



ROBERTO KASSOUF

**ANÁLISE DE PROVA DE CARGA EM TUBULÃO A CÉU
ABERTO SUBMETIDO A ESFORÇO HORIZONTAL EM
SOLO NÃO SATURADO DE DIABÁSIO DA REGIÃO DE
CAMPINAS**

CAMPINAS

2012



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

ROBERTO KASSOUF

**ANÁLISE DE PROVA DE CARGA EM TUBULÃO A CÉU
ABERTO SUBMETIDO A ESFORÇO HORIZONTAL EM SOLO
NÃO SATURADO DE DIABÁSIO DA REGIÃO DE CAMPINAS**

Orientador: Prof. Dr. David de Carvalho

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil na área de Geotecnia.

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO OU TESE DEFENDIDA PELO ALUNO ROBERTO KASSOUF E ORIENTADO PELO PROF. DR. DAVID DE CARVALHO.

ASSINATURA DO ORIENTADOR)

CAMPINAS

2012

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA DA ÁREA DE
ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

K153a Kassouf, Roberto, 1963-
Análise de prova de carga em tubulão a céu aberto submetido a esforço horizontal em solo não saturado de diabásio da região de Campinas / Roberto Kassouf. -- Campinas, SP: [s.n.], 2012.

Orientador: David de Carvalho.

Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Prova de carga. I. Carvalho, David de, 1955-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Analysis of static load test in the open pipe, subjected to horizontal stress in unsaturated diabasic soil of Campinas

Palavras-chave em Inglês: Load test

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Anna Silvia Palcheco Peixoto, Faiçal Massad

Data da defesa: 30-08-2012

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

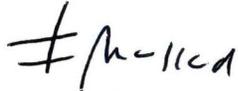
**ANALISE DE PROVA DE CARGA EM TUBULÃO A CÉU ABERTO
SUBMETIDO A ESFORÇO HORIZONTAL EM SOLO NÃO
SATURADO DE DIABÁSIO DA REGIÃO DE CAMPINAS TÍTULO DO
TRABALHO**

ROBERTO KASSOUF

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. David de Carvalho

Presidente e Orientador(a)/FEAGRI/UNICAMP


Prof. Dr. Façal Massad

EESC/USP


Prof. Dr^a. Anna Silvia Palcheco Peixoto

UNESP

Campinas, 30 de agosto de 2012

201300248

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a meu Pai Jamil Mikhail El Kassouf e minha Mãe Nouha Fakhoury Kassouf. Possa Deus acolhê-los na luz de Vossa face até o dia de nos reencontrarmos.

AGRADECIMENTOS

À minha esposa e companheira Ana Lucia Carrara Delbin, pelo amor, pelo apoio e confiança nesta jornada.

Aos meus filhos Dr. Roberto Gonçalves Kassouf e Raissa Gonçalves Kassouf, pela grata divindade de ser pai, amigo e companheiro e pela felicidade incondicional de suas existências.

Ao Prof. Dr. David de Carvalho, orientador, pelo apoio, incentivo e serenidade que, no limiar desta minha etapa de vida, pude conhecer o ser humano altruísta.

Ao Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, pelo apoio e atenção dedicada e pela ajuda incondicional na instrumentação aplicada.

Ao Prof. Dr. Faiçal Massad, pela disposição, disponibilidade, atenção, apoio e brilhantes considerações.

Aos meus amigos e companheiros de caserna, Bruno Blonder, Emanuelle Fazendeiro Donadon, Michele Alves, Tiago Garcia Rodrigues e Barbara Nardi Melo.

Aos meus alunos da Faculdade Politécnica de Jundiaí e da Metrocamp Campinas pelo incentivo e pela demonstração de que Feliz aquele que transfere o que sabe e aprende o que ensina.

À empresa Moretti engenharia, pela instalação e montagem do inclinômetro.

Ao Eng^o Clézio Leôncio Filho, ex-aluno, amigo e atual engenheiro de campo da Kassouf Engenharia, pelo apoio incondicional na realização das provas de carga.

Ao Sr. Laércio Tomás, Encarregado de Obras e funcionário da Kassouf Engenharia pela dedicação aos trabalhos de campo e das provas de carga.

Aos funcionários da Kassouf Engenharia que de alguma forma colaboraram para a realização deste trabalho.

ORAÇÃO DO ÍNDIO SIOUX

Grande espírito cuja voz distingo nos ventos e cujo sopro dá vida ao mundo inteiro,

Ouve-me...

Ponho-me na tua frente como um dos teus inúmeros filhos

Vê, sou pequeno, sou fraco,

Preciso da tua força

Preciso do teu saber.

Deixa-me caminhar na beleza

E deixa os meus olhos sempre contemplarem

O purpúreo por do sol

Que minhas mãos zelem pelas coisas que criastes

E que meus ouvidos ouçam a Tua voz

Fazei-me sábio, para eu aprender

As coisas que ensinastes ao meu povo

E que ocultaste em cada folha,

Em cada pedra.

Não desejo a força

Para impor-me aos meus irmãos

Desejo-a para poder lutar

Contra o meu inimigo

Eu próprio...

Fazei com que eu esteja sempre pronto

Para que eu possa ir ao teu encontro

De mãos limpas e olhos leais.

E quando o meu espírito se for

Assim como se vai o sol ao fim do dia

Possa ele chegar a ti

Sem precisar se envergonhar.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	13
LISTA DE TABELAS.....	16
RESUMO.....	19
ABSTRACT.....	21
1 INTRODUÇÃO.....	23
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	23
1.2 OBJETIVOS.....	25
1.3 CAPÍTULOS.....	25
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1 INTRODUÇÃO.....	27
2.2 ESTACAS ATIVAS E PASSIVAS.....	28
2.3 MODELOS PARA REAÇÃO DO SOLO.....	30
2.3.1 HIPÓTESE DE WINKLER.....	33
2.4 MÉTODO DE ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES.....	41
2.4.1 MÉTODOS BASEADOS NO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL.....	41
2.4.1.1 SOLUÇÕES DE ESTACAS LONGAS.....	42
2.4.1.1.1 MÉTODO DE MICHE.....	44
2.4.1.1.2 MÉTODO DE MATLOCK & REESE.....	46
2.4.1.2 SOLUÇÕES DE ESTACAS CURTAS.....	48

	2.4.1.2.1	MÉTODO RUSSO.....	48
	2.4.1.2.2	MÉTODO DE MATLOCK & REESE.....	49
	2.4.2	MODELOS ELÁSTICOS.....	50
	2.4.2.1	MÉTODO DE POULOS & DAVIS PARA SOLOS DE COMPORTAMENTO ARGILOSO.....	50
	2.4.2.2	MÉTODO DE POULOS & DAVIS PARA SOLOS DE COMPORTAMENTO ARENOSO.....	53
2.5		MÉTODOS DE ANÁLISE DE RUPTURA.....	55
	2.5.1	MÉTODO DE BROMS.....	55
	2.5.1.1	MÉTODO DE BROMS – ESTACAS EM SOLOS COESIVOS.....	57
	2.5.1.2	MÉTODO DE BROMS – ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS.....	59
3		CAMPO EXPERIMENTAL DA FEC – FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL – UNICAMP – CAMPINAS, SP.....	61
	3.1	LOCALIZAÇÃO.....	62
	3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	62
	3.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	63
	3.4	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	64
	3.4.1	ENSAIOS DE CAMPO.....	66
	3.5	CAMPO EXPERIMENTAL DA FEC UNICAMP – COMPORTAMENTO DO SOLO.....	69
4		TUBULÕES UTILIZADOS NAS PROVAS DE CARGA.....	71
	4.1	TUBULÕES ENSAIADOS.....	71
5		PROVAS DE CARGA.....	75

5.1	PROVAS DE CARGA ESTÁTICA DO TIPO LENTA.....	75
5.2	PROVAS DE CARGA ESTÁTICA DO TIPO RÁPIDA.....	76
5.3	MONTAGEM DA PROVA DE CARGA – EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	76
5.4	CONDIÇÕES DAS PROVAS DE CARGA.....	81
6	CURVAS ‘CARGA <i>versus</i> DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA.....	83
7	CURVAS DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA PELO INCLINÔMETRO	85
	CURVAS DE ‘DESLOCAMENTO HORIZONTAL’ OBTIDA PELO	
7.1	INCLINÔMETRO NA PROVA DE CARGA NA CONDIÇÃO (1) – EIXO A-A – DESLOCAMENTO INCREMENTAL.....	85
	CURVAS DO ‘DESLOCAMENTO HORIZONTAL’ OBTIDA PELO	
7.2	INCLINÔMETRO NA PROVA DE CARGA NA CONDIÇÃO (1) – EIXO B-B – DESLOCAMENTO INCREMENTAL.....	86
	CURVAS DO ‘DESLOCAMENTO HORIZONTAL’ OBTIDA PELO	
7.3	INCLINÔMETRO NA PROVA DE CARGA NA CONDIÇÃO (1) – EIXO A-A – DESLOCAMENTO ACUMULADO.....	87
	CURVAS DO ‘DESLOCAMENTO HORIZONTAL’ OBTIDA PELO	
7.4	INCLINÔMETRO NA PROVA DE CARGA NA CONDIÇÃO (1) – EIXO B-B – DESLOCAMENTO ACUMULADO.....	88
8	CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA.....	89
8.1	CURVAS DO ‘COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL’ OBTIDA.....	89
	CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS	
8.1.1	DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR PROVA DE CARGA SOLO NATURAL.....	90

	CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS	
8.1.2	DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR PROVA DE CARGA SOLO	
	PRÉ-INUNDADO.....	91
9	ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS CURVAS ‘REAÇÃO HORIZONTAL	
	VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR PROVA DE CARGA SOLO	
	PRÉ-INUNDADO’.....	93
9.1	ANÁLISE DOS RESULTADOS COM O SOLO NATURAL.....	93
9.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS COM O SOLO PRÉ-INUNDADO.....	94
9.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS COM O INCLINÔMETRO.....	96
	9.3.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS COM INCLINÔMETRO.....	98
10	ANÁLISE DOS VALORES OBTIDOS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO	
	HORIZONTAL.....	101
10.1	METODOLOGIA UTILIZADA PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE	
	REAÇÃO HORIZONTAL.....	101
10.2	ANÁLISE DO VALOR DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL	
	PARA A CONDIÇÃO DE SOLO NA UMIDADE NATURAL.....	103
10.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE CRITÉRIOS DE DETERMINAÇÃO DO	
	COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL.....	104
10.4	ANÁLISE DO MÉTODO DE DEFORMAÇÕES PROPOSTO POR MICHE	
	(1930).....	105
11	CONCLUSÕES.....	109

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1.1	Dados geométricos de um tubulão (ALBIERO & CINTRA, 1996).....	23
Fig. 2.1	Diferença entre estacas ativa e passiva (DE BEER, 1977).....	29
Fig. 2.2	Reação do solo numa estaca carregada horizontalmente, pela hipótese de Winkler (VELLOSO & LOPES, 2002).....	31
Fig. 2.3	Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade (TERZAGHI, 1955).....	34
Fig. 2.4	Diferenciação entre estacas longas e curtas (ALONSO, 1989).....	42
Fig. 2.5	Diagrama dos esforços de Método de Miche (MICHE, 1930).....	45
Fig. 2.6	Estaca em solo com E_s constante (POULOS & DAVIS, 1980).....	50
Fig. 2.7	Valores de I_{ph} com topo livre e E_s constante (POULOS & DAVIS, 1980).....	51
Fig. 2.8	Valores de I_{pm} e $I_{\theta H}$ com topo livre e E_s constante (POULOS & DAVIS, 1980).....	52
Fig. 2.9	Valores de $I_{\theta M}$ com topo livre e E_s constante (POULOS & DAVIS, 1980).....	52
Fig. 2.10	Valores de I'_{pm} e $I'_{\theta H}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (POULOS & DAVIS, 1980).....	54
Fig. 2.11	Valores de $I'_{\theta M}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (POULOS & DAVIS, 1980).....	54
Fig. 2.12	Valores de I'_{ph} com topo livre e E_s crescente com a profundidade (POULOS & DAVIS, 1980).....	55
Fig. 2.13	Formas de ruptura de estacas (BROMS, 1964).....	56
Fig. 2.14	Distribuição da resistência lateral em argilas (BROMS, 1964).....	57

Fig. 2.15	Ruptura para estacas curtas e topo livre em solos coesivos (BROMS, 1964).....	58
Fig. 2.16	Ruptura para estacas longas e topo livre em solos coesivos (BROMS, 1964).....	58
Fig. 2.17	Ruptura para estacas curtas e topo livre em solos não coesivos (BROMS, 1964).....	59
Fig. 3.1	Localização da FEC – Unicamp Campinas e do campo experimental (GOOGLE, 2010).....	61
Fig. 3.2	Retirada de amostra indeformada junto ao eixo do tubulão.....	64
Fig. 3.3	Locação dos furos de sondagem do Campo Experimental da FEC – Unicamp.....	67
Fig. 3.4	Perfil de sondagem do ensaio SPT realizado no Campo Experimental junto ao eixo do tubulão.....	68
Fig. 3.5	Descrição das camadas encontradas e seus respectivos índices físicos (GON, 2011).....	69
Fig. 4.1	Disposição e sistema de reação adotado na prova de carga horizontal.....	72
Fig. 4.2	Vista em corte da disposição e o sistema de reação adotado.....	72
Fig. 5.1	Foto do sistema montado.....	77
Fig. 5.2	A disposição dos extensômetros instalados nos tubulões.....	79
Fig. 5.3	Ponte de Wheatstone.....	80
Fig. 5.4	Filamento do Strain-Gage e sua fixação.....	80
Fig. 6.1	Curva ‘Carga Horizontal versus Deslocamento’ – Carregamentos lento, rápido e pré-inundado.....	83
Fig. 7.1	Deslocamento Horizontal – Prova de carga na condição (1) – Eixo A-A – Deslocamento Incremental.....	85

Fig. 7.2	Deslocamento Horizontal – Prova de carga na condição (1) – Eixo B-B – Deslocamento Incremental.....	86
Fig. 7.3	Deslocamento Horizontal – Prova de carga na condição (1) - Eixo A-A – Deslocamento Acumulado.....	87
Fig. 7.4	Deslocamento Horizontal – Prova de carga na condição (1) – Eixo B-B – Deslocamento Acumulado.....	88
Fig. 8.1	Curva nh versus Deslocamento Horizontal – Condição (1).....	90
Fig. 8.2	Curva nh versus Deslocamento Horizontal – Condição (3).....	91
Fig. 9.1	Curva ‘Carga Horizontal versus Deslocamento’ – solo natural e solo pré- inundado.....	95
Fig. 9.2	Confrontação das curvas teóricas e experimentais para o tubulão (1), para deslocamento até 6 mm.....	98
Fig. 9.3	Confrontação das curvas teóricas e experimentais para o tubulão (1) para deslocamentos até 12 mm.....	99
Fig. 10.1	Curva do tubulão da prova de carga (1) e a curva nh constante.....	105
Fig. 10.2	Comparativo de deslocamento obtido pelo inclinômetro no Eixo A-A e pelo Método de MICHE (1930).....	107

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Comparação entre estacas ativas e passivas (ALONSO, 1989).....	29
Tabela 2.2	Comparação entre Hipótese de Winkler e Meio Contínuo Elástico (PRAKASH & SHARMA, 1990).....	32
Tabela 2.3	Valores do módulo de reação horizontal para argilas pré-adensadas (DAVISSON, 1965).....	35
Tabela 2.4	Valores do coeficiente de reação horizontal (DAVISSON, 1965 e VELLOSO & LOPES, 2002).....	35
Tabela 2.5	Valores do coeficiente de reação horizontal encontrados no Campo Experimental da Feagri, Campinas, SP.....	35
Tabela 2.6	Valores de n_h (MN/m ³) para areias (TERZAGHI, 1955).....	36
Tabela 2.7	Valores de n_h (MN/m ³) para areias (DÉCOURT, 1991).....	36
Tabela 2.8	Valores de n_h (MN/m ³) de estacas no Campo Experimental da Unicamp Campinas, SP.....	37
Tabela 2.9	Valores de E_{50}/c em função da consistência dos solos (SKEMPTON).....	40
Tabela 2.10	Valores de E_{50}/c para solos terciários da Bacia Sedimentar de São Paulo (MASSAD, 1981).....	41
Tabela 2.11	Coeficientes A e B de MATLOCK & REESE (1961).....	47
Tabela 3.1	Coeficiente de variação granulométrica (GON, 2011).....	65
Tabela 3.2	Coeficiente de variação: Limite de Consistência (GON, 2011).....	65
Tabela 3.3	Resultados da envoltória de resistência total do solo (GON,2011).....	66
Tabela 4.1	Descrição geométrica e armação dos tubulões.....	71
Tabela 9.1	Cargas horizontais com solo natural para atingir deslocamentos de 6 a 12 mm.....	93

Tabela 9.2	Cargas horizontais com solo natural e pré-inundado para atingir deslocamentos de 6 a 12 mm.....	96
Tabela 10.1	Valor de n_h obtido na prova de carga de carregamento horizontal.....	103

RESUMO

Kassouf, Roberto (2012) Análise de prova de carga estática em tubulão a céu aberto, submetido a esforço horizontal em solo não saturado de diabásio da região de Campinas 2012. 114p. (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.

O problema de tubulões carregados horizontalmente no topo é freqüente em obras de construção civil e normalmente estes esforços horizontais atuam concomitantemente aos esforços verticais e momentos fletores onde os casos mais freqüentes são as ações dos ventos, torres de transmissão e para energia eólica, obras de arte como pontes e viadutos, muros de arrimo com o empuxo do solo, escavações para subsolo e edificações prediais, havendo uma reduzida bibliografia sobre os parâmetros a serem adotados em projeto. Uma hipótese mais crítica é a de tubulões carregados horizontalmente em solos de alta porosidade, não saturados e colapsíveis.

Os objetivos desta dissertação são: (1) proporcionar subsídios para o projeto de fundações com carregamento horizontal para tubulões, chamando a atenção para o danoso efeito de uma inundação de um solo colapsível; (2) fornecer valores do coeficiente de reação horizontal (n_h), para uma argila siltosa arenosa de alta porosidade, solo de diabásio, comum na região de Campinas, para condição natural de umidade e solo pré-inundado; (3) comparar os valores obtidos com valores de (n_h) com os propostos na bibliografia.

Para a análise deste problema foi executado um tubulão em maciço de solo de formação de magmáticos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas (Diabásios) da Formação Serra Geral, que faz parte do Grupo São Bento, característica do Campo Experimental de Fundações da UNICAMP/Campinas, com mais dois tubulões alinhados, estes servindo de reação ao sistema, todos executados a céu aberto e com base alargada, onde foram inseridos no eixo do tubulão a ser analisado, tubos para utilização de inclinômetro e strain gages. As análises basearam-se nos resultados obtidos nas curvas de cargas versus deslocamento horizontais resultantes no topo e em profundidade através da utilização do inclinômetro

Palavras - chave: Tubulões a céu aberto; Carregamento horizontal; prova de carga; solos colapsíveis; não saturados.

ABSTRACT

Kassouf, Roberto (2012) Analysis of static load test in the open caisson, subjected to horizontal load in unsaturated diabasic soil of Campinas, 2012. 114p. (Master's Dissertation) - Faculty of Civil Engineering, State University of Campinas.

The problem of caissons loaded horizontally at the top is common in construction work and normally these horizontal forces act concurrently with the vertical forces and bending moments where the most frequent cases are the actions of the winds, in towers for electric transmission and for wind energy, works of art as bridges and viaducts, retaining walls, underground excavations for buildings and there is a small literature on the parameters to be adopted in the project.

One hypothesis, the most critical, is of caissons loaded horizontally in soils of high porosity, unsaturated and collapsible.

The objectives of this dissertation are: (1) provide grants for the design of foundations with horizontal loading for caissons, calling attention to the damaging effect of a flood of a collapsible soil, (2) provide values of the coefficient of horizontal reaction (n_h) to a sandy silty clay of high porosity, diabase soil, common in the region of Campinas, in the natural moisture content condition and in the pre-inundated soil condition, (3) compare the values obtained with the value (n_h) with those proposed in the literature.

For the analysis of this problem was carried out an caisson in a soil constituted by magmatic basic intrusive rocks (diabases) of the Serra Geral Formation, which is part of the São Bento Group, characteristic of the Experimental Foundations of Campinas / Campinas, aligned with two other caissons, serving as a reaction to these system, all running in the open and broad based, which were inserted into the pipe to be analyzed on its axis tubes for use with strain gages and inclinometer. The analyzes were based on the results of the load versus displacement curves obtained in the caisson head and in caisson shaft in depth.

Key - words: caissons, horizontal loading, load test, collapsible soils, unsaturated soils.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações iniciais

Os tubulões a céu aberto representam o tipo de fundação empregado, em larga escala, na maioria das obras de fundações de médio a grande porte no Brasil, sobretudo, no interior de São Paulo, devido ao seu baixo custo e também por encontrar-se em um solo poroso, que apresenta facilidade para escavação manual e simultaneamente, estabilidade em cortes verticais.

ALBIERO & CINTRA (1996) relatam que atualmente, na literatura internacional, as fundações chamadas de tubulões no Brasil são tratadas como estacas, moldadas “in loco”, com base alargada. Um esquema típico em perspectiva e em corte longitudinal de um tubulão com base pode ser visto na Figura 1.1:

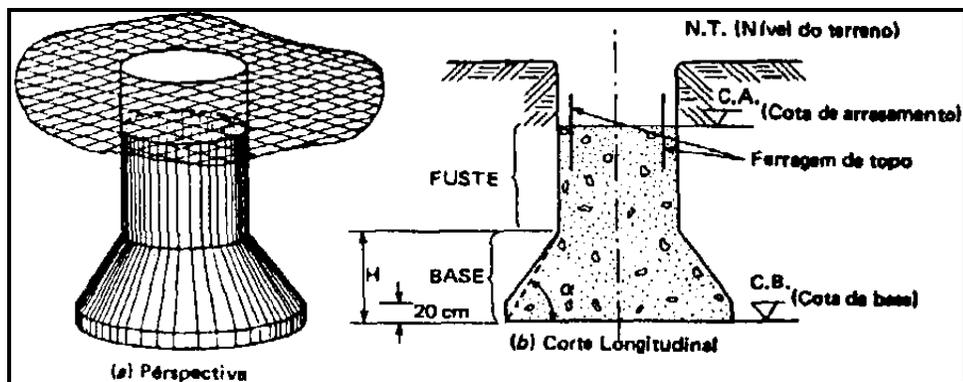


Figura 1.1 – Dados Geométricos de um Tubulão (ALBIERO & CINTRA, 1996)

A NBR – 6122 (1996) define tubulão como um elemento de fundação profunda, de geometria cilíndrica, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário.

A NBR – 6122 (2010) atribui para base alargada de tubulão em sua altura a dimensão máxima em 1,80 m.

Segundo CAPUTO (1977), os tubulões são fundações construídas concretando-se um poço aberto no terreno, ou fazendo descer, por escavação interna, um tubo, geralmente de concreto armado ou aço, que é posteriormente cheio de concreto simples ou armado. No caso de revestimento com tubo metálico, este poderá ou não ser recuperado.

Segundo VITOR DE MELLO (1974), a rigor, a única diferença entre estacas e tubulões é o fato de que, no tubulão, sempre se prevê a descida de homem para escavá-lo ou fiscalizar sua execução.

O comportamento do elemento isolado de fundação depende basicamente das propriedades dos materiais em geral concreto e aço, da geometria do elemento estrutural de fundação e das características do solo que faz parte da interação do sistema.

A capacidade de carga do sistema é a máxima resistência oferecida pelo elemento isolado de fundação, a qual é limitada pelo elo mais fraco do sistema: elemento estrutural ou o maciço de solo.

