

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

PRISCILA FEITOSA DE SÁ FERREIRA

ESTACAS SUBMETIDAS A CARGAS LATERAIS

**Recife,
2015**

PRISCILA FEITOSA DE SÁ FERREIRA

ESTACAS SUBMETIDAS A CARGAS LATERAIS

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Universidade Federal de Pernambuco para obtenção do diploma de graduação em Engenharia Civil.

Área de Concentração:

Engenharia Estrutural

Orientador:

Prof. Bernardo Horowitz

Recife,

2015

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

F383e Ferreira, Priscila Feitosa de Sá.
Estacas submetidas a cargas laterais / Priscila Feitosa de Sá Ferreira. - Recife:
O Autor, 2015.
80 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Horowitz.
TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Departamento de Engenharia Civil, 2015.
Inclui Referências e Apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Estacas. 3. Cargas Laterais. 4. Modelo de
Winkler. 5. Curvas p-y. 6. Argilas Moles. 7. Areias. I. Horowitz, Bernardo.
(Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2015-55



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE PERNAMBUCO
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL

CANDIDATO(S): 1 - PRISCILA FEITOSA DE SÁ FERREIRA

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: BERNARDO HOROWITZ

Examinador 1 MAURÍCIO FERNANDO PINHO

Examinador 2 TIAGO ANCELMO DE CARVALHO PIRES

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: ESTACAS SUBMETIDAS A CARGAS LATERAIS

LOCAL: SALA 107 - PRÉDIO CTG

HORÁRIO DE INÍCIO: 10:00

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) argüido(s) oralmente pelos membros da banca, sendo considerado(s):

1)(..) aprovado(s), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito

(X) Sem revisões.

() Com revisões, a serem feitas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias.(o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

2) (..) reprovado(s).

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife, 02 de março de 2015

Orientador:.....

Examinador 1.....

Examinador 2.....

Candidato 1.....

Candidato 2

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e ao meu irmão, por estarem sempre ao meu lado me apoiando e incentivando em todos os momentos que eu precisei.

Ao meu namorado, Alex, pelo grande companheirismo e pelos bons conselhos durante todo este trabalho, que me ajudaram a manter a calma nos momentos mais difíceis.

Ao meu orientador, Prof. Bernardo Horowitz, pela oportunidade de crescimento acadêmico e pelos conhecimentos adquiridos.

Aos meus amigos da Arcus, em especial ao engenheiro Maurício Pinho, pelo ambiente de trabalho agradável, incentivo e crescimento profissional que adquiri em meu estágio.

Aos meus amigos, colegas de curso e todos aqueles que estiveram ao meu lado, torcendo por mim, e que contribuíram de alguma forma para fazer deste trabalho o melhor que ele poderia ser.

RESUMO

Neste trabalho, foi realizado um estudo comparativo entre alguns dos diversos métodos de análise que existem para prever o deslocamento lateral sofrido por estacas submetidas a cargas horizontais. Os métodos utilizados foram os modelos de meio discreto, os quais assimilam o solo a uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear (Modelo de Winkler) ou elástico não-linear (curvas p-y). As comparações foram feitas a partir dos resultados encontrados para dois exemplos de estaca submetida a cargas laterais estudados neste trabalho: um hipotético (em solo arenoso) e outro real (em solo de argila mole). Tais comparações permitiram avaliar se os métodos estudados apresentavam uma boa concordância entre seus resultados e se estes se aproximavam dos resultados reais obtidos a partir de instrumentações. Os resultados obtidos se mostraram bastante satisfatórios. Para o caso hipotéticos, os resultados entre os métodos analisados se mostraram quase coincidentes. Para o exemplo real, os métodos aplicados neste trabalho se apresentaram bastante próximos aos valores medidos em campo.

Palavras-chave: Estacas. Cargas Laterais. Modelo de Winkler. Curvas p-y. Argilas Moles. Areias.

ABSTRACT

In this work, we performed a comparative study of some of the various existing methods of analysis to predict the lateral displacement suffered by piles subjected to horizontal loads. The methods used were the models of discrete medium, which assimilate the soil to a series of independent springs with elastic and linear behavior (Winkler type) or non-linear elastic (p-y curves). Comparisons were made from the results for two examples piles subjected to lateral loads studied in this work: a hypothetical (in sandy soil) and other real (in soil soft clay). These comparisons allowed to assess whether the studied methods showed good agreement between their results and those approaching the actual results obtained from instrumentation. The results obtained were satisfactory. For the hypothetical case, the results between the methods analyzed proved almost identical. For real example, the methods applied in this work were greatly close to the values measured in the field.

Keyword: Piles. Lateral Loads. Winkler Model. P-y Curves. Soft Clays. Sands.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelo de Winkler (GOMES; CORREIA; SANTOS, 1994 apud SANTO, 2008) - Adaptado.....	14
Figura 2 – Esquema do modelo de discretização do solo por meio de molas no SAP	17
Figura 3 – Modelo de discretização pelo método das diferenças finitas	18
Figura 4 – (PFEIL, 1983) Tubulão ou estaca de grande comprimento, parcialmente enterrado:.....	20
Figura 5 - Modelo para uma estaca submetida a carga lateral com curvas p-y (REESE; VAN IMPE, 2001).....	23
Figura 6 - Distribuição das pressões unitárias atuantes na estaca: a) antes do deslocamento b) depois do deslocamento (REESE; VAN IMPE, 2001 - Adaptado) .	24
Figura 7 - Curva p-y típica (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado)	24
Figura 8 - Estaca enterrada no solo (REESE; VAN IMPE, 2001).....	25
Figura 9 - Superfície de falha do solo ao redor da estaca (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado).....	25
Figura 10 - Superfície de falha em maiores profundidades (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado).....	26
Figura 11 - Modelo de curvas p-y para areias (REESE; VAN IMPE, 2001)	28
Figura 12 - Valores dos coeficientes A e B (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado)	29
Figura 13 - Modelo de curva p-y para argila mole com carregamento estático (REESE; VAN IMPE, 2001).....	31
Figura 14 - Dilatômetro de Marchetti (BRIAUD; MIRAN, 1992 apud VIEIRA,1994) ..	33
Figura 15 - Esquema do problema proposto em solo arenoso.....	35
Figura 16 - Deslocamento lateral pelo método das diferenças finitas	37
Figura 17 - Diagrama dos momentos fletores pelo método das diferenças finitas	37
Figura 18 - Modelagem da estaca no SAP, com carregamento concentrado de 3tf e momento concentrado de 12tf.m no topo	38
Figura 19 - Deslocamento lateral da estaca pelo modelo de Winkler (utilizando o programa SAP).....	39
Figura 20 - Diagrama dos momentos fletores pelo modelo de Winkler (utilizando o programa SAP).....	40

Figura 21 - Imagem de referência da equação 32 e da tabela 6 (PFEIL, 1983).....	40
Figura 22 - Comparação dos valores obtidos para o deslocamento lateral da estaca em solo arenoso.....	44
Figura 23 - Comparação entre os valores obtidos para momentos fletores.....	45
Figura 24 - Perfil geotécnico do subsolo do local do acidente (BRAGA, 1998).....	47
Figura 25 - Esquema da escavação (Braga, 1998).....	48
Figura 26 - Esquema da instrumentação da prova de carga (BRAGA, 1998).....	50
Figura 27 - Resultados experimentais do deslocamento lateral da Estaca 1 (BRAGA, 1998).....	52
Figura 28 - Deslocamentos laterais calculado pelo método das diferenças finitas para estaca em argila mole.....	55
Figura 29 - Momentos fletores obtidos pelo método das diferenças finitas para a estaca instrumentada em solo de argila mole.....	56
Figura 30 - Interface do programa LPILE.....	57
Figura 31 - Definição das opções do programa LPILE.....	57
Figura 32 - Definição da estaca e suas propriedades.....	58
Figura 33 - Definição da inclinação da estaca e do terreno.....	58
Figura 34 - Definição das camadas de solo e modelo de curva p-y.....	59
Figura 35 - Definição do peso específico do solo no topo e na extremidade inferior da camada do mesmo.....	59
Figura 36 - Variação de índices físicos com a profundidade para furo próximo à estaca em estudo (BRAGA, 1998).....	60
Figura 37 - Definição da curva p-y para o topo da camada de solo.....	62
Figura 38 - Definição da curva p-y para o final da camada de solo.....	62
Figura 39 - Esquema da modelagem da estaca no LPILE.....	63
Figura 40 - Opções de carregamento da estaca.....	63
Figura 41 - Deslocamentos laterais obtidos pelo método das curvas p-y a partir do programa LPILE para estaca instrumentada em argila mole.....	65
Figura 42 - Momentos fletores obtidos pelo método das curvas p-y a partir do programa LPILE para estaca instrumentada em argila mole.....	65
Figura 43 - Comparativo dos deslocamentos laterais.....	68
Figura 44 - Comparativo entre os momentos fletores.....	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores indicativos do coeficiente de reação lateral do terreno referido à largura total da estaca (PFEIL, 1983).....	16
Tabela 2 - Coeficientes adimensionais (REESE; VAN IMPE, 2001)	29
Tabela 3 - Valores representativos de k para areias (lb/cu in) – (Reese).....	30
Tabela 4 - Valores representativos de ε_{50} (FONTE: Manual Técnico para LPILE Versão 6, ENSOFT, INC.)	31
Tabela 5 - Resultados do problema proposto pelo método das diferenças finitas	36
Tabela 6 - Resultados do problema proposto pelo modelo de Winkler (utilizando o SAP).....	39
Tabela 7 - Valores para o coeficiente K_H " (PFEIL, 1983)	41
Tabela 8 - Valores para o coeficiente K_M " (PFEIL, 1983)	42
Tabela 9 - Resultados do problema proposto pela teoria do comprimento de engastamento virtual	43
Tabela 10 - Comparação dos resultados obtidos para a superfície do terreno (Z=0,0m).....	43
Tabela 11 - Comparação dos valores obtidos para o deslocamento lateral da estaca em solo arenoso.....	45
Tabela 12 - Comparação entre os valores obtidos para momentos fletores	46
Tabela 13 - Deslocamentos laterais medidos da estaca 1 (BRAGA, 1998)	53
Tabela 14 - Dados obtidos pelo método das diferenças finitas para a estaca instrumentada em solo de argila mole.....	54
Tabela 15 - Dados do DMT e das curvas p-y (BRAGA, 1998)	61
Tabela 16 - Dados obtidos pelo modelo de curvas p-y aplicado a partir do programa LPILE para a estaca instrumentada em solo de argila mole	64
Tabela 17 - Comparação dos valores encontrados para a superfície do terreno (Z=0,00m).....	66
Tabela 18 - Resumo dos valores de deslocamento lateral.....	66
Tabela 19 - Resumo dos momentos fletores.....	67

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
2	MÉTODO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL	14
2.1	EQUAÇÃO DIFERENCIAL.....	15
2.2	REAÇÃO DO TERRENO.....	15
2.3	MODELAGEM EM SOFTWARE.....	17
2.4	MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS	18
2.5	MÉTODO DO COMPRIMENTO DE ENGASTAMENTO VIRTUAL	19
3	MÉTODO DAS CURVAS P-Y	22
3.1	DEFINIÇÃO DAS CURVAS P-Y.....	22
3.1.1	Definição de p e de y	23
3.1.2	A curva p-y típica	24
3.2	MODELOS DE CURVAS	27
3.2.1	Curvas p-y para areias	27
3.2.2	Curvas p-y para argilas moles	31
3.3	UTILIZAÇÃO DO DILATÔMETRO.....	32
3.4	O <i>SOFTWARE</i> COMERCIAL LPILE.....	34
4	RESULTADOS	35
4.1	EXEMPLO SINTÉTICO DE UMA ESTACA EM SOLO ARENOSO.....	35
4.1.1	Método das diferenças finitas	36
4.1.2	Utilização do <i>software</i> SAP2000 (Modelo de Winkler)	38
4.1.3	Teoria do comprimento de engastamento virtual	40
4.1.4	Comparação dos resultados	43
4.2	EXEMPLO REAL DE UMA ESTACA INSTRUMENTADA COM SOLO DE ARGILA MOLE	46
4.2.1	Características da estaca instrumentada	48
4.2.2	Escavação da camada de aterro	48
4.2.3	Prova de carga lateral	49
4.2.4	Carregamento aplicado	49
4.2.5	Procedimentos da carga de prova	50
4.2.6	Cálculo dos deslocamentos laterais	51

4.2.7	Resultados experimentais	51
4.2.8	Modelagem do problema por diferenças finitas	54
4.2.9	Modelagem do problema utilizando o programa LPILE	56
4.2.10	Comparação dos resultados	66
5	CONCLUSÕES	69
	REFERÊNCIAS	70
	APÊNDICE A	72
	APÊNDICE B	79

1 INTRODUÇÃO

As estacas, na maioria de suas aplicações corriqueiras, estão submetidas a cargas essencialmente axiais. Em muitas obras de construção civil, entretanto, a superestrutura também está sujeita a esforços horizontais consideráveis, os quais são transmitidos para o nível de fundação, dando origem a esforços horizontais e momentos concentrados nas estacas.

Essas ações podem ter diversas origens, entre elas: vento, movimentos sísmicos, empuxo de terras, frenagem de veículos, ondas do mar, variação térmica, entre outros. Dentre as obras em que se observam consideráveis esforços horizontais, encontram-se as turbinas eólicas, pontes, plataformas de petróleo, blocos de ancoragem de adutoras e edifícios altos.

Na elaboração do projeto de tais estruturas, é de grande importância o conhecimento do deslocamento lateral que a estaca irá sofrer, uma vez que o critério limite no projeto estrutural poderá ser, muitas vezes, a máxima deflexão admissível ao elemento, e não a carga máxima que o mesmo suporta.

Existem diversos métodos de análise que foram desenvolvidos para se estimar o deslocamento de estacas submetidas a cargas laterais. Em praticamente todos esses métodos, a estaca é assimilada a uma peça linear caracterizada por uma dada rigidez à flexão EI . A diferença principal entre tais métodos está na modelação do solo envolvente. Essa modelação pode ser feita através de modelos de meio contínuo e de modelos de meio discreto.

Na modelação de meio contínuo, leva-se em conta a natureza contínua do solo. Neste método, devido ao surgimento de computadores cada vez mais eficientes, tornou-se possível uma abordagem mais geral do problema, através da aplicação de formulações tridimensionais, permitindo analisar o efeito de interação num grupo de estacas. É possível também, neste modelo, simular a interface solo-estaca e admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo envolvente.

Na modelação de meio discreto, o solo é assimilado a uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear (modelo de Winkler) ou elástico não-linear (curvas $p-y$). A natureza contínua do solo é, portanto, ignorada e a reação

do solo na estaca em um determinado ponto é relacionada apenas com a deflexão neste mesmo ponto.

Neste trabalho, serão abordados apenas os modelos de meio discreto. Estes modelos, apesar de apresentarem uma análise mais simplificada e se basearem em sua maioria em parâmetros e dados de experiência empírica, possuem a grande vantagem de serem aplicados com facilidade e necessitarem de uma quantidade menor de informações para resolução do problema. São largamente utilizados na prática e têm sido objeto de sucessivos refinamentos.

O objetivo deste trabalho está no estudo e comparação dos resultados obtidos a partir dos métodos de análise que envolvem o modelo de Winkler (comportamento linear da mola) e o modelo das curvas p-y (comportamento não linear), baseados em um exemplo analítico (solo arenoso) e um exemplo real (argila mole), onde são conhecidos todos os parâmetros do solo necessários à aplicação dos métodos.

2 MÉTODO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

O modelo do meio discreto baseado no conceito do coeficiente de reação foi proposto por Winkler em 1867. Neste modelo, também conhecido por Modelo de Winkler, o solo é assimilado por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear. Segundo ele, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos.

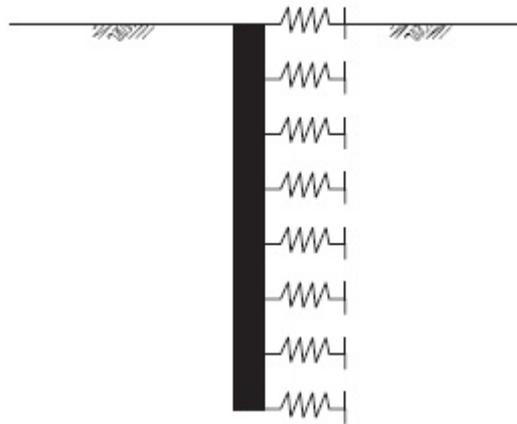


Figura 1 - Modelo de Winkler (GOMES; CORREIA; SANTOS, 1994 apud SANTOS, 2008) - Adaptado

A rigidez dessas molas é caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo, constante essa designada por coeficiente de reação horizontal (k_h). Este é assim definido como sendo a pressão necessária para provocar um deslocamento unitário, sendo sua unidade força/comprimento³.

O seu modelo de cálculo consiste em assimilar a estaca a uma peça linear (viga) apoiada num meio elástico. Em geral, a influência do esforço normal na estaca é desprezada. A equação diferencial que rege o comportamento dessa viga é bem conhecida da Resistência dos Materiais e será descrita a seguir.

2.1 EQUAÇÃO DIFERENCIAL

No tratamento elástico, designando-se q a carga lateral exercida pelo terreno sobre a estaca, pode-se escrever uma equação diferencial, obtida da expressão da linha elástica em Resistência dos Materiais (PFEIL, 1983):

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + N \frac{d^2 y}{dz^2} + q = 0 \quad (1)$$

Onde,

E = módulo de elasticidade do material da estaca ou tubulão

I = momento de inércia da seção transversal da estaca ou tubulão

N = carga axial

q = carga transversal

y = deslocamento

Neste trabalho, não houve a consideração de carga axial nem a análise de efeitos de segunda ordem na estaca. Logo, a fórmula utilizada resumiu-se a:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + q = 0 \quad (2)$$

A solução da equação acima dependerá da lei de variação adotada para a carga lateral do terreno, a qual será tratada em seguida.

2.2 REAÇÃO DO TERRENO

A lei de variação da carga lateral do terreno é essencialmente empírica, dependendo de diversos parâmetros, como o deslocamento lateral da estaca, profundidade, tipo e velocidade de carregamento, número de aplicação de cargas, etc.

Neste modelo, que se aplica aos casos mais correntes da prática, a carga lateral do terreno q é admitida proporcional ao deslocamento transversal y da estaca a uma certa profundidade. Sua representação é dada pela seguinte fórmula (PFEIL, 1983):

$$q = k_h \cdot z \cdot y \quad (3)$$

Onde,

k_h = coeficiente de reação horizontal do terreno

z = profundidade

y = deslocamento lateral da estaca na profundidade z

O coeficiente de reação do terreno é determinado em ensaios de carga horizontais de estacas e tubulões. É possível verificar na interpretação de resultados a maior ou menor concordância dos valores experimentais com os valores calculados, admitindo-se uma certa lei para a carga lateral.

A tabela abaixo mostra alguns valores típicos para o coeficiente de reação horizontal (k_h) de acordo com o tipo de solo:

Tabela 1 - Valores indicativos do coeficiente de reação lateral do terreno referido à largura total da estaca (PFEIL, 1983)

Tipo de Solo	Nº de golpes do amostrador padrão (N_{spt})	Kh (tf/m ³)	
		Solo seco ou úmido	Solo submerso
Areia média	5 - 10	250	150
Areia compacta	10 - 25	700	500
Areia muito compacta	> 25	2000	1250
Areia fofa, carga estática	5		100
Areia fofa, carga cíclica	< 5		40
Argila muito mole, carga estática	< 2	50	
Argila muito mole, carga cíclica	< 2	30	
Silte orgânico fofo	< 3	30	
Argila mole	2 - 4	100	
Argila média	4 - 10	250	

Substituindo a eq.(3) na eq.(2), tem-se a forma final da expressão com a qual este estudo irá trabalhar:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot z \cdot y = 0 \quad (4)$$

A solução exata para esta equação diferencial pode ser bastante complexa e difícil. Para fins práticos, contudo, uma solução aproximada e mais simples é mais conveniente. Neste trabalho, foram adotados três métodos diferentes para resolver a equação: discretização do solo por meio de molas em um software de análise de estruturas, método das diferenças finitas e teoria do engastamento virtual.

2.3 MODELAGEM EM SOFTWARE

Um dos métodos analisados neste trabalho para resolução da eq.(4) foi a modelagem da estaca e do solo envolvente em um programa de análise tridimensional de estruturas, SAP, que permite a utilização de análises lineares e não-lineares estáticas e dinâmicas.

Foram introduzidas, neste programa, todas as características necessárias para definição da estaca (diâmetro, material, módulo de elasticidade, momento de inércia, comprimento total) e das molas (constante elástica).

O cálculo da constante elástica da mola (K) foi feito com base no valor do coeficiente de reação horizontal do solo em questão (k_h) e na profundidade em que a mola se encontrava (z), considerando uma área de influência de um metro de largura. No exemplo, foi considerada uma mola para cada metro de profundidade.

$$K = k_h \cdot z \cdot 1m \quad (5)$$

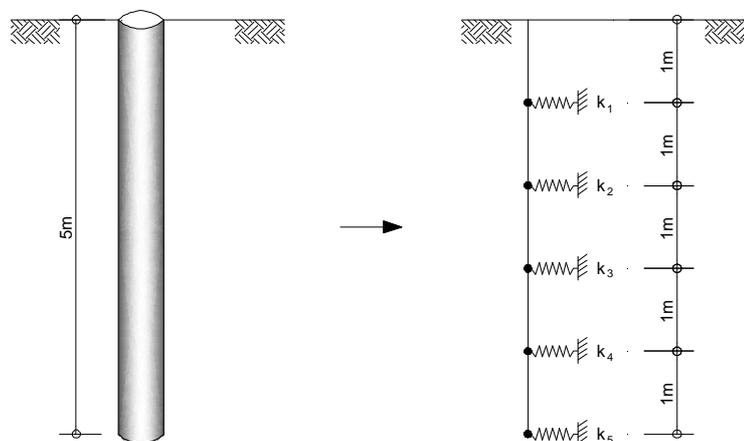


Figura 2 – Esquema do modelo de discretização do solo por meio de molas no SAP

2.4 MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

Soluções para a eq.(4) podem ser obtidas tanto analiticamente quanto numericamente. Soluções analíticas estão disponíveis de maneira conveniente apenas para o caso do coeficiente de reação do terreno ