Ciclo das Rochas



Fonte: DAS, 2011

As rochas ígneas se originam de um processo de formação que envolve a solidificação do magma fundido expelido do interior do manto terrestre (DAS, 2011). As características desse tipo de rocha dependerão das características apresentadas pelo magma que a originou e da taxa de resfriamento do mesmo. São denominadas como intrusivas quando formadas a elevadas profundidades, e de extrusivas quando formadas pelo resfriamento do magma na superfície (CAPUTO, 2000).

Rochas sedimentares são aquelas formadas a partir da união de fragmentos de outras rochas ou então devido à precipitação de minerais dissolvidos em ambientes aquáticos. As rochas formadas pela junção de detritos através do processo de cimentação por determinados agentes são denominadas de rochas sedimentares detríticas e quando são formadas por processos químicos são chamadas de rochas sedimentares químicas (DAS, 2011).

As rochas metamórficas, conforme Das (2011), consistem em rochas que sofreram alteração em suas características de composição e textura por calor e pressão, sendo que, durante esse processo, novos minerais são formados e grãos de minerais são cisalhados para conferindo a elas uma textura foliada.

Considerando uma situação em que o solo permaneça no local de origem de sua formação, ele receberá a denominação de residual. Já o solo que é transportado, ou seja, aquele que não permanece no local de origem devido à ação do vento, água ou outros agentes, é denominado como solo sedimentar (DAS, 2011).

Os solos sedimentares, de acordo com o agente responsável pelo seu transporte e deposição, são classificados, segundo Das (2011), em glaciais (derretimento de geleiras), aluviais (transporte pela água corrente e deposição ao longo do percurso); lacustres (depósitos em lagos calmos); marinhos (depósitos no mar); eólicos (ação do vento) e coluvionares (ação da gravidade).

A ciência que investiga as camadas superficiais da crosta terrestre é, segundo Caputo (2000), denominada como Pedologia. O enfoque principal dessa ciência é analisar a formação e classificação dos materiais que compõem a crosta terrestre, considerando a interferência causada pelas ações dos agentes climáticos (CAPUTO, 2000). A classificação desse estudo se dá através da divisão das camadas (também denominadas horizontes) de um perfil pelas letras A, B e C que correspondem respectivamente à camada superficial, subsolo e camada profunda. De acordo com Caputo (2000), tais horizontes distinguem-se pela cor e composição química.

2.2 A importância do solo na construção civil

O homem desde o princípio dos tempos tem a noção de que o solo possui variadas formas de uso e aplicação. Dentro do campo da engenharia civil ele possui influência direta, podendo ser utilizado como suporte de estruturas, como própria estrutura, como material construtivo, dentre tantas outras utilidades. Sabendo-se de tamanha importância o solo passou a ser estudado e analisado com maior frequência, tendo, a partir daí, uma ideia mais clara e ampla de como o mesmo deve ser empregado dependendo das características que apresenta (PINTO, 2006).

De acordo com Pinto (2006), à evolução de tais estudos trouxe consigo a noção de que o meio ambiente e as características climáticas ao qual o solo está exposto são fatores que influenciam de maneira direta a qualidade do solo. Dentre esses fatores, um dos mais importantes a ser analisado é o nível da água, pois a água provoca pressões dentro do solo que devem ser considerados quando em relação aos esforços que geram na estrutura projetada.

Tendo noção da importância do solo, é indispensável que na fase de elaboração do projeto a ser executado o mesmo seja estudado, com a finalidade de conhecer as suas características. Possuindo as informações necessárias é possível fazer uso do solo de maneira consciente e correta, tendo um melhor aproveitamento do material disponível.

2.3 Tipos de movimentação de encostas e o problema do rastejo

Os movimentos de solo se caracterizam por encostas instáveis que passam por processos de ruptura dos maciços rochosos ou terrosos, sendo essas bem definidas ou não. A classificação de tais movimentos se dá pela análise da ruptura, pela velocidade da movimentação, dentre outros fatores. Conforme Caputo (2000) as movimentações se dividem em três grandes grupos, sendo eles desprendimento de terra ou rocha, rastejo e escorregamentos (*landslide*).

O movimento designado de rastejo, também conhecido como *creep*, o qual se constitui o tema deste trabalho, segundo Caputo (2000), caracteriza-se em um deslocamento de solo com velocidade lenta e constante sobre as camadas mais profundas, podendo ou não ter limite definido entre as massas do terreno que se deslocam e as que se mantêm estacionárias. Nesse tipo de movimentação, árvores, postes e cercas inclinadas servem como indícios de sua ocorrência.

A intensidade do escorregamento varia de acordo com a presença de água. Em épocas de precipitações intensas pode ocorrer um aumento da velocidade do rastejo, já em temporadas de secas essa velocidade é desacelerada.

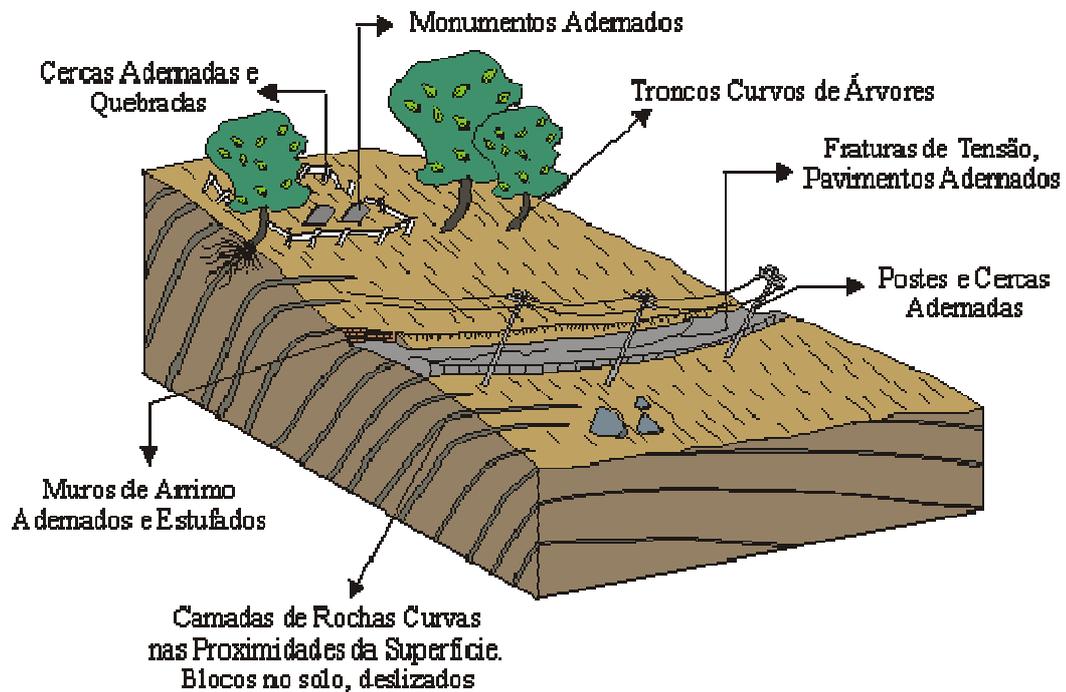
Geralmente sua superfície de ruptura não é determinada, sendo assim, não é possível definir seus limites. A ação da gravidade é o principal fator causador desse tipo de movimentação, porém, variações de temperatura e umidade também interferem nesse processo. Conforme Guidicini e Nieble (1983), o rastejo pode ser comparado ao movimento de um líquido muito viscoso.

Quando o solo onde o fenômeno ocorre é coluvionar, a ruptura se dá através de uma superfície bem definida, caracterizando-se pela massa de solo coluvionar e pela superfície do terreno adjacente (GUIDICINI E NIEBLE, 1983). Segundo os autores, o colúvio está suscetível a um rastejo do tipo sazonal, ocorrendo predominantemente em épocas de intensa pluviosidade, já o solo inferior está exposto a rastejos constantes.

Geralmente esse fenômeno não interfere de forma considerável em estruturas nas quais estão em contato, levando em consideração que a proporção de solo deslocado ao longo do tempo é praticamente insignificante. Em alguns casos a movimentação do solo pode afetar as edificações em partes onde a estrutura está em contato com o solo, como por exemplo, nas fundações. Nessas situações existe uma aplicação de esforços horizontais sobre as estruturas, esforços esses além dos que normalmente se consideram em solos estáveis (GUIDICINI E NIEBLE, 1983).

De acordo com o exposto por Guidicini e Nieble (1983), para se identificar a existência desse tipo de movimentação em uma determinada região deve-se fazer uma análise da vegetação, postes, cercas ou outros elementos que sinalizam esse fenômeno através de deformações, estando assim, diferentes da sua forma original, conforme pode ser visto na Figura 2.

Figura 2- Índícios de rastejo de solo



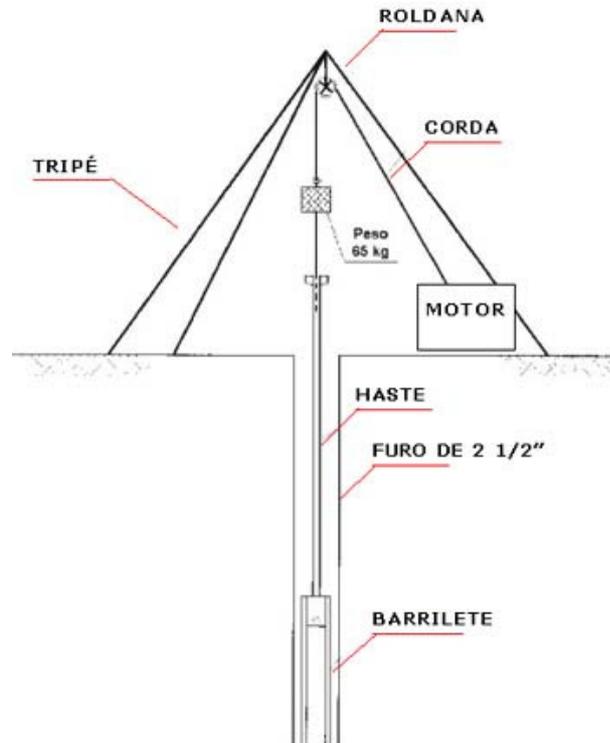
Fonte: disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/imagens/riscos/rastejo.gif>>. Acesso em: 26 abril 2015.

2.4 Investigação do subsolo através do ensaio SPT - *Standard Penetration Test*

O ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) é um método utilizado para investigação do solo a campo. Ele é reconhecido como o ensaio mais popular, econômico e usual em todo o mundo devido à simplicidade que envolve todo o procedimento de execução da sondagem e seu baixo custo de operação (SCHNAID, 2000).

De acordo com Schnaid (2000), esse tipo de sondagem define a densidade de solos granulares e indica a consistência de solos coesivos e rochas brandas. Segundo o autor, o ensaio SPT, em uma visão global, caracteriza-se em uma determinada resistência mecânica associada a uma sondagem de simples reconhecimento onde se é feita uma perfuração no solo a ser investigado através de trado com circulação de água, utilizando como equipamento de escavação um trépano de lavagem. Faz-se uma coleta de amostra de solo deformada a cada metro de profundidade atingida com o auxílio de um amostrador-padrão, sendo este cravado no fundo da escavação por um martelo com peso de 65 kg solto em queda livre a uma altura de 75 cm (Figura 3), podendo ser aplicado com energias moderada, normal ou modificada.

Figura 3 - Equipamento e execução do ensaio SPT



Fonte: disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=126>>. Acesso em: 23 maio 2015.

Ainda segundo Schnaid (2000), o número de golpes necessários para atingir uma profundidade de penetração do amostrador de 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm, é o valor de N_{SPT} . Para definir o valor de N_{SPT} deve-se levar em consideração que a energia aplicada na prática é correspondente a 70% da energia teórica no Brasil, devido ao uso de sistemas de queda livre manual do martelo, porém, internacionalmente, estabeleceu-se que o valor a ser considerado é de 60% da energia teórica considerada, percentagem essa utilizada devido ao equipamento empregado na execução da sondagem em países americanos e europeus, que utilizam sistemas mecânicos de queda do martelo.

Conforme Schnaid (2000), para fazer a correção do valor de N_{SPT} deve-se utilizar a equação 1, que baseia-se nos padrões americanos, relacionando a energia empregada pela energia de referência.

$$N_{60} = \frac{(N_{SPT} \cdot \text{Energia aplicada})}{0,60} \quad (1)$$

Os materiais, equipamentos e métodos utilizados por este ensaio de sondagem, são normatizados pela ABNT NBR 6484:2001, devendo todo o processo de execução atender às especificações previstas por tal norma. Para definição dos pontos que serão perfurados no terreno para exploração do solo, utiliza-se como base a ABNT NBR 8036:1983, que em geral,

estabelece que para cada 200 m², em uma área de projeção em planta da edificação de até 1.200 m², deverá ser feita ao menos uma sondagem, e que, quando esta área estiver compreendida entre 1.200 m² e 2.400 m², deve-se fazer uma sondagem a cada 400 m² excedentes dos 1.200 m² iniciais. Para áreas de projeção superiores a 2.400 m², deverá ser feito um plano de perfurações de acordo com as necessidades da obra. Adota-se como padrão mínimo duas sondagens em áreas de projeção de edificação até 200 m² e três quando a esta área for entre 200 m² e 400 m².

2.5 Correlação do valor de NSPT com os parâmetros do solo

Os parâmetros do solo como ângulo de atrito interno, peso específico, coesão, dentre outros, normalmente são definidos por meio de ensaios laboratoriais que fazem uso de amostras do solo a ser estudado. Em determinados casos, onde não se dispõe de tais ensaios é possível fazer a determinação desses parâmetros de maneira semiempírica a partir de correlações feitas com os resultados do ensaio SPT (SCHNAID, 2000).

2.5.1 Correlação do valor de N_{SPT} com os parâmetros de resistência do solo

Os parâmetros de resistência do solo designam a tensão máxima de cisalhamento que o solo suporta sem colapsar. Este é arbitrado em função do atrito interno efetivo e coesão do solo. O ângulo de atrito interno efetivo ϕ' é a obliquidade máxima das tensões existentes no solo, ou seja, a relação entre tensão cisalhante máxima e tensão normal. A coesão é a parcela de resistência independente da tensão normal aplicada ao solo (ALONSO, 2010).

São escassas as fontes literárias que apresentam correlações com o N_{SPT} para solos argilosos residuais. Em termos práticos, esses solos apresentam comportamento típico de solos granulares, portanto, nessas situações, é possível adotar os métodos empregados para definir o ângulo de atrito interno de areias (SCHNAID, 2012).

Conforme Schnaid (2000), é possível relacionar o valor de N_{SPT} com a densidade relativa do solo (D_r), valor esse que estabelece o nível de compactidade de um solo granular, variando de 0% a 100% para solos muito fofos ou muito compactos, respectivamente (equação 2 e 3), através de fórmulas propostas por Gibbs&Holtz e Skempton. Aplicando o valor encontrado para D_r nas equações 4 e 5, formuladas por Mello e Bolton, é possível então determinar o valor do ϕ' .

$$D_r = \left(\frac{N}{0,23 \cdot \sigma'_v \cdot 16} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

$$D_r = \left(\frac{N}{0,28 \cdot \sigma'_v \cdot 27} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

Onde:

D_r = Densidade relativa do solo;

$N = N_{60}$;

σ'_v = Tensão vertical efetiva.

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad (4)$$

$$\phi' = 33 + \{3 \cdot [D_r \cdot (10 - \ln \rho') - 1]\} \quad (5)$$

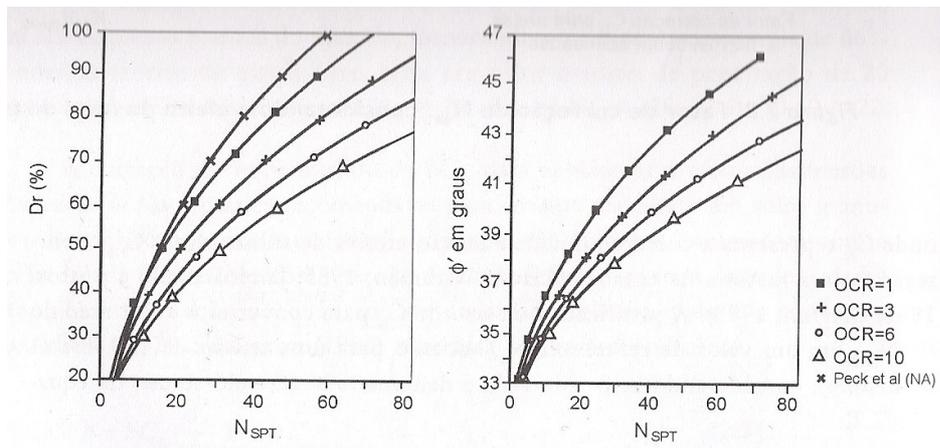
Onde:

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo; e

ρ' = tensão efetiva média.

Ainda podem-se definir os valores da densidade relativa do solo e do ângulo interno efetivo do solo por ábacos que fazem a relação entre seus valores com o número N_{SPT} corrigido (N_{60}) conforme a Figura 4.

Figura 4 - Correlação entre densidade relativa do solo e ângulo efetivo do solo com o valor de N_{SPT}



Fonte: Schnaid e Milititsky, 1995

Além dos métodos citados acima, podem ser utilizadas as Tabelas 1 e 2 para definir tais valores, tabelas essas propostas por Alonso (2010), onde a correlação se dá entre N_{SPT} , os estados de consistência e a coesão dos solos coesivos e entre N_{SPT} , D_r e ϕ' dos solos granulares.

Tabela 1 – Correlação entre N_{SPT} e coesão para solos coesivos

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: Alonso, 2010.

Tabela 2 – Correlação entre N_{SPT} , D_r e ϕ' para solos granulares

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: Alonso, 2010

Décourt (1989) fez uma reinterpretação de estudos realizados por De Mello (1967, 1971) com base no trabalho de Gibbs e Holtz, chegando a correlação exposta na Tabela 3, onde são apresentados os valores de ângulo de atrito em função no $(N_1)_{60}$, que segundo o autor, é a razão entre a tensão de confinamento de 100 kPa $((\sigma'_{oct})_1)$ e a tensão efetiva vertical multiplicado pelo valor do N_{SPT} corrigido para uma eficiência de 60% (que, conforme exposto pelo autor, é o valor de N_{SPT} multiplicado por 1,2).

Tabela 3 - Ângulo de atrito interno ϕ x $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$	ϕ (°)	$(N_1)_{60}$	ϕ (°)
6,41	30	19,40	37
7,63	31	22,48	38
9,02	32	26,04	39
10,59	33	30,17	40
12,37	34	34,99	41
14,41	35	40,64	42
16,73	36	47,28	43

Fonte: Hachich et al., 1998

O peso específico efetivo do solo pode ser definido a partir de valores aproximados expostos na Tabela 4 em função da consistência da argila, dessa maneira, associa-se tal valor ao índice de resistência à penetração N_{SPT} .

Tabela 4 - Peso específico de solos argilosos

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

Fonte: Cintra e Aoki, 2010

2.5.2 Correlação do valor de N_{SPT} com os parâmetros de deformabilidade do solo

Os parâmetros de deformabilidade apontam a magnitude e o sentido das deformações que irão ocorrer no solo em decorrência de um determinado estado de tensões aplicado. Este é definido através de parâmetros básicos, sendo eles o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, ambos podem ser determinados por correlações com o N_{SPT} .

Com a análise de várias proposições em relação a determinação do módulo de elasticidade para solos residuais, chegaram-se as equações 6, 7 e 8, que apresentam, respectivamente, a relação entre o módulo e o valor de $N_{SPT,60}$, que é o valor de N_{SPT} multiplicado por 1,17 segundo o autor, seu limite de ocorrência superior e inferior (SCHNAID, 2012).

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} \quad (6)$$

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} + 0,611 \cdot \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} \quad (7)$$

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} - 0,611 \cdot \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} \quad (8)$$

A partir de uma análise feita por Ruver e Consoli (2006) foi possível fazer um gráfico constando valores dos módulos de elasticidade e seus respectivos valores de $N_{SPT,60}$ (considerando uma energia de cravação de 72%) de todos os casos estudados pelos autores. Conforme o estudo chegou-se a equação 9 que fornece o valor do módulo de elasticidade de um solo residual considerando um ajuste linear dos resultados dispostos no gráfico.

$$E = 1,89 \cdot N_{SPT,60} \quad (9)$$

Conforme Teixeira & Godoy (1996) os valores da Tabela 5 correspondem aos valores típicos para coeficiente de Poisson do solo (CINTRA ET AL., 1996).

Tabela 5 - Coeficiente de Poisson

Solo	ν
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: Cintra et al., 2003

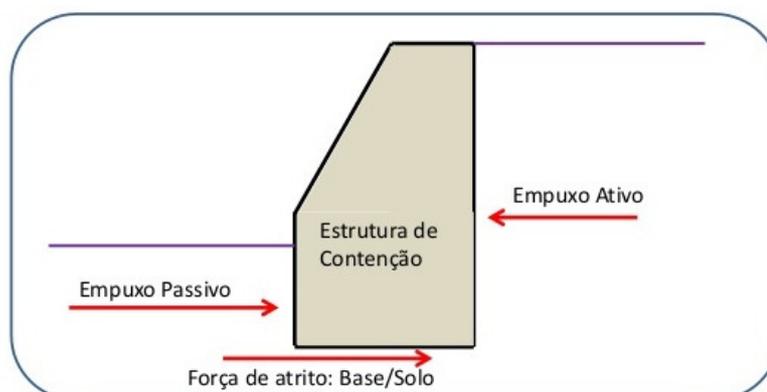
Cintra et al. (2003) ainda cita os valores citados por Mayne & Poulos (1999), onde, para carregamentos drenados em todos os tipos de solo, incluindo argilas e areias, utiliza-se a equação 10.

$$\nu' = 0,15 \pm 0,05 \quad (10)$$

2.6 Empuxos de solo sobre uma estrutura e a Teoria de Rankine (1857)

O empuxo de terra é a solicitação horizontal impressa pelo solo sobre a estrutura que esteja em contato com ele, podendo também ser denominado como o esforço que surge internamente no maciço terroso, conforme Gerscovich (2010). Pode ser classificado como empuxo passivo ou ativo de acordo com a maneira que atua sobre a obra que estiver em contato com o solo (Figura 5), sendo sua definição de extrema importância para a elaboração do projeto de estruturas que ficam em contato com o solo.

Figura 5 - Empuxo



Fonte: disponível em: <<http://pt.slideshare.net/majitislav/05-estruturas-de-conteno>> acesso em: 12 de maio de 2015.

Quando o empuxo se encontra em situação de repouso as tensões horizontais geradas pelo solo acontecem em uma condição onde não há deformação horizontal. Denomina-se como empuxo passivo o esforço horizontal onde a estrutura é empurrada contra o solo, causando assim uma tensão de natureza passiva. Já no empuxo ativo, o solo exerce este papel sobre a estrutura, gerando forças que empurram a estrutura. A literatura técnica disponibiliza variados métodos de cálculo para definição de tais esforços, como por exemplo, a Teoria de Rankine (1857), a Teoria de Coulomb (1776), o método de Culmann, o método do círculo de atrito ou Taylor, dentre outros métodos existentes. O presente trabalho abordará apenas a Teoria de Rankine (1857), considerando o fato de este ser um dos métodos mais empregados na determinação de empuxos devido à sua simplicidade, apesar de ser um pouco mais conservador em relação às demais.

Conforme exposto por Gerscovich (2010), quando todos os pontos da massa de solo estão em situação de ruptura é possível afirmar que o mesmo encontra-se em situação de equilíbrio plástico. Ainda de acordo com a autora, considera-se que o estado limite de plasticidade será passivo quando a tensão efetiva vertical permanecer constante e a tensão efetiva horizontal passar por um aumento progressivo, porém, no caso em que a tensão efetiva vertical permanece constante, mas a tensão efetiva horizontal diminui progressivamente, diz-se que o estado limite de plasticidade é ativo.

Segundo a teoria de Rankine (1857), o estado limite plástico acontece quando ocorre o deslocamento de uma parede, ou seja, o momento da ruptura representa o surgimento de infinitos planos de ruptura causando assim à completa plastificação do maciço terroso. Na condição em que o equilíbrio plástico é passivo, determina-se que a razão entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical é o valor do coeficiente de empuxo passivo, sendo esta razão o valor do coeficiente de empuxo ativo quando as condições de equilíbrio plástico forem ativas.

De acordo com essa teoria, para definir o valor das tensões efetivas horizontais, tanto passivas (σ'_{hp}) quanto ativas (σ'_{ha}), deve-se utilizar as equações resumidas pela Tabela 6, levando em consideração uma situação onde não haja atrito entre o solo e a estrutura.

Tabela 6 – Equações da Teoria de Rankine

Caso	Equações	Planos
Ativo	$\sigma_{h'ativo} = \sigma'_v K_a - 2c'K_{ac}$ $k_a = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$ $K_{ac} = \sqrt{K_a}$	$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$
Passivo	$\sigma_{h'passivo} = \sigma'_v K_p + 2c'K_{pc}$ $k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$ $K_{pc} = \sqrt{K_p}$	$\theta = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$

Fonte: Gerscovich, Denise M. S., 2010

Onde:

σ'_v = tensão efetiva vertical.

k_a = coeficiente de empuxo ativo;

c' = coesão do solo;

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

θ = ângulo entre a superfície de ruptura com a direção da tensão principal máxima; e

k_p = coeficiente de empuxo passivo.

Os valores de coeficiente de empuxo passivo e ativo dispostos na Tabela 6 não se aplicam para a situação estudada neste trabalho, uma vez que o mesmo é definido em função de um terreno plano, portanto, devem-se utilizar as equações 11 e 12, criadas por Mazindrani e Ganjali (1997), que são destinadas a situações onde o maciço de solo é inclinado (Figura 6) (ALONSO, 2010).

$$K_a = \left\{ \frac{1}{\cos^2 \phi'} \cdot \left[\frac{2 \cdot \cos^2 \beta + 2 \cdot \left(\frac{c'}{\gamma z}\right) \cdot \cos \phi' \cdot \sin \phi' -}{\sqrt{4 \cdot \cos^2 \beta \cdot (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi') + 4 \cdot \left(\frac{c'}{\gamma z}\right)^2 \cdot \cos^2 \phi' + 8 \cdot \left(\frac{c'}{\gamma z}\right) \cdot \cos^2 \beta \cdot \sin \phi' \cdot \cos \phi'}} \right] - 1 \right\} \cdot \cos \beta \quad (11)$$

$$K_p = \left\{ \frac{1}{\cos^2 \phi'} \cdot \left[\frac{2 \cdot \cos^2 \beta + 2 \cdot \left(\frac{c'}{\gamma z}\right) \cdot \cos \phi' \cdot \sin \phi' +}{\sqrt{4 \cdot \cos^2 \beta \cdot (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi') + 4 \cdot \left(\frac{c'}{\gamma z}\right)^2 \cdot \cos^2 \phi' + 8 \cdot \left(\frac{c'}{\gamma z}\right) \cdot \cos^2 \beta \cdot \sin \phi' \cdot \cos \phi'}} \right] - 1 \right\} \cdot \cos \beta \quad (12)$$

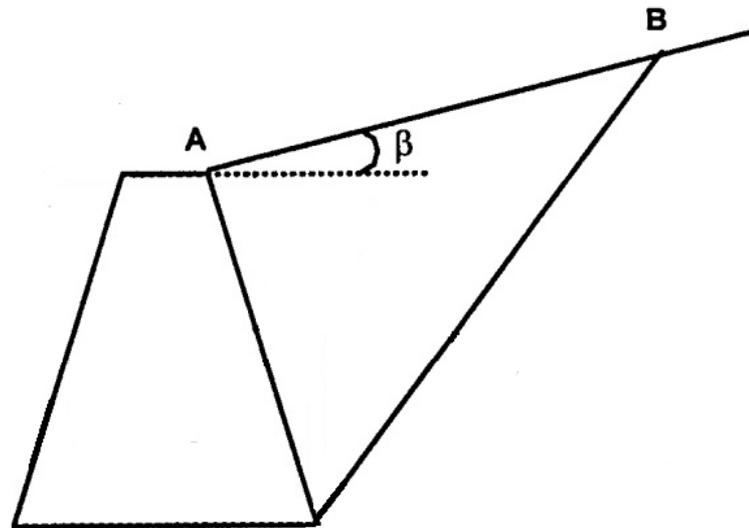
Onde:

z = profundidade;

β = ângulo de inclinação da superfície do maciço com relação à horizontal (Figura 6).

Para determinar o valor do empuxo total calcula-se a área formada pelas tensões horizontais do solo na estrutura.

Figura 6 - Inclinação do maciço em relação à estrutura



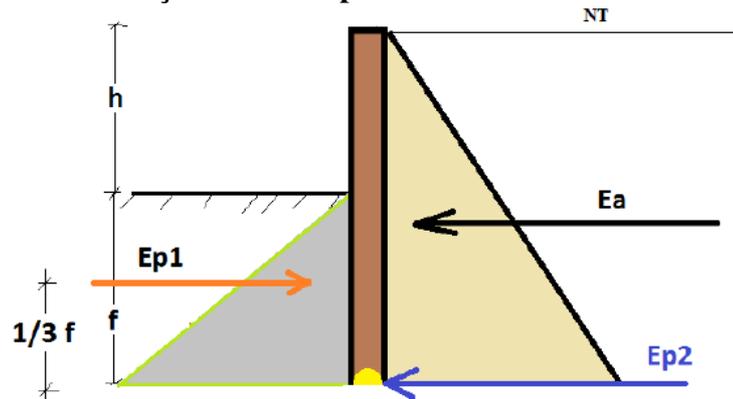
Fonte: Autora.

2.7 Definição e cálculo da ficha

A ficha corresponde a um comprimento da estrutura (no caso presente será a estaca) necessário para torná-la capaz de equilibrar o momento resultante das forças solicitantes, ou seja, é a distância vertical entre o ponto de aplicação do momento de giro incidente na estrutura até sua extremidade inferior (base), distância essa, que a torna estável perante a ação desse esforço. Seu valor deve ser calculado levando em consideração os esforços que serão impostos pelo solo e acrescenta-se 20% ao resultado final como fator de segurança para a estrutura (ALONSO, 2010).

Conforme a Figura 7, para o caso de uma estrutura de contenção, verificam-se os empuxos ativos e passivos e como suas resultantes se localizam em relação à estrutura. Assim, de acordo com a equação 13, para encontrar o valor da ficha neste caso, iguala-se o somatório dos momentos estabilizantes com o somatório dos momentos instabilizantes causados por tais esforços em relação à base da estrutura, considerando que os momentos estabilizantes serão gerados por metade dos valores das resultantes dos empuxos passivos com o intuito de elevar o nível de segurança (ALONSO, 2010).

Figura 7 - Esforços causados pelo solo na estrutura de contenção



Fonte: disponível em: <<http://image.slidesharecdn.com/05-130907095445-/95/estruturas-de-conteno-11-638.jpg?cb=1378547726>> acesso em: 12 de maio de 2015.

$$\sum \text{Momentos estab.} = \sum \text{Momentos instab.} \rightarrow \frac{\left(E_{p1} \cdot \frac{f}{3}\right)}{2} = E_a \cdot \frac{(f+h)}{3} \quad (13)$$

Onde:

E_{p1} = empuxo passivo;

f = ficha;

E_a = empuxo ativo;

h = altura da superfície do terreno até o topo da estrutura de contenção.

2.8 Fundações

De acordo com Pinto (2006), a fundação é a parte da estrutura de uma edificação responsável por transmitir todas as solicitações dessa ao solo. Conforme Velloso e Lopes (2011) são inúmeros os tipos de fundações existentes, e cada uma delas é específica para uma determinada situação. Os autores afirmam que o seu dimensionamento é feito de acordo com vários fatores que influenciam diretamente em seu projeto, como por exemplo, as cargas impostas pela edificação e a resistência do solo.

A fase de concepção de um projeto de fundações deve levar em consideração diversos aspectos importantes, dentre eles, Velloso e Lopes (2011, p. 13) destacam os seguintes elementos necessários e critérios de projeto:

1. Topografia da Área

- Levantamento topográfico (planialtimétrico);
- Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam atingir o terreno).

2. Dados Geológicos-Geotécnicos

- Investigação do subsolo (às vezes em duas etapas: preliminar e complementar);

- Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e de satélite, levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área etc.).
3. Dados sobre construções vizinhas
 - Número de pavimentos, carga média por pavimento;
 - Tipo de estrutura e fundações;
 - Desempenho das fundações;
 - Existência de subsolo;
 - Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.
 4. Dados da estrutura a construir
 - Tipo e uso que terá a nova obra;
 - Sistema estrutural (hiperestaticidade, flexibilidade etc.);
 - Sistema construtivo (convencional, pré-moldado etc.);
 - Cargas (ações nas fundações).

Em situações onde não se tem o cálculo estrutural estima-se que a carga da fundação terá sua ordem de grandeza de acordo com o porte da edificação, portanto, indica-se para obras em concreto armado destinadas a moradias ou escritórios o uso de uma carga média de 12 kPa/andar (ALONSO, 2010).

Com base em todos os levantamentos citados acima é possível definir o tipo de fundação que deverá ser utilizado. De acordo com a profundidade da mesma, tem-se uma divisão global que separa as fundações em dois grandes grupos, quais sejam, fundações superficiais e fundações profundas (VELLOSO E LOPES, 2011).

Segundo os autores, as fundações superficiais trabalham transmitindo ao terreno cargas por meio de pressões distribuídas sob a base da fundação. Elas só são consideradas superficiais quando assentadas a uma profundidade de até duas vezes a sua menor dimensão em planta, de acordo com o estabelecido pela ABNT NBR 6122:2010. Esse grupo, de acordo com Velloso e Lopes (2011), é composto por fundações do tipo bloco, tipo viga de fundação e do tipo grelha.

As fundações profundas transmitem as cargas ao terreno por meio de sua base e/ou superfície lateral e se localizam a uma profundidade superior que duas vezes a sua menor dimensão em planta e que atinja no mínimo 3 m (ABNT NBR 6122:2010). De acordo com Velloso e Lopes (2011), nesse tipo estão inclusas as fundações do tipo estaca e do tipo tubulão. As estacas são executadas com o auxílio de equipamentos ou ferramentas por cravação a percussão, prensagem, vibração ou escavação, podendo ainda fazer o uso desses métodos de forma combinada, neste caso, denomina-se como mista (VELLOSO E LOPES, 2011). Ainda segundo o autor, podem ser classificadas de acordo com o material utilizado em madeira, concreto, aço ou mista e de acordo com a categoria em estacas pré-moldadas, moldadas *in loco* ou mistas. Os tubulões apresentam geometricamente formato cilíndrico,

diferenciando-se do modelo anterior pela sua forma de execução que envolve a descida de um operário e fundações do tipo caixão, que encontram-se em forma prismática e é executado por escavação interna e concretado na superfície (VELLOSO E LOPES, 2011).

A escolha do melhor tipo de fundação a ser utilizado para uma edificação específica deverá levar em consideração diversos fatores. Dentre eles, os mais importantes a serem considerados são a carga imposta pela obra, o tipo de solo existente no terreno, o nível do lençol freático, os aspectos relacionados às construções vizinhas e as soluções existentes no mercado. O projeto da estrutura deverá prever qual será sua utilização, possibilitando assim o conhecimento da carga total que será transmitida às fundações que por consequência, transmitirá tais esforços ao solo. Para saber se o solo existente no subsolo admite e suporta de maneira satisfatória esses esforços, é necessário que se investigue por meio de sondagens quais são as suas características, podendo fazer-se uso do ensaio SPT, que atualmente é a sondagem mais utilizada em todo mundo (PINTO, 2006).