A importância do estudo do carregamento horizontal em tubulões deve-se a várias situações de construções civis em todo o mundo em que os esforços horizontais em conjunto com esforços verticais na engenharia geotécnica, traduzem em aumento de cargas envolvidas e transferidas ao subsolo, exigindo desta forma um melhor conhecimento das propriedades do solo local, especialmente aqueles relativos às características de resistência e deformação das camadas do subsolo que servem de suporte para as fundações profundas, bem como das características dos solos superficiais, situação esta que se embasa nas camadas de solo que compõem o Campo Experimental de fundações da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp de Campinas.

Na atualidade em alguns países, onde há presença de atividade sísmica, ou em casos freqüentes de carregamento horizontal em fundações como, por exemplo, nas contenções de muros de arrimo (empuxo de solo), nas obras de arte (pontes e viadutos), torres de energia eólica (grandes alturas com grandes áreas de exposição ao vento), o código de obras exige que no projeto das fundações, seja considerada a ação de uma carga horizontal, da ordem de 10% da carga admissível axial, minimizando assim, as conseqüências (CINTRA, 1982).

1.2 – Objetivos

Esta dissertação tem como objetivo analisar o comportamento de um tubulão a céu aberto com base alargada com carregamento horizontal, oferecer parâmetros específicos para o solo estudado em sua condição de umidade natural e pré-inundado e comparar os valores obtidos na prova de carga no Campo Experimental de Fundações da UNICAMP/Campinas.

1.3 – Capítulos

Após a introdução, serão apresentados no Capítulo 2 a Revisão Bibliográfica sobre o assunto em estudo. São abordadas: teorias relacionadas a carregamento horizontal, apresentação de valores típicos, estimativa da capacidade de carga de ruptura e comportamento e análise de estacas submetidas a carregamento horizontal.

No Capítulo 3 são abordadas as informações disponíveis do Campo Experimental de fundações da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, onde foi realizada a prova de carga estática. Na seqüência, no capítulo 4, são apresentadas as metodologias utilizadas e as características dos tubulões, suas respectivas armaduras e a descrição de como foi realizada a prova de carga, os equipamentos que foram utilizados, as condições de solo e o preparo. No Capítulo 5 são apontados os modelos de prova de carga executada. Nos capítulos 6 e 7 são apresentados os resultados das provas de carga e as curvas Carga versus Deslocamento horizontal e os resultados obtidos através da instrumentação pelo inclinômetro instalado na prova de carga.

No Capítulo 8, apresentam-se as curvas obtidas para o coeficiente de reação horizontal. Já no Capítulo 9, analisam-se os resultados das curvas cargas versus deslocamento obtidas no Capítulo 6 bem como no Capítulo 10, analisam-se também os resultados obtidos para o coeficiente de reação horizontal descrito no Capítulo 8 e finalmente o Capítulo 11, onde se apresentam as conclusões deste trabalho.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – INTRODUÇÃO

No caso geral, tem-se que projetar uma fundação em estacas ou tubulões para suportar um sistema de carga vertical, horizontal e momentos. Como exemplo será usado um pilar de ponte onde se tem carga vertical, decorrente do peso próprio e trem tipo, cargas horizontais longitudinais, por conta da frenagem, do efeito da temperatura, etc. e cargas horizontais transversais, conseqüências do vento, força centrífuga etc.

Há duas vertentes para a realização do projeto. O primeiro modo utiliza estacas inclinadas, fazendo com que as estacas trabalhem predominantemente sob forças axiais de compressão e tração. O segundo modo é o de se projetar estacas ou tubulões verticais que ficarão submetidos a solicitações de flexo-compressão ou flexo-tração (VELLOSO & LOPES, 2002). Os autores acrescentam ainda que o problema inicial se divide em três aspectos:

- (1) ruptura do solo, isto é, verificar se o solo é capaz de suportar, com segurança desejada, as tensões que lhe são transmitidas pela estaca ou tubulão;
- (2) deslocamentos, isto é, verificar se o deslocamento (e rotação) do topo da estaca ou tubulão sob a carga de trabalho é compatível com a estrutura suportada;
- (3) dimensionamento estrutural da estaca ou tubulão para o que será necessário prever os esforços externos.

Os métodos que analisam o problema de estacas ou tubulões carregados horizontalmente no topo podem ser divididos simplifcadamente, conforme é detalhado no item 2.3 em duas categorias:

- a) os que analisam as deformações.
- b) os que analisam a capacidade do solo e da estaca ou tubulão quanto à ruptura.

No dimensionamento de fundações em estacas para resistir a carregamentos horizontais, o critério para projeto não é a capacidade de carga horizontal última, mas sim o deslocamento máximo ou pré-fixado que esta pode atingir (POULOS & DAVIS, 1980).

Segundo SAMARA (1986), há diversos métodos matemáticos para previsão do deslocamento horizontal de uma estaca. A dificuldade, comum a estes métodos, está na adoção dos parâmetros geotécnicos a serem utilizados nos cálculos.

Dessa forma, o método da teoria da reação horizontal do solo, torna-se uma ferramenta simplificada para solução do problema, por considerar que a reação do solo é proporcional ao deslocamento do elemento de fundação (CINTRA & ALBIERO, 1982).

A reação horizontal do solo, proposta inicialmente por WINKLER (1875), caracteriza o solo de contato com a estaca como um conjunto de molas independentes, idênticas e igualmente espaçadas uma das outras, ou seja, só ocorrem deformações onde existem carregamentos.

2.2 –ESTACAS ATIVAS E PASSIVAS

Segundo DE BEER (1977), as estacas carregadas transversalmente podem ser divididas em dois grupos: ativas e passivas.

As estacas ativas são aquelas que sob a ação de cargas externas, transmitem ao solo esforços horizontais; já as estacas passivas os esforços horizontais ao longo do fuste são decorrentes do movimento do solo que as envolve. No primeiro caso o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal o efeito, no segundo, o deslocamento horizontal é a causa e o carregamento ao longo do fuste o efeito.

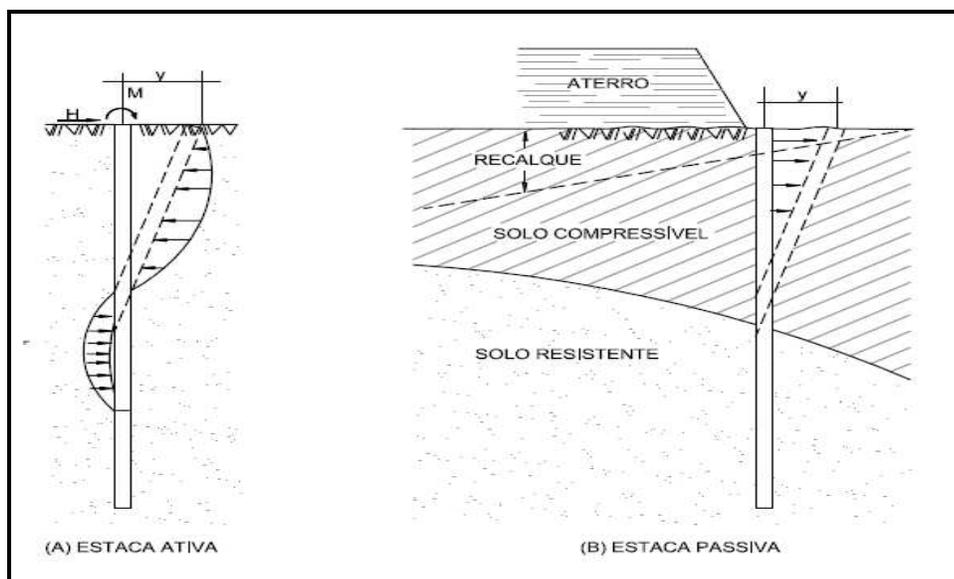


Figura 2.1 – Diferença entre estacas ativas e passivas (DE BEER, 1977)

Em síntese a diferença entre essas duas classificações reside no fato de que para as estacas ativas, o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal o efeito, enquanto que para as estacas passivas, o deslocamento horizontal do solo é a causa e o carregamento horizontal na estaca ou tubulão o efeito.

A tabela 2.1 apresenta as diferenças fundamentais entre os dois tipos de estacas, segundo ALONSO (1989).

	Estacas ativas	Estacas passivas
Intensidade e ponto de aplicação da carga	Conhecidos a priori	Não conhecidos a priori
O ponto de atuação da carga	Num só plano (carregamento a superfície)	Ao longo de parte do fuste (carregamento em profundidade)
Posição relativa do solo que envolve a estaca	Há descolamento no lado contrario ao movimento da estaca	O solo sempre esta em contato com a estaca

Tabela 2.1 – Comparação entre estacas ativas e passivas (ALONSO, 1989)

2.3 - MODELOS PARA REAÇÃO DO SOLO

No estudo de estacas carregadas horizontalmente uma importante questão é como reage o solo que recebe a transferência de carga da estaca. Diversos fatores estão envolvidos:

a) o tipo de solo e suas propriedades físicas e mecânicas.

b) a rigidez da estaca: seção transversal, comprimento, módulo de elasticidade do seu material, momento de inércia.

c) tipo de solicitação: esforço estático, dinâmico, cíclico e do nível em que a solicitação esta sendo aplicada.

d) da interação solo-estaca, que depende do tipo de execução da estaca.

e) da geometria da estaca e do tipo de execução ou instalação da estaca.

f) das condições do topo da estaca: se livre ou engastada num bloco.

Numa estaca submetida a esforços horizontais, à medida que cresce este esforço, crescem os deslocamentos horizontais na estaca e simultaneamente a reação do solo. Pode-se atingir um deslocamento indesejável para a utilização da estrutura, atingir a ruptura da estaca, devido às solicitações na mesma, ou atingir a ruptura do solo.

Com relação à reação do solo, encontram-se na literatura duas formas de considerar o solo:

a) o solo é substituído por molas horizontais, independentes entre si: é uma aplicação da hipótese de Winkler, que foi formulada para o estudo de vigas de fundação.

b) o solo é considerado como um meio contínuo elástico caracterizado por um módulo de Young e um coeficiente de Poisson.

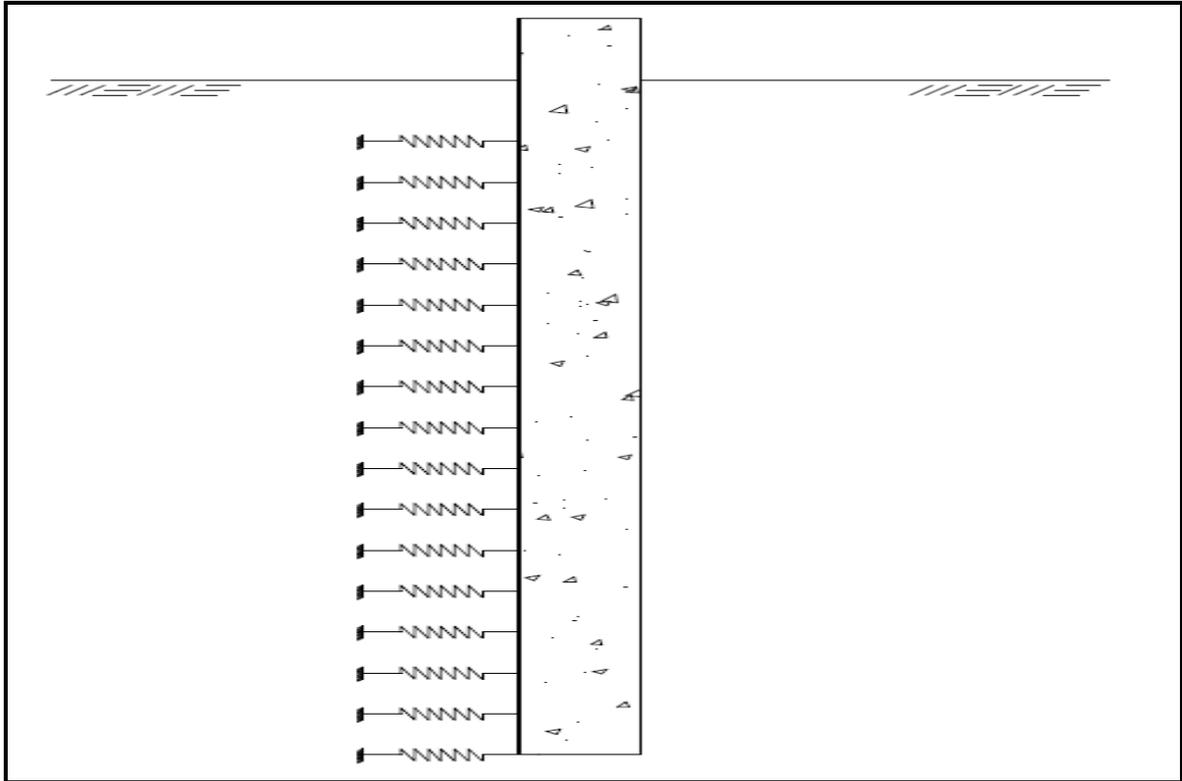


Figura 2.2 – Reação do solo numa estaca carregada horizontalmente, modelada pela hipótese de Winkler (VELLOSO & LOPES, 2002)

Segundo PRAKASH & SHARMA (1990) estas duas formas de considerar o solo tem vantagens e desvantagens apresentadas na Tabela 2.2.

Hipótese	Vantagens	Desvantagens
Winkler	<p>É relativamente simples</p> <p>Pode Incorporar não linearidades;</p> <p>Variação do coeficiente de reação com a profundidade;</p> <p>Aplicação a solo estratificado.</p> <p>É usado na pratica há muito tempo</p>	<p>Ignora a continuidade do solo</p> <p>O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo,pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento</p>
Meio contínuo elástico	<p>É uma hipótese mais realista.</p> <p>Pode fornecer soluções para modulo variável com a profundidade e solos estratificados</p>	<p>É difícil determinar as deformações em um problema prático e o módulo do solo que a elas corresponde.</p> <p>Requer mais experiência de campo.</p>

Tabela 2.2 - Comparação entre hipótese de Winkler e Meio contínuo elástico (PRAKASH & SHARMA, 1990)

As tensões despertadas no solo devem também ser verificadas quanto à possibilidade de se esgotar a resistência do mesmo. Numa forma mais elaborada, em que a reação do solo é do tipo mola, porém não linear, conhecido como curvas $p - y$, o comportamento do solo é modelado até a ruptura.

2.3.1 - HIPÓTESE DE WINKLER

Nesta hipótese o solo é substituído por molas horizontais, independentes entre si. Esta consideração é utilizada no caso de uma viga de fundações e é também estendida ao caso de uma estaca embutida no solo. Qualquer que seja a forma da seção transversal haverá resistência por tensões normais contra a estaca e por tensões cisalhantes. Essas tensões dão uma resultante p , por unidade de área perpendicular ao deslocamento y e escrever-se-á:

$$p = k_h \cdot y \quad (2.1)$$

A reação do solo é considerada proporcional ao deslocamento do mesmo neste ponto, a relação entre a tensão horizontal e o respectivo deslocamento foi denominada por TERZAGHI (1955) como sendo o Coeficiente de Reação Horizontal do solo k_h :

Onde:

$$k_h = \frac{\text{Tensão}}{\text{deslocamento}} \quad (\text{dimensão FL}^{-3}) \quad (2.2)$$

Posteriormente, definiu-se o módulo de reação horizontal do solo, K , como a relação entre a reação do solo, p (em unidades de força por comprimento da estaca) e o correspondente deslocamento y :

$$K = \frac{p}{y} \quad (\text{dimensão FL}^{-2}) \quad (2.3)$$

Portanto a relação entre as duas formas de se tratar a reação do solo é:

$$K = k_h \cdot D \quad (\text{dimensão FL}^{-2}) \quad (2.4)$$

A vantagem dessa notação é que o valor de K não depende do diâmetro da estaca.

TERZAGHI (1955) considerou que para as argilas muito sobre adensadas a reação do solo praticamente independe da profundidade, admitindo-se então, que K pode ser considerado como constante. (Figura 2.3):

$$K = \frac{p}{y} = \text{constante} \quad (\text{argilas sobre adensadas}) \quad (2.5)$$

Para areais e argilas normalmente adensadas, K pode ser considerado proporcionalmente crescente com a profundidade podendo-se expressar essa variação pela equação:

$$K = \frac{p}{y} = n_h \cdot z \quad (\text{areais e argilas normalmente adensadas}) \quad (2.6)$$

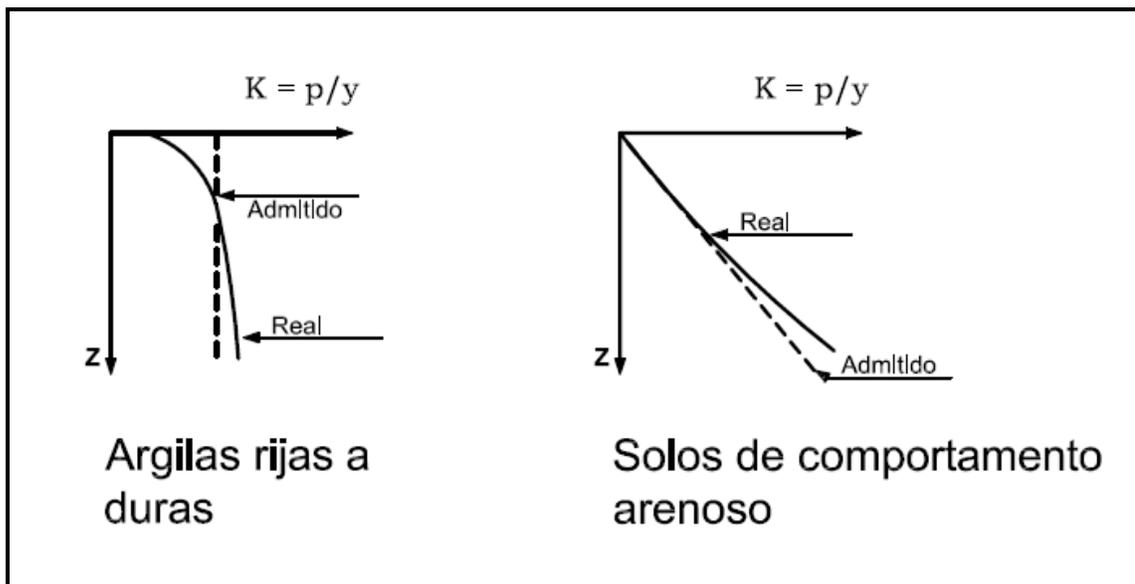


Figura 2.3 – Em que n_h = coeficiente de reação horizontal (dimensão FL^{-3})

Valores encontrados em diversos trabalhos para o modulo de reação horizontal e para o coeficiente de reação horizontal são apresentados nas tabelas 2.3 - 2.4 e 2.5, Onde q_u = é a resistência á compressão simples.

Valores de Kh encontrados na Literatura - Argilas pré adensadas			
Consistência	Resistencia a compressão simples	Faixa de Valores Kh	Valor recomendado Kh
	q_u (MN/m ²)	Kh (MN/m ²)	Kh (MN/m ²)
Média	0,02 - 0,04	0,7 - 4,0	0,8
Rija	0,1 - 0,2	3,0 - 6,5	5
Muito rija	0,2 - 0,4	6,5 - 13	10
Dura	> 0,4	> 13	20

Tabela 2.3 – Valores típicos do coeficiente de reação horizontal para argilas sobre adensadas (TERZAGHI,1955)

Valores de nh encontrados na Literatura - Areias		
Compacidade	Acima do NA	Abaixo do NA
	(kN/m ³)	(kN/m ³)
Fofa	0,02 - 0,04	0,7 - 4,0
Med. Compacta	0,1 - 0,2	3,0 - 6,5
Compacta	0,2 - 0,4	6,5 - 13

Tabela 2.4 – Valores típicos do coeficiente de reação horizontal para areias (TERZAGHI,1955)

Valores de nh encontrados no Campo Experimental da Feagri/Unicamp(MN/m ³)		
Tipo da estaca	Solo Natural	Solo Inundado
Escavada	26	0,57
Hélice Continua	11,27	0,24
Ômega	53,8	
Raiz	8,5	

Tabela 2.5 – Valores do coeficiente de reação horizontal encontrados no Campo Experimental da Feagri, Campinas Estado de São Paulo.

Na tabela 2.6 são apresentados os valores típicos de n_h propostos por **TERZAGHI** (1955), distinguindo-se entre a condição de saturação das areias:

Compacidade da Areia	Areia seca ou Úmida	Areia Submersa
(kN/m ³)		
Fofa	2,50	1,50
Medianamente Compacta	7,00	4,50
Compacta	18,00	11,00

Tabela 2.6 - Valores de n_h (MN/m³) para Areias, (TERZAGHI, 1955)

Ainda na tabela 2.7 são apresentados valores obtidos em provas de carga, executadas em elementos de fundação apoiadas em solos arenosos, (DÉCOURT, 1991)

Compacidade da Areia	Areia seca	Areia Saturada
(kN/m ³)		
Fofa	2,60	1,50
Medianamente Compacta	8,00	5,00
Compacta	20,00	12,50

Tabela 2.7 - Valores de n_h (MN/m³) para Areias, (DÉCOURT, 1991)

ALONSO (1996) obteve valores de n_h para alguns tipos de estacas, executando provas de carga horizontal em solo estratificado com camadas superficiais compostas por areias fina e fofa e média, com os seguintes resultados:

- Estaca escavada com diâmetro de 1.00 m e comprimento de 9.0 e 13.30 m

n_h obtido = 6,76 e 45,70 MN/m³, respectivamente

- Estaca escavada com diâmetro de 1.80 m e comprimento de 25 m com revestimento

n_h obtido = 258MN/m³, aproximadamente.

MIRANDA (2006) também encontrou valores de n_h para diferentes tipos de estacas, realizadas no Campo Experimental da Feagri/Unicamp para condição de umidade natural e inundada do solo, indicadas na tabela 2.8:

Estaca	L	D	n_h (MN/m ³)
Tipo	(m)	(m)	Natural
Hélice continua	12	0,40	9,86
Escavada)	12	0,40	11,55
Omega	12	0,40	43,13
Raiz	12	0,40	25,42
Pré moldada	14	0,18	11,90

Tabela 2.8 – Valores de n_h (MM/m³) de estacas no campo experimental da Unicamp Campinas, SP.

Já para as argilas, DAVISSON & GILL (1963) afirmam que, para argilas, a camada de solo que se estende da superfície à profundidade de $0,2R$ a $0,4R$, sendo R (expressão 3.23) o fator de rigidez relativa estaca-solo para K constante com a profundidade, exerce uma grande influência no comportamento da estaca, de modo que as investigações para determinar K devem ser feitas principalmente nesta região.

BROMS (1964) conclui que os deslocamentos na superfície para argilas dependem do valor do módulo de reação dentro de uma profundidade crítica de $2,8.R$ e $1,4.R$ para estacas engastadas e livres, respectivamente.

De acordo com Alonso (1989), os valores de K e n_h , assim como sua variação com a profundidade, são de difícil previsão, pois ambos dependem de vários fatores, além da própria natureza do solo que envolve a estaca.

Comumente, obtém-se o módulo de reação do solo através dos seguintes processos:

- Prova de carga horizontal (geralmente rápida);
- Prova de carga em placa circular de 0,8m de diâmetro;
- Correlações empíricas com outros parâmetros do solo ou mesmo resultados de

ensaios de campo. O emprego de provas de carga em placas apresenta como principal problema a dificuldade de extrapolação dos resultados obtidos para uma estaca.

O ideal, para provas de carga em estacas, seria o emprego da instrumentação de modo que as reações do solo e os deslocamentos ao longo da estaca possam ser medidos diretamente. Entretanto, por ser um ensaio que requer tempo e prática, além do alto custo, não é muito utilizado (POULOS & DAVIS, 1980).

Normalmente, é empregado um procedimento mais simples, que consiste em medir apenas os deslocamentos da cabeça da estaca e calcular o valor de K, assumindo uma distribuição apropriada com a profundidade.

As tensões despertadas no solo pelo carregamento horizontal também devem ser verificadas quanto à possibilidade de se esgotar a resistência do mesmo. Numa forma mais elaborada, em que a reação do solo é do tipo mola, porém não linear – conhecido como “curvas p – y” o comportamento do solo é modelado até a ruptura.

Do ponto de vista de VELLOSO & LOPES (2002):

a) Quando se considera um coeficiente de reação horizontal constante a profundidade a equação diferencial da flexão o elemento tem solução bastante simples, idêntica a viga sobre apoio elástico.

b) Quando se considera aquele coeficiente variando linearmente com a profundidade, ainda se tem uma solução analítica.

c) Quando se adota a “curva p-y” passa-se a necessitar a utilização de soluções computacionais. (métodos numéricos).

Em geral, para cargas de trabalho, o cálculo dos deslocamentos da estaca depende da parte inicial das curvas p-y, onde a linearidade é admissível. No entanto para maiores deslocamentos é conveniente prever o formato da curva p-y.

Numa orientação final sobre as curvas p-y, Reese & Van Impe (2001) destacam a necessidade da qualidade da investigação do solo, determinando a resistência não drenada de argilas e o ângulo de atrito de areias.

Outro método proposto por REESE & WELCH (1972,1975) considera o tubulão como uma viga sob apoio elástico. O solo, solicitado lateralmente, é descrito em termos da curva p-y e admite-se como válida a hipótese de WINKLER. (MASSAD, NIYAMA, ALLEONI 1981)

Estes autores sugerem curvas p-y com a forma:

$$\frac{p}{p_u} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^n \quad (2.7)$$

Onde

$$n = \frac{1}{3} \text{ para solos moles e } \frac{1}{4} \text{ para solos rijos;}$$

p_u = resistência do solo;

y_{50} = ao deslocamento lateral correspondente a uma pressão igual a 50% desta resistência.

Propuseram, ainda, a seguinte expressão para calculo de y_{50} :

$$y_{50} = 2,5 \varepsilon_{50} b \quad (2.8)$$

Onde

ε_{50} = é a deformação específica para 50% da resistência mobilizada, obtida através de ensaios triaxiais rápidos pré-adensados.

b = diâmetro do tubulão;

y_{50} = ao deslocamento lateral correspondente a uma pressão igual a 50% desta resistência.

WELCH E REESE admitem que as curvas tensão deformação podem ser ajustadas por funções do tipo:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}} = 0,5 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{50}} \right)^{0,5} \quad (2.9)$$

Da expressão pode-se afirmar que:

$$\frac{E}{c} = \frac{1}{\sqrt{\varepsilon} \cdot \varepsilon_{50}} \quad (2.10)$$

Onde:

E = é o modulo de deformabilidade secante associado á deformação;

c = resistência não drenada do solo.

Fazendo-se ε igual a ε_{50} tem-se $E = E_{50}$, modulo de deformabilidade para 50% da resistência, portanto torna-se valida a relação:

$$\frac{E_{50}}{c} = \frac{1}{\varepsilon_{50}} \quad (2.11)$$

SKEMPTON sugeriu os seguintes valores de $\frac{E_{50}}{c}$ em função da consistência dos solos:

Consistência	$\frac{E_{50}}{c}$	ε_{50}
Mole	50	0,02
Média	100	0,01
Rija	200	0,005

Tabela 2.9 – Valores de E_{50}/c em função da consistência dos solos (SKEMPTON, 1951)

Onde os ε_{50} foram calculados pela expressão 2.10.

Para solos terciários da Bacia Sedimentar de São Paulo MASSAD (1981) obteve, aproximadamente, os seguintes resultados para a relação $\frac{E_{50}}{c}$ também calculados pela expressão 2.10:

Solo	$\frac{E_{50}}{c}$	ε_{50}
Argila Porosa Vermelha	500	0,0020
Argila Rija Vermelha	400	0,0025
Solos Variados	300	0,0033

Tabela 2.10 – Valores de E_{50}/c para solos terciários da Bacia Sedimentar de São Paulo
(MASSAD, 1981)

2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

Dividem-se em métodos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo e em modelos elásticos. São apresentados nos itens 2.4.1 e 2.4.2.

2.4.1 - MÉTODOS BASEADOS NO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Os métodos apresentados neste item se dividem na sua aplicação para as estacas denominadas longas e estacas curtas.

A rigidez relativa é uma propriedade do sistema versus solo que contempla, simultaneamente, as propriedades elásticas da estaca e o comprimento do solo. Um dos mais utilizados é o proposto por MATLOCK & REESE (1961). Estes autores relatam que o comportamento da estaca é influenciado principalmente pelo solo até as profundidades T e R , definidas por:

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{k}} \quad \text{Para as argilas} \quad (2.12)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\alpha h}} \quad \text{Para as areias} \quad (2.13)$$

Para estas expressões, as estacas, com comprimento L , são classificadas em longas ou curtas pelos seguintes limites:

L/T ou $L/R < 4$ – classificadas como estacas curtas

L/T ou $L/R \geq 4$ – classificadas como estacas longas

Uma diferença entre as estacas curtas e longas esta na forma de linha elástica após o carregamento horizontal.

Nas estacas denominadas longas, a resistência de ponta é nula (quando não há a aplicação de esforços de compressão) enquanto que nas denominadas curtas a existência de ponta é significativa e contribui no equilíbrio de forças, conforme se ilustra na **Figura 2.4**.

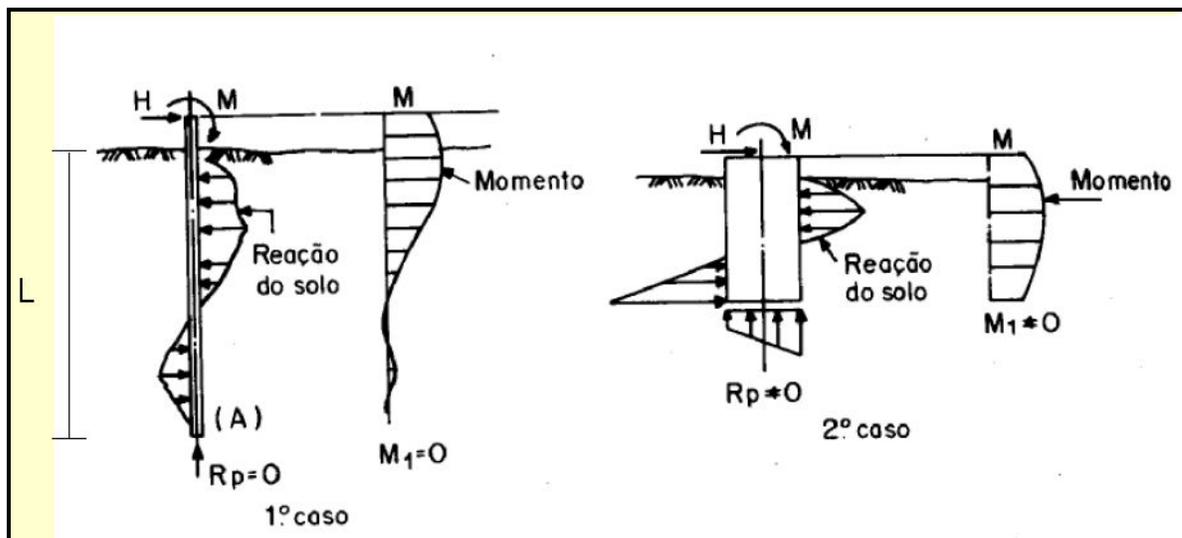


Figura 2.4 – Diferenciação entre estacas longas e curtas (ALONSO 1989)

2.4.1.1 - SOLUÇÕES DE ESTACAS LONGAS

As estacas sofrem o mesmo tratamento matemático das vigas.

A expressão que fornece a curvatura de uma curva plana em um ponto (y,z) é:

$$EI \times \frac{d^4 y}{dz^4} + K y \quad (2.14)$$

Onde:

EI = rigidez da estaca (FL⁻²)

K = modulo de reação horizontal do solo (FL⁻²)

y = deslocamento da estaca (L)

As soluções para a equação diferencial podem ser analíticas ou numéricas. As soluções analíticas compreendem variações simples do diagrama de reação do solo (constante ou linearmente crescente com a profundidade, partindo do zero na superfície) destacando-se, conforme RICCI (1995) as seguintes soluções:

MICHE (1930): desenvolvida para estacas longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal linearmente crescente com a profundidade, carregadas no topo por uma força horizontal.

HETÉNYI (1946): para estacas longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal do solo constante carregadas no topo por uma força horizontal e momento fletor.

SHERIF (1974): desenvolvida para estacas longas, com 13 tipos de reação horizontal do solo, carregadas no topo por uma força horizontal e momento fletor.

As soluções numéricas permitem qualquer variação do diagrama de reação do solo, sendo necessário o uso de computadores. O método numérico mais utilizado para solução das equações diferenciais tem sido o Método das diferenças finitas, destacando-se as seguintes soluções:

GLESER (1953): para estacas longas, carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade, inclusive podendo considerar a não linearidade do comportamento do solo.

MATLOCK & REESE (1960): para estacas longas, carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade, inclusive considerando a não linearidade do comportamento do solo.

REESE (1977): para estacas longas, carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, por força horizontal com restrição à rotação ou com vínculo elástico para rotação, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade, permite a consideração da não linearidade do comportamento do solo e a variação da rigidez flexional da estaca.

2.4.1.1.1 - MÉTODO DE MICHE

MICHE (1930) resolveu o problema da estaca em solo com o coeficiente de reação horizontal variando linearmente com a profundidade, considerando o modelo da viga sobre base elástica, levando em consideração, portanto, a deformabilidade da estaca. A Figura 2.5 mostra os diagramas dos esforços admitidos pelo autor.

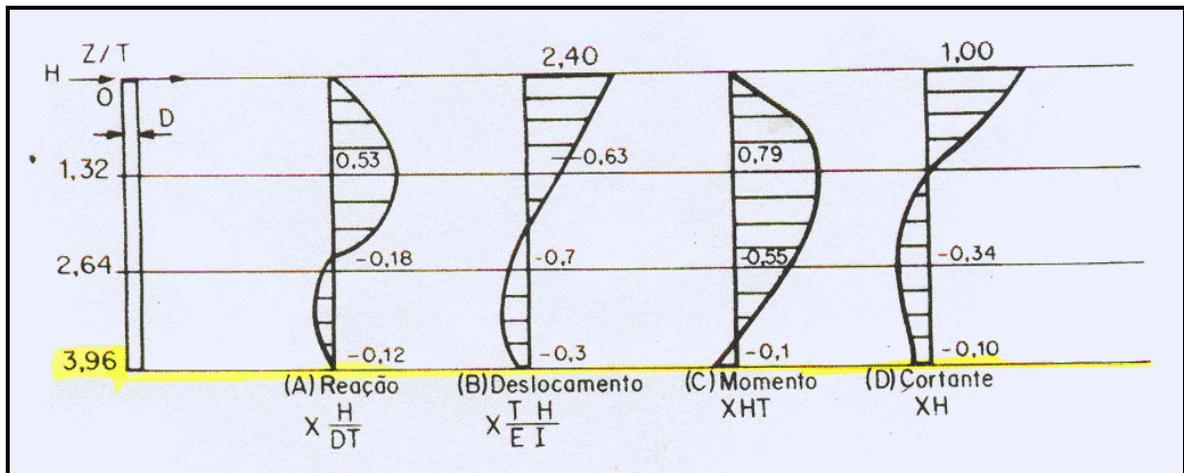


Figura 2.5 - Diagrama dos esforços de Método de MICHE (1930)

Assim considerando uma estaca de diâmetro ou largura D , com a reação do solo crescendo linearmente com a profundidade, a solução do problema é escrita pela seguinte equação:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n\delta}} \quad (2.15)$$

Sendo T a rigidez relativa estaca solo.

O autor ainda obteve as seguintes expressões para o deslocamento horizontal no topo da estaca:

$$y_0 = 2,40 \frac{T^3 \cdot H}{EI} \quad (2.16)$$

Em se tratando do momento fletor Máximo (que atua numa profundidade $1,32T$):

$$M_{\max} = 0,79 HT \quad (2.17)$$

A uma profundidade da ordem de $4T$, os momentos fletores e os esforços cortantes são muito pequenos e podem ser desprezados. Se o comprimento da estaca for menor que $1,5T$ ela será calculada como rígida e o momento Máximo calculado por:

$$M_{\max} = 0,25 HT \quad (2.18)$$

Se o comprimento da estaca estiver entre $1,5T$ e $4T$, o momento fletor máximo pode ser obtido, com razoável aproximação, a partir da Figura 2.5

2.4.1.1.2 – MÉTODO DE MATLOCK & REESE

Os autores apresentam alguns trabalhos estudando o caso de estacas verticais submetidas a uma força horizontal e a um momento aplicado no topo da estaca. O coeficiente de reação horizontal é considerado em MATLOCK & REESE (1956) variando linearmente com a profundidade. Para estacas longas os deslocamentos, momentos e outros esforços são muito pequenos. Os autores definiram o comprimento característico, T , a partir do qual estes valores podem ser desprezados. A definição de T depende da variação do coeficiente de reação com a profundidade. Este comprimento depende também da rigidez a flexão da Estaca ($E_p I_p$) e por isso, ele também é denominado rigidez relativa da estaca-solo.

O deslocamento horizontal é função da profundidade analisada, do T , do comprimento da estaca, da inércia da estaca e dos esforços aplicados na mesma. Admitindo-se que o comprimento da estaca é elástico e que os deslocamentos são pequenos, comparativamente ao diâmetro da mesma, pode-se aplicar o princípio da superposição e, nesse caso, os efeitos da carga horizontal, H , e do momento fletor M , podem ser calculados separadamente e, depois, superpostos. Assim, se y_a é o deslocamento produzido por H e y_b o produzido por M , o deslocamento total será:

$$Y = y_a + y_b \quad (2.19)$$

Para o caso de um tubulão carregado somente com uma carga horizontal, H, o deslocamento é dado pela equação:

$$y = \left(\frac{H T^2}{E_p I_p} \right) \Delta_y \quad (2.20)$$

Onde T, é a rigidez relativa entre a estaca e o solo, e para solos de comportamento arenoso é definido por:

$$T = \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (2.21)$$

No caso do deslocamento na superfície, ou seja, profundidade zero, o valor do coeficiente Δ_y , retirado da tabela 2.8 é 2,435.

Para o calculo de n_h , substitui-se a equação 9.2 na 9.1 e obtem-se:

$$n_h = \frac{4,42 H^{2/3}}{y_0^{2/3} (E_p I_p)^{2/3}} \quad (2.22)$$

Z= z/T	A _Y	A _S	A _M	A _V	A _p	B _Y	B _S	B _M	B _V	B _p
0,0	2,435	-1,623	0,000	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

Tabela 2.11 – Coeficientes A e B de MATLOCK & REESE (1961)

2.4.1.2 - SOLUÇÕES DE ESTACAS CURTAS

Para solução de estacas curtas são apresentadas o chamado Método Russo e método de MATLOCK & REESE(1960).

2.4.1.2.1 – MÉTODO RUSSO

Este método foi desenvolvido para estacas e tubulões com topo livre, imersos em solos com modulo de reação horizontal do solo crescente com a profundidade.

Considerando que a estrutura se comporta como corpo rígido, a partir das equações de equilíbrio estático, o deslocamento final é composto em três deslocamentos parciais (horizontal, vertical e rotação).

Segundo VELLOSO (1973), Paulo Faria adaptou esse método para o caso de tubulões com base alargada. O método é apresentado, entre outros, por TIMERMAN (1980), por ALONSO (1986) e por FIGUEIREDO FERRAZ (1985).

Para que o método seja aplicável, deve ser satisfeita a seguinte condição:

$L < 4T$ – Estaca ou tubulão curto.

$$\text{Sendo: } T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{m h}} \quad (2.23)$$

2.4.1.2.2 – MÉTODO DE MATLOCK & REESE

MATLOCK & REESE (1960) recomendam que a teoria das estacas curtas seja utilizada principalmente para estacas com $Z_{\max} < 2$, mas que no caso de $Z_{\max} = 3$, os resultados são satisfatórios, onde Z_{\max} é um coeficiente de profundidade máxima, que pertence a um grupo de variáveis adimensionais, que terão os mesmos valores numéricos para qualquer par de casos estruturalmente semelhantes ou para qualquer modelo e seu protótipo.

Analogamente ao caso das estacas longas, os deslocamentos podem ser analisados separadamente, ou seja:

$$y = y_a + y_b \quad (2.24)$$

Em que y_a são deslocamentos devido á H_o , e y_b devidos ao M_o .

2.4.2 – MODELOS ELÁSTICOS

Alguns autores utilizaram modelos baseados na Teoria da Elasticidade ao caso das estacas carregadas horizontalmente. O trabalho mais difundido foi o de POULOS & DAVIS (1980), que apresentam uma metodologia para a estimativa da resistência lateral máxima de estacas, onde dividem as estacas em curtas e longas e o solo é classificado como de comportamento arenoso e argiloso, submetidos a esforços de carga horizontal e momento fletor.

2.4.2.1 – MÉTODO DE POULOS & DAVIS PARA SOLOS DE COMPORTAMENTO ARGILOSO

Para este caso, para estaca flutuante em solo com módulo de elasticidade constante com a profundidade, situação aplicável a argilas rijas, consideradas um material elástico ideal, semi-infinito, homogêneo, isotrópico, com Modulo de Elasticidade E_s e Coeficiente de Poisson ν_s , e não alterado pela presença da estaca, os autores obtiveram soluções adimensionais em função do fator de flexibilidade K_R da estaca, que permitem a estimativa dos deslocamentos ρ e das rotações Θ do topo da estaca no nível do terreno, das pressões p_z aplicadas ao solo e momentos fletores ao longo do fuste da estaca, ilustrado na Figura 2.4.3. Alguns autores utilizaram modelos baseados na Teoria da Elasticidade ao caso das estacas carregadas horizontalmente.

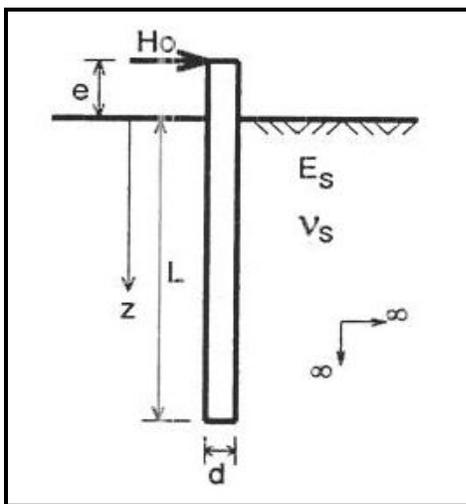


Figura 2.6 - Estaca em solo com E_s constante (POULOS & DAVIS, 1980)

POULOS observa que a variação de v_s não tem influencia significativa nos resultados, e assim, as soluções foram desenvolvidas para $v_s = 0,5$.

$$KR = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \text{ (fator de flexibilidade da estaca)} \quad (2.25)$$

Para estacas com o topo livre, o deslocamento e a rotação na superfície do terreno são definidos por:

$$\rho = I_{ph} \left(\frac{H_0}{E_s L} \right) + I_{pm} \left(\frac{M_0}{E_s L^2} \right) \quad (2.26)$$

$$\Theta = I_{\Theta H} \left(\frac{H_0}{E_s L^2} \right) + I_{\Theta m} \left(\frac{M_0}{E_s L^3} \right) \quad (2.27)$$

Em que:

I_{ph} e I_{pm} são fatores de influencia para deslocamentos, E_s constante, obtidos nas Figuras 2.7 e 2.8.

$I_{\Theta H}$, $I_{\Theta m}$ são fatores de influencia para rotações, E_s constante, obtidos nas Figuras 2.8 e 2.9.

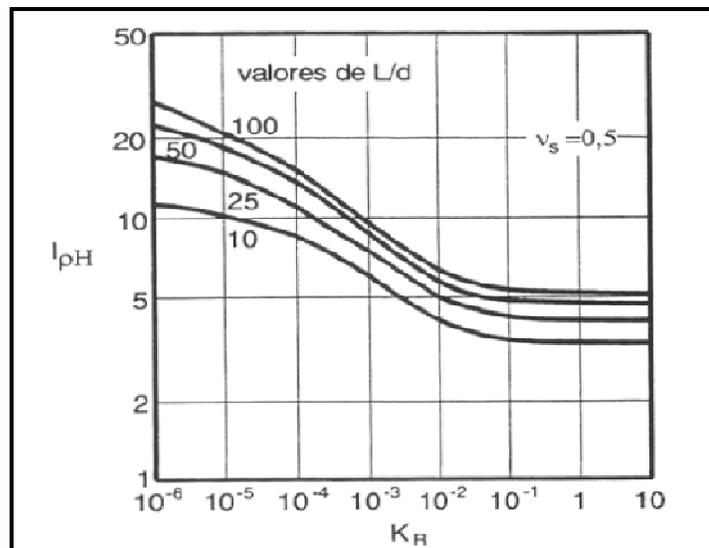


Figura 2.7 - Valores de I_{ph} com topo livre e E_s constante (POULOS & DAVIS, 1980)

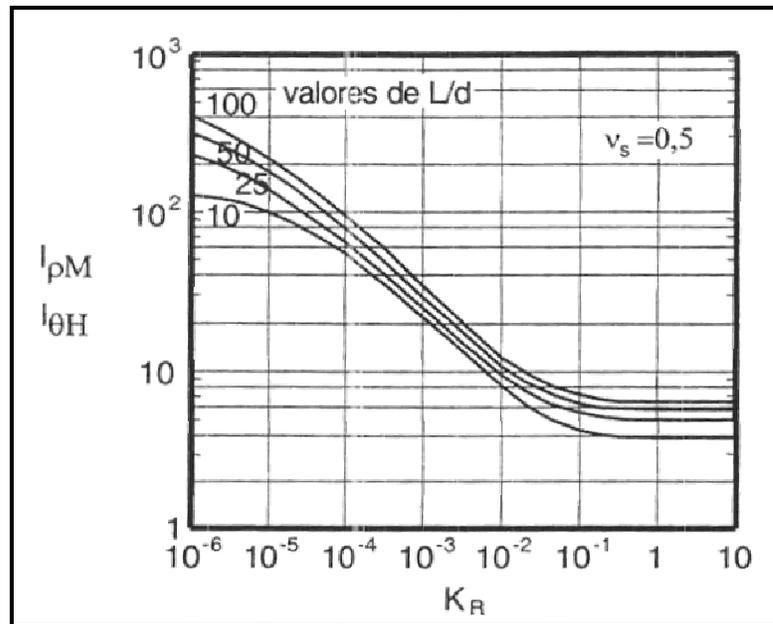


Figura 2.8 - Valores de $I_{\rho M}$ e $I_{\theta H}$ com topo livre e E_s constante (POULOS & DAVIS, 1980)

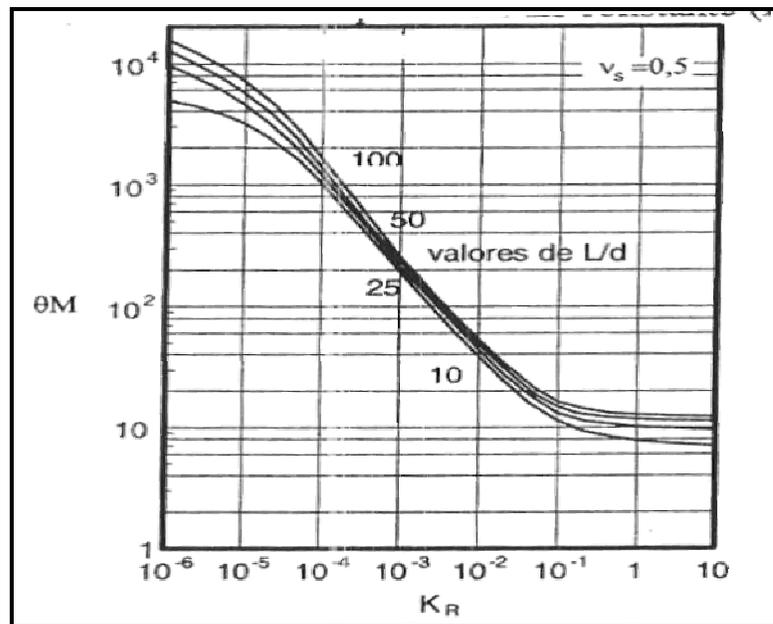


Figura 2.9 - Valores de $I_{\theta M}$ com topo livre e E_s constante (POULOS & DAVIS, 1980)

2.4.2.2- MÉTODO DE POULOS & DAVIS PARA SOLOS DE COMPORTAMENTO ARENOSO

Apresentado pelos autores para solo com modulo de elasticidade linearmente crescente com a profundidade, que se aplica a areias e a argilas moles normalmente adensadas, em que o modulo E_s , partindo de zero na superfície, pode ser definido pela equação:

$$E_s = N_h z \quad (2.28)$$

O fator de flexibilidade K_N da estaca é definido por:

$$K_N = \frac{E_p I_p}{N_h L^3} \text{ (fator de flexibilidade da estaca)- solo: areais e argilas moles} \quad (2.29)$$

Na superfície do terreno, o deslocamento e rotação de estacas com o topo livre são calculados pelas expressões:

$$\rho = \frac{H_0}{N_h L^2} \left(I'_{ph} + \frac{e}{L} I'_{pm} \right) \quad (2.30)$$

$$\Theta = \frac{H_0}{N_h L^3} \left(I'_{\Theta h} + \frac{e}{L} I'_{\Theta m} \right) \quad (2.31)$$

Em que:

I'_{ph} e I'_{pm} são fatores de influencia para deslocamentos devidos força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca, obtidos nas Figuras 2.4.7 e 2.4.8;

$I'_{\Theta h}$, $I'_{\Theta m}$ são fatores de influencia para rotações, devidos a força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca, obtidos nas Figuras 2.4.9 e 2.4.10.

N_h é o fator que expressa a taxa de crescimento de E_s com a profundidade.

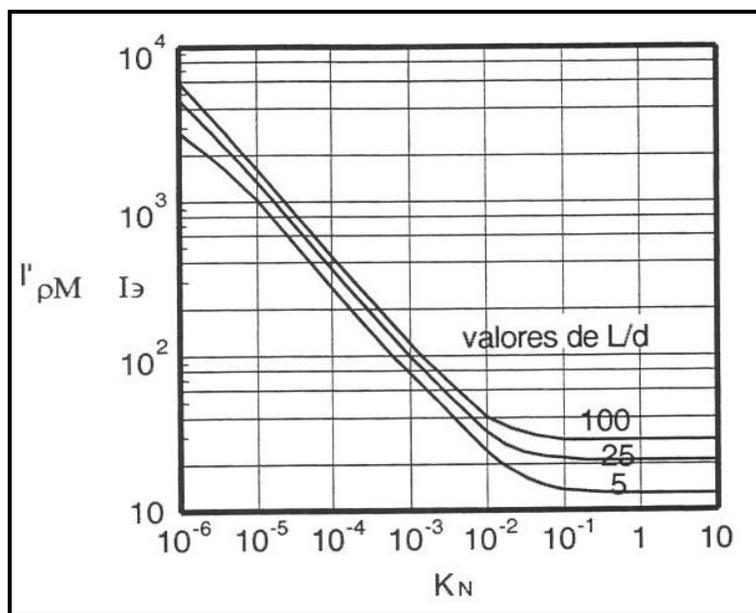


Figura 2.10 - Valores de $I'_{\rho M}$ e $I'_{\theta H}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (POULOS & DAVIS, 1980)

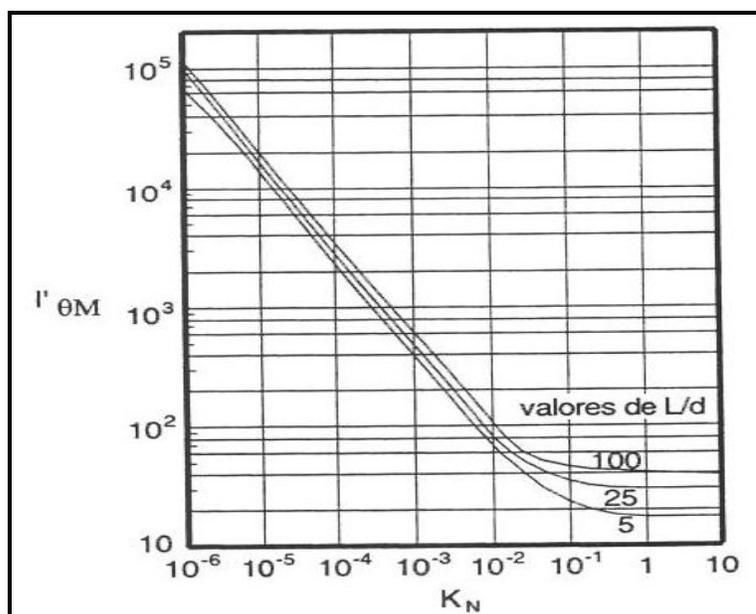


Figura 2.11 - Valores de $I'_{\theta M}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (POULOS & DAVIS, 1980)

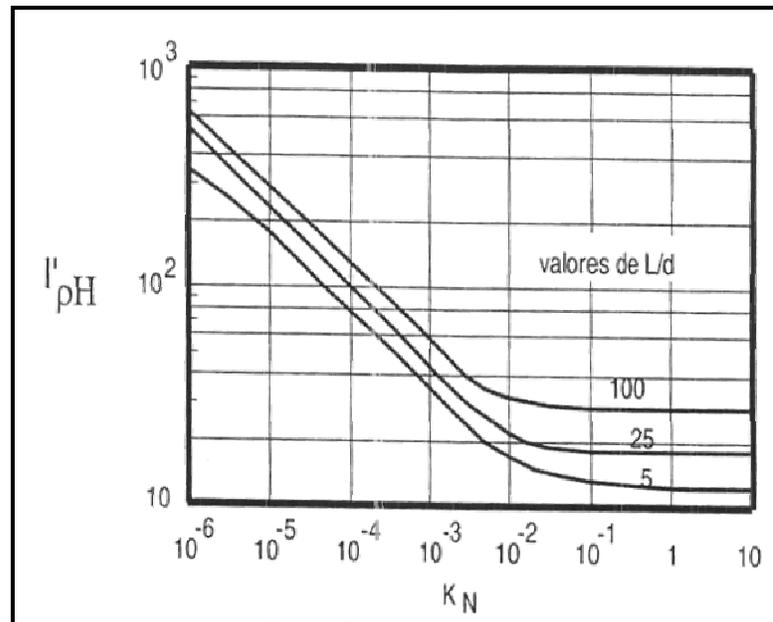


Figura 2.12 - Valores de $I'_{\rho H}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (POULOS & DAVIS, 1980)

2.5- MÉTODOS DE ANÁLISE DE RUPTURA

2.5.1- MÉTODO DE BROMS

BROMS (1964) apresentou dois trabalhos, o primeiro abordando estacas em solos coesivos e o segundo, estacas em solos granulares.

O método foi desenvolvido com simplificações do diagrama de distribuição da resistência do solo ao longo da estaca. Abrange as situações de estacas longas, curtas e intermediárias, com topo livre e engastado.

Embora no cálculo de deslocamentos, BROMS apresente fatores (β para solos coesivos e η para solos arenosos) para classificação das estacas quanto à flexibilidade, no cálculo da segurança a ruptura essa classificação é feita pela forma de ruptura, conforme esquematizado na Figura 2.13.

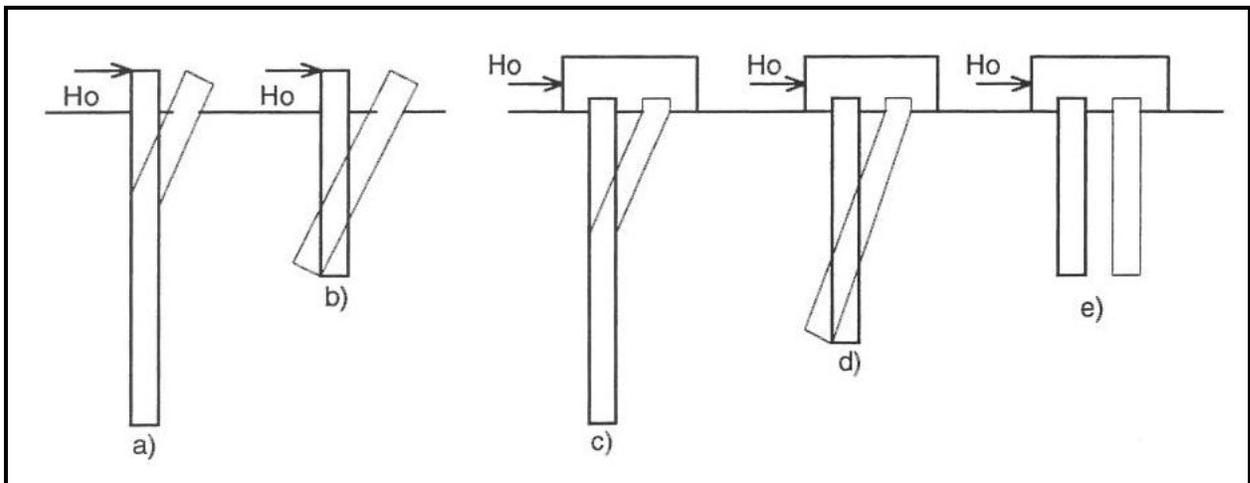


Figura 2.13 - Formas de ruptura de estacas:

- a) estaca longa com topo livre;
- b) estaca curta com topo livre;
- c) estaca longa com topo engastado;
- d) estaca intermediária com topo engastado;
- e) estaca curta com topo engastado (BROMS, 1964)

Nas estacas com topo livre, se forem longas, a ruptura ocorre com a plastificação do material da estaca na seção de momento fletor máximo, conforme item a da Figura 2.13. Se forem curtas, item b da mesma Figura ocorre à rotação da estaca em relação a alguma seção, em profundidade, com a ruptura apenas no solo.

Nas estacas com topo engastado, se forem longas, a ruptura ocorre com a plastificação do material da estaca em duas seções (uma no fundo do bloco de coroamento da estaca e outra onde ocorre o momento fletor Máximo positivo), conforme representado no item c, da mesma Figura.

Se forem intermediárias, 'item d', ocorre simultaneamente, a rotação da estaca em relação a alguma posição, em profundidade, e a plastificação do material da estaca na seção do fundo do bloco. Se forem curtas, item e, ocorre a translação da estaca.

2.5.1.1– MÉTODO DE BROMS – ESTACAS EM SOLOS COESIVOS

ESTACAS COM O TOPO LIVRE

Na Figura 2.14 é apresentada a provável distribuição da resistência máxima para solos puramente coesivos. BROMS (1964) sugere uma simplificação desta distribuição, admitindo-se resistência nula desde a superfície do terreno até a profundidade de **1,5 d e $9c_u$** a partir deste ponto. O diagrama de distribuição de reação do solo depende dos deslocamentos sofridos pela estaca, portanto, depende do mecanismo de ruptura.

O valor de f define a seção onde ocorre o Maximo momento fletor, ou seja, cortante nula ($H_u - 9c_u f = 0$) e é obtido pela expressão:

$$f = \frac{H_u}{9c_u d} \quad (2.32)$$

O momento na seção onde ocorre o momento fletor Maximo, tanto para estacas curtas como para estacas longas, é dado por:

$$M_{\max} = H_u (e + 1,5 d + 0,5f) \quad (2.33)$$

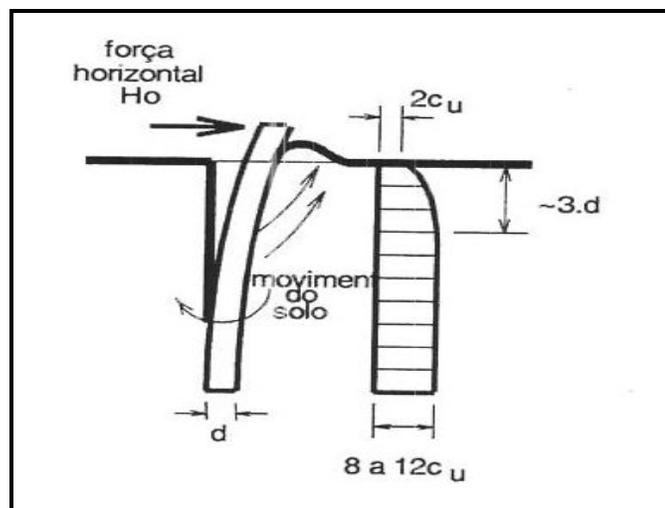


Figura 2.14 - Distribuição da resistência lateral em argilas (BROMS, 1964)

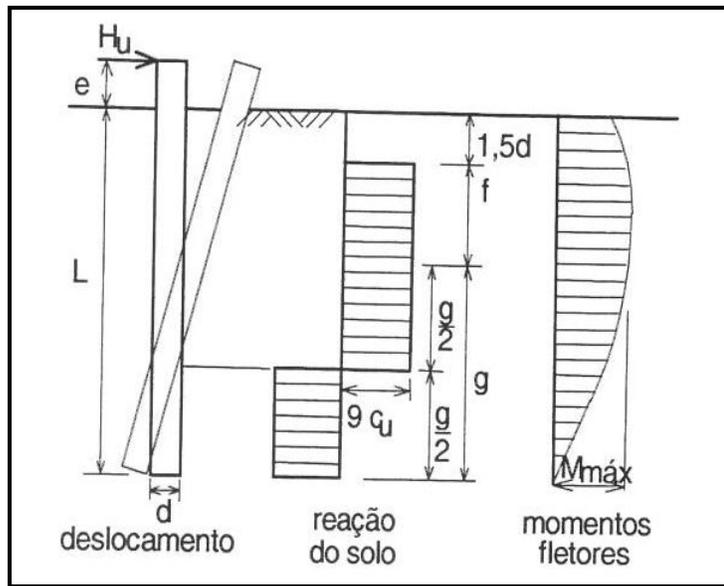


Figura 2.15 - Ruptura para estacas curtas, topo livre, em solos coesivos (BROMS, 1964)

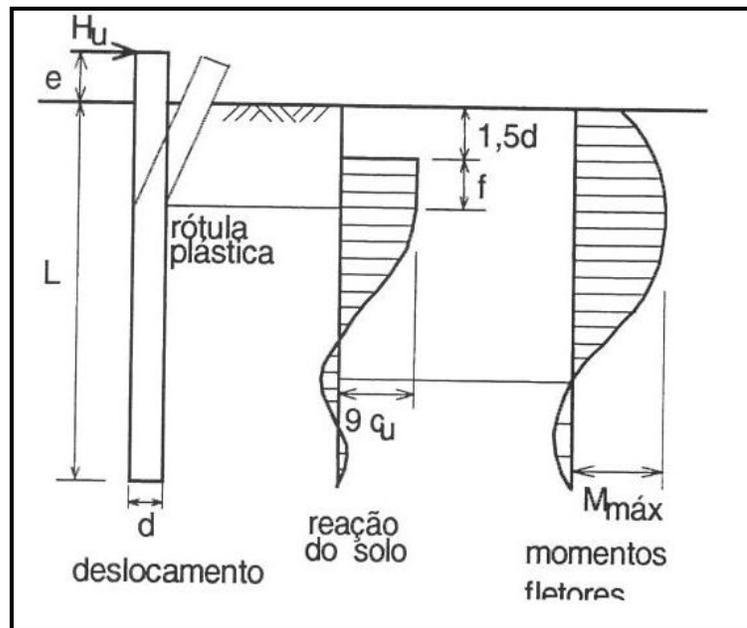


Figura 2.16 - Ruptura para estacas longas, topo livre, em solos coesivos (BROMS, 1964)

Para estacas longas o M_{\max} é substituído por M_{plast} (momento fletor que provoca a plastificação do material da estaca).

2.5.1.2– MÉTODO DE BROMS – ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS

BROMS (1964) fez as seguintes suposições:

a) O empuxo ativo, atuante na face oposta ao movimento horizontal da estaca é desprezado.

b) O empuxo passivo, na face frontal da estaca, é três vezes o valor do empuxo passivo de Rankine, devido ao efeito tridimensional.

Para estacas curtas com topo livre. Para estacas curtas ($L/B \leq 2$) a carga de ruptura é dada por:

$$H_u = \frac{0,5\gamma BL^2 K_p}{(e+L)} \quad (2.34)$$

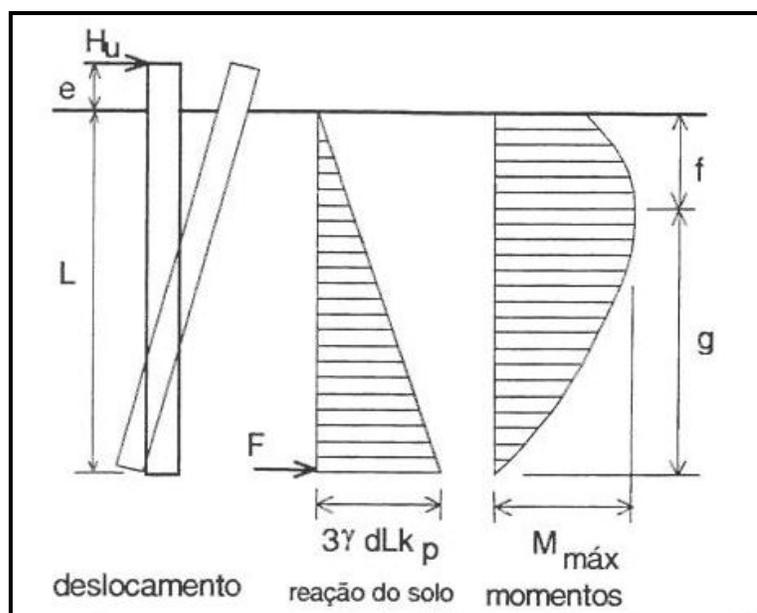


Figura 2.17 - Ruptura para estacas curtas, topo livre, em solos não coesivos (BROMS, 1964)

Para as estacas longas com o topo livre, a ruptura ocorre quando uma rotula plástica se forma a uma profundidade f da superfície do terreno, correspondente a localização do momento fletor Máximo.

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{Hu}{\alpha K_p l}} \quad (2.35)$$

e o momento máximo é:

$$M_{\max} = Hu \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (2.36)$$

3 – CAMPO EXPERIMENTAL DA FEC – FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL – UNICAMP – CAMPINAS ESTADO DE SÃO PAULO

Os tubulões foram instalados no interior do Campo Experimental, este com dimensões de vinte metros por trinta metros, novo local de estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da UNICAMP (Campus Campinas), localizado na FEC – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.



Figura 3.1 - Localização da FEC Unicamp Campinas e a localização do campo experimental. –

Fonte Google 2010

3.1 – LOCALIZAÇÃO

O município de Campinas esta localizado no Estado de São Paulo, e situa-se a noroeste da capital distando aproximadamente 90 km da mesma. Encontra-se entre os meridianos 47°15' e 46°45'W e os paralelos 22°40' e 23°00'S. A partir da capital São Paulo, Campinas pode ser acessada pela rodovia SP 348 - Rodovia dos Bandeirantes.

3.2 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

O município de Campinas abrange três tipos de terrenos geológicos, situando-se a leste rochas pré-cambrianas metamórficas intrudidas por granitos e a oeste rochas sedimentares do Subgrupo Itararé e diabásios. O campo experimental está localizado na região norte, onde predominam solos de diabásio.

O perfil geológico da região compõe-se de migmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da formação Serra Geral (predomínio de diabásio), totalizando 98km² da região de Campinas, ou seja, 14% da área territorial (ALBUQUERQUE, 2001).

Ainda de acordo com Albuquerque (2001), nos afloramentos constata-se que os diabásios encontram-se bastante fraturados, na forma de pequenos blocos. As fendas, normalmente encontram-se abertas ou preenchidas com materiais argilosos. Ainda segundo o autor, esses materiais de preenchimento são classificados pedologicamente como latossolos roxos.

Em termos geotécnicos, a camada superficial, constituída essencialmente por minerais secundários ou transformados, como os argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro, manganês, titânio, e alguns casos de alumínio, recebe o nome de solo maduro.

A região é tropical sendo a faixa geográfica compreendida entre os trópicos de Câncer e Capricórnio. Grande parte do território brasileiro encontra-se na zona tropical. Na região tropical predomina os chamados solos tropicais, originários do processo de alteração química entre os minerais constituintes de uma rocha pela a ação das intempéries (sol, chuva, vento).

A camada rochosa sofre um processo de decomposição “in situ”, produzindo espessas camadas. O clima da região é tropical, apresentando temperatura média anual acima de 20 °C, com índice pluviométrico superior a 1000 mm/ano.

Os solos das regiões tropicais são solos que apresentam um serie de peculiaridades decorrentes das condições climáticas sendo, portanto, necessário se conceituar os solos de peculiaridades tropicais, ou seja, os tipos de solo encontrado nas regiões tropicais.

A evolução pedológica consiste em uma série de processos físicos, químicos e biológicos. Esses processos compreendem a lixiviação de sais solúveis e acúmulo de húmus na camada superficial combinada à concentração de partículas coloidais em camadas mais profundas.

Cinco fatores influenciam a evolução pedológica: clima, topografia, natureza mineralógica da rocha-matriz, ação de organismos vivos e tempo de exposição.

Essas camadas de composição distintas são chamadas de horizontes e a seqüência vertical de horizontes, desde a superfície até a rocha é chamada de perfil de solo. O horizonte mais elevado, Horizonte A, é rico em material orgânico. O horizonte B é a camada intermediária, na qual foi depositada parte do material solúvel e coloidal e o horizonte C é a zona dos resíduos fragmentados, em grande parte inalterada, que se estende até o leito rochoso (CARVALHO, 2005).

3.3 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Ensaio de laboratório foram realizados através da coleta de amostras foram realizados com corpos-de-prova moldados de amostras de indeformadas com o objetivo de obter os parâmetros, analisá-los e correlacioná-los para compreensão do comportamento físico e mecânico deste solo.

Ensaio edométrico simples, com inundação em diversos níveis de tensão também foram realizados e apontaram a ocorrência do fenômeno de colapso ao longo de toda extensão analisada, (GON, 2011).

Os resultados destes ensaios, apresentados a seguir, foram obtidos de amostras retiradas do eixo do tubulão instalado na ocasião da abertura por escavação manual de amostras indeformadas até 8m de profundidade e deformadas até 9m de profundidade, finalizando-se a esta profundidade em decorrência da impenetrabilidade de equipamentos manuais de escavação, tendo em vista a presença de solo residual e frações de matacões.



Figura 3.2 – Retirada de amostra indeformada junto ao eixo do tubulão

3.4 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

GON (2011) realizou ensaios de caracterização, granulometria e limites de consistência, sem o uso de defloculante, com resultados nas tabelas 3.1, 3.2 e 3.3.

Prof.(m)	Solos	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
0-1	Argila	26,5	-	-
	Silte	26,1	-	-
	Areia	47,4	-	-
2-7	Argila	12,34	6,99	56,65
	Silte	30,45	4,46	14,64
	Areia	57,21	6,84	11,95
8-9	Argila	12,85	-	-
	Silte	54,9	9,05	9,12
	Areia	32,25	16,48	28,28

Tabela 3.1 - Coeficiente de variação: granulométrica – GON (2011)

	Limites de Plasticidade (%)	Média (%)	Desvio Padrão (%)	Coefficiente de Variação (%)
2-7	LL	44,90	0,70	1,54
	LP	34,70	2,88	8,30
	LC	27,20	2,88	10,30
	IP	10,20	2,28	22,35
	IC	1,85	1,11	4,12

Tabela 3.2 - Coeficiente de variação: Limites de Consistência GON (2011)

Profundidade	Ramo	$w_{nat}(\%)$	Envoltória de resistência total (kPa)
1,0	PA NA	28,3	$s = 185 + \sigma \tan 5^\circ$ $s = \sigma \tan 24^\circ$
2,0	NA	27,9	$s = \sigma \tan 27^\circ$
3,0	NA	28,0	$s = \sigma \tan 28^\circ$
4,0	PA NA	25,5	$s = 141 + \sigma \tan 11^\circ$ $s = \sigma \tan 20^\circ$
5,0	PA NA	26,2	$s = 159 + \sigma \tan 8^\circ$ $s = \sigma \tan 27^\circ$
6,0	PA NA	26,1	$s = 68 + \sigma \tan 19^\circ$ $s = \sigma \tan 33^\circ$
7,00	NA	28,3	$s = \sigma \tan 29^\circ$
8,0	PA NA	32,3	$s = 79 + \sigma \tan 15^\circ$ $s = \sigma \tan 30^\circ$

*P.A =Pré-adensado, NA = normalmente adensado.

Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios triaxiais GON (2011)

3.4.1 – ENSAIOS DE CAMPO

Apresentam-se neste item os ensaios de campo realizados no Campo Experimental da FEC – Unicamp, **SPT e SPT – T**.

Diversos ensaios SPT foram realizados neste campo Experimental. A Figura 3.3 apresenta a locação dos furos realizados.

O relatório de sondagem realizada no eixo do tubulão realizado em que se pode ver a classificação táctil-visual das camadas de solo é apresentado neste trabalho na Figura 3.4.

Observa-se que a sondagem mais próxima do tubulão ensaiado neste trabalho é o de número SP 04.

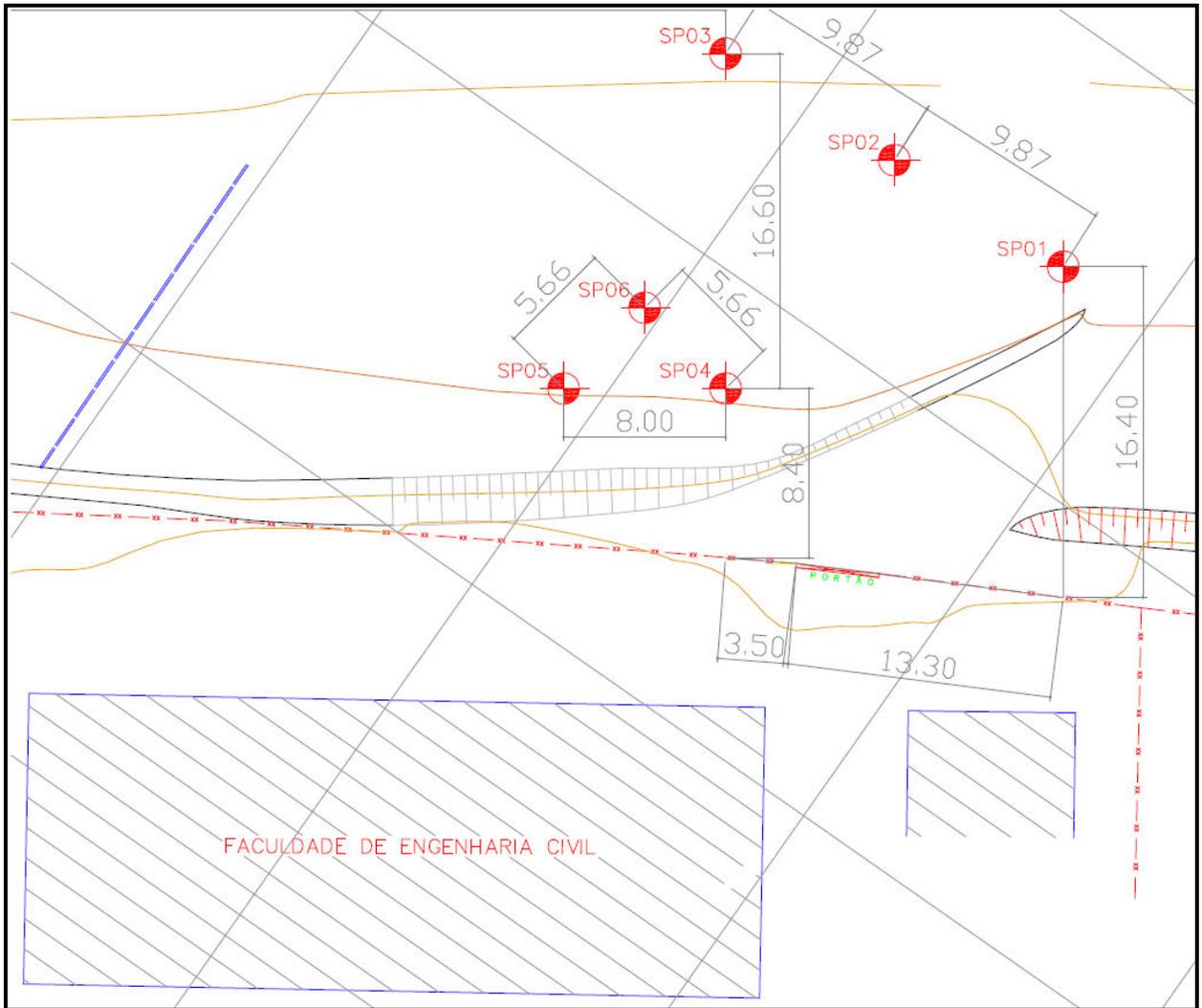


Figura 3.3 - Localização dos furos de sondagem do Campo Experimental da FEC – Unicamp

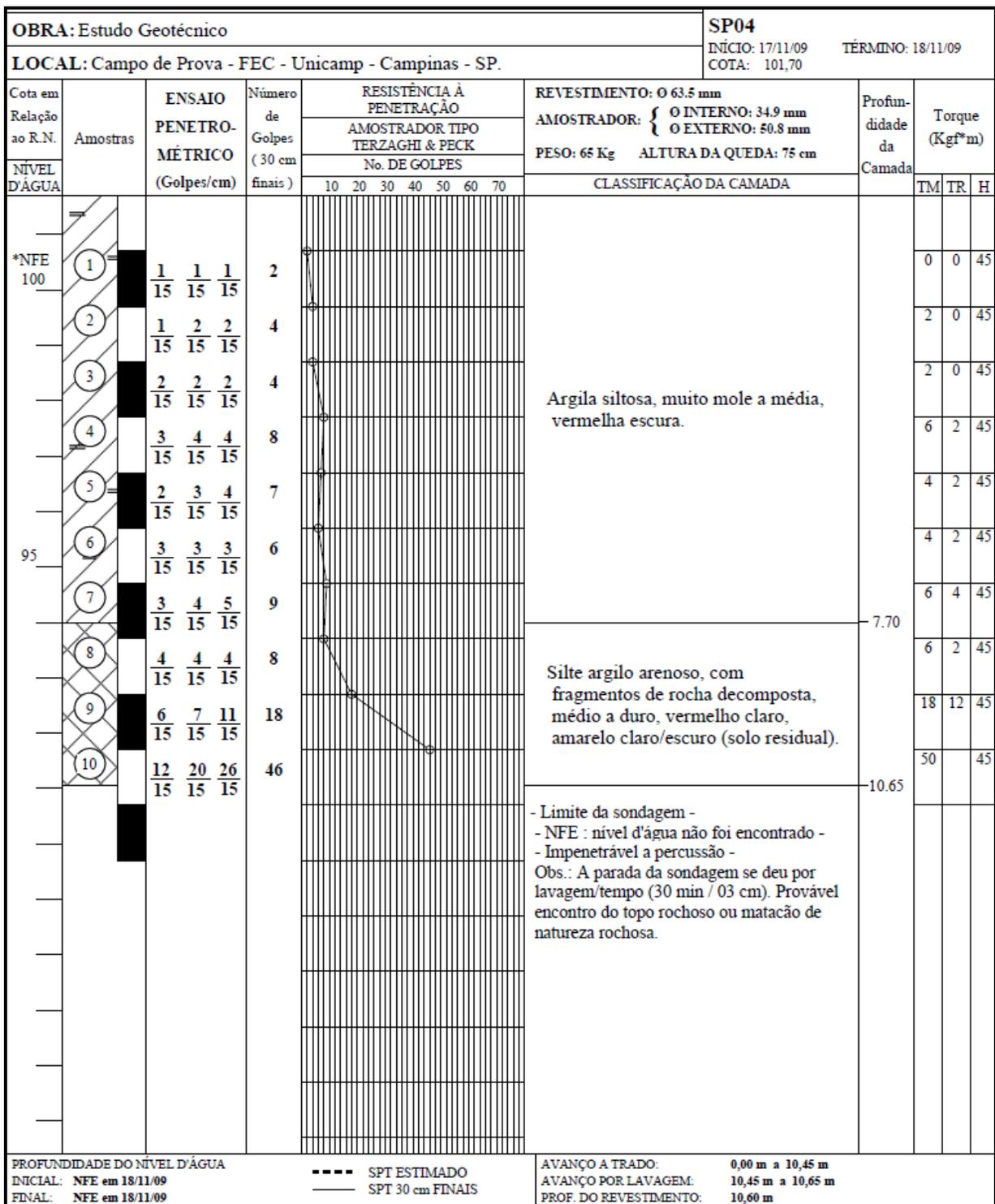


Figura 3.4 - Perfil de sondagem do ensaio SPT realizado no campo experimental junto ao eixo do tubulão

3.5 – CAMPO EXPERIMENTAL DA FEC UNICAMP – COMPORTAMENTO DO SOLO

Através de diversos trabalhos realizados com o solo do Campo Experimental verificou-se que apesar de constituir-se predominantemente de finos, tem comportamento de um solo não coesivo.

Trata-se de um solo de comportamento laterítico, de alta porosidade, não saturado e cujas partículas de areia encontram-se cimentadas por grumos de argila e silte. Além disso, possui um potencial de pressão (sucção), conhecido como potencial matricial, resultante da combinação de forças capilares e de adsorção.

Esta combinação surge como consequência da interação entre as partículas minerais (matriz) e a água. O potencial matricial confere ao solo um ângulo de atrito interno aparente. Isso torna a estrutura semelhante à de um solo não coesivo. (ALBUQUERQUE 2001). O perfil médio apresentado na Figura 3.5. mostra que o campo experimental embora caracterizada pela presença de argila porosa vermelha, solo laterítico, sobrepostas às camadas de silte argilo arenoso (classificação tátil visual SPT – SP04) mostra que o solo do Campo Experimental tem comportamento de areia.

Profundidade da Camada (m)	Descrição da Camada	LL (%)	IP (%)	LC (%)	γ_{mat} (KN/m ³)	γ_s (KN/m ³)	e	n (%)	w (%)	σ_a (kpa)	$\alpha(n,a)$ (KPA)	$\beta(n,a)$ (°)	$\beta(p,a)$ (°)
1,00	Areia Argilo- siltosa	50,90	20,70	20,80	14,10	30,4	1,77	64	28,30	180	185	5	24
7,00	Areia Siltosa	44,90	10,20	27,20	14,80	30,50	1,63	61,8	27	183,7	122,8	13	27,5
9,00	Silte Arenoso	51,8	10	30	15,2	29,7	1,67	62,5	36,4	183	79,5	15	130

Figura 3.5 - Descrição das camadas encontradas e seus respectivos índices físicos (GON, 2011)

4 – TUBULÕES UTILIZADOS NAS PROVAS DE CARGA

4.1 – TUBULÕES ENSAIADOS

As provas de carga realizadas no campo experimental da FEC UNICAMP utilizaram tubulões a céu aberto com base alargada. As provas de carga foram realizadas em três tubulões alinhados, sendo dois destes (T 2 e T 3) servindo de reação para o tubulão (T 1) ensaiado.

Os tubulões distam entre si 2,0 m, equivalente a 2,5 vezes o diâmetro do tubulão, suficiente para não inferir na interação entre os tubulões. Os tubulões ensaiados são apresentados na tabela 4.1.

Tubulão	Fuste	Comprimento	Base	Altura da Base	Armadura
Número	cm	cm	cm	cm	Aço CA 50
1	80	900	160	70	15 Ø 25 mm com 9,00 m. estribos Ø 10 mm. A cada 15 cm.
2	80	900	160	70	15 Ø 25 mm com 9,00 m. estribos Ø 10 mm. A cada 15 cm.
3	80	900	160	70	15 Ø 25 mm com 9,00 m. estribos Ø 10 mm. A cada 15 cm.

Tabela 4.1 – Descrição geométrica e armação dos tubulões

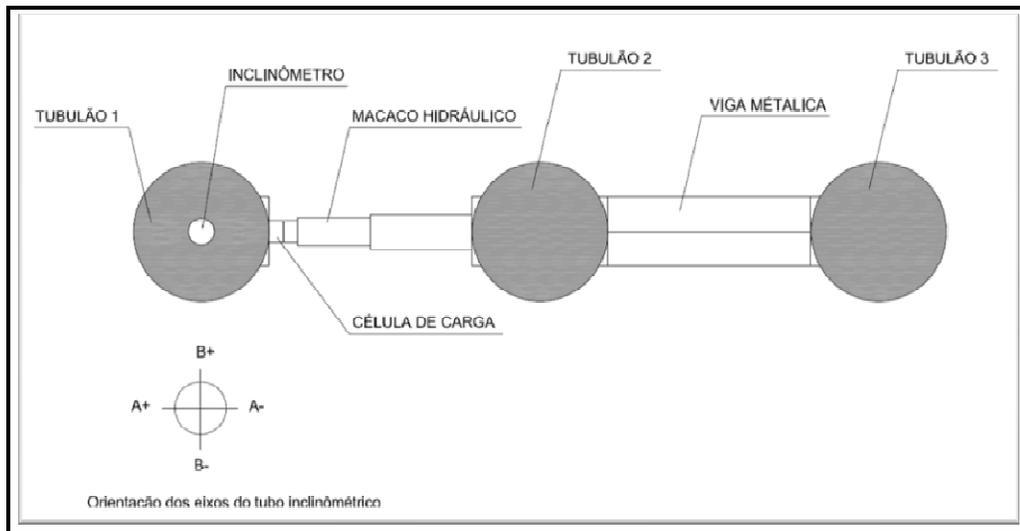


Figura 4.1 - A disposição e o sistema de reação adotado na prova de carga horizontal.

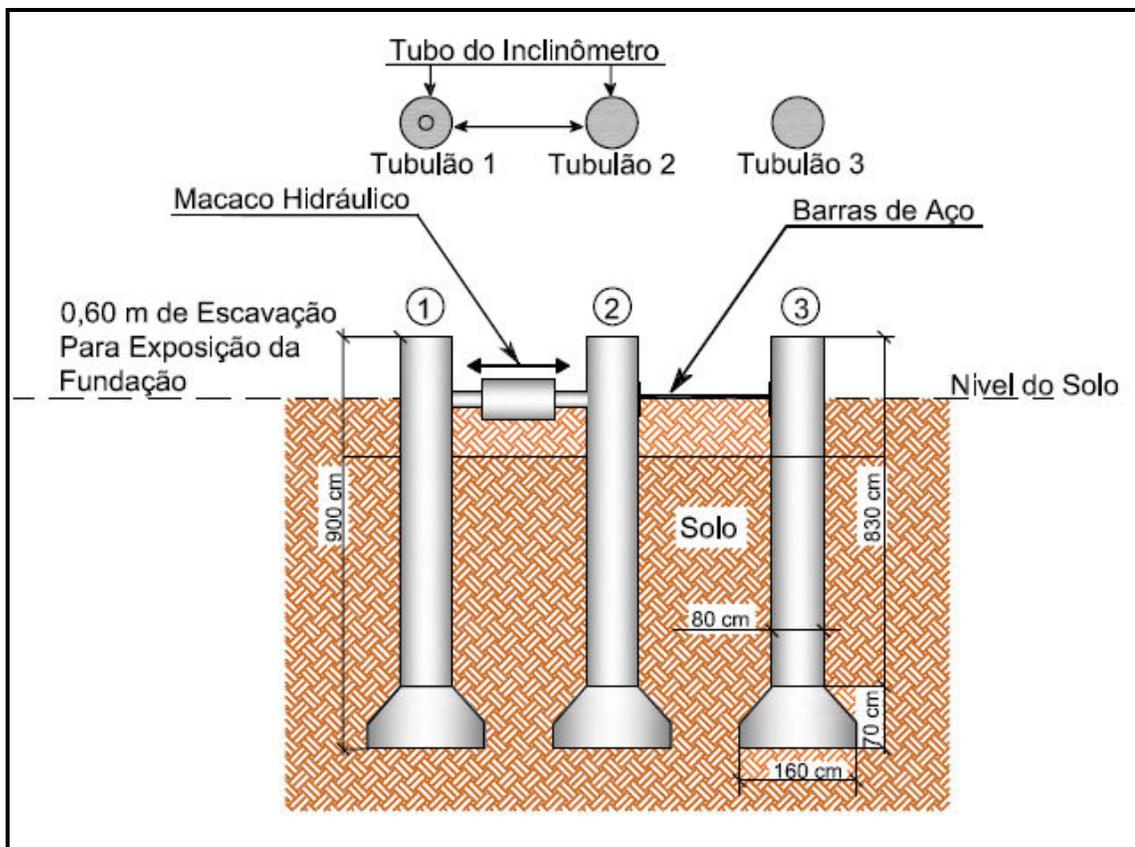


Figura 4.2 – Vista em corte da disposição e do sistema de reação adotado

Foi utilizado inclinômetro como instrumento para observar deslocamento horizontal ao longo da vertical dos tubulões, que consiste em um torpedo que foi inserido no interior de um tubo guia.

A cada 0,5 m o instrumento mediu o desvio do tubo com relação à vertical. Dessa forma foi possível calcular o deslocamento horizontal.

O tubo guia foi instalado no interior do tubulão (1) engastado no concreto dos tubulões e de forma indeslocável.

5 – PROVAS DE CARGA

Na realização de provas de carga sobre estaca ou tubulão busca-se um dos seguintes objetivos:

- a) aferir o comportamento previsto em projeto tanto da capacidade de carga quanto do recalque;
- b) definir com segurança a carga de trabalho em casos nos quais não se pode fazer uma previsão.

A grande quantidade de métodos de previsão de capacidade de carga e recalques disponíveis no meio técnico de fundações, alguns muito confiáveis, permite dizer que as provas de carga são executadas mais por força do motivo citado no item a.

Sobre esse assunto, a norma de fundações brasileira prevê a redução no valor do coeficiente de segurança de obras controladas por provas de carga, desde que os testes tenham sido feitos num número representativo de estacas. As provas de carga estáticas são normalizadas pela NBR 12131/ (2006).

O teste foi feito sob carga controlada, aplicada em incrementos de igual valor, com as leituras dos deslocamentos sendo feita em intervalos de tempo pré-determinados. Quanto à velocidade do carregamento, a prova de carga estática pode ser classificada como lenta – SLOW MANTAINED LOAD (SML) ou rápida – QUICK MANTAINED LOAD (QML).

5.1 –PROVAS DE CARGA ESTÁTICA DO TIPO LENTA

O ensaio lento é o que melhor reproduz o carregamento imposto à estaca pela estrutura futura nos casos mais correntes (edifícios, silos, pontes, etc.). Como a estabilização dos recalques só se completaria a tempos muito longos, a norma fixa um critério convencional, no qual se considera que o recalque estabilizou quando o seu valor lido entre dois tempos sucessivos não ultrapassa 5% do recalque total do estágio de carga.

As leituras são feitas em tempos dobrados (1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, etc.), sendo que mesmo que a estabilização aconteça nas primeiras leituras, o tempo mínimo para aplicação de um novo estágio é 30 minutos.

O carregamento incremental é aplicado até que se atinja o dobro da carga de trabalho da estaca. Caso não se atinja a ruptura, a norma ainda recomenda que último estágio de carga seja mantido por pelo menos 12 horas antes do descarregamento, que deverá ser efetuado em 4 a 5 estágios iguais.

5.2 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS DO TIPO RÁPIDA

Neste caso, cada estágio de carga é mantido por apenas 10 minutos, fazendo-se as leituras no início e no final do estágio. O tempo de 10 minutos pode ser reduzido para 5 minutos em casos especiais como torres de linha de transmissão, etc.

O carregamento total, com incrementos de carga não superior a 10% da carga de trabalho, prossegue até o dobro da carga de trabalho prevista para a estaca.

Neste caso, o descarregamento é efetuado logo após o último estágio de carga.

5.3 – MONTAGEM DA PROVA DE CARGA - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Inicialmente à execução das provas de carga realizou-se uma escavação de valas entre os tubulões numa profundidade de 0,60 m abaixo da cabeça do tubulão para alinhamento do eixo de aplicação da carga horizontal.

As provas de carga de carregamento horizontal realizadas foram feitas empregando-se um macaco hidráulico munido de bomba, reagindo contra dois outros tubulões, conforme o modelo disposto na Figura 5.1.



Figura 5.1 – Ilustra o esquema de carregamento utilizado

Para medir a carga efetivamente aplicada ao topo do tubulão foi utilizada uma célula de carga de 500 kN, enquanto para medição dos deslocamentos foram empregados três extensômetros (relógios comparadores) fixados em uma viga de referência, com precisão de 0,01 mm. Em dois relógios comparadores as leituras foram feitas no mesmo nível de aplicação das cargas.

A montagem da prova de carga estática horizontal compreendeu as seguintes etapas:

- ✓ Calibração da célula de carga;
- ✓ Escavação das valas, locadas entre os tubulões;
- ✓ Montagem da estrutura das bases de apoio do pistão do macaco;
- ✓ Fixação do sistema de reação;
- ✓ Colagem de placas de material cerâmico plano, que deram apoio aos extensômetros;

- ✓ Marcação do centro de apoio dos extensômetros;
- ✓ Acomodação no interior da vala do macaco hidráulico, célula de carga,
- ✓ Cravação das vigas de referência;
- ✓ Fixação das bases magnéticas nas vigas de referência;
- ✓ Acoplagem dos extensômetros às bases magnéticas, por meio de braços metálicos com acessórios para fixação;
- ✓ Ajuste fino dos extensômetros;
- ✓ Ligação dos cabos da célula de carga aos terminais elétricos da caixa de leitura;
- ✓ Aplicação de incrementos de carga com intervalos de duração pré-estabelecidos e normatizados, com conseqüente registro dos valores de deslocamento lidos nos extensômetros;
- ✓ Interrupção da prova de carga, quando atingida deformação limite, a carga limite a qual foi estipulada previamente considerando-se a carga admissível do elemento estrutural;
- ✓ Organização, compilação e análise dos dados obtidos.

Foi utilizado inclinômetro - Medidor de convergência (Extensômetro de fita), com as seguintes características: Marca: ACE Instrument, Modelo: 2350 D; Comprimento da fita: 30m; Resolução do paquímetro digital: 0,01mm; Acurácia: $\pm 0,1$ mm.

O inclinômetro foi utilizado para monitorar os movimentos horizontais das subcamadas de solo em áreas de deslizamento. Este instrumento foi instalado em um furo vertical para acesso a um torpedo sensor deslizante.

Este tubo de acesso possui ranhuras diametralmente opostas que servem para guiar a descida do sensor e foi verificado antes da instalação quanto ao desalinhamento das ranhuras. O torpedo do inclinômetro, o cabo de controle, o conjunto de polia, e a leitora foram usados para examinar a situação.

A primeira leitura estabeleceu o perfil inicial da área analisada. As leituras subseqüentes revelaram mudanças no perfil com a ocorrência de movimento de solo. A inclinação da ponta do torpedo foi medida pelo equilíbrio de forças e por servo-acelerômetro.

A inclinação obtida através da leitora foi convertida em deslocamento lateral; assim comparando leituras atuais com a leitura inicial foi possível verificar o movimento de solo.

Através das constantes intrínsecas do aparelho foram determinados os deslocamentos horizontais em cada intervalo, que foram somados cumulativamente em relação a um ponto fixo no fundo do tubo guia para fornecer o deslocamento horizontal ao longo da profundidade. como instrumento para observar deslocamento horizontal ao longo da vertical dos tubulões, que consistiu em um torpedo que foi inserido no interior de um tubo guia.

Foram também utilizados strain gages, que são elementos sensíveis que relacionam pequenas variações de dimensões com variações equivalentes de sua resistência elétrica, que é um resistor elétrico composto de uma finíssima camada de material condutor, depositado sobre um composto isolante, esse conjunto foi colocado na superfície da armadura do tubulão ensaiado, nas posições indicada na Figura 5.2 em que se tem interesse, que o filamento do extensômetro deformasse igualmente com a superfície do tubulão e a resistência elétrica do material do filamento ter seu valor alterado com a deformação.

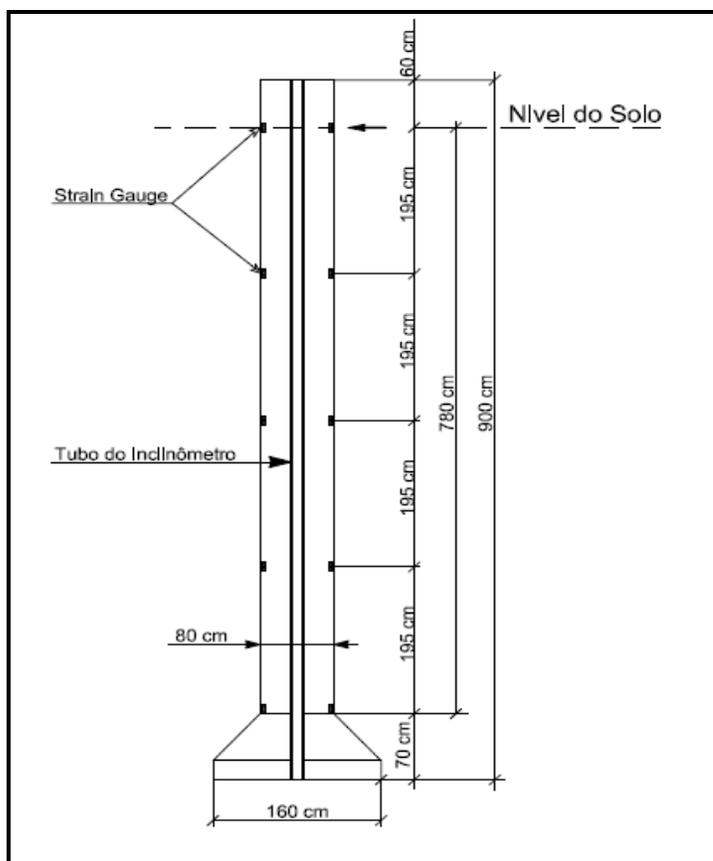


Figura 5.2 - A disposição dos extensômetros instalados nos tubulões

Utilizando-se da ponte completa de WHEATSTONE, onde se elimina os efeitos de temperatura e flexão indicada na Figura 5.3 tornou-se um meio de determinação das deformações do filamento ilustrado na figura 5.4 e, portanto, do tubulão ensaiado.

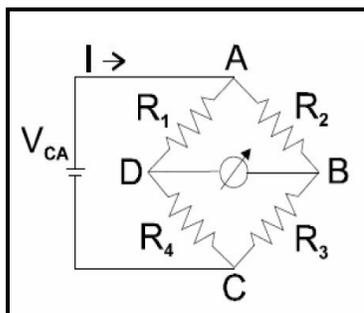


Figura 5.3 - PONTE DE WHEATSTONE



Figura 5.4 - Filamento do Strain gages e sua fixação

5.4 – CONDIÇÕES DAS PROVAS DE CARGA

As provas de carga foram realizadas com carregamento lento e rápido com o solo em sua umidade natural e com carregamento no solo pré-inundado. (Os números indicados em parêntesis são utilizados nos gráficos que apresentam os resultados das provas de carga ao longo deste trabalho). Dois tubos guias instalados nas extremidades dos tubulões serviram para a utilização de extensômetros para a análise de tensões e deformações realizadas com a aplicação de strain-gages, a disposição dos extensômetros estão ilustradas na Figura 5.2

Prova de carga lenta

(1) – Solo na condição natural,

Prova de carga rápida

(2) – Solo na condição natural,

(3) – Solo natural pré-inundado.

As provas de carga foram executadas nas condições de solo apresentadas acima e na seqüência de execução da condição (1) para a (3), portanto a prova com pré-inundação foi realizada após a prova na umidade natural, condições (1) e (2), para caracterizar este efeito com fidelidade.

6 – CURVAS CARGA VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA

No gráfico apresentado na Figura 6.1 são representadas as curvas ‘carga horizontal versus deslocamento horizontal’ no tubulão ensaiado para as 3 condições de solo.

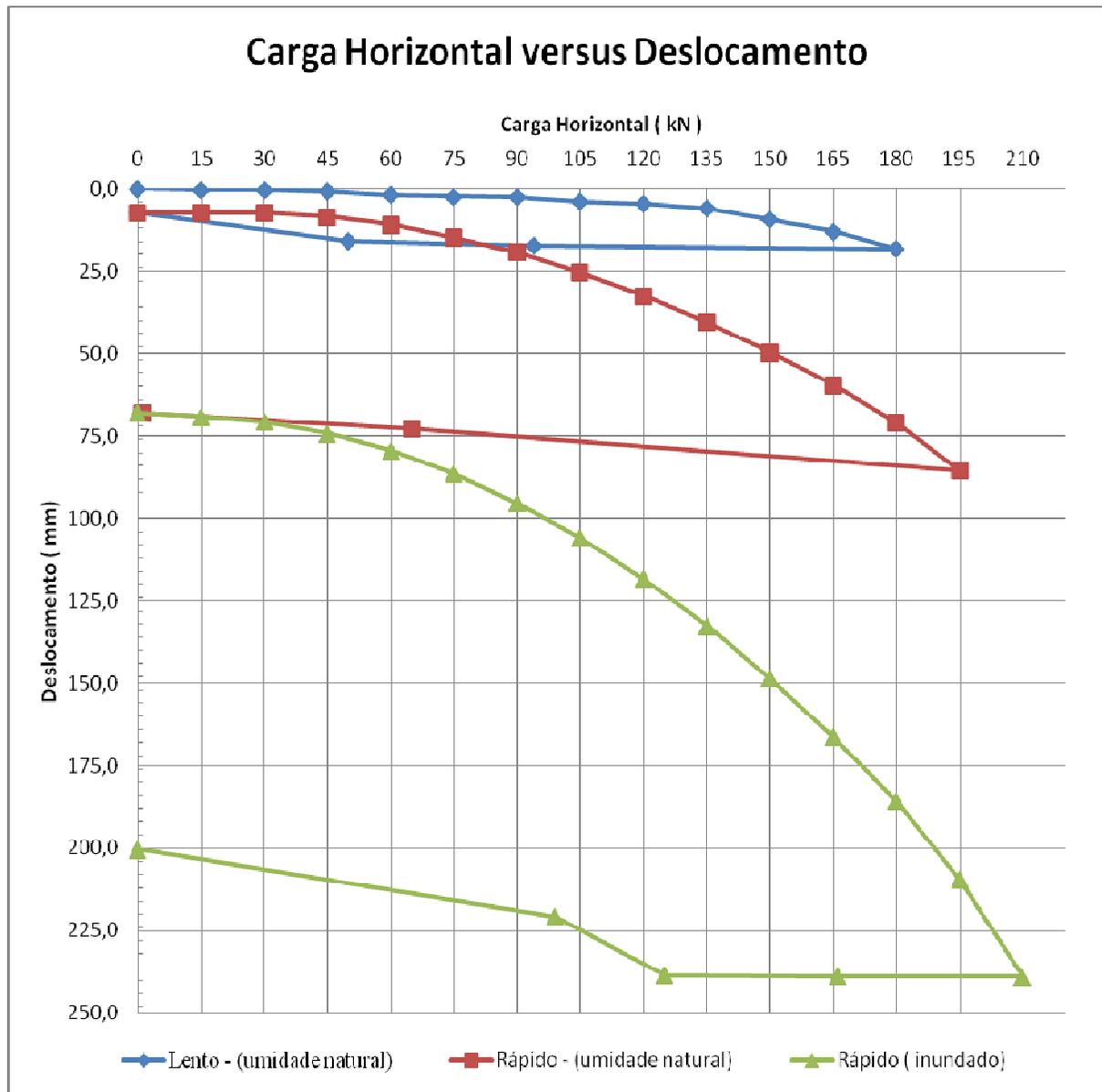


Figura 6.1 – Carga Horizontal versus Deslocamento – Carregamentos: lento, rápido e pré-inundado

7 – CURVAS DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA PELO INCLINOMETRO

7.1. – CURVAS DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA PELO INCLINOMETRO NA PROVA DE CARGA NA CONDIÇÃO (1)

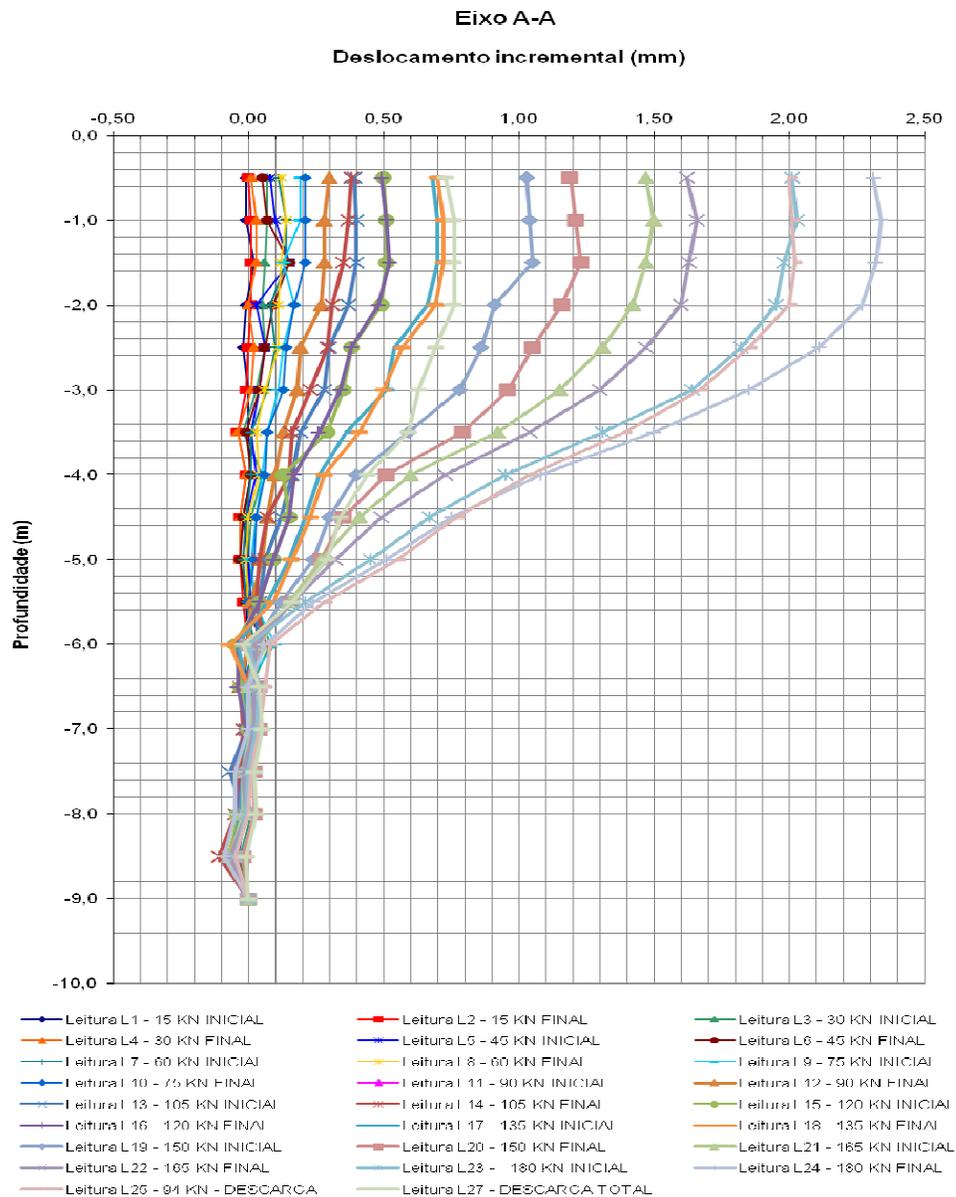


Figura 7.1 - Deslocamento Horizontal – Prova de Carga na Condição (1) – Eixo A-A – Deslocamento Incremental

7.2 – CURVAS DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA PELO INCLINOMETRO NA PROVA DE CARGA NA CONDIÇÃO (1) – EIXO B-B

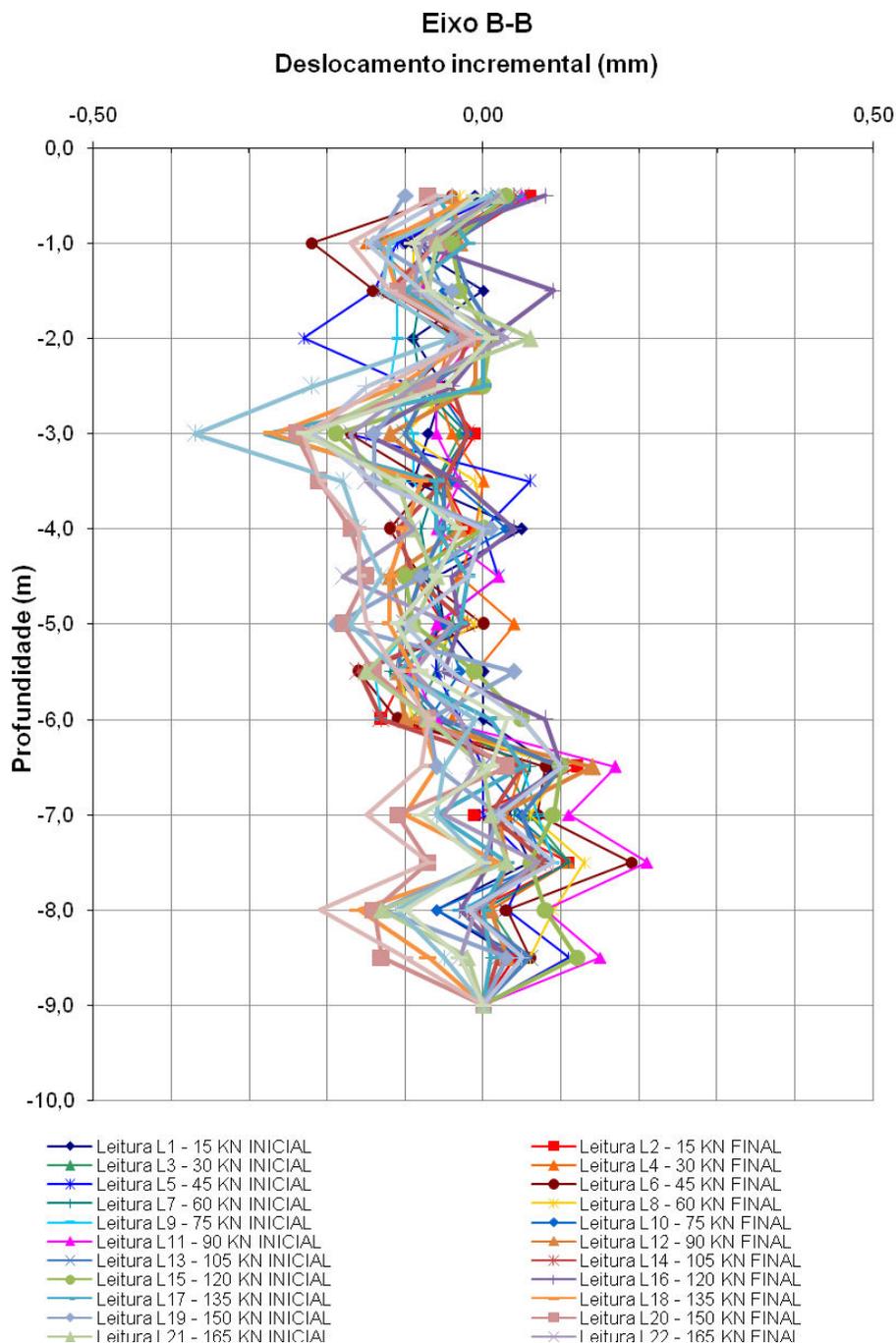


Figura 7.2 - Deslocamento Horizontal – Prova de Carga na Condição (1) – Eixo B-B – Deslocamento Incremental

7.3 - CURVAS DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA PELO INCLINOMETRO NA PROVA DE CARGA NA CONDIÇÃO (1) – EIXO A-A

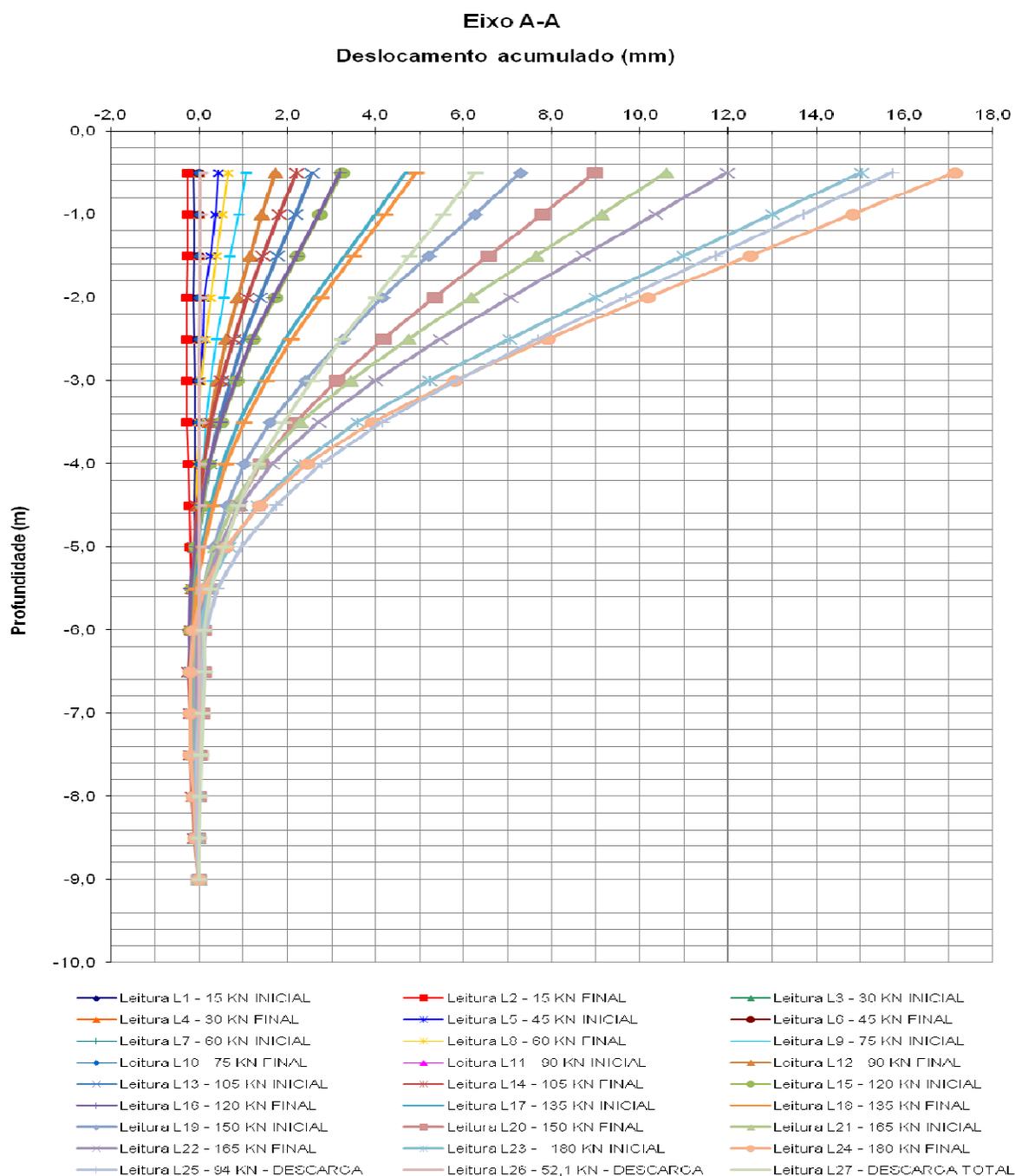


Figura 7.3 - Deslocamento Horizontal - Condição (1) – Eixo A-A – Deslocamento Acumulado

7.4 - CURVAS DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA PELO INCLINOMETRO NA PROVA DE CARGA NA CONDIÇÃO (1) - EIXO B-B - DESLOCAMENTO ACUMULADO

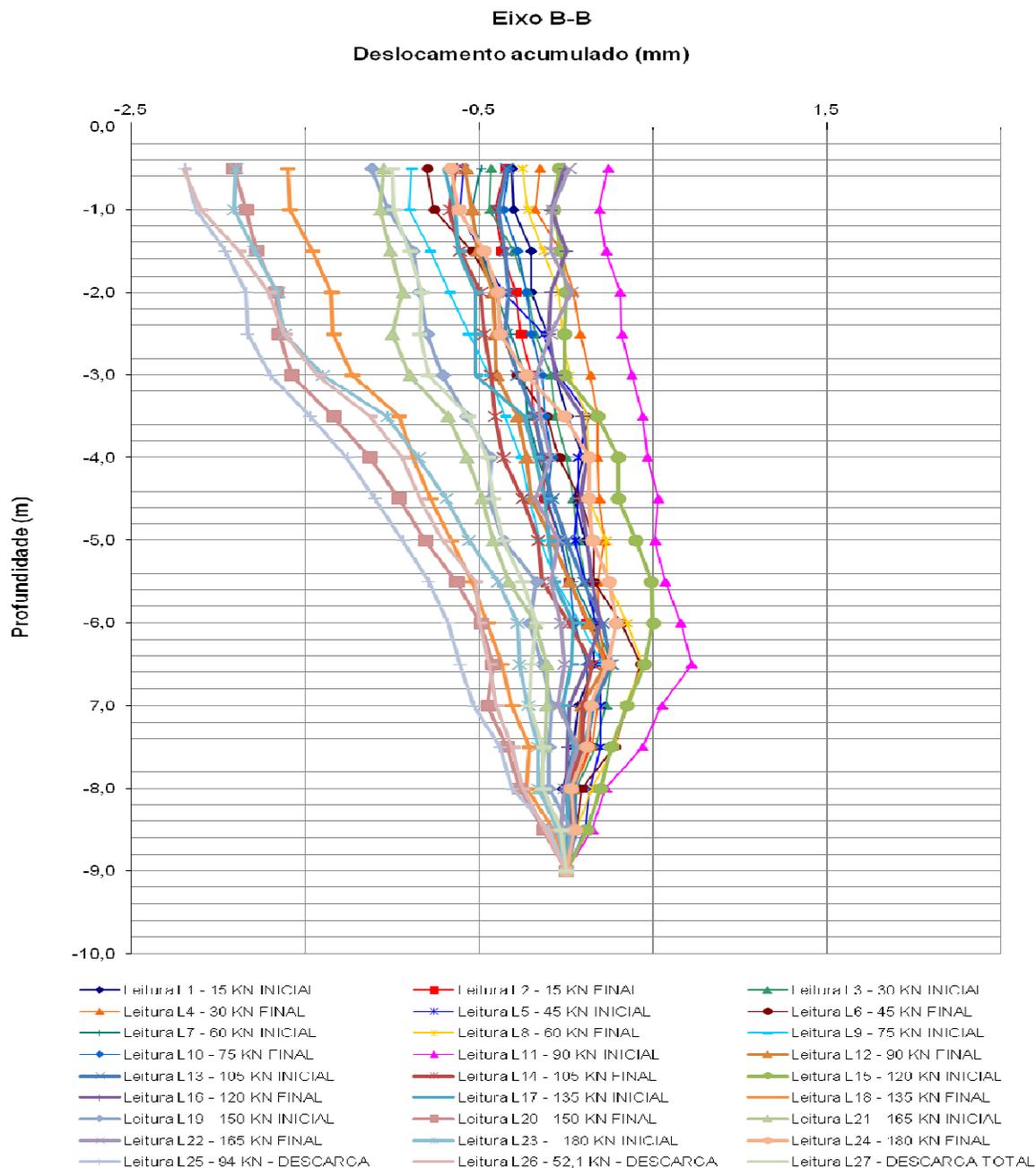


Figura 7.4 - Deslocamento Horizontal - Condição (1) – Eixo B-B – Deslocamento Acumulado

8 – CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDA

As curvas do coeficiente de reação horizontal versus deslocamento horizontal estão apresentadas no item 8.1 com os resultados do tubulão submetido à prova de carga e no item 8.2 com os resultados com as diferentes condições de solo.

8.1.– CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR PROVA DE CARGA

As curvas do coeficiente de reação horizontal versus deslocamento horizontal estão divididas em dois grupos: na prova de carga realizada com solo natural sem e com pré-inundação, utilizando-se da equação (2.22) para o cálculo de n_h :

$$n_h = \frac{4,42 H^{2/3}}{\gamma_o^{5/3} (E_p I_p)^{2/3}}$$

8.1.1.- CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR PROVA DE CARGA SOLO NATURAL

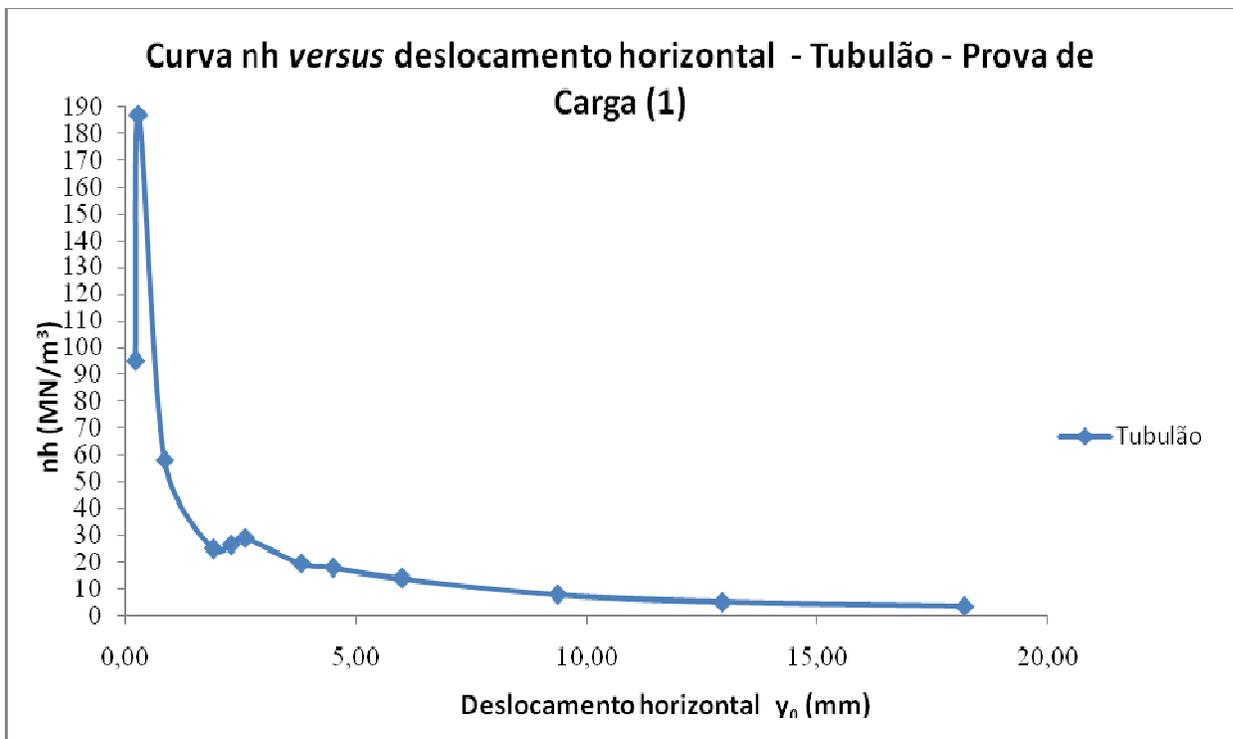


Figura. 8.1 - Curva nh versus deslocamento horizontal – (1)

8.1.2.- CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR PROVA DE CARGA SOLO PRÉ-INUNDADO

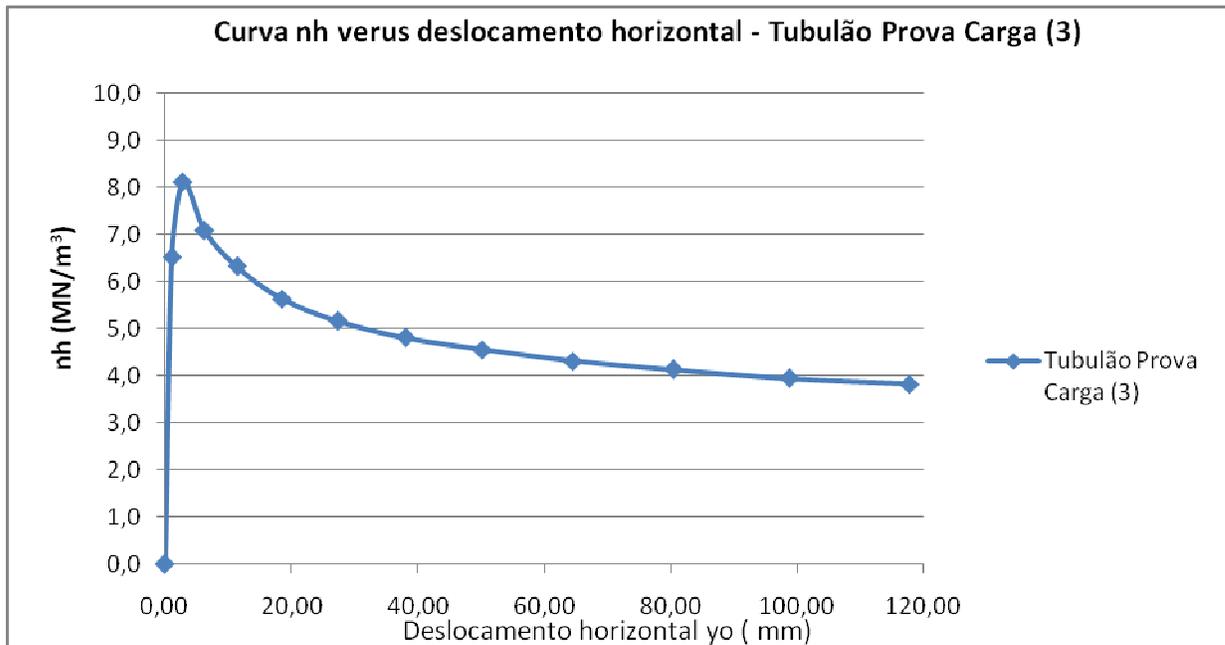


Figura. 8.2 - Curva nh versus deslocamento horizontal – Tubulão Prova de Carga (3)

9 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS CURVAS CARGA VERSUS DESLOCAMENTO

Neste capítulo apresenta-se uma análise das curvas carga versus deslocamento obtido nas provas de cargas realizadas. A influência das diferentes condições em que foram realizadas as provas de carga. No item 9.2 o efeito da pré-inundação solo natural; no item 9.3 analisará os dados obtidos junto ao inclinômetro e strain gages instalados.

9.1.– ANÁLISE DOS RESULTADOS COM O SOLO NATURAL

A tabela 9.1 apresenta um resumo da prova de carga com solo na umidade natural.

São apresentadas as cargas necessárias para atingir deslocamentos de 6 e de 12 mm, intervalo próximo ao adotado por ALIZADEH & DAVISSON (1970), que será tratado no item 10.1, a relação entre as duas cargas, os valores máximos de carga e deslocamentos atingidos.

Tubulão	Prova de Carga	Carga para deslocar	Carga para deslocar	Relação entre cargas	Valores Máximos da PC (1)	
		6 mm	12 mm		Carga	Deslocamento
		(kN)	(kN)		(kN)	(mm)
1	(1)	135	165	1,22	180	18,17

Tabela 9.1 – Cargas horizontais com solo natural para atingir deslocamentos de 6 a 12 mm

Analisando-se os resultados desta prova de carga e admitindo-se deslocamentos admissíveis numa estrutura em torno de 15 mm, pode-se adotar, por segurança, as cargas correspondentes a deslocamentos de até 12 mm, ou seja 165 kN.

Observa-se que até 75 kN os deslocamentos encontrados foram bem pequenos (inferiores a 2,5 mm). Utilizou-se, como é usual em projetos, cargas mais próximas de múltiplos de 5 kN.

9.2.– ANÁLISE DOS RESULTADOS COM O SOLO PRÉ-INUNDADO

A pré-inundação do solo foi realizada na prova de carga (3), provocando um acentuado acréscimo de deslocamento para as mesmas cargas aplicadas e, conseqüentemente, uma considerável redução dos valores do coeficiente de reação horizontal, como apresentado no capítulo seguinte.

Na Figura 9.1 são apresentadas as curvas das provas de carga em que foram realizados os ensaios com solo natural e, na seqüência, com solo pré-inundado, não considerados os deslocamentos residuais da prova de carga com solo natural, lenta e rápida.

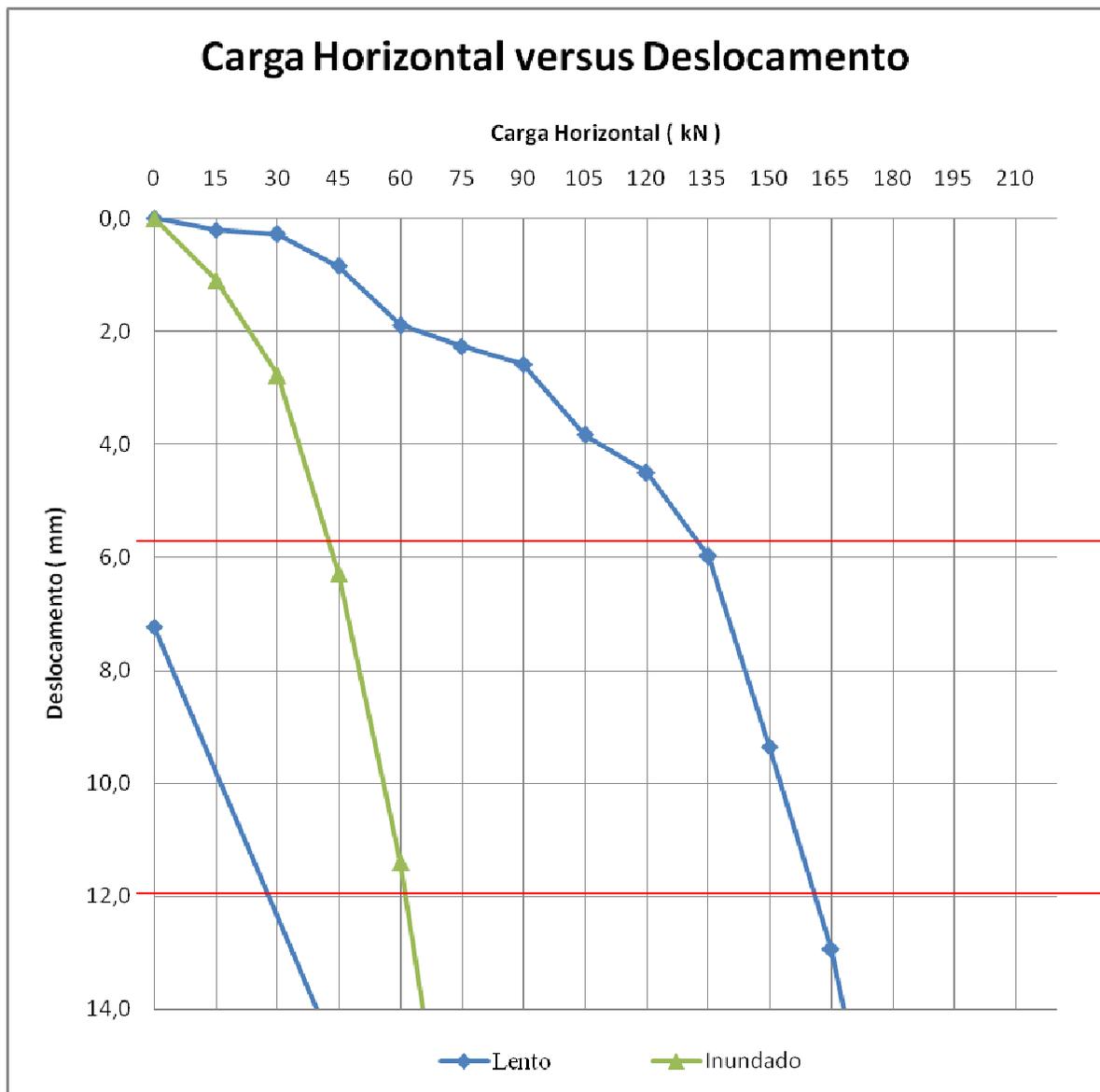


Figura 9.1 - Curva “Carga Horizontal versus Deslocamento” Solo natural e solo pré-inundado

Os resultados desta prova de carga mostram que a pré-inundação provocou uma redução da carga aplicada entre 2,5 a 3 vezes para se atingir os mesmos deslocamentos, conforme pode ser observado na tabela 9.2.

Tubulão	Prova de Carga	Carga para deslocar	Carga para deslocar	Relação entre cargas	Valores Máximos da PC (1)	
					(3)	(3)
		6 mm – (kN)	12 mm – (kN)	12 a 6 mm	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
1	(1)	135	165	1,22	180	18,17
3	(3)	43,5	60	1,37	210	171,10

Tabela 9.2 – Cargas horizontais com solo natural e pré-inundado para atingir deslocamentos de 6 a 12 mm.

9.3.– ANÁLISE DOS RESULTADOS COM INCLINÔMETRO

Além das medidas de deslocamentos horizontais onde foram utilizados, na cabeça do tubulão, defletômetros de 0,01 mm de sensibilidade, em profundidade, inclinômetro, com precisão nominal de 2,5 mm/10 m, com o objetivo de observar a linha elástica.

Além das medidas de deslocamentos horizontais na cabeça do tubulão através dos relógios comparadores, foram feitas medidas de deslocamentos horizontais em profundidade através de inclinômetro.

Os gráficos apresentam os deslocamentos incrementais e acumulados, e os gráficos da posição absoluta.

Os gráficos de deslocamento incremental conforme mostram as Figuras 7.1 e 7.2 representam os incrementos de deslocamento horizontal a cada 0,5m de profundidade, utilizando como referência a leitura inicial, denominada L0. Os deslocamentos diminuem gradativamente em profundidade a partir da cabeça do tubulão, até se tornarem inexistentes a partir de 6 m.

Os deslocamentos incrementais máximos chegaram a cerca de 2 mm entre 0,5 e 1,5 m de profundidade no eixo principal de deslocamento (eixo A-A). Após o descarregamento total, o deslocamento incremental residual foi de cerca de 0,76 mm entre 0,5 e 2,0 m de profundidade. Para os gráficos de deslocamentos acumulados apresentados nas Figuras 7.3 e 7.4 os valores representam a somatória dos deslocamentos incrementais a partir da extremidade inferior do tubo. Os mesmos chegaram a 17,15 mm na extremidade superior do tubo. Após o descarregamento total, o deslocamento acumulado residual foi de 6,26 mm à 0,5 m de profundidade.

Os gráficos da posição absoluta Figuras 7.5 e 7.6 representam a posição real no qual o tubo inclinômetro se encontra.

9.3.1- ANÁLISE DOS RESULTADOS COM INCLINÔMETRO

É apresentado abaixo um comparativo entre os deslocamentos obtidos pelo inclinômetro e os defletômetros para os deslocamentos propostos, ou seja, deslocamentos de 6 e de 12 mm, como mostram as Figuras 9.2 e 9.3.

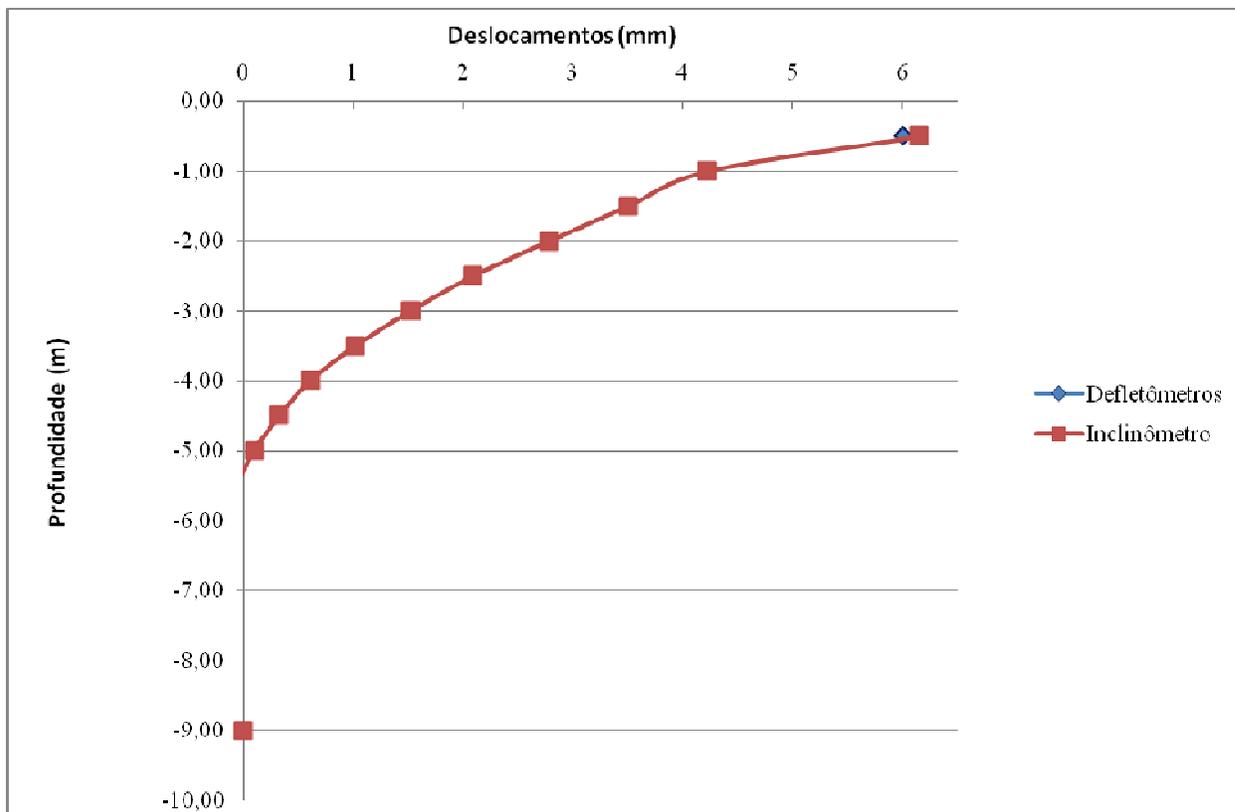


Figura. 9.2 - Confrontações das curvas teóricas e experimentais Tubulão (1) para deslocamento de até 6 mm.

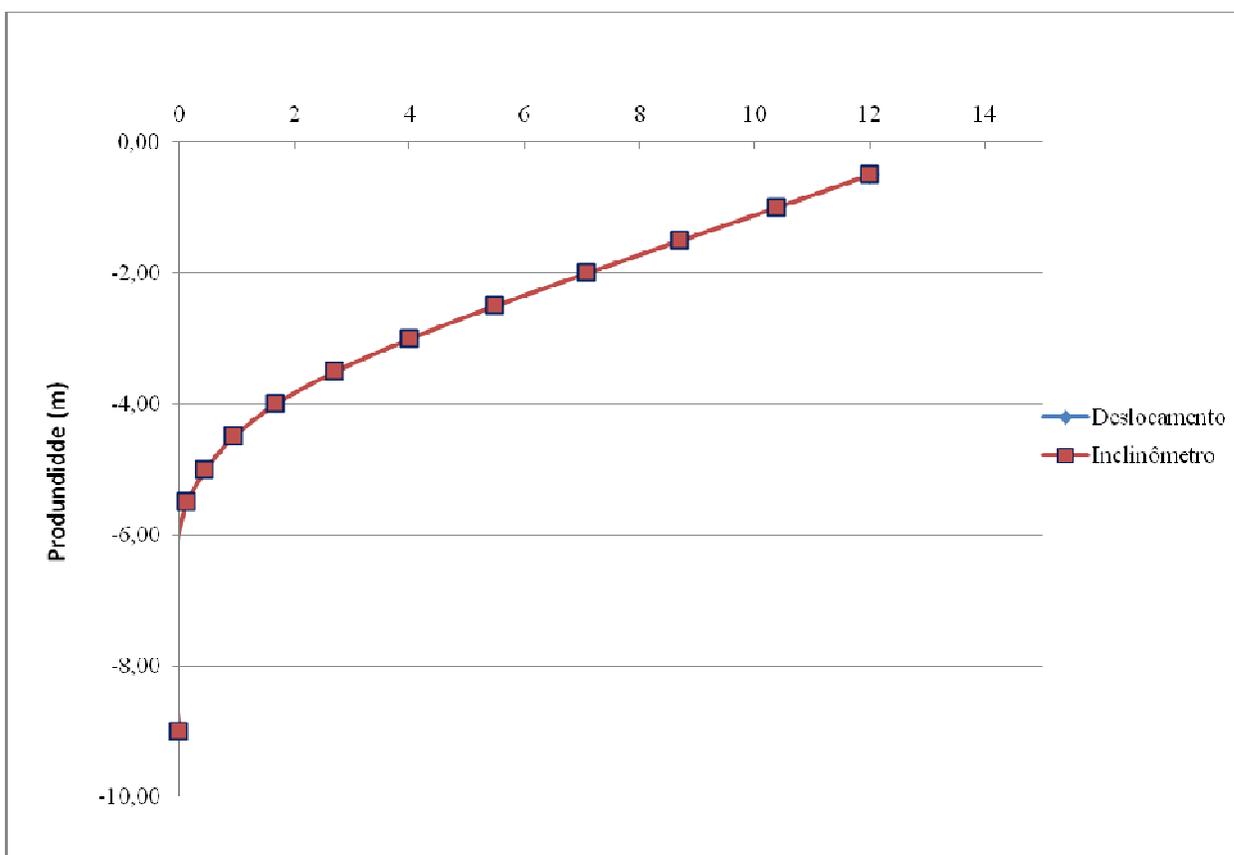


Figura 9.3 – Comparações das curvas teóricas e experimentais para o Tubulão (1) para deslocamento até 12 mm

Os gráficos apresentam o deslocamento medido pelo inclinômetro e pelos relógios (extensômetros) observa-se para o deslocamento de 6 mm obtiveram medidas de deslocamentos muito próximas e para o deslocamento de 12 mm as medidas de deslocamento foram coincidentes. Podemos atribuir a esta análise que ambos os processos de medida de deslocamento tiveram seu funcionamento correto e representaram com precisão os deslocamentos do tubulão.

Os strain gages, que relacionou as pequenas variações de dimensões com variações equivalentes de sua resistência elétrica que apesar da flexão horizontal do tubulão como um todo, os dados indicaram que não houve flexão perceptível na barra de aço, na posição dos strain gages.

10 – ANÁLISE DOS VALORES OBTIDOS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

10.1 – METODOLOGIA UTILIZADA PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Uma característica das curvas de reação horizontal versus deslocamento horizontal é apresentar valores muito altos de n_h para pequenos deslocamentos, decrescendo de forma acentuada, atingindo certo patamar a partir do qual a variação torna-se pequena para maiores deslocamentos.

A adoção de valores de n_h deve desprezar os valores altos iniciais (o que significaria um critério de projeto contra a segurança) e adotar um intervalo de deslocamento para a adoção de um valor do coeficiente de reação horizontal.

Para a determinação do coeficiente de reação horizontal n_h , foram utilizadas as curvas coeficiente de reação horizontal versus deslocamento horizontal na superfície adotando um intervalo de valores do deslocamento horizontal.

Levando-se em conta valores de deslocamento admissíveis numa estrutura, adotaram-se, valores de deslocamento entre 6,0 e 12,0 mm.

ALIZADEH & DAVISSON (1970) utilizaram-se das curvas n_h versus y_0 , utilizando-se ainda de valores no intervalo de 6,35 a 12,70 mm.

Ainda baseado no trabalho destes autores, o intervalo de 6,00 a 12,0 mm foram utilizados por ALBUQUERQUE (1996), CARVALHO et. al (1996) e MENEZES et AL. (2004), MIRANDA (2006) e ZAMMATARO (2007).

Neste trabalho o cálculo do coeficiente de reação horizontal realizou-se com os valores de carga horizontal aplicada H e os respectivos valores de deslocamento horizontal y_0 obtidos na prova de carga.

Utilizando-se do método de MATLOCK & REESE (1961) apresentado no item 2.4.1 para o caso de um tubulão carregado somente com uma carga horizontal, H, o deslocamento é dado pela equação:

$$y = \left(\frac{H T^3}{E_p I_p} \right) \Delta_y \quad (10.1)$$

Onde T, é a rigidez relativa entre a estaca e o solo, e para solos de comportamento arenoso é definido por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n h}} \quad (10.2)$$

No caso do deslocamento na superfície, ou seja, profundidade zero, o valor do coeficiente Δ_y , retirado da tabela 2.12 é 2,435.

Para o calculo de nh, substitui-se a equação 10.2 na equação 10.1 e obtém-se:

$$n h = \frac{4,42 H^{3/5}}{y \cdot 2,435 (E_p I_p)^{2/5}} \quad (10.3)$$

Onde para as seções transversais circulares, caso do tubulão, $I_p = \frac{\pi D^4}{64}$

O modulo de elasticidade do concreto do tubulão foi obtido através de:

$$E_c = 5600 * f_{ck}^{1/2}$$

$$E_c = 25.043 \text{ Mpa}$$

O Módulo de Elasticidade Secante, E_{cs} , a ser utilizado nas análises elásticas deste trabalho, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, foram calculados pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 E_c$$

$$E_{cs} = 21.287 \text{ Mpa}$$

$$f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$$

Para o cálculo de I_p , momento de inércia a flexão, foram utilizados diâmetro, D , igual a 80 cm igual à seção do fuste do tubulão.

O valor de T , rigidez relativa, para o tubulão analisado, calculado com o valor conhecido de n_h , obtido na ‘curva n_h versus deslocamento horizontal’ referente à prova de carga realizada no tubulão (1), através da equação 10.3, o valor encontrado foi de $T = 2,12m$.

O tubulão possui comprimento de 9,00 m e está armado em toda sua extensão. O valor superior a $4T$ nos leva a um elemento de fundação considerado longa.

10.2.– ANALISE DO VALOR DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL PARA A CONDIÇÃO DE SOLO NA UMIDADE NATURAL

O valor obtido para o coeficiente de reação horizontal para a condição de solo na umidade natural, conforme tabela 10.1 tiveram uma considerável variação, quando se compara os resultados com os propostos na literatura tabela 2.4, o que já não ocorre quando comparados com resultados de outras provas de carga horizontal realizadas no campo experimental da Feagri Unicamp, como apresentado na tabela 2.5.

O solo superficial do Campo Experimental da FEC – Unicamp, conforme descrito no Capítulo 3, é uma argila siltosa de alta porosidade. Porém, segundo GON (2011) verificando-se os parâmetros do solo, tais como índice de vazios de 1,67 e ângulo de atrito 27° , esse solo tem um comportamento de solo arenoso.

Tendo em vista o comportamento do solo e que a camada superficial apresenta índices de SPT entre 2 e 4, ele se encaixaria na tabela 2.4 como valores de areia fofa com n_h entre 2,2 a 2,6 MN/m^3 . Areia fofa

Tubulão	Prova de Carga	n_h (MN/m^3)
1	(1)	12,00

Tabela 10.1 - Valor de n_h obtido na prova de carga de carregamento horizontal

Comparando com o valor obtido neste trabalho nota-se que o valor foi consideravelmente maior (no mínimo de quatro vezes maior), resultado este que se mostra mais conservador quando comparado com outras provas de carga realizadas no Campo experimental da FEAGRI Unicamp e para outros elementos de fundação, tais como estacas hélice contínua, escavadas, Omega e raiz, apresentadas na tabela 2.5.

10.3.– CONSIDERAÇÕES SOBRE CRITÉRIOS DE DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Quando se obtém a curva ‘coeficiente de reação horizontal versus deslocamento horizontal’ vemos tratar-se de uma questão que não tem critério predeterminado, é como determinar um valor único para n_h .

Nesta prova de carga, adotou-se o valor médio do intervalo entre 6 e 12 mm. Este valor é, em geral, próximo do que se obteria adotando o valor interpolado para y_0 de 9 mm.

Traçando-se a curva carga versus deslocamento calculando o deslocamento a partir de um determinado valor de n_h , determina-se praticamente uma reta partindo da origem e passando pelo ponto da carga calculada para o tal deslocamento (valor adotado como média dos n_h).

Com isso, para valores de carga menores do que esta, os deslocamentos serão menores do que os calculados (a favor da segurança), mas para valores de carga maiores do que esta se inverte a situação (contra a segurança).

A Figura 10.1 apresenta a curva do tubulão da prova de carga (1) e a resultante do cálculo dos deslocamentos com o valor de n_h de 12 MN/m³ (obtido pelo intervalo de 6 a 12 mm) admitido constante para todas as cargas.

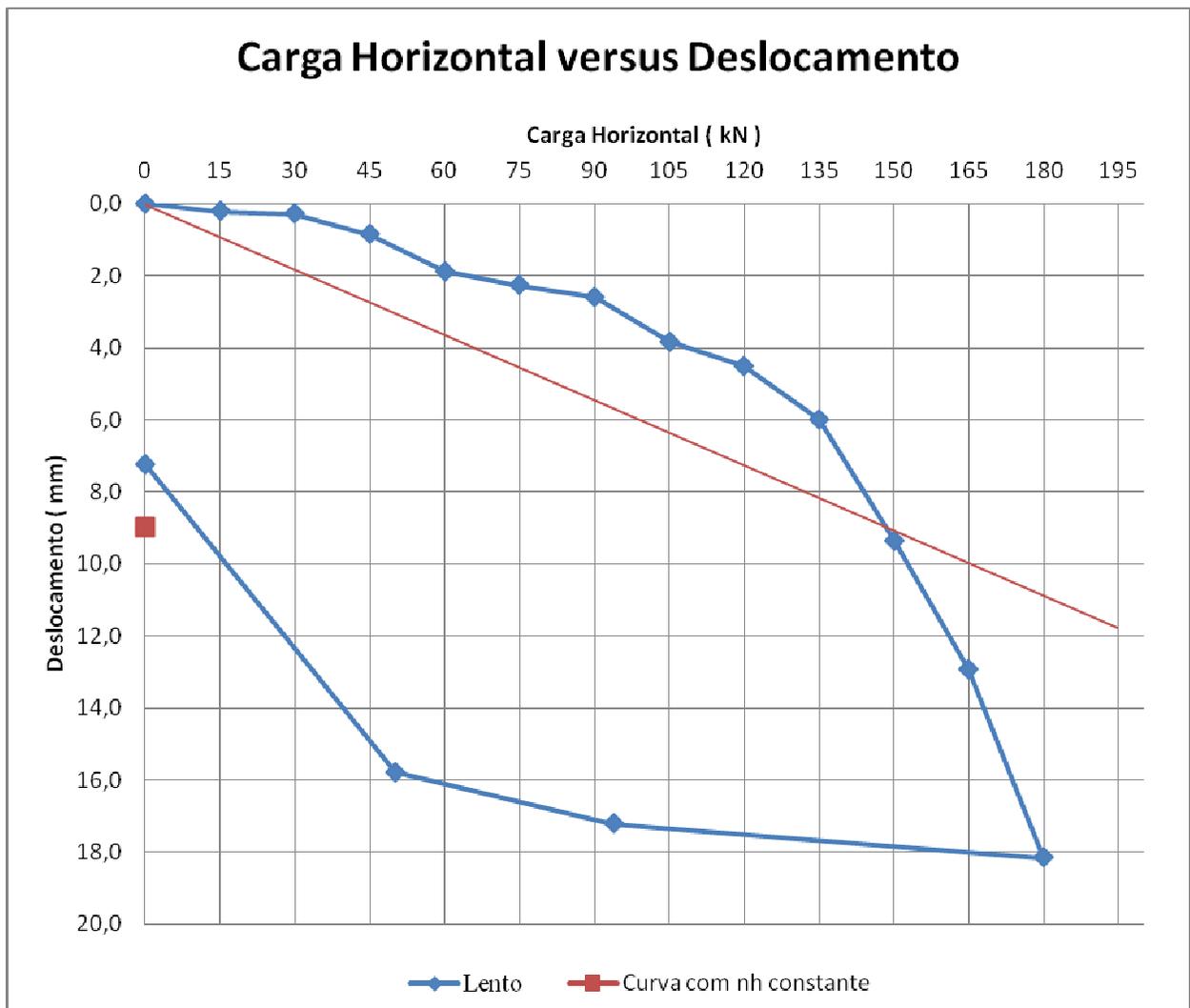


Figura. 10.1 - Curva do tubulão da prova de carga (1) e a curva nh constante

10.4.– ANÁLISE DO MÉTODO DE DEFORMAÇÕES PROPOSTO POR MICHE (1930)

MICHE (1930) desenvolveu método para estacas longas, imersas em solo com coeficiente de reação horizontal linearmente crescente com a profundidade, carregadas no topo por uma força horizontal. Outros métodos apontados no item 2.4 deste trabalho também levam em consideração a aplicação de um momento fletor no topo das estacas, motivo este pela escolha do método de MICHE (1930) uma vez que se assemelha ao trabalho realizado, que esta apresentada no item 2.4.1.1.1.

Assim considerando o tubulão com diâmetro, D, de 80 cm, H, carga horizontal do carregamento realizado no ensaio 150 kN, com a reação do solo crescendo linearmente com a profundidade, a solução do problema é escrita pela seguinte equação:

$$T = \sqrt[3]{\frac{EI}{22k}} = 2,12 \text{ m} \quad (10.4)$$

Sendo T a rigidez relativa estaca solo.

O deslocamento horizontal no topo da estaca:

$$y_0 = 2,40 \frac{T^3 \cdot H}{EI} = 8,01 \text{ mm} \quad (10.5)$$

Em se tratando do momento fletor Máximo (que atua numa profundidade 1,32T):

$$Z = 1,32 T = 2,79 \text{ m} \quad (10.6)$$

$$M_{\max} = 0,79 HT = 276,34 \text{ kN.m} \quad (10.7)$$

Para o deslocamento horizontal o método de MICHE (1930) apresentou valor de 8,01 mm enquanto que para esta prova de carga, adotou-se o valor médio do intervalo y_0 de 9 mm.

Comparando-se os valores obtidos por MICHE (1930) e com os valores do valor acumulado no Eixo A-A do inclinômetro apresentados na figura 10.2, conclui-se que o método de MICHE foi apropriado para o cálculo do deslocamento horizontal e deslocamento nulo em profundidade.

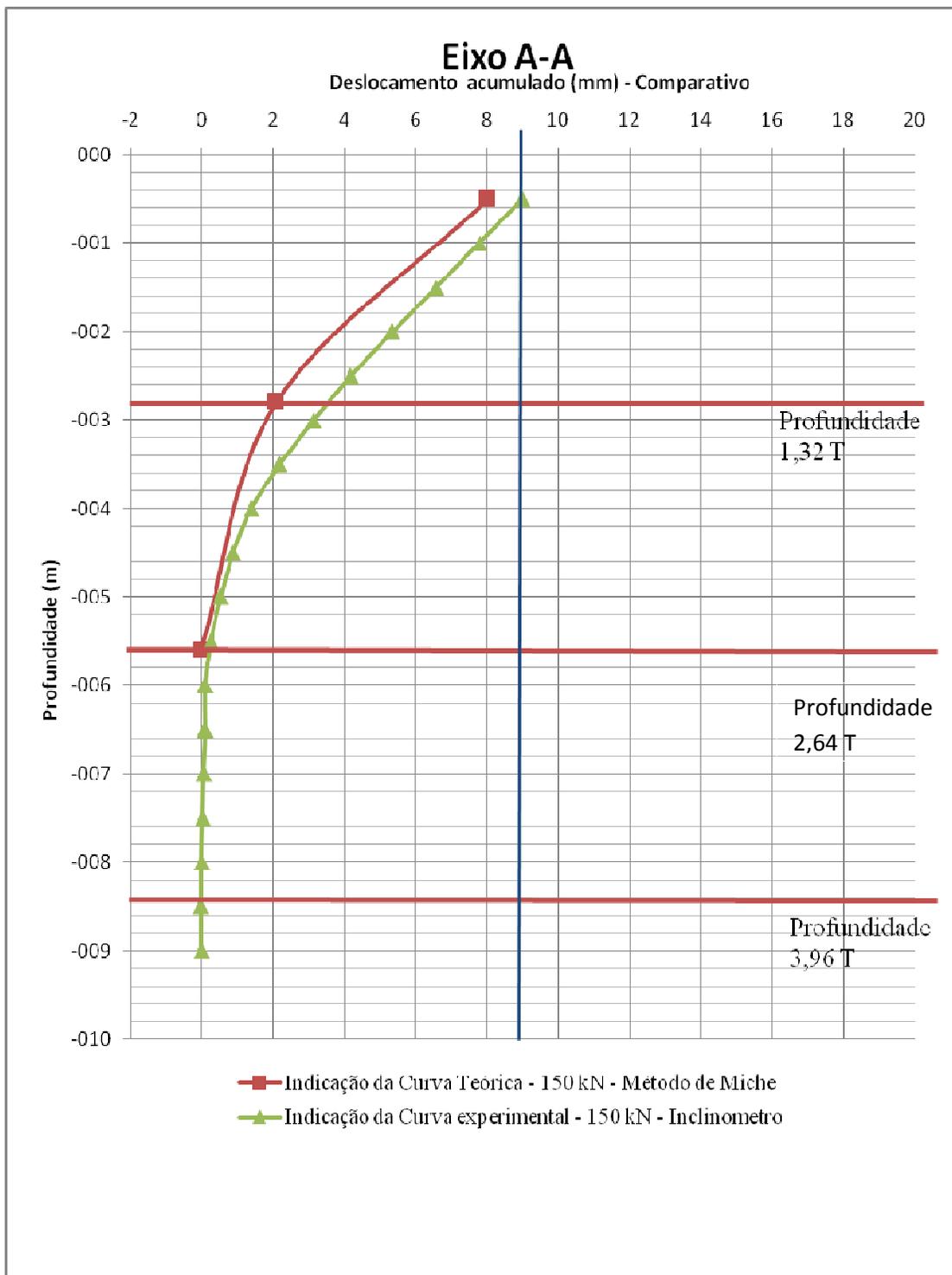


Figura. 10.2 – Comparativo de deslocamento obtido pelo inclinômetro no Eixo A-A e pelo Método de MICHE (1930)

PARÂMETROS DO SOLO

Uma vez que para carregamento horizontal os primeiros metros de solo têm grande influência, é importante sua correta caracterização geotécnica, em termos de porosidade, resistência e colapsividade.

Neste trabalho, os ensaios laboratoriais do solo para obtenção de seus parâmetros foram de grande importância, indicando um solo de alta porosidade, colapsível e classificando-o como areia siltosa enquanto a classificação táctil-visual da sondagem SPT indicou uma argila siltosa.

COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

É importante a determinação do coeficiente de reação horizontal para cada tipo de solo, evitando-se generalizações.

O coeficiente de reação horizontal encontrado foi de 12 MN/m^3 , valor maior do que quando comparado com a literatura, que foi de 2,2 a $2,6 \text{ MN/m}^3$, mas semelhante aos outros resultados obtidos para fundações em estacas (Feagri - Unicamp).

INUNDAÇÃO DO SOLO COLAPSÍVEL

A verificação da colapsividade do solo e também a análise da possibilidade de ocorrência de saturação ou grande variação de umidade durante a vida da obra é fundamental importância na determinação de parâmetros de projeto.

Encontraram-se cargas com solo pré-inundado, para atingir deslocamentos de 12 mm, em média 3 vezes menores do que a carga com o solo na umidade natural.

Com relação ao coeficiente de reação, n_h , os valores com o solo pré-inundado foram em cerca de 50% menores que os do solo natural.

VALORES DE DEFORMAÇÃO

Para a carga admissível estrutural do tubulão a carregamento horizontal que pode ser admitida em 150 kN, o deslocamento horizontal na cabeça do tubulão é de cerca de 9 mm, compatível deslocamentos admissíveis de estruturas convencionais.

O método de MICHE (1930) mostrou-se apropriado neste trabalho para o cálculo de deslocamento horizontal na cabeça do tubulão e na identificação do deslocamento nulo em profundidade.

Esta afirmação é válida desde que se utilize o coeficiente de reação adequado para cada tipo de solo.

O modelo de inclinômetro mostrou-se adequado para o fim que se pretendia.

Os medidores de deformação implantados (strain gages) não registraram dados possíveis de análise.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBIERO, J. H.; CINTRA J. C. A. **Análise e Projeto de Fundações Profundas: Tubulões e Caixões**. Fundação: Teoria e Prática, Hachich et al. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo. Cap. 8.2. p. 302-327. 1996.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do Comportamento de Estaca Pré-Moldada de Pequeno Diâmetro, Instrumentada, em Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas**. Dissertação de Mestrado. FEAGRI. Unicamp. 1996. 170 p.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP. 2001. 260 p.

ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. **Lateral Load Tests on Piles – Arkansas River Project**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 96, nº SM5, 1970, p. 1583-1604.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. São Paulo. Edgar Blücher. 1989. 169 p.

ALONSO, U. R. **Recomendação para Realização de prova de Carga Horizontal em Estacas de Concreto Armado**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, VIII. 1986. Anais... ABMS. Vol. 7, p. 261-276.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **Projeto e Execução de Fundações**. NBR – 6122/96. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **Projeto e Execução de Fundações**. NBR – 6122/2010. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prova de Carga Estática**: NBR 12131/91. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

VITOR DE MELLO, Fundações e elementos estruturais enterrados. Anotações de Apoio às aulas, USP 1974.

BROMS, B. B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils**. JOURNAL OF SOILS MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, SM3. (1964) (b)

BROMS, B. B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils**. JOURNAL OF SOILS MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, SM3. (1964) (a)

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Vol. 2. 3ª Ed. Rio de Janeiro S.A. 1977.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; CLARO, A. T.; FERREIRA, C. V. **Análise de Estaca Carregada Transversalmente no Topo, em Solo Residual de Diabásio**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA. III. 1996. Anais... ABEF/ABMS. São Paulo. Vol 3, p. 90-100

CINTRA, J.C.A. **Uma Análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. 150 p. 1981.

DAVISSON, M. T.; GILL, H. L. **Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 89, nº SM3, may 1963. P. 63-94.

DE BEER, E. E. **Piles Subjected to Static Lateral Loads**. IX ICSMFE. 1977.

DER – Departamento de Estradas de Rodagem, 2004. Disponível em www.der.sp.gov.br, acesso em 10/08/2012.

HETÉNYI, M. **Beams on Elastic Foundation**. University Michigan Press. 1946.

- MASSAD, F.; NIYAMA, S; ALLEONI, N.A.O. (1981) Análise de Provas de Carga Horizontais em Tubulões Executados num solo Laterítico. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, v1, p. 668-682.
- MATLOCK, H.; REESE, L. C. **Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures.** PROC. FIFTH INT. CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Paris, v. 2, p. 91-97. 1961.
- MATLOCK, H.; REESE, L. C. **Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles With Soil Modulus Assumed Proportional to Depth.** Proceedings, 8th Texas Conference on SMFE. 1956.
- MENEZES, S. M.; CARVALHO, D.; SAMPAIO, F. M. T.; RIBEIRO, K. D. **Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal do Solo em Estacas Pré-Moldadas de Concreto Cravadas em Solo de Alta Porosidade.** In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, Vol. 2, p. 507-516. 2004.
- MENEZES, S. M.; CARVALHO, D.; SAMPAIO, F. M. T.; RIBEIRO, K. D. **Provas de Carga Horizontais em Estacas Pré-Moldadas de Concreto Cravadas em Solo de Alta Porosidade.** In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, Vol. 2, p. 500-506. 2004.
- MICHE, R. J. **Investigation of Piles Subject to Horizontal Forces – Application to Quay Walls.** The Journal of the School of Engineering, n4, Giza, Egípt. 1930.
- MIRANDA JÚNIOR, G. **Estacas Submetidas a Esforços Horizontais em Solos Colapsíveis do Interior de São Paulo nas Condições Natural, Melhorada e Inundada.** Campinas, SP. 328 p. 2006.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design.** John Wiley & Sons, New York. 1980.

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Piles Foundations in Engineering Practice**. Rolla. 884 p. 1990.

REESE, L. C.; VAN IMPE, W. F. **Single Piles and Piles Groups Under Lateral Loading**. Rotterdam. Balkema. 463 p. 2001.

WELCH, ROBERT C. & REESE, LYMON C. “Lateral Load Behavior of Drilled Shafts”. Research Report number 89-10, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, 1972.

RICCI, F. **Análise de Estacas Carregadas Transversalmente no Topo, com Ênfase na Influência da Variação da Rigidez Flexional**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica – USP. 274 p. 1995.

SAMARA, V. **Análise de Provas de Carga Horizontais em Estacas Metálicas Cravadas na Baixada Santista, Estado de São Paulo**. Revista Solos e Rochas. São Paulo. V9. 1986. P. 11-29.

SKEMTON, A.W. “**The Bearing Capacity of Clays**”, Proceedings... Building Research Congress, Division I. London. 1951.

SHERIF, G. **Elastisch Eingespannte Bauwerke**. Verlag Von Wilhelm Ernst & Sons. 1974.

TERZAGHI, K. **Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction**. Géotechnique, The Institution of Civil Engineers. Londres, v. 5, n. 4. 1955. P. 297-326.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações Volume 2**. Rio de Janeiro. COPPE-UFRJ. 2002

ZAMMATARO, B. B. **Estudo de Comportamento de Estacas Tipo Escavadas e Hélice Contínua Submetidas a Esforços Horizontais**. Tese de Mestrado. Unicamp. 2007.