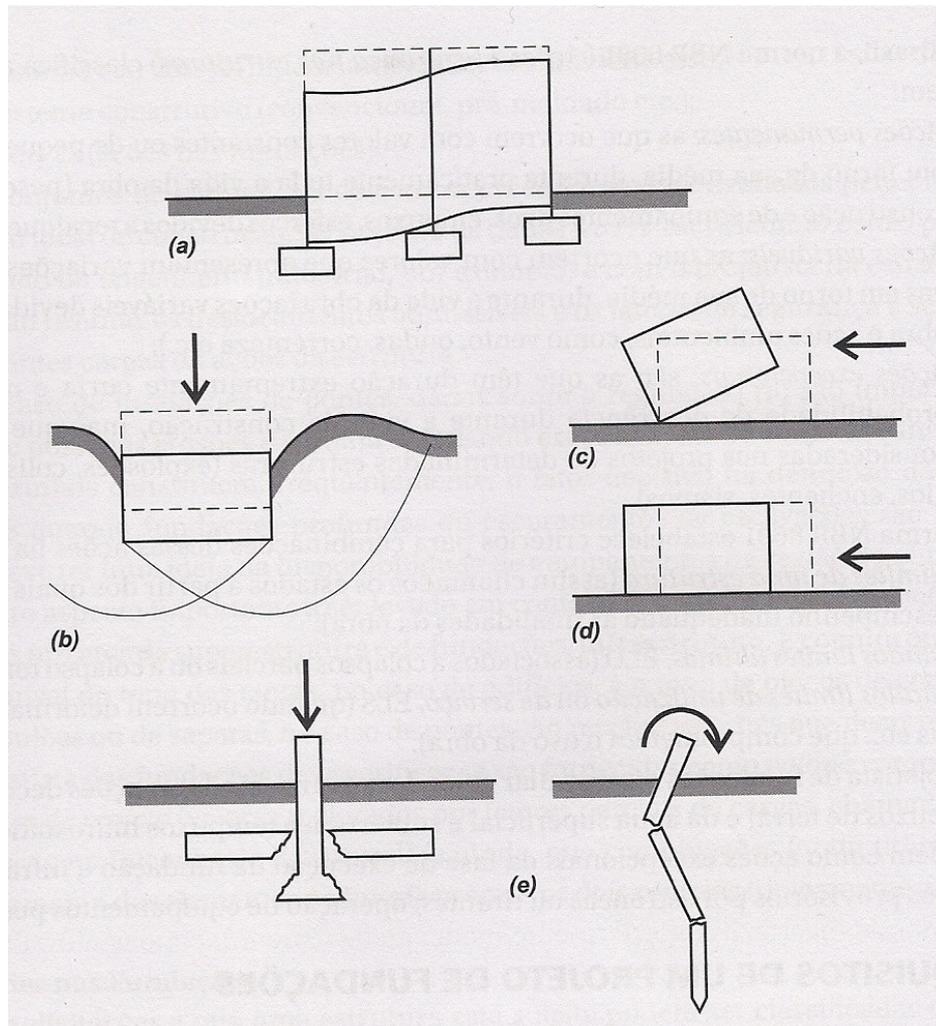
2.8.1 Requisitos de projeto de fundações

Conforme Velloso e Lopes (2011), um projeto de fundações deverá atender os seguintes requisitos básicos:

- Deformações aceitáveis sob condições de trabalho, devendo, nesta situação, ser feita a verificação dos estados limites de serviço;
- Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade externa, devendo, nesta situação, ser feita a verificação dos estados limites últimos;
- Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais ou estabilidade interna, devendo, nesta situação, ser feita a verificação dos estados limites últimos.

O não atendimento de tais requisitos resulta em patologias na estrutura conforme pode ser visto na Figura 8.

Figura 8 - Conseqüências de projetos de fundações deficientes - (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamento e (e) colapso estrutural



Fonte: Velloso e Lopes, 2011

Na concepção de um projeto de fundações tem-se diversos itens que são incertos, "seja nos métodos de cálculo, seja nos valores dos parâmetros do solo que são introduzidos nesses cálculos, seja nas cargas a suportar" (VELLOSO E LOPES, 2011, p. 16). Para sanar tais problemas que possam vir a surgir devem ser utilizados coeficientes de segurança que prevejam essas incertezas.

Segundo exposto por Velloso e Lopes (2011) existem métodos que podem ser utilizados visando dar uma margem de segurança aos projetos com o intuito de sanar tais incertezas, sendo eles, Método de Valores Admissíveis e Método de Valores de Projeto.

Quando consideram-se todas as dúvidas de projeto em um único coeficiente de segurança adota-se o uso do fator de segurança global, neste caso, denominado como Método de Valores Admissíveis, já quando estes fatores imprecisos são ponderados individualmente utiliza-se o fator de segurança parcial, que por sua vez, é caracterizado como Método de

Valores de Projeto. A ABNT NBR 6122:2010 recomenda, para fundações profundas, que na determinação da carga admissível adote-se o uso de um fator de segurança igual a 2,0 e na definição da carga resistente de projeto utilize-se um fator de segurança de 1,4, quando se utilizam métodos semi-empíricos com base em dados de levantamento de campo.

Com relação aos estados limites de serviço, em caso de utilização de estacas como elemento de fundação, considera-se que em obras correntes geralmente os recalques são desprezíveis, portanto, não é usual sua verificação (VELLOSO E LOPES, 2010).

Quando se é feita uma quantidade considerável de sondagens do solo de fundação a determinação da resistência característica de estacas pode ser feita através da aplicação dos dados coletados nos ensaios em campo na equação 14, considerando para os fatores ξ_1 e ξ_2 os valores da Tabela 7.

$$R_{c,k} = \text{Mín} \left[(R_{c,cal})_{\text{méd}} / \xi_1 ; (R_{c,cal})_{\text{mín}} / \xi_2 \right] \quad (14)$$

Onde:

$R_{c,k}$ = resistência característica;

$(R_{c,cal})_{\text{méd}}$ = resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros;

$(R_{c,cal})_{\text{mín}}$ = resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

ξ_1 e ξ_2 = fatores de minoração da resistência.

Tabela 7 - Valores dos fatores ξ_1 e ξ_2 para determinação de valores característicos das resistências calculadas por métodos semi-empíricos

n ^a	1	2	3	4	5	6	≥ 10
ξ_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

^a n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.

Os valores de ξ_1 e ξ_2 podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios complementares à sondagem a percussão. Aplicados os fatores da Tabela 7, para determinar a carga admissível deve ser empregado um fator de segurança global de no mínimo 1,4. Se a análise for feita em termos de fatores de segurança parciais (carga resistente de projeto), não pode ser aplicado fator de minoração da resistência.

(ABNT NBR 6122:2010, p. 18)

2.8.2 Métodos semi-empíricos de dimensionamento de estacas

As fundações profundas devem ser projetadas, em relação à capacidade de carga do solo, levando em consideração todas às ações citadas anteriormente utilizando métodos teóricos, semi-empíricos ou provas de carga.

As estacas são elementos estruturais esbeltos que, colocados no solo por cravação ou perfuração, têm a finalidade de transmitir cargas ao mesmo, seja pela resistência sob sua extremidade inferior (resistência de ponta), seja pela resistência ao longo do fuste (atrito lateral) ou pela combinação dos dois. (ALONSO, 2010, p. 73)

Desta forma, a capacidade de carga de uma estaca pode ser escrita de acordo com as equações a seguir.

$$Q_R = Q_l + Q_p \quad (15)$$

$$Q_l = U \sum \Delta l \cdot q_l \quad (16)$$

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (17)$$

Onde:

Q_R = carga na ruptura;

Q_l = parcela de atrito lateral ao longo do fuste;

Q_p = parcela de ponta;

U = perímetro da seção transversal do fuste;

q_l = atrito lateral unitário;

q_p = resistência de ponta;

A_p = área da projeção da ponta da estaca. No caso de estacas tipo Franki, assimilar o volume da base alargada a uma esfera e calcular a área da seção transversal;

Δl = trecho onde se admite q_l constante.

O perímetro da seção transversal, o trecho onde se admite q_l constante e a área de projeção da ponta da estaca são grandezas geométricas e, portanto q_l e q_p são grandezas geotécnicas a serem determinadas. Para tal definição, os métodos de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma são os mais utilizados no Brasil (VELLOSO E LOPES, 2010).

O método proposto por Aoki & Velloso (1975) utiliza a correlação entre resultados de ensaios de sondagem do solo por penetração estática (cone, CPT) e dinâmicos (amostrador, SPT). Para determinar o valor das resistências unitárias de ponta e lateral a partir de resultados de ensaios SPT o método propõe as equações 18 e 19, respectivamente (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$q_p = \frac{k \cdot N}{F_1} \quad (18)$$

$$q_l = \frac{\alpha \cdot k \cdot N}{F_2} \quad (19)$$

Onde:

k = coeficiente de conversão método Aoki & Velloso (fornecido através da tabela 8);

N = Número de golpes necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador SPT;

α = fator de conversão método Aoki & Velloso (fornecido através da Tabela 8);

F_1 e F_2 = fatores de correção das resistências de ponta e lateral estabelecidos pela Tabela 9.

Tabela 8 - Valores de k e α (Método de Aoki & Velloso)

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte Arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,5	3,0
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte Argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,4	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila Arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila Siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

Fonte: Lobo, 2005

Tabela 9 - Valores de F_1 e F_2 (Método de Aoki & Velloso)

TIPO DE ESTACA		F_1	F_2
FRANKI		2,50	5,00
AÇO		1,75	3,50
CONCRETO PRÉ-MOLDADO		1,75	3,50
ESCAVADA	PEQUENO DIÂMETRO	3,00	6,00
	GRANDE DIÂMETRO	3,50	7,00

Fonte: Alonso, 1989

O método proposto por Décourt & Quaresma (1978) define o valor da capacidade de carga de estacas pré-moldadas a partir dos valores obtidos através do ensaio SPT (VELLOSO E LOPES, 2010). Segundo os autores, este método visa a obtenção de estimativas que sejam além de próximas, seguras e de fácil determinação. Um aperfeiçoamento deste método foi lançado pelos autores em 1996 estendendo sua utilização para mais tipos de estacas. A definição dos valores das resistências unitárias de ponta e lateral se dá, respectivamente, pelas equações 20 e 21.

$$q'_p = \alpha \cdot C \cdot N \quad (20)$$

$$q'_l = 10 \cdot \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \quad (21)$$

Onde:

q'_p = resistência de ponta unitária;

q'_l = resistência lateral unitária;

C = coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor N em função do tipo de solo (Tabela 10);

N = média entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

\bar{N} = média dos valores de N ao longo do fuste, devendo os valores menores que 3 serem considerados iguais a 3, e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50;

α = coeficiente de minoração ou majoração para a reação de ponta (Tabela 11);

β = coeficiente de minoração ou majoração para o atrito lateral unitário (Tabela 12).

Tabela 10 - Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 1986)

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	100
Siltos argilosos (alteração de rocha)	120
Siltos arenosos (alteração de rocha)	140
Areias	200

Fonte: Alonso, 2010.

Tabela 11 - Valores atribuídos ao coeficiente α

Tipo de estaca \ Tipo de solo	Escavadas em geral	Escavadas (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

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

Fonte: Hachich et.al, 1998

Tabela 12 - Valores atribuídos ao coeficiente β

Tipo de estaca \ Tipo de solo	Escavadas em geral	Escavadas (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada
Argilas	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

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

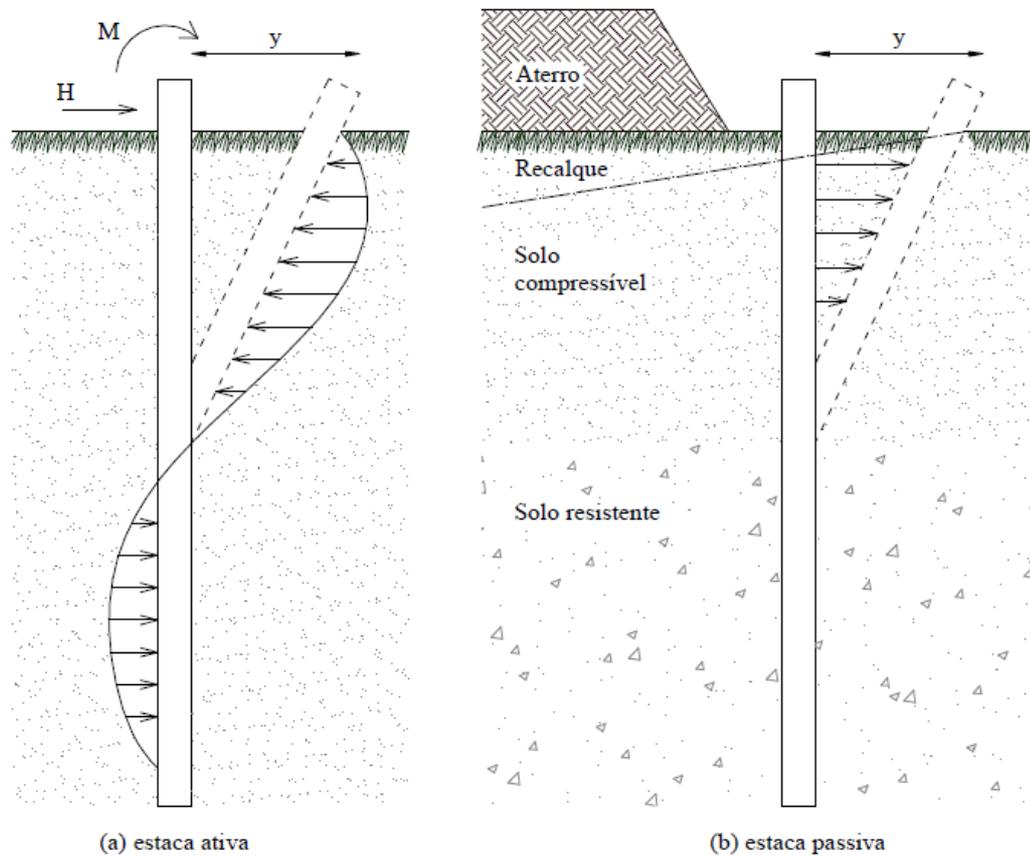
Fonte: Hachich et.al, 1998

2.8.3 Esforços transversais em estacas

As estacas estão expostas diretamente à ação do solo, sendo solicitadas por esforços verticais e transversais que podem ser aplicados tanto na base da fundação (topo) quanto ao longo da profundidade. Conforme Alonso (1989), as estacas que estão submetidas a esforços transversais são classificadas como ativas ou passivas de acordo com a origem de causa da movimentação horizontal.

As estacas são denominadas como ativas quando provocam os esforços horizontais no solo devido ao seu carregamento externo e as estacas passivas são as que estão expostas a tais esforços devido à movimentação de solo, conforme pode ser visto na Figura 9. No caso da estaca passiva, nesse exemplo, é apresentada à ação gerada pelo aterro sobre o solo compressível sobre a estaca. Na tabela 13 expõem-se as principais diferenças entre esses dois tipos.

Figura 9 - Diferença entre estacas ativas e passivas



Fonte: Alonso, 1989

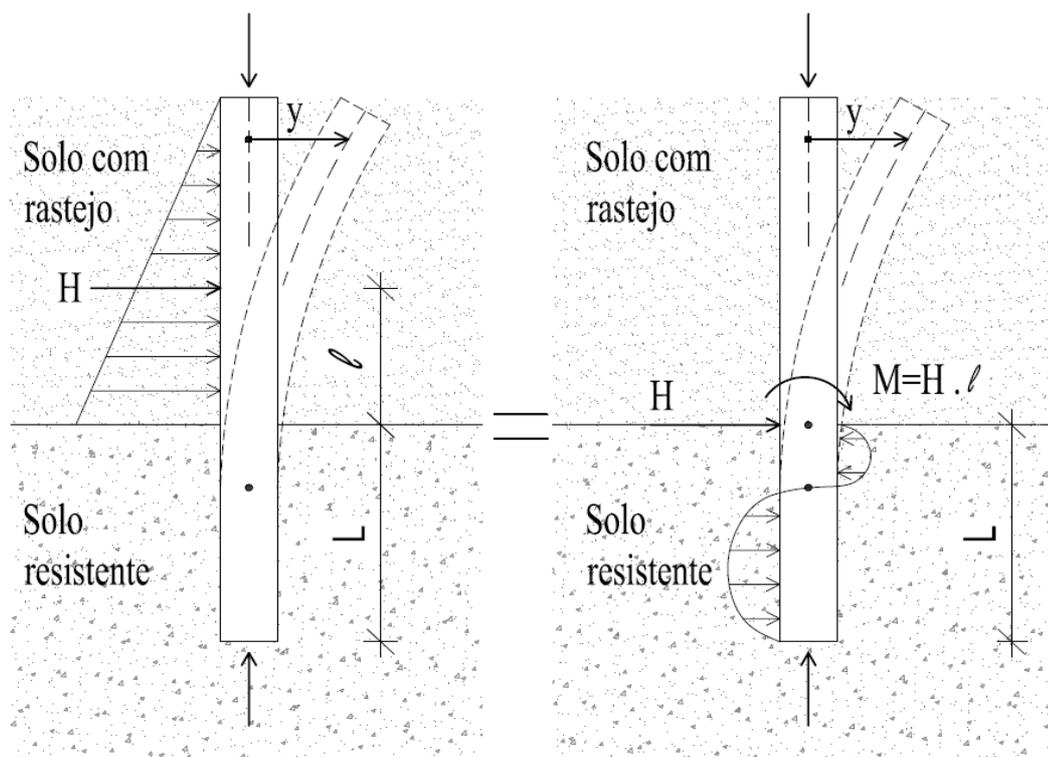
Tabela 13 - Diferença entre estacas ativas e passivas

	Estacas ativas	Estacas Passivas
Intensidade e ponto de aplicação	Conhecida <i>a priori</i>	Não conhecida <i>a priori</i>
Ponto de atuação da estaca	Num só plano (carregamento à superfície)	Ao longo de parte do fuste (carregamento em profundidade)
Posição relativa do solo que envolve a estaca	Há deslocamento no lado contrário ao do movimento da estaca (efeito de arco).	O solo está sempre em contato com a estaca (não há efeito de arco)

Fonte: Rojas, 2007

Analisando os fatores que diferenciam estacas passivas de ativas, é possível fazer a dedução de que no caso estudado a estaca será classificada como ativa, pois, verifica-se que a camada de solo, que está em constante movimentação, causa efeitos semelhantes aos gerados devido a carregamentos externos em estacas. A movimentação de solo por rastejo fará com que a estaca sofra um giro com ponto de aplicação localizado pouco abaixo do encontro entre o solo que se movimenta com o solo resistente, este giro, por sua vez, deslocará o solo da camada resistente de maneira oposta ao movimento da estaca, conforme exposto na Figura 10.

Figura 10 – Efeito causados pela movimentação de solo do tipo rastejo em fundações profundas do tipo estaca



Fonte: Autora

Tendo em vista esta situação, deve-se analisar as condições de trabalho para estabelecer os deslocamentos horizontais e esforços internos na estaca para H e analisar o solo na condição de ruptura (VELLOSO E LOPES, 2010).

2.8.3.1 Soluções baseadas no coeficiente de reação horizontal

Na determinação dos deslocamentos horizontais e das solicitações fletoras na estaca o solo pode ser considerado, segundo a hipótese de Winkler (1867), como molas dispostas de maneira independente entre si e linearmente elásticas (VELLOSO E LOPES, 2010). Segundo os autores, nesse modelo, considera-se que às deformações incidem somente nos trechos onde haja carga, assumindo também que a pressão lateral exercida pelo solo sobre a estaca aumenta linearmente com o crescimento da deflexão lateral, conforme equação 22.

$$p = k_h \cdot y \quad (22)$$

Onde:

p = tensão normal horizontal atuando na frente da estaca;

k_h = coeficiente de reação horizontal;

y = deflexão lateral.

$$K_h = k_h \cdot B \quad (23)$$

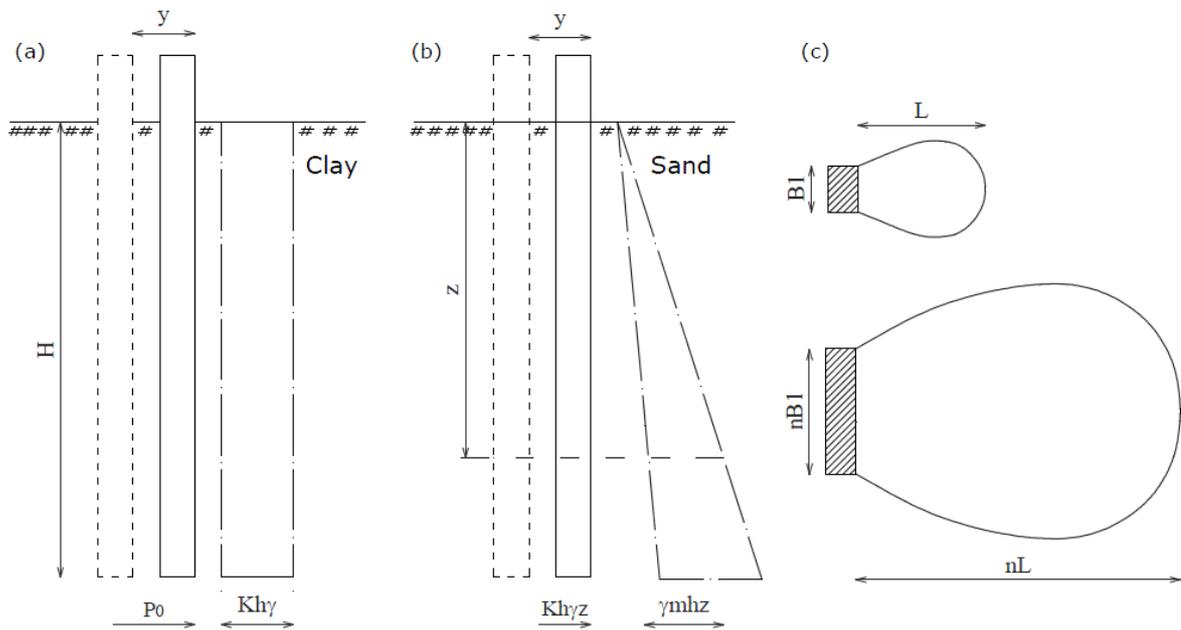
K_h = coeficiente de reação horizontal incorporado a dimensão transversal da estaca B ;

B = diâmetro ou largura da estaca.

Considerando a estaca exposta na Figura 11, tem-se a apresentação do seguinte conceito baseado na discussão sobre a utilização do coeficiente de reação horizontal feita por Terzaghi (1955):

Antes da atuação de qualquer força horizontal, o terreno exerce, em qualquer ponto da superfície lateral da estaca, uma pressão P_0 que é igual ao empuxo no repouso (no caso de estacas escavadas) ou maior (no caso de estacas cravadas). Se a estaca é deslocada para a direita, a pressão na face da esquerda decresce para um valor muito pequeno. Em consequência do efeito de arco que aí se desenvolve, esse valor é menor que o correspondente ao empuxo ativo e poderá ser desprezado. Ao mesmo tempo, e como resultado do mesmo deslocamento, a pressão P_p na face da direita cresce de seu valor inicial P_0 para um valor P_0' , que será maior que o correspondente empuxo ao repouso P_0 . O deslocamento lateral y_0 necessário para produzir essa variação é tão pequeno que pode ser desprezado.
(ROJAS, 2007, p. 24)

Figura 11 - Conceito de k_h segundo Terzaghi (1955)



Fonte: Rojas, 2007

O coeficiente de reação horizontal é variável de acordo com a profundidade, isto, devido às características de deformação do terreno (ALONSO, 1989). Para argilas rijas a duras a determinação desse coeficiente é dada conforme a equação 24, porém, salienta-se que “em virtude do adensamento da argila sob carga constante, o valor y cresce e o valor K_h decresce com o tempo e ambos tendem para valores limites, que são os que devem ser considerados no projeto.” (ROJAS, 2007, p. 26). Para a definição do coeficiente de reação horizontal em solos com comportamento arenoso e argilas normalmente adensadas utiliza-se a equação 25 (ALONSO, 1989).

$$K_h = \frac{p}{y} = K \quad (24)$$

$$K_h = \eta_h \cdot z \quad (25)$$

Onde:

K = módulo de reação (Tabela 14);

η_h = constante do coeficiente de reação horizontal (Tabela 15);

z = profundidade.

Tabela 14 - Valores do módulo de reação K para argilas pré-adensadas

Argilas pré-adensadas		Valor de K (MPa)	
Consistência	q _u (kPa)	Ordem de grandeza	Valor provável
Média	20 a 40	0,7 a 4,0	0,8
Rija	100 a 200	3,0 a 6,5	5,0
Muito rija	200 a 400	6,5 a 13,0	10,0
Dura	> 400	< 13,0	19,5

Fonte: Alonso, 1989

Tabela 15 - Valores da constante do coeficiente de reação horizontal η_h

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de η_h (MN/m ³)	
	Seca	Submersa
Areia fofa	2,6	1,5
Areia medianamente	8,0	5,0
Areia compacta	20,0	12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

Fonte: Alonso, 1989

Conforme as considerações de Matlock e Reese, nos casos em que o solo de fundação é algum tipo de areia a forma como a estaca se comporta será definida pelo solo que ocorre até a profundidade $z = T$, sendo o valor de T definido através da equação 26 (ALONSO, 1989).

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad (26)$$

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

I = momento de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo baricêntrico, normal ao plano de flexão.

Quando o solo é formado por argilas pré-adensadas, a escolha do valor K se dá em relação à profundidade $z = 0,4 R$, onde R é estabelecido pela equação 27 (ALONSO, 1989).

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K_h}} \quad (27)$$

O módulo de elasticidade do material da estaca pode ser determinado a partir do previsto na ABNT NBR 6118:2014, que relaciona esse valor com o f_{ck} do concreto utilizado na estrutura, conforme Tabela 16 (ABNT NBR 6118, 2014).

Tabela 16 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A determinação dos deslocamentos e dos esforços na estaca deve ser feito de maneira a se utilizar um esquema estrutural adequado, sendo tal esquema dividido em estacas longas e curtas. No caso de estacas longas a estrutura fica submetida apenas a esforços transversais, tendo assim, resistência de ponta nula, e no caso de estacas curtas a resistência do solo sob a ponta da estaca é significativa na estabilidade dos esforços transversais externos (ALONSO, 1989).

Segundo Alonso (1989), as estacas serão consideradas longas quando atenderem ao estabelecido abaixo, caso contrário, serão classificadas como curtas:

$$l \geq 4T \text{ (solos com } K_h \text{ variável)}$$

$$l \geq 4R \text{ (solos com } K_h \text{ constante)}$$

Onde:

l = comprimento enterrado da estaca.

1º caso - Estacas longas

a) Solução baseada no coeficiente de reação horizontal constante com a profundidade (solução de Hetenyi)

As estacas são classificadas como longas quando atingem um comprimento cinco vezes o comprimento característico, sendo o limite para o comprimento característico, segundo Hetenyi (1946), π ou 4 (VELLOSO E LOPES, 2010). Nesse método são analisadas na condição de serviço estacas cujo comprimento é tal que podem ser consideradas como vigas flexíveis semi-infinitas com apoio-elástico, nas quais sabe-se que os esforços submetidos à uma extremidade desaparecem antes da extremidade oposta. De acordo com

Hetenyi e estaca será classificada dessa forma quando a multiplicação entre o comprimento L da estaca e a rigidez relativa solo-estaca λ (eq. 28) for maior que 4 (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_h}{4EI}} \quad (28)$$

A determinação do deslocamento horizontal na superfície do terreno e do momento fletor máximo (valor aproximado) a uma profundidade aproximada de $0,7/\lambda$ se dá através das equações 29 e 30, respectivamente (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$y_0 = \frac{2H\lambda}{K_h} + \frac{2M\lambda^2}{K_h} \quad (29)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 0,32 \frac{H}{\lambda} + 0,7M \quad (30)$$

b) Solução baseada no coeficiente de reação horizontal variável com a profundidade

b1) Método de Miche

No método proposto por Miche (1930) adota-se o tratamento da viga sobre base elástica, ou seja, leva-se em conta a deformabilidade da estaca em situações onde o coeficiente de reação horizontal cresce linearmente com a profundidade (VELLOSO E LOPES, 2010).

Neste método definem-se os valores de rigidez relativa estaca-solo T , de deslocamento horizontal no topo da estaca e do momento fletor máximo (a uma profundidade $1,32T$) através das equações 31, 32 e 33, respectivamente (VELLOSO E LOPES, 2010)

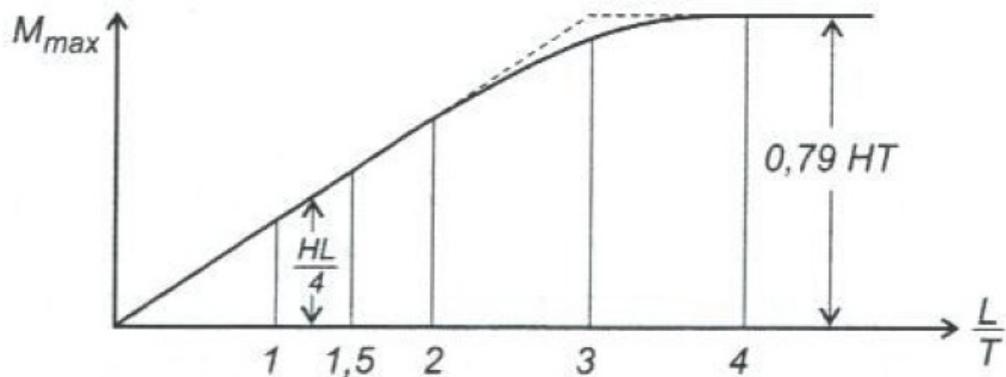
$$y_0 = 2,40 \frac{T^3 H}{EI} \quad (31)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 0,79HT \quad (32)$$

Em estacas que estão a uma profundidade da ordem de $4T$, os momentos fletores e esforços cortantes podem ser desprezados, uma vez que seus valores são muito pequenos. Quando o comprimento da estaca é menor que $1,5T$ o momento é calculado de acordo com a equação 33, considerando nessa situação que a estaca é rígida. Estacas com comprimento compreendido entre $1,5T$ e $4T$ são obtidos a partir da Figura 12 (ALONSO, 1989).

$$M_{m\acute{a}x} = 0,25HT \quad (33)$$

Figura 12 - Método de Miche: cálculo aproximado do momento fletor máximo

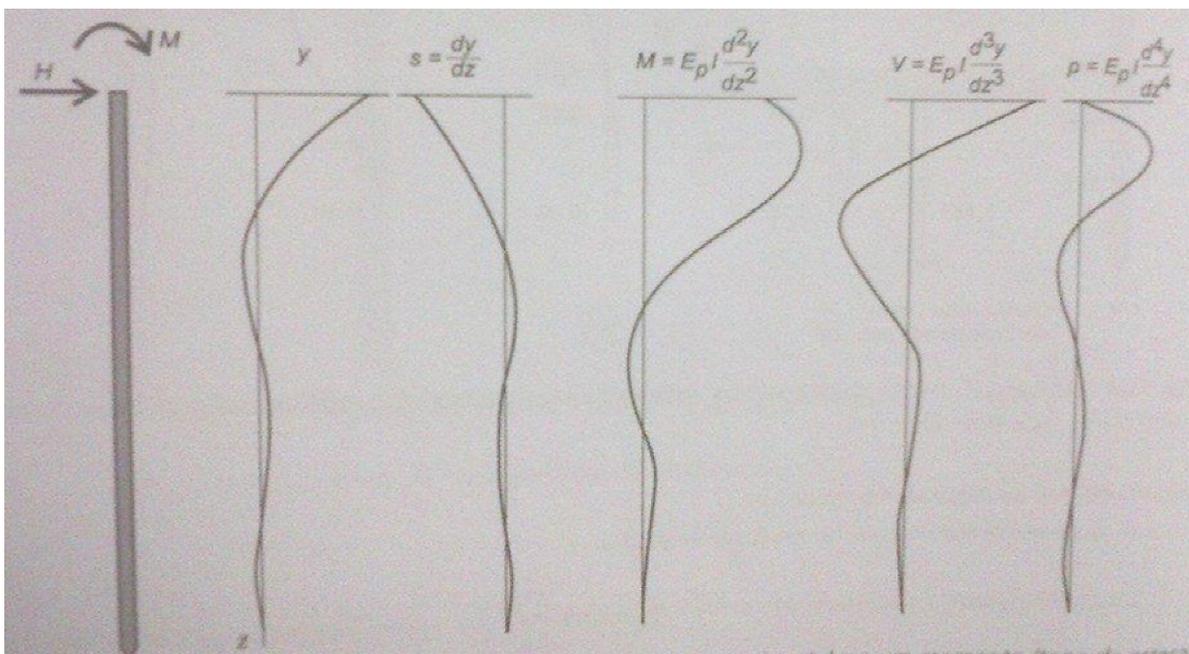


Fonte: Velloso e Lopes, 2010

b2) Método de Matlock e Reese

No método proposto por Matlock e Reese (1961), os autores consideram uma situação onde o coeficiente de reação horizontal varia linearmente com a profundidade, podendo ser verificado a disposição dos esforços causados em uma estaca com comprimento L , diâmetro ou largura B , rígida à flexão e com topo livre conforme Figura 13 (ALONSO, 1989).

Figura 13 - Estaca vertical, topo livre, submetida a uma força horizontal e a um momento (topo da estaca = superfície do terreno)



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Os valores do deslocamento horizontal, coeficiente para cálculo do deslocamento horizontal, momento, cortante e tensão são obtidos através das equações 34, 35, 36, 37 e 38, respectivamente.

$$y_i = C_y \frac{H_0 T^3}{EI} \quad (34)$$

$$C_y = A_y + \frac{M_0}{H_0 T} B_y \quad (35)$$

$$M_i = A_m H_0 T + B_m M_0 \quad (36)$$

$$Q_i = A_{qi} H_0 + B_{qi} \frac{M_0}{T} \quad (37)$$

$$p_i = A_p \frac{H_0}{T} + B_p \frac{M_0}{T^2} \quad (38)$$

Onde:

H_0 = carga horizontal aplicada no topo da estaca;

M_0 = momento aplicado no topo da estaca;

y_i = deslocamento horizontal;

C_y = coeficiente para cálculo do deslocamento (pode ser obtido através da Figura 14);

A_y = coeficiente adimensional (Tabela 17);

A_q = coeficiente adimensional (Tabela 17);

B_y = coeficiente adimensional (Tabela 17);

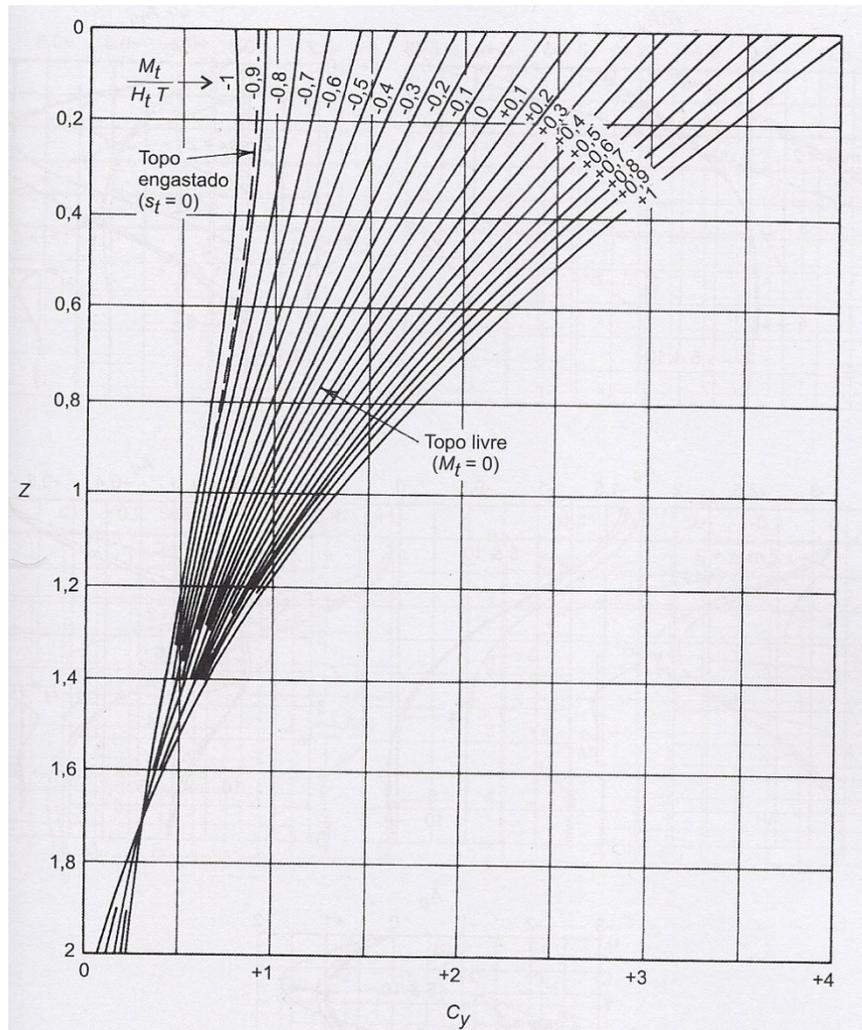
A_m = coeficiente adimensional (Tabela 17).

Tabela 17 – Coeficientes propostos por Matlock e Reese

COEFICIENTES ADIMENSIONAIS DE MATLOCK E REESE										
z/T	A_y	A_θ	A_m	A_q	A_p	B_y	B_θ	B_m	B_q	B_p
0	2,435	-1,623	0	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Figura 14 - Coeficiente C_y para cálculo do deslocamento (Matlock e Reese, 1961)



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

2º caso - Estacas curtas

a) Solução baseada no coeficiente de reação horizontal

Em casos onde a estaca é considerada curta utiliza-se a ideia de que a mesma funciona como um elemento rígido com apoio elástico tipo Winkler. Um dos métodos que faz uso de tal teoria é o Método Russo, no qual, prevê uma contenção lateral do tipo Winkler com coeficiente de reação horizontal crescente de acordo com a profundidade (VELLOSO E LOPES, 2010). Segundo os autores, este método ainda considera o apoio da base tipo Winkler com valor constante k_v (coeficiente de reação vertical).

Através das equações dispostas a seguir é possível verificar os deslocamentos horizontais e verticais e a rotação do elemento de fundação, os diagramas de tensões laterais (inclusive ponto de tensão nula) e sob a base (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$k_{hl} = \eta_h \cdot \frac{1}{B} \quad (39)$$

$$\alpha = \frac{2 \cdot H \cdot l + 3 \cdot M}{\frac{1}{2} \cdot k_{hl} \cdot l^3 \cdot B + \frac{3}{16} \cdot k_v \cdot A_b \cdot B_b^2} \quad (40)$$

$$\Delta y = \frac{2 \cdot H}{k_{hl} \cdot l \cdot B} + \frac{2}{3} \cdot l \cdot \alpha \quad (41)$$

$$\Delta z = \frac{V}{k_v \cdot A_b} \quad (42)$$

$$\sigma_h = -\frac{k_{hl}}{l} \cdot z \cdot \Delta y + \frac{k_{hl}}{l} \cdot z^2 \cdot \alpha \quad (43)$$

$$\sigma_v = \frac{V}{A_b} \pm \frac{k_v \cdot B_b}{2} \cdot \alpha \quad (44)$$

$$z_0 = \frac{\Delta y}{\alpha} \quad (45)$$

Onde:

k_{hl} = coeficiente de reação horizontal na profundidade l ;

α = ângulo entre eixo da estaca na posição normal e na posição com deslocamento;

H = força horizontal aplicada na superfície da estaca;

V = força vertical;

M = momento;

B = Diâmetro ou largura do fuste da estaca;

B_b = Diâmetro ou largura da base da estaca;

A_b = Área da base da estaca;

Δy = deslocamento horizontal;

Δz = deslocamento vertical;

z = força horizontal transmitida ao solo;

z_0 = profundidade da superfície até o ponto de giro da estaca.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), com a disposição do diagrama de tensões horizontais é possível calcular os esforços internos (momentos fletores e cortantes). Deve-se adotar um valor inferior da razão entre a diferença entre tensão passiva e ativa pelo coeficiente de segurança, para tensão horizontal, conforme equação 46 (VELLOSO E LOPES 2010).

$$\sigma_h \leq \frac{\sigma_{h,pas} - \sigma_{h,ativ}}{CS} \quad (46)$$

2.8.4 Dimensionamento estrutural de estacas submetidas a esforços de flexo-compressão

O dimensionamento de estacas deve levar em consideração todos os fatores citados anteriormente, devendo ser analisado cada caso em particular. Em situação onde esse tipo de estrutura seja alocado em solos que estejam propensos à ação da erosão, solos muito moles ou quando forem projetados considerando que a cota de arrasamento fique acima do nível do terreno deve-se fazer a verificação da fundação quanto aos efeitos de flambagem, conforme disposto na ABNT NBR 6122:2010.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 a espessura de cobrimento para estacas, quando forem armadas, será definida através de valor tabelado de acordo com a classe de agressividade na qual a estrutura se classifica (Tabelas 18 e 19), conforme a Tabela 20. Como uma simplificação dessa determinação, a ABNT NBR 6122:2010 indica que se faça uma redução de 2 mm no valor do diâmetro das barras longitudinais calculadas.

Tabela 18 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I	Fraca	Rural Submersa
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 19 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 20 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

As estruturas executadas com concreto moldado *in loco* deverão conter armadura em situações onde as tensões e as cargas de compressão ultrapassem os valores indicados na Tabela 21 da ABNT NBR 6122:2010, neste caso, o dimensionamento da armadura ideal deverá ser feito obedecendo ao disposto na ABNT NBR 6118:2014. Além da indicação normativa para definição da armadura, a mesma aconselha que o valor do f_{ck} seja reduzido por um fator de 0,85, visando diminuir "a diferença entre resultados de ensaios rápidos de laboratório e a resistência sob a ação de cargas de longa duração". (ABNT NBR 6122:2010, p. 32).

Tabela 21 - Parâmetros de dimensionamento de estacas moldadas *in loco*

Tipo de estaca	f_{ck}^d máximo de projeto MPa	γ_f	γ_c	γ_s	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura %	Comprimento m	
Hélice/hélice de deslocamento ^a	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Strauss ^b	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Franki ^b	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5,0
Raiz ^{b,c}	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	-
Microestacas ^{b,c}	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-

^a Neste tipo de estaca o comprimento da armadura é limitado devido ao processo executivo.

^b Neste tipo de estaca o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

^c No caso destas estacas, deve-se observar que quando for utilizado aço com resistência até 500 MPa e a porcentagem de aço for $\leq 6\%$ da seção da estaca, a estaca deve ser dimensionada como pilar de concreto armado. Quando for utilizado aço com resistência ≥ 500 MPa ou a porcentagem de aço for $\geq 6\%$ da seção real, toda carga deve ser resistida pelo aço. Esta limitação está relacionada com a garantia de preenchimento pleno do furo com argamassa ou calda de cimento.

^d O f_{ck} máximo de projeto desta Tabela é aquele que deve ser empregado no dimensionamento estrutural da peça.

Fonte: ABNT NBR 6122:2010

"Nas estacas de concreto pré-moldadas ou pré-fabricadas, o dimensionamento estrutural deve ser feito utilizando-se as ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2006, limitando o f_{ck} a 40,0 MPa" (ABNT NBR 6122, 2010, p. 34). A norma ainda salienta que as extremidades da estaca devem ser reforçadas com armadura transversal, considerando assim o efeito das tensões de cravação conforme o disposto na Tabela 22.

Tabela 22 - Espessura de compensação de corrosão

Classe	Espessura mínima de sacrifício mm
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados ^a	3,2
^a Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.	

Fonte: ABNT NBR 6122:2010

Nas estacas de reação feitas de concreto pré-moldado "o dimensionamento estrutural deve ser feito utilizando-se as ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 9062, limitando o f_{ck} a 25,0 MPa." (ABNT NBR 6122, 2010, p. 34). Se as estacas utilizadas forem metálicas, seu dimensionamento deverá ser feito de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, devendo ter armadura com resistência característica à compressão de no mínimo $f_{yk} \geq 200$ MPa, conforme indicação da ABNT NBR 6122:2010. A norma especifica que seu dimensionamento estrutural deve levar em consideração a máxima carga de cravação prevista e especificado com $\gamma_f = 1,2$.

Nas estruturas de concreto armado, o estado-limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, há elementos submetidos à flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação.

(ABNT NBR 6118:2014, p. 99)

As estruturas submetidas à flexão composta devem prever armadura mínima capaz de suportar tal esforço (ABNT NBR 6118:2014). A armadura longitudinal da estaca também pode ser calculada pelo método de flexo-compressão oblíqua, porém, em casos onde a escassez de informações limita a definição de esforços atuantes sobre a estrutura de fundação e a finalidade do dimensionamento seja unicamente para estudos teóricos pode-se utilizar o método de dimensionamento a flexo-compressão normal (ARAÚJO, 2014). Assim utilizam-se as equações 47, 48, 49, 50, 51 e 52.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (47)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (48)$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (49)$$

$$v = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot \sigma_{cd}} \quad (50)$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{cd}} \quad (51)$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (52)$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço;

σ_{cd} = tensão limite do concreto;

v = esforço normal reduzido;

N_d = esforço normal majorado pelo fator γ_f ;

b = largura da seção transversal da estaca;

h = comprimento da seção transversal da estaca;

μ = momento fletor reduzido;

M_d = momento fletor majorado pelo fator γ_f ;

ω = taxa mecânica de armadura [obtido através de ábacos em função da disposição da armadura dentro da estaca (Anexo B)];

A_s = área de aço.

A armadura transversal deve ser composta de estribos, cujo diâmetro não deve ser menor do que 5 mm nem a $\phi/4$, sendo ϕ o diâmetro das barras provenientes da armadura longitudinal (ARAÚJO, 2014). Segundo o autor, o espaçamento não deve ser superior a 20 cm, do que a menor dimensão externa da seção da peça e 12ϕ .

3 METODOLOGIA

3.1 Descrição física, geológica e pedológica do local estudado

Inicialmente foi feito um levantamento de dados sobre o terreno que apresenta movimentação de solo do tipo rastejo, situado na Rua Paulo Rauber, lote 3, no município de Santa Cruz do Sul, no qual se deu o estudo do presente trabalho. Foram reunidos indícios que apontam possíveis movimentações de solo na região, sua devida localização geológica, altitude, longitude, declividade média, clima, geomorfologia, descrição geológica, dentre outros aspectos que foram cruciais para o desenvolvimento deste estudo.

3.1.1 Descrição física

Com a definição do local de estudo foi feito o levantamento de dados físicos sobre o terreno. A localização do mesmo se deu através da definição dos dados geográficos referentes à latitude e longitude, definidos através do aplicativo de mapas Google Earth. Além da localização geográfica, o aplicativo também foi utilizado para a captação da projeção do local estudado através da imagem de satélite e indicação da inclinação média da localidade.

Dados referentes ao clima da região foram consultados no Mapa de Clima do Brasil disponibilizado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Informações sobre a pluviometria característica da região foram consultados no Mapa de Isoietas Anuais Médias do CPRM - Serviço Geológico do Brasil.

A zona em que o terreno se localiza dentro do município de Santa Cruz do Sul foi determinada através do Mapa V de Zoneamento de Usos disponibilizados no Plano Diretor deste município.

3.1.2 Descrição geológica

O enquadramento geológico da região estudada neste trabalho foi feito através da consulta no Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul fornecido pelo Serviço Geológico do Brasil - CPRM.

3.1.3 Classificação pedológica

A classificação pedológica do terreno analisado neste trabalho foi feita com base no mapa de solos desenvolvido por Streck et al. (2008). Todos os dados ligados a essa classificação foram baseados nas indicações deste autor.

3.2 Descrição do perfil geológico

A descrição do perfil geológico estudado foi feita com uma sondagem à percussão (SPT), executada dentro das especificações da ABNT NBR 6484:2001.

A partir dos resultados obtidos através da sondagem SPT foi possível confeccionar um perfil geológico-geotécnico baseados com a sua decorrente interpretação.

3.3 Dimensionamento da estrutura de fundação

De acordo com as características identificadas sobre o subsolo foi projetada uma estrutura de fundação que atenda às necessidades impostas pelo tipo de terreno estudado, de maneira a manter uma viabilidade técnica-econômica atendendo às especificações definidas nas normas técnicas brasileiras vigentes.

A fundação escolhida foi a do tipo estaca, sendo sua capacidade de carga determinada através do emprego do método semi-empírico de Décourt & Quaresma. Optou-se por esse método, pelo fato dele ser largamente empregado no Brasil e ser concebido a partir de correlações com o ensaio SPT. A partir da carga de ruptura, calculou-se a carga resistente de projeto, aplicando-se o fator de minoração de resistência de 1,4, conforme prescrição da ABNT NBR 6122:2010 exposta no item 2.8.1.

Neste item foram levadas em conta variadas hipóteses de construções em relação ao número de pavimentos da edificação, verificando assim, vários níveis de carregamentos verticais, posteriormente serão estimados os custos de cada projeto.

3.4 Comparativo de custos

A partir do dimensionamento das estruturas e do cálculo de seus devidos custos foi feito um comparativo de tais valores, verificando assim, qual o projeto mais adequado em termos de viabilidade técnica-econômica para o tipo de solo em que se implementaria o projeto.

Uma análise sucinta em relação ao custo individual de cada estaca pode ser feito com base nos valores sugeridos pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI). Esse levantamento se dará em função do volume de concreto e peso do aço disposto em cada estaca.

3.5 Conclusões

Foi feita a análise geral do que foi estudado e projetado neste trabalho, concluindo então, se a implementação de uma obra exposta a condições desfavoráveis de solo de fundação é viável sob as óticas técnica e econômica.

4 DESCRIÇÃO GERAL DO TERRENO E DO PROBLEMA ESTUDADO

4.1 Indícios de movimentação de solo no terreno estudado

A escolha do local de estudo foi realizada a partir do conhecimento prévio da existência de rastejo no terreno. Isso permitiu a realização de um estudo de caso sobre o fenômeno, o qual se sabe que é bastante presente na cidade de Santa Cruz do Sul-RS. O proprietário do terreno, na época em que foi executada a sondagem SPT do mesmo, suspeitou a existência de algum tipo de movimentação de solo. Assim, foi diagnosticada a presença do fenômeno de rastejo em toda a região daquela encosta com base em relatos de moradores e observações de campo, através das quais se deflagraram árvores com troncos inclinados (Fotografias 1 e 2) e fissuras e desaprumos em muros e edificações existentes (Fotografias 3 e 4).

Fotografia 1 - Árvores com troncos inclinados existentes no terreno estudado



Fonte: Foto de autoria de Leandro Olivio Nervis, 2013

Fotografia 2 – Árvore com tronco inclinado no terreno localizado aos fundos do terreno estudado



Fonte: Foto de autoria de Leandro Olivio Nervis, 2013

Fotografia 3 – Trincamento em muro existente no terreno ao lado do terreno estudado



Fonte: Foto de autoria de Leandro Olivio Nervis. 2013

Fotografia 4 – Trinca em edificação existente na região do terreno estudado



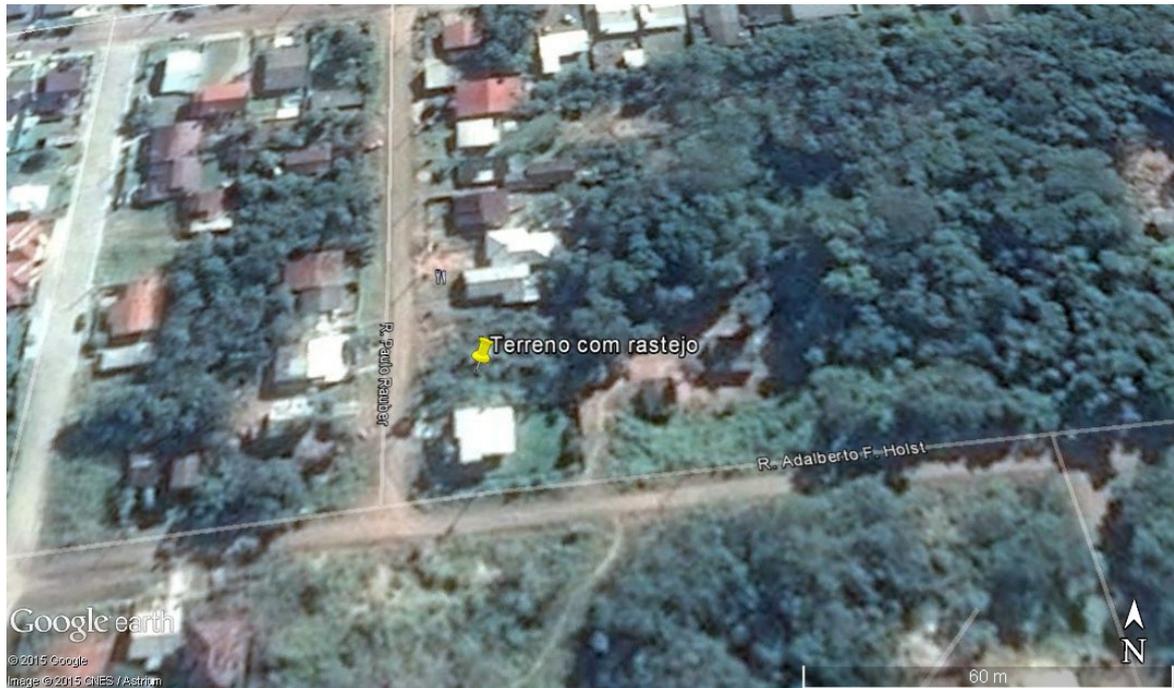
Fonte: Foto de autoria de Leandro Olivio Nervis, 2013

O mencionado terreno fica localizado na Rua Paulo Rauber, lote 3, bairro Margarida, no município de Santa Cruz do Sul, cujas definições física, geológica, pedológica e geológica-geotécnica são apresentadas nos itens seguintes.

4.2 Descrição física do local de estudo

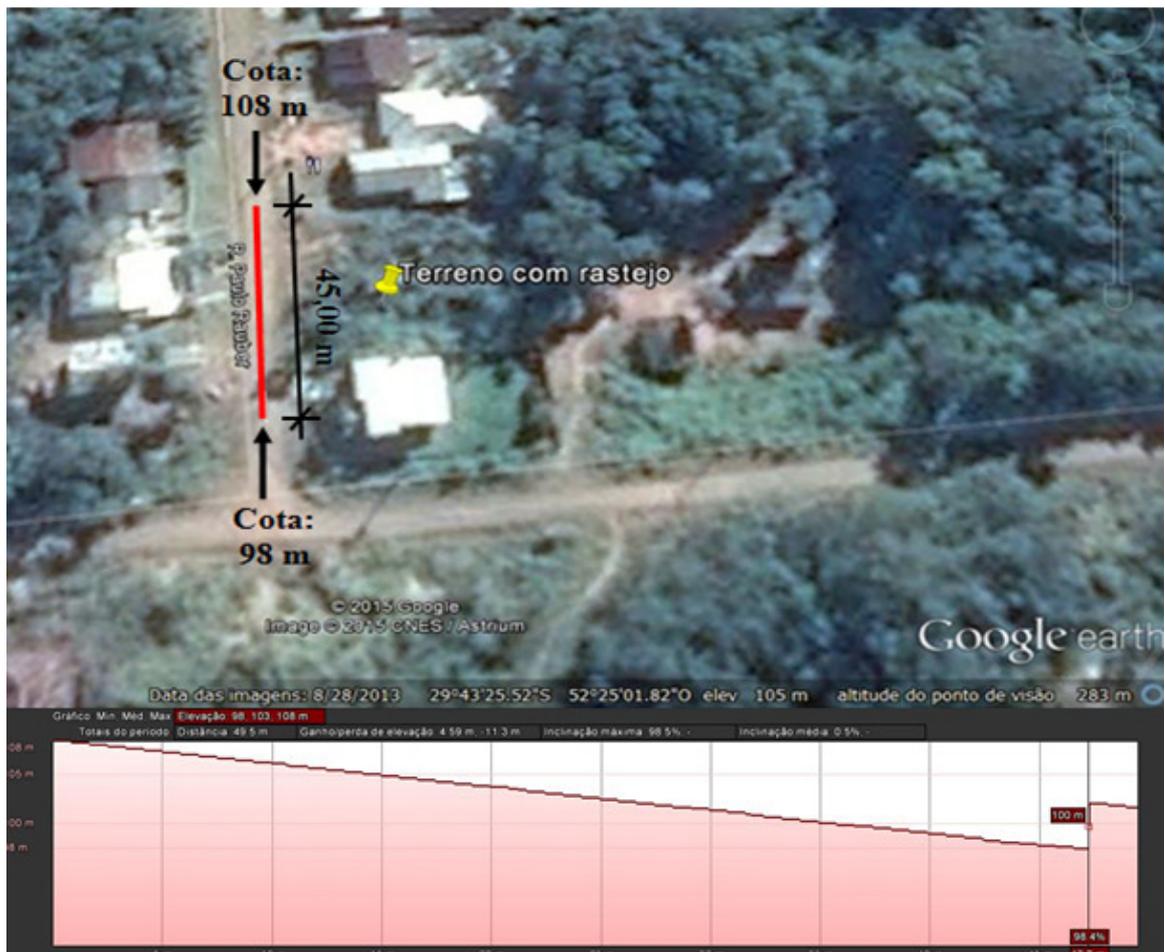
O município de Santa Cruz do Sul está localizado na parte central do estado do Rio Grande do Sul (IBGE, 2010). O terreno analisado situa-se nas coordenadas 29°43'25.60" S (latitude) e 52°25'1.89" O (longitude), obtidas através do software Google Earth. De acordo com a Figura 15 tem-se a projeção do terreno estudado através de imagens de satélite. Com o auxílio do Google Earth fez-se a determinação da inclinação média aproximada da região em que o terreno se encontra, chegando ao valor de 22%, conforme Figura 16.

Figura 15 - Projeção do local de estudo sobre imagem de satélite



Fonte: Google Earth, 2015.

Figura 16 – Análise da inclinação média da região estudada



Fonte: Adaptado de Google Earth, 2015.

Através de consulta ao Mapa de Clima do Brasil, disponibilizado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2002), tem-se que o Estado do Rio Grande do Sul localiza-se numa zona climática denominada como temperada, sendo caracterizada como mesotérmica branda, super úmida e possui uma média de temperatura anual compreendida entre 10° a 15°C. A média pluviométrica anual da região analisada é de 1.700 a 1.800 mm/ano, de acordo com o disposto no Mapa de Isoietas Anuais Médias do Serviço Geológico do Brasil (CPRM, 2006).

O terreno estudado está inserido dentro do Bioma Mata Atlântica, conforme exposto do Mapa de Biomas do Brasil disponibilizado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2004). Segundo a fonte, esse bioma caracteriza-se por um clima quente úmido, sem a ocorrência de período seco sistemático e com amplitudes térmicas amenizadas em decorrência da influência marítima. É composto por cadeias montanhosas, platôs, vales e planícies abrangendo litologias do embasamento Pré-Cambriano, sedimentos da Bacia do Paraná e sedimentos Cenozóicos (IBGE, 2004).

4.3 Descrição geológica

Analisando a localização do terreno estudado no Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul – CPRM (2006) e os resultados obtidos no ensaio SPT (Anexo A) em relação ao tipo de solo encontrado, é possível definir que o mesmo está situado na Província Paraná no grupo Rosário do Sul, Formação Santa Maria, cuja sigla de identificação é T23sm (Figura 17). Essa formação geológica pertence ao éon Fanerozóico, era Mesozóica e período Triássico. De acordo com a fonte, essa formação é composta por arenito e arenito conglomerático com pelitos subordinados, contendo elementos da flora de *Dicroidium* e silito argiloso maciço, contendo fauna de tetrápodes fósseis, ambiente continental correspondendo a depósitos de canais fluviais de moderada sinuosidade, de planície de inundação e lacustre.

Figura 17 – Projeção do local de estudo sobre o mapa geológico do Estado do Rio Grande do Sul



Fonte: Adaptado de CPRM, 2006.

4.4 Classificação pedológica

O município de Santa Cruz do Sul está situado dentro da distribuição dos solos na província geomorfológica da Depressão Periférica que possui como característica uma extensa variedade de solos provenientes do afloramento dos diferentes tipos de sedimentos que constituem sua paisagem, sendo originados através de processos erosivos processados pela rede de rios que drenam tal província (STRECK ET AL., 2008).

Segundo o autor, o local estudado é ocupado principalmente por Cambissolos Háplicos Distróficos típicos. Cambissolos são solos rasos a profundos com um perfil caracterizado pela sequência de horizontes A-Bi-C ou O-A-Bi-C (STRECK ET AL., 2008), prevalecendo à primeira no perfil em questão, onde o horizonte Bi é do tipo B incipiente. Trata-se de um horizonte B em formação, mas com desenvolvimento de cor e estrutura suficiente para ser distinguido dos horizontes A e C. Segundo a fonte, as condições de drenagem desse tipo de perfil variam de acordo com a região em que se encontra na paisagem, desde bem drenados a imperfeitamente drenados. Cambissolos são solos em processo de transformação, razão pela qual tem características insuficientes para serem enquadrados em outras classes de solos mais desenvolvidas (STRECK ET AL., 2008).

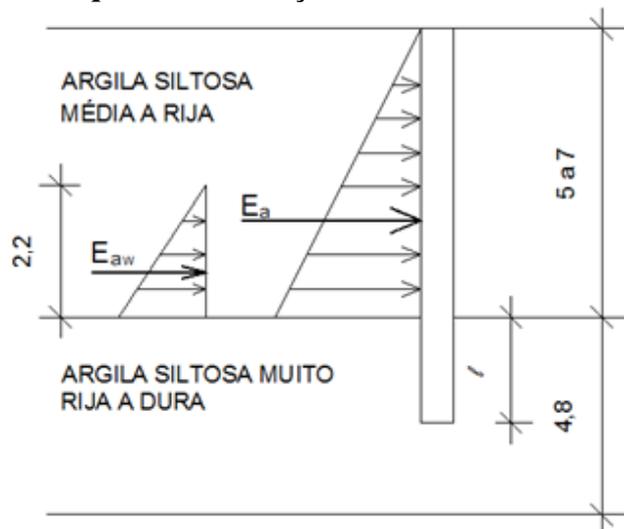
4.5 Descrição do perfil geológico-geotécnico

A investigação do subsolo do terreno ocorreu através de ensaio SPT, com a realização de dois furos de sondagem que foram locados no momento da execução do ensaio pelo engenheiro responsável, segundo informações fornecidas pelo proprietário do terreno, não se dispondo do croqui de localização dos mesmos. Os resultados provenientes dessa investigação também foram fornecidos pelo proprietário do terreno na época de execução do ensaio e estão apresentados no anexo A.

Analisando-se os perfis de sondagem apresentados no anexo A, observa-se a presença de uma camada de argila siltosa média a rija que se estende da superfície até a profundidade de 5 a 7 m, tendo uma variação de cores que se inicia com a cor marrom, em seguida muda para a cor vermelha e, por fim, para a junção das cores vermelha com branco. Na sequência tem-se uma camada de argila siltosa muito rija a dura com 4,80 m de espessura de cor vermelha. O nível d'água NA foi encontrado a uma profundidade de 4,80 a 7 m.

Analisando as diferentes camadas de solo encontradas no terreno é possível montar um esquema considerando a pior hipótese ao qual a estrutura de fundação estaria exposta (Figura 18). Nesse esquema, verifica-se que a camada que se encontra em movimentação atingiria uma profundidade entre 5 a 7 metros, se encontrando assente sobre um solo resistente e estável. Tal definição partiu da ideia de que a camada de solo que se movimenta está compreendida na parte coluvionar do terreno, cuja interface com a camada inferior foi identificada pela mudança abrupta da resistência do solo, acusada pelo ensaio SPT (Anexo A).

Figura 18 – Esquema de esforços sobre a estrutura de fundação



Fonte: Autora

4.6 Escolha do tipo de fundação

Para a escolha do tipo de fundação, tomou-se como critério avaliar a viabilidade técnica e o comparativo de custos para adoção de uma das alternativas disponíveis no mercado local, quais sejam, estacas escavadas do tipo rotativa a céu aberto, estacas pré-moldadas de concreto e estacas metálicas. O primeiro tipo é descartado *a priori* em razão da presença do NA. Dentre o segundo e o terceiro tipo, escolheu-se as pré-moldadas por serem mais econômicas.

5 ESQUEMATIZAÇÃO DO PROBLEMA, CÁLCULOS E RESULTADOS

Para fins de cálculo e análise do problema, foi tomada a pior situação, a qual corresponde ao furo 01 do ensaio SPT (Anexo A), cuja espessura da camada que se movimenta possui 7 metros e o NA se encontra a 4,8 metros de profundidade.

5.1 Definição dos parâmetros do solo

Estabelecidas as profundidades das distintas camadas de solo, fez-se a determinação de seus parâmetros por meio de métodos semi-empíricos existentes na literatura atual que correlacionam tais dados com o número N_{SPT} obtido no ensaio de sondagem, levando em consideração as indicações sobre a correção de tal valor pelos variados autores (Tabela 23). Em todas as definições ponderou-se a pior situação.

Tabela 23 - Definição dos parâmetros do solo a partir de correlações semi-empíricas com o N_{SPT}

Camada	Profundidade da camada (m)	NSPT Médio	N60 Schnaid	N60 Hachich	(N1)60 Hachich	γ_{solo} (kN/m ³)	ϕ' (°)
Argila siltosa média a rija	7	8,5	9,92	10,2	10,36	17	33
Argila siltosa muito rija a dura	4,8	40	46,67	48	32,14	21	41

Fonte: Autora

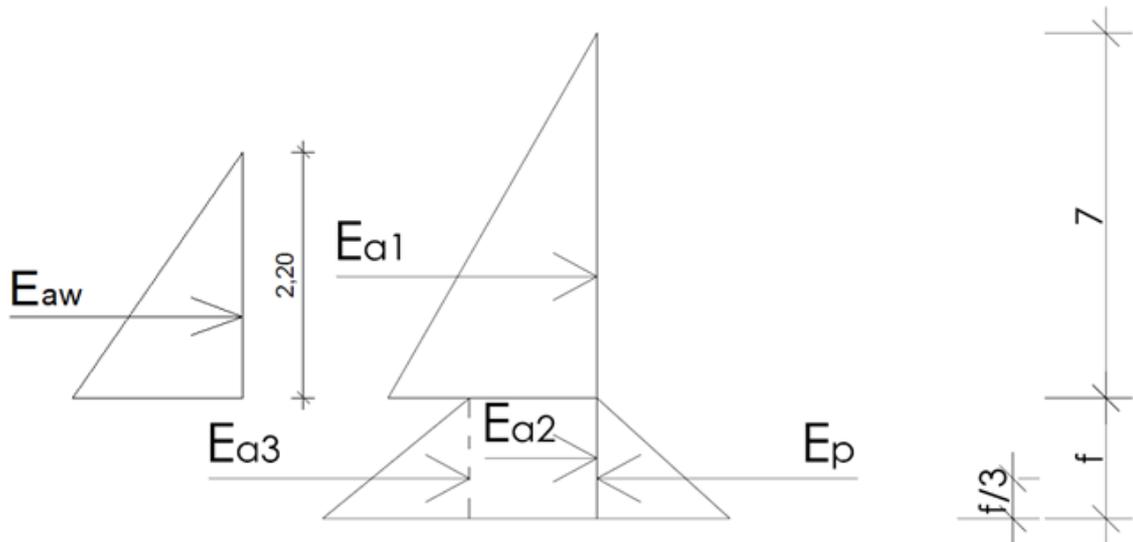
Devido à escassa literatura para solos argilosos residuais, admitiu-se na definição dos parâmetros do solo que o mesmo apresenta comportamento típico de um solo granular, tomando-se para os parâmetros de resistência coesão igual a zero e considerando a presença de um ângulo de atrito interno do solo. Ponderando os parâmetros de acordo com a pior situação, definiu-se o valor do ângulo de atrito interno a partir do proposto na Tabela 3.

Na definição do ângulo de inclinação da superfície do maciço com relação à horizontal β adotou-se como base a inclinação média da região de 22%, que equivale a 13°.

5.2 Cálculo da ficha e definição do comprimento

Definidos os parâmetros das camadas de solo do terreno estudado (Tabela 23) foi possível definir o esquema de empuxos de solo sobre a estrutura (Figura 19) com o intuito de obtenção da profundidade necessária que a estaca deve atingir para suportar tais esforços.

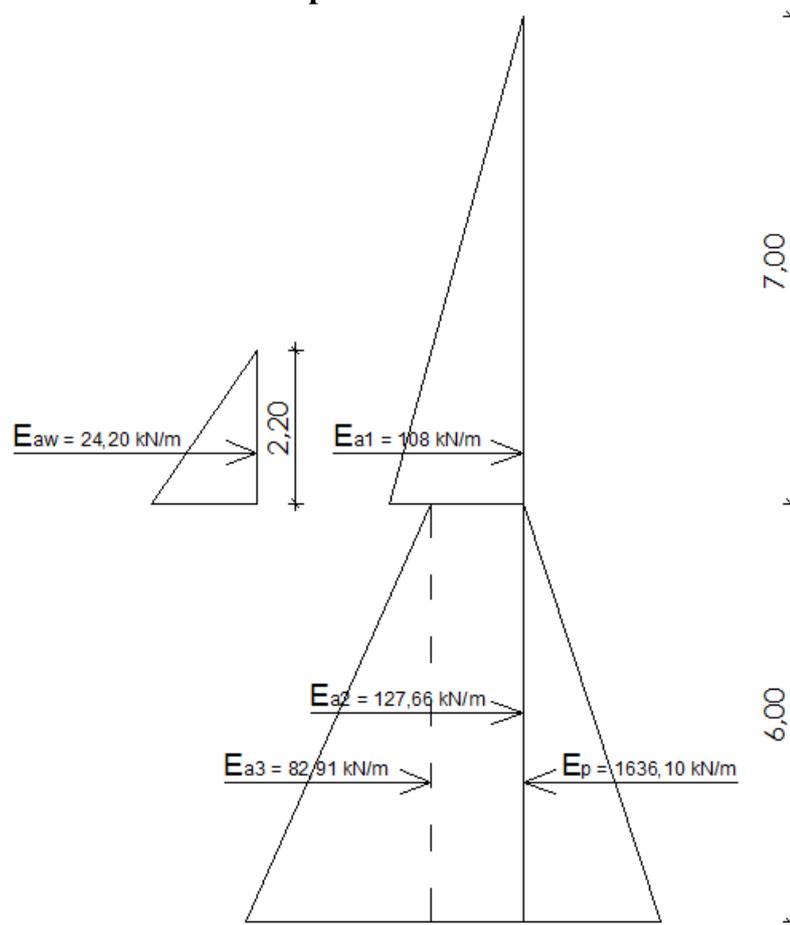
Figura 19 - Esquema de empuxos de solo



Fonte: Autora

Realizando-se os cálculos para a obtenção dos empuxos de acordo com a Teoria de Rankine apresentada no item 2.6, foi possível calcular o comprimento da ficha de acordo com a metodologia exposta no item 2.7. Os resultados obtidos estão expressos na Figura 20. Para os cálculos considerou-se uma estaca de largura com valor unitário (1 m).

Figura 20 - Esquema com os resultados dos cálculos dos empuxos atuantes sobre a estaca e o comprimento de ficha necessário



Fonte: Autora

Verifica-se que o comprimento de ficha necessário é de 6 metros, o qual somado a camada de solo que se movimenta, resulta numa estaca de comprimento de 13 m (Figura 21).

Salienta-se que em termos executivos, talvez se tivesse dificuldades em cravar as estacas na profundidade calculada. Assim, seria recomendável executar uma estaca teste e verificar a necessidade de utilizar sistemas auxiliares da cravação, como execução de pré-furo ou jato de água. Caso não fosse possível mesmo assim executar, seria então necessário redimensionar o problema para outras soluções, como por exemplo estacas metálicas existentes no mercado local, ou então estacas do tipo raiz, cujos executores se encontram na capital do estado. A metodologia de análise seria similar.

5.3 Cálculo da carga resistente de projeto

Para o presente estudo foram consideradas três seções diferentes de estacas (uma retangular e duas quadradas), as quais são apresentadas na Tabela 24, assim como os valores da carga resistente de projeto obtida através do emprego método proposto por Decóurt e Quaresma.

Tabela 24 - Valor da carga resistente de projeto de acordo com a dimensão da estaca

Dimensão da estaca (cm)	Q _d (kN)
20x40	874,79
30x30	893,31
35x35	1074,60

Fonte: Autora

Analisando-se os valores obtidos de carga resistente de projeto verifica-se que com o aumento da área da estaca tem-se um aumento progressivo da capacidade de suporte de carga da mesma. Sendo assim, estabeleceu-se que em função da profundidade calculada da estaca é mais conveniente considerar que a estrutura é capaz de suportar esta carga ao invés da indicada como carga nominal por variados autores em bibliografias existentes atualmente. Desta forma, as estacas devem ser dimensionadas para suportar esses carregamentos como elemento estrutural, atingindo-se com isso o aproveitamento máximo da capacidade de carga do solo.

Para termos teóricos de cálculo estabeleceu-se que cada pilar de uma estrutura de edificações para fins de moradias e escritórios teria uma área de influência de aproximadamente 25 m². Considerando-se o uso de uma carga média de 12 kPa/andar, conforme exposto no item 2.8, obteve-se o número de pavimentos compatíveis com cada seção de estaca adotada, conforme exposto na (Tabela 25).

Tabela 25 - Número de pavimentos suportado por cada estaca em função da carga resistente de projeto

Dimensão da estaca (cm)	Número de pavimentos
20x40	3
30x30	3
35x35	4

Fonte: Autora

Observa-se que tanto as estacas de 20x40 cm, como as estacas de 30x30 cm são aptas para receber cargas compatíveis a 3 pavimentos, enquanto que as de 35x35 cm a 4 pavimentos. A partir do dimensionamento estrutural, torna-se possível realizar uma análise mais apropriada quanto a viabilidade técnica-econômica.

5.4 Dimensionamento estrutural

5.4.1 Obtenção dos diagramas de solicitações

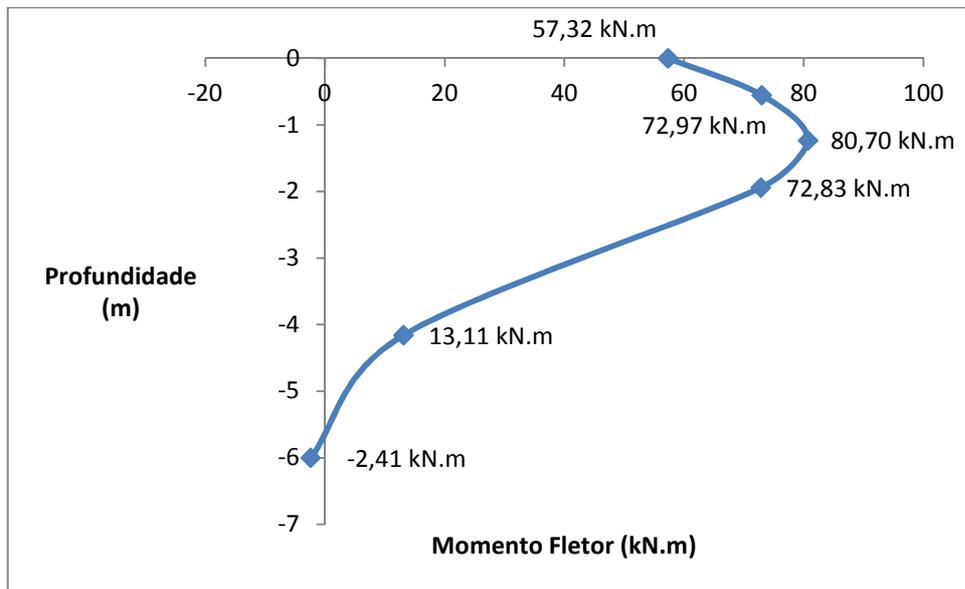
Para a definição do tipo de estaca considerou-se que o solo apresenta características de deformação proporcionais à profundidade uma vez que é solo residual e tem assim comportamento típico ao de solos granulares. Sendo assim, a determinação que estabelece se a estaca é curta ou longa deve ser feita em relação à profundidade T , que interfere no comportamento da estaca. Para estabelecer essa profundidade definiu-se o módulo de elasticidade da estaca em função de um concreto com f_{ck} de 25 MPa. Sendo assim, a estaca foi classificada como longa.

Dentre os métodos para determinação de esforços cortantes e momentos fletores adotou-se o método proposto por Matlock e Reese devido a aplicabilidade do método com a situação estudada. No método de Hetenyi a estaca proposta não atende aos parâmetros de aplicação do método e o método de Miche não considera a aplicação de momento no topo da estaca, diferindo então do caso estudado. Considerou-se a ação das forças horizontais e momentos devido a camada de solo que se movimenta atuando na largura da estaca, ou seja, tomaram-se os esforços calculados para a largura unitária e multiplicou-se pela largura da estaca.

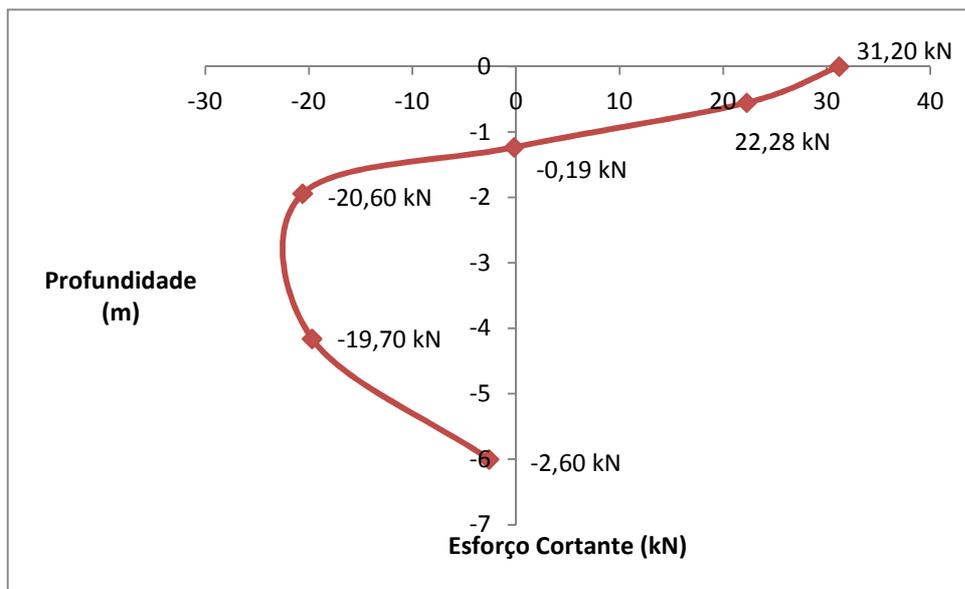
Os gráficos 1, 2 e 3 apresentam os diagramas de momento fletor e esforço cortante sobre o trecho da estaca que está assente sobre o solo resistente.

Gráfico 1 - Diagramas de esforços na estaca 20x40 cm

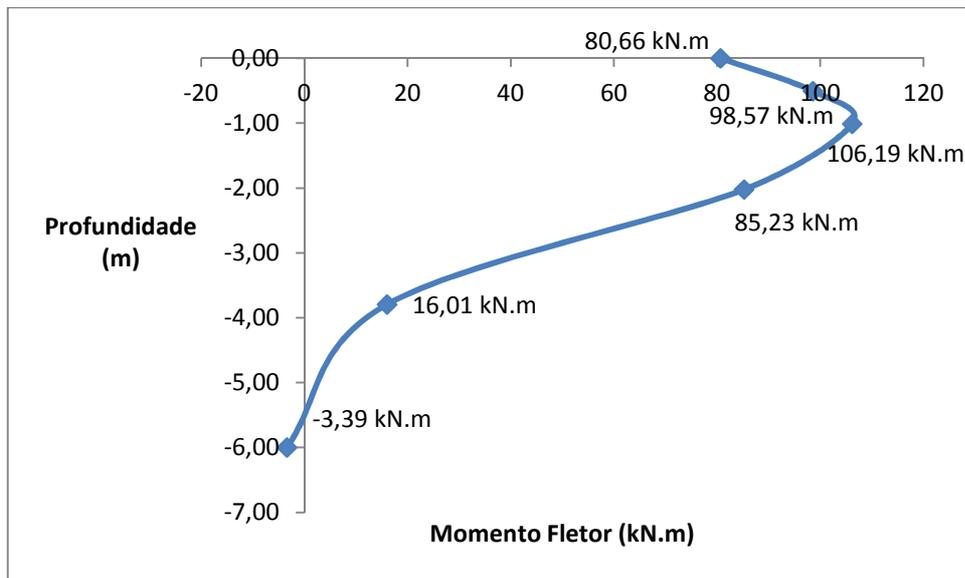
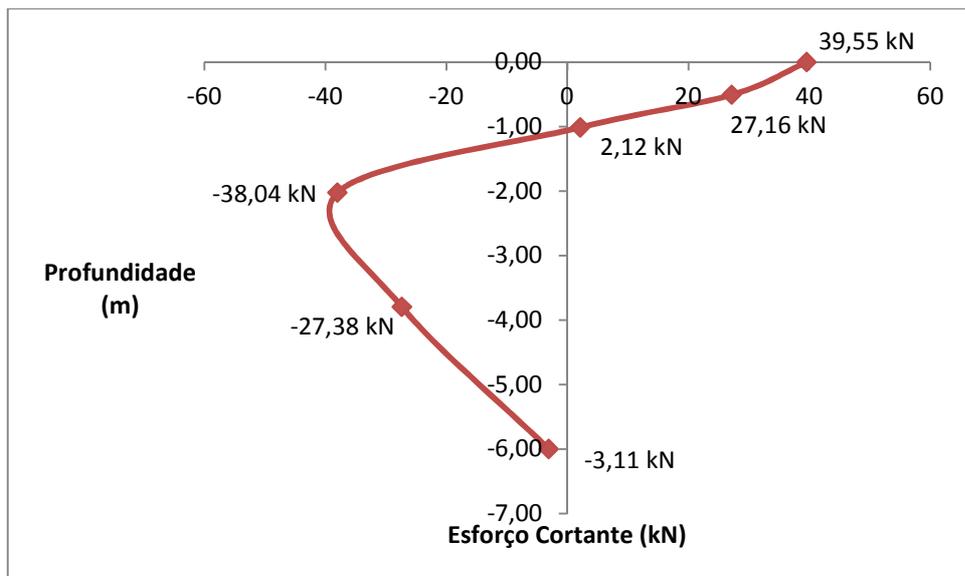
a. Diagrama de momento fletor



b. Diagrama de esforço cortante



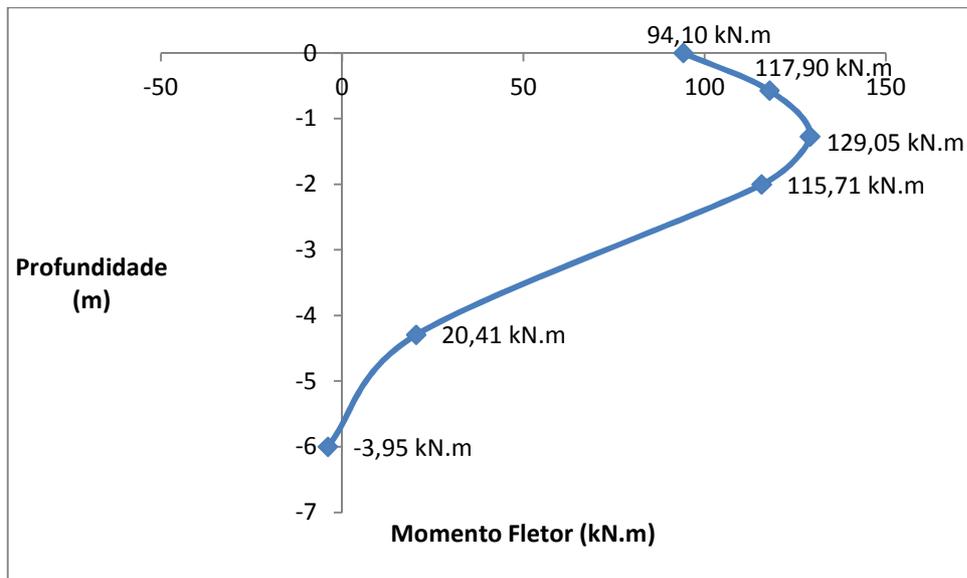
Fonte: Autora

Gráfico 2 - Diagramas de esforços na estaca 30x30 cm**a. Diagrama de momento fletor****b. Diagrama de esforço cortante**

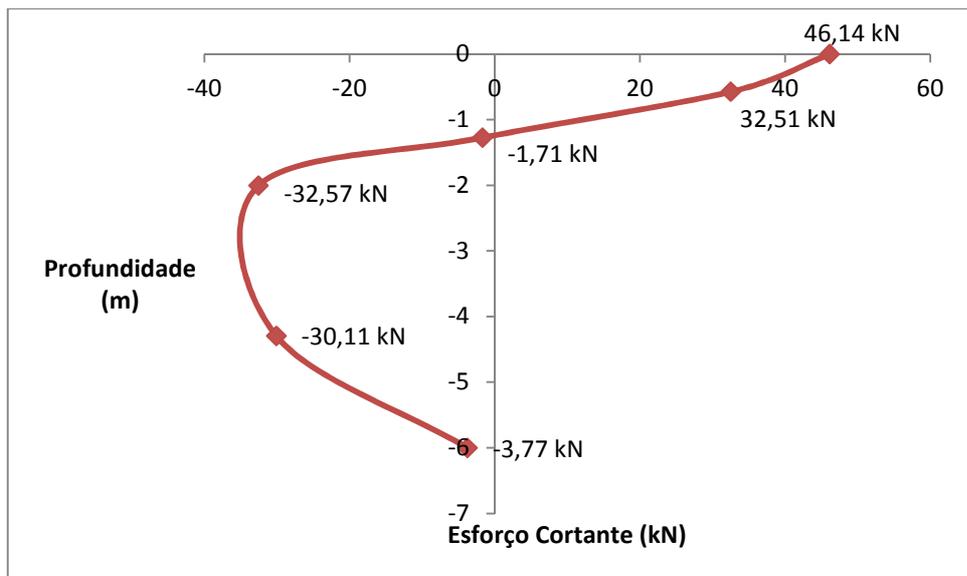
Fonte: Autora

Gráfico 3 - Diagramas de esforços na estaca 35x35 cm

a. Diagrama de momento fletor



b. Diagrama de esforço cortante



Fonte: Autora

5.4.2 Armadura necessária

A armadura longitudinal necessária para a estaca foi calculada conforme o expostos no item 2.8.5. A armadura calculada foi definida em função da flexo-compressão normal uma vez que a disponibilidade de dados sobre o solo foi limitada, porém, em outras circunstâncias, deve-se se fazer o dimensionamento à flexo-compressão oblíqua de acordo com os esforços e excentricidades ao qual a estrutura está exposta.

Os parâmetros utilizados para este dimensionamento foram ponderados de acordo com a pior situação analisada para cada estaca, sendo assim, chegou-se aos resultados apresentados na Tabela 27. O aço considerado nos cálculos foi o CA - 50 A.

Tabela 26 - Dimensionamento da armadura longitudinal de acordo com a dimensão de cada estaca

Dimensão da estaca (cm)	d' (cm)	A_s (cm ²)	Número de camadas	Número de barras	ϕ da barra (mm)
20x40	5	9,03	4	8	10
30x30	5	39,18	3	8	20
35x35	5	29,51	3	8	16

Fonte: Autora

Conforme o item 2.8.5, a armadura transversal não deve ter diâmetro menor que 5mm e nem menor do que $\phi/4$, sendo assim, adotou-se para a estrutura o aço CA - 50 A com diâmetro de 6,3 mm e espaçamento de 20 cm, que atende as duas especificações.

A verificação da resistência da estaca quanto a solicitação imposta pelo processo de cravação não foi realizada devido a não estar contemplada nos objetivos deste trabalho.

6 LEVANTAMENTO DE CUSTOS

A partir do dimensionamentos, foi realizado um levantamento de custos unitários, de acordo com o exposto no item 3.4, o qual é apresentado na Tabela 27.

Tabela 27 - Custo por estaca

Dimensão da estaca (cm)	Volume de concreto (m ³)	Custo do concreto (R\$)	φ da barra longitudinal (mm)	Peso (kg)	Custo do aço (R\$)	φ da barra transversal (mm)	Peso (kg)	Custo do aço (R\$)	Custo total por estaca (R\$)
20x40	1,04	346,81	10	63,67	431,08	6,3	12,74	86,25	864,13
30x30	1,17	390,16	20	255,94	1420,44	6,3	12,74	86,25	1896,85
35x35	1,59	531,05	16	162,02	899,23	6,3	15,93	107,81	1538,10

Fonte: Autora

Diluindo o valor total de custo de cada estaca pelo número de pavimentos que cada solução suportaria, resulta num valor de R\$ 288,04, R\$ 632,28 e R\$ 384,52 para as estacas de 20 x 40 cm, 30 x 30 cm e 35 x 35 cm, respectivamente. Analisando tais valores conclui-se, com base nos estudos realizados, que a solução que demanda estacas de 20 x 40 cm é a mais atrativa economicamente em relação às fundações. Destaca-se que construções de menos de 3 pavimentos irão demandar estacas de 20 x 40 cm de 13 m de comprimento em função dos esforços transversais, o que aumenta substancialmente o custo em fundações por pavimento. Nesse contexto, realizando-se a mesma divisão (estaca/pavimento) se teria um valor de R\$ 864,13 e R\$ 432,07 para um e dois pavimentos, respectivamente. Isso representa um acréscimo aproximado de custos por pavimento em relação às fundações de 300% e 120%, respectivamente.

7 CONCLUSÃO

Com base em todos os dados levantados nesse trabalho, pode-se chegar à conclusão de que é possível executar uma obra que seja viável em termos técnicos e econômicos desde que o devido dimensionamento da fundação seja feito considerando os esforços transversais decorrentes do movimento de rastejo.

O dimensionamento exposto nesse estudo baseou-se em dados teóricos calculados a partir de correlações semi-empíricas ponderando os resultados sempre para a pior situação.

Constatou-se uma série de incertezas sobre o comportamento do solo em relação a estrutura ao qual estará em contato quando presente o fenômeno de movimentação de solo do tipo rastejo. Com base nessa afirmação, o dimensionamento de estruturas de fundação dispostas em regiões que sofram com esse interveniente são extremamente complicados de serem feitos uma vez que a literatura atual não dispõe de metodologia específica para a solução do problema, sendo assim, a resolução do caso em questão foi feita com base em outras situações em que as fundações também são transversais. Combinando técnicas empregadas em outros problemas para resolver essa situação atípica, como por exemplo, a determinação de empuxos de solo pela teoria de Rankine com os métodos de dimensionamento dos diagramas de esforços atuantes sobre a estaca, foi possível chegar a uma solução satisfatória para o caso em questão, através de adoção de alguns critérios e algumas simplificações de forma racional.

É de suma importância salientar que devido a escassez de informações concretas sobre as propriedades do solo adotaram-se para sua definição métodos semi-empíricos que fazem a correlação de parâmetros do solo com o valor N_{SPT} obtido através do ensaio de sondagem à percussão do solo. Esses métodos por sua vez, são extremamente conservadores, portanto, em uma situação onde se tenham os dados necessários para o dimensionamento de uma estrutura de fundação exposta a esse tipo de fenômeno de movimentação do solo, obtidos através de ensaios laboratoriais ou de campo, dariam ao dimensionamento maior confiabilidade, podendo apresentar valores, como a área de armadura por exemplo, mais realistas.

Uma limitação importante é a carência de correlações para a obtenção de parâmetros a partir de resultados de sondagens SPT para solos residuais. Considerando-se que o solo residual apresenta comportamento típico de solos granulares, adotaram-se as correlações existentes para esses.

Considerando-se os critérios, parâmetros e simplificações adotados nos cálculos, tem-se que para o terreno estudado, edificações para fins residenciais ou de escritório com menos de 3 pavimentos possuem um custo elevado das fundações por pavimento, pois as estacas demandam dimensões que sobram na capacidade de carga com relação aos esforços verticais em função de terem que absorver os esforços horizontais oriundos da movimentação do solo.

A análise citada neste trabalho é pertinente ao tipo de solo e estrutura estudada, portanto, para casos onde o elemento de fundação seja diferente e o solo apresente características distintas é possível a ocorrência de resultados distintos, levando assim a outras conclusões.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. *NBR 6122*: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. *NBR 6484*: solo: sondagens de simples reconhecimento do solo com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. *NBR 8036*: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

_____. *NBR 8800*: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. *NBR 9062*: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

ALONSO, Urbano Rodriguez. *Dimensionamento de fundações profundas*. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 1989.

ALONSO, Urbano Rodriguez. *Exercícios de fundação*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. Informações sobre geografia física. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/>>. Acesso em 10 ago. 2015.

BRASIL. Serviço Geológico do Brasil - CPRM. Ministério de Minas e Energia. Mapas geológicos. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/>>. Acesso em 10 ago. 2015.

CAMPOS, Iberê M. *Tipos de solo e investigação do subsolo: entenda ensaio a percussão e seu famoso índice SPT*. Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=126>>. Acesso em: 23 mai. 2015.

CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 2*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000.

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

DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

GERSCOVICH, Denise M. S. *Estruturas de contenção: muros de arrimo*. 2010. Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em: 13 mai. 2015.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos M. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 2. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 1983.

HACHICH, Waldemar et al. *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

MARQUETTI, Osvaldemar. *Muros de arrimo*. Disponível em: < <http://pt.slideshare.net/majitislav/05-estruturas-de-conteno>>. Acesso em: 12 mai. 2015.

PINTO, Carlos de Sousa. *Curso básico de mecânica dos solos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez. *Notas de aula de estruturas de fundações: estacas sob esforços transversais*. 2007. Porto Alegre. Disponível em: <https://moodle.unipampa.edu.br/pluginfile.php/137599/mod_resource/content/1/Apostila%20de%20Esfor%C3%A7os%20Transversais.pdf>. Acesso em: 20 abr. 2015.

SCHNAID, Fernando. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo: Oficina de textos, 2000.

SCHNAID, Fernando. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

SILVEIRA, Kênia Damasceno. *Análise paramétrica do comportamento de condutos enterrados flexíveis e de grande diâmetro*. 2001. 124p. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica-Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

SINAPI - SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. 2015. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx#categoria_660>. Acesso em: 10 nov.2015

STRECK, Edeimar Valdir; KÄMPF, Nestor; DAMOLIN, Ricardo Simão Diniz; KLAMT, Egon; NASCIMENTO, Paulo César do; SCHNEIDER, Paulo. *Solos do Rio Grande do Sul*. 2ª Ed. Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008.

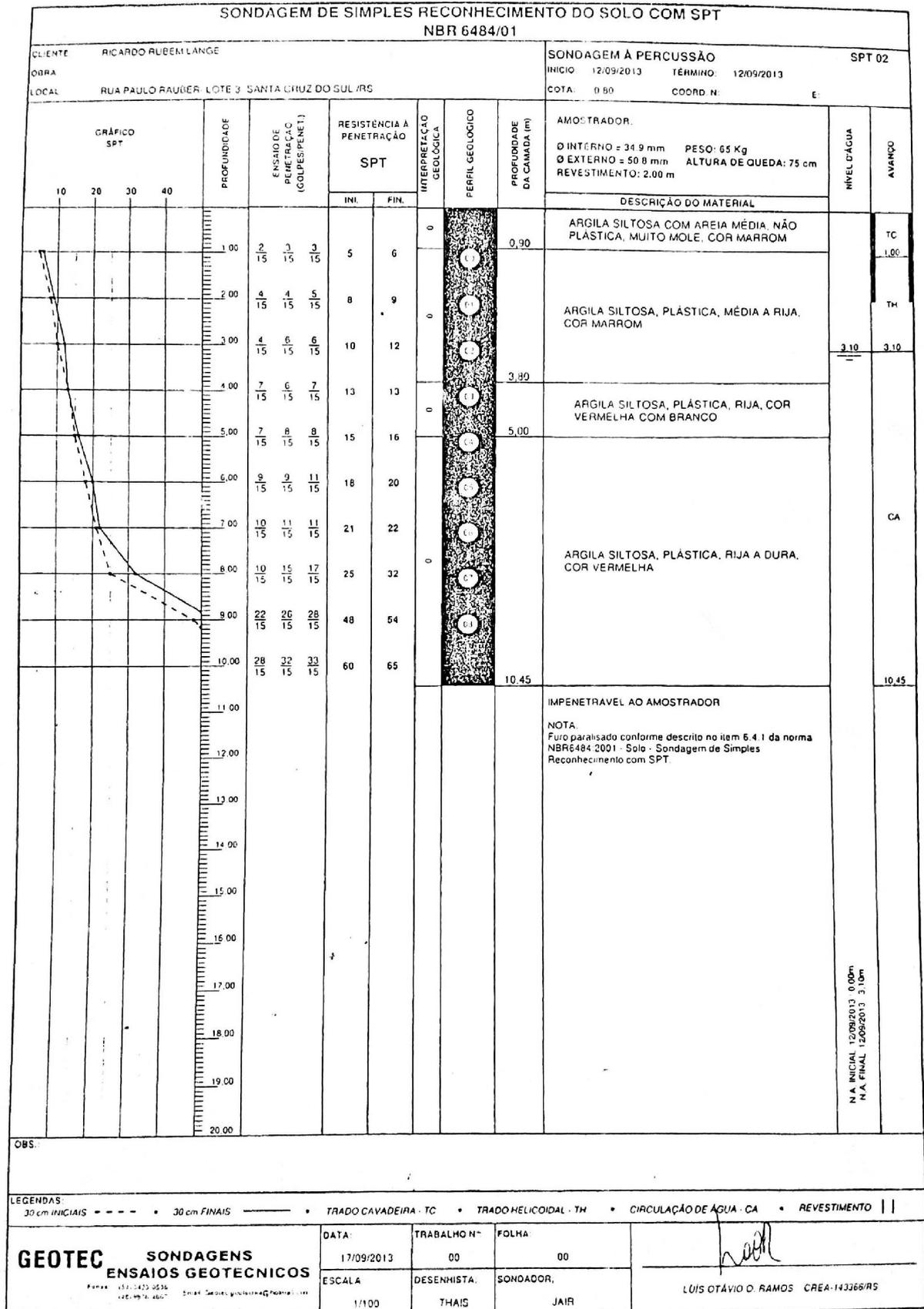
UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA. *Rastejo*. Disponível em: < <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/imagens/riscos/rastejo.gif>>. Acesso em: 26 abr. 2015.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Rezende. *Fundações: critérios de projeto: investigação do subsolo: fundações superficiais, volume 1*. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

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

ANEXO A - Relatório de sondagem de simples reconhecimento do solo com SPT

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT									
NBR 6484/01									
CLIENTE: RICARDO RUBEM LANGE			SONDAGEM À PERCUSSÃO			SPT 01			
OBRA:			INÍCIO: 12/09/2013			TÉRMINO: 12/09/2013			
LOCAL: RUA PAULO RAUBER- LOTE 3- SANTA CRUZ DO SUL /RS			COTA: 2,05			COORD. N: E:			
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAYO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	
			INI.	FIN.				Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m	
DESCRIÇÃO DO MATERIAL									
NÍVEL D'ÁGUA									
AVANÇO									
TC									
1,00									
2,00									
3,00									
4,00									
5,00									
6,00									
7,00									
8,00									
9,00									
10,00									
11,00									
12,00									
13,00									
14,00									
15,00									
16,00									
17,00									
18,00									
19,00									
20,00									
ARGILA SILTOSA COM AREIA MÉDIA, NÃO PLÁSTICA, MOLE A MÉDIA, COR MARROM ARGILA SILTOSA, PLÁSTICA, MÉDIA A RIJA, COR VERMELHA ARGILA SILTOSA, PLÁSTICA, MÉDIA A RIJA, COR VERMELHA COM BRANCO ARGILA SILTOSA, PLÁSTICA, RIJA A DURA, COR VERMELHA									
IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.									
N.A. INICIAL: 12/09/2013 - 0,00m N.A. FINAL: 12/09/2013 - 4,80m									
OBS.:									
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - • 30 cm FINAIS ——— • TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO									
GEOTEC SONDAGENS ENSAIOS GEOTECNICOS <small>Fones: (51) 3423-0516 Email: Geotec.geotecnia@hotmail.com (41) 9976-4667</small>			DATA:	TRABALHO N.º:	FOLHA:				
			17/09/2013	00	00				
			ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	LUÍS OTÁVIO O. RAMOS CREA-143368/RS			
			1/100	THAIS	JAIR				



Gravataí, 17 de Setembro de 2013.

CLIENTE: Ricardo Rubem Lange

CPF: 63713063087

SERVIÇO: Rua Paulo Rauber, lote 3- Santa Cruz do Sul / RS

ASSUNTO: Realização de ensaios SPT, para fins dimensionamento de fundação.

RELATÓRIO

2. SERVIÇOS EXECUTADOS

Foram executados 02 (dois) furos de sondagem de reconhecimento (SPT-01 á SPT-02), totalizando 22,25 m de perfuração.

3. SONDAGEM À PERCUSSÃO

As perfurações foram executadas por percussão com auxílio de circulação de água e protegidas por um revestimento de 76,2 mm (3") de diâmetro nominal.

A extração das amostras foi feita com a cravação de amostrador padrão de 34,9 mm (1 3/8") e 50,8 mm (2") de diâmetro interno e externo, respectivamente.

Anotou-se o número de golpes de um peso de 65 kg, que cai em queda livre de 75 cm de altura, para cravar 45 cm do amostrador descrito acima, nas camadas de solo atravessadas.

O número obtido fornece a indicação da compacidade (caso dos solos de predominância arenosa ou silto-arenosa) ou da consistência (caso dos solos de predominância argilosa ou silto-argilosa) dos solos em estudo.

Para execução da sondagem foram obedecidos os métodos preconizados na NBR 6484/2001 da ABNT.

Fl. 02

4. LOCAÇÃO E NIVELAMENTO

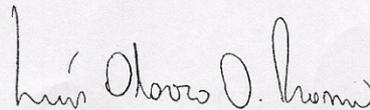
-Locação e nivelamento encargos do Cliente

5. RELAÇÃO DE ANEXOS

- Planta de locação dos furos de sondagem encargos do Cliente;

- Perfis individuais dos furos de sondagem. As diversas colunas apresentam: número de golpes necessários à cravação do amostrador para penetrar 45 cm (ou outro comprimento devidamente indicado), nível d'água, cotas em relação ao RN escolhido, situação e numeração das amostras extraídas, profundidade das diversas camadas em relação à superfície do terreno e, finalmente, a classificação dos solos encontrados, de acordo com a nomenclatura da NBR 7250/2001 da ABNT.

Estamos às ordens para os esclarecimentos adicionais que forem úteis.



Luís Otávio Oscar Ramos
CREA-143366/RS

ANEXO B - Tabelas para dimensionamento à flexo-compressão normal

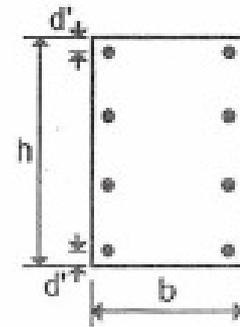
Tabela A1.11- Flexo-compressão normal - Aço CA-50

número de camadas=4 ; $\delta=0,15$

$$\delta = d'/h \quad \sigma_{cd} = 0,85f_{cd}$$

$$v = \frac{N_d}{bh\sigma_{cd}} \quad \mu = \frac{M_d}{bh^2\sigma_{cd}}$$

$$A_s = \frac{\omega bh\sigma_{cd}}{f_{yd}}$$



Valores de ω

$v \downarrow$	$\mu \downarrow$								
	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
0,00	0,00	0,25	0,61	1,00	1,44	1,93	2,43	2,93	3,43
0,10	0,00	0,16	0,53	0,95	1,44	1,93	2,43	2,93	3,44
0,20	0,00	0,07	0,46	0,94	1,43	1,93	2,43	2,94	3,44
0,30	0,00	0,00	0,43	0,92	1,43	1,93	2,44	2,94	3,45
0,40	0,00	0,00	0,41	0,91	1,42	1,93	2,44	2,95	3,45
0,50	0,00	0,00	0,42	0,94	1,44	1,94	2,44	2,95	3,46
0,60	0,00	0,00	0,47	1,00	1,51	2,01	2,51	3,00	3,50
0,70	0,00	0,00	0,52	1,06	1,57	2,08	2,58	3,08	3,58
0,80	0,00	0,07	0,58	1,12	1,64	2,15	2,66	3,16	3,66
0,90	0,00	0,17	0,66	1,19	1,71	2,23	2,73	3,23	3,73
1,00	0,00	0,27	0,73	1,26	1,79	2,30	2,81	3,31	3,81
1,10	0,11	0,38	0,82	1,34	1,86	2,38	2,89	3,39	3,89
1,20	0,22	0,48	0,90	1,42	1,94	2,45	2,96	3,47	3,97
1,30	0,33	0,59	0,99	1,50	2,02	2,53	3,04	3,55	4,05
1,40	0,43	0,70	1,08	1,58	2,09	2,61	3,12	3,63	4,13
1,50	0,54	0,81	1,17	1,66	2,17	2,69	3,20	3,71	4,21
1,60	0,65	0,91	1,26	1,74	2,25	2,77	3,28	3,79	4,29
1,70	0,76	1,02	1,36	1,83	2,34	2,85	3,36	3,87	4,37
1,80	0,87	1,13	1,45	1,92	2,42	2,93	3,44	3,95	4,45
1,90	0,98	1,24	1,55	2,00	2,50	3,01	3,52	4,03	4,53
2,00	1,09	1,35	1,65	2,09	2,59	3,09	3,60	4,11	4,62

Fonte: Araújo, 2010

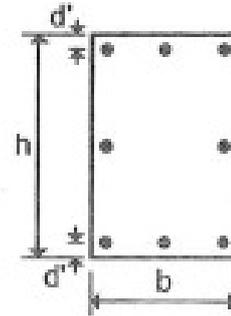
Tabela A1.23- Flexo-compressão normal - Aço CA-50

número de camadas=3 ; $\delta=0,15$

$$\delta = d'/h \quad \sigma_{cd} = 0,85f_{cd}$$

$$v = \frac{N_d}{bh\sigma_{cd}} \quad \mu = \frac{M_d}{bh^2\sigma_{cd}}$$

$$A_s = \frac{\omega bh\sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

Valores de ω

$v \downarrow$	$\mu \downarrow$									
	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	
0,00	0,00	0,25	0,54	0,85	1,21	1,57	1,93	2,29	2,65	
0,10	0,00	0,15	0,45	0,80	1,16	1,52	1,88	2,25	2,63	
0,20	0,00	0,06	0,39	0,75	1,11	1,48	1,86	2,24	2,61	
0,30	0,00	0,00	0,34	0,71	1,09	1,46	1,84	2,22	2,60	
0,40	0,00	0,00	0,30	0,69	1,07	1,45	1,83	2,21	2,59	
0,50	0,00	0,00	0,32	0,72	1,10	1,48	1,86	2,23	2,61	
0,60	0,00	0,00	0,37	0,78	1,17	1,55	1,93	2,31	2,69	
0,70	0,00	0,00	0,42	0,84	1,24	1,63	2,01	2,39	2,77	
0,80	0,00	0,07	0,49	0,91	1,31	1,71	2,09	2,48	2,86	
0,90	0,00	0,17	0,57	0,99	1,39	1,78	2,17	2,56	2,94	
1,00	0,00	0,27	0,65	1,06	1,47	1,86	2,25	2,64	3,02	
1,10	0,11	0,37	0,73	1,14	1,55	1,94	2,34	2,72	3,11	
1,20	0,22	0,48	0,82	1,22	1,63	2,03	2,42	2,81	3,19	
1,30	0,33	0,58	0,92	1,31	1,71	2,11	2,50	2,89	3,28	
1,40	0,43	0,69	1,01	1,40	1,80	2,19	2,59	2,98	3,36	
1,50	0,54	0,79	1,11	1,49	1,88	2,28	2,67	3,06	3,45	
1,60	0,65	0,90	1,20	1,58	1,97	2,36	2,76	3,15	3,53	
1,70	0,76	1,01	1,30	1,67	2,06	2,45	2,84	3,23	3,62	
1,80	0,87	1,12	1,41	1,76	2,15	2,54	2,93	3,32	3,71	
1,90	0,98	1,23	1,51	1,85	2,24	2,63	3,02	3,41	3,80	
2,00	1,09	1,34	1,61	1,95	2,33	2,72	3,11	3,50	3,88	

Fonte: Araújo, 2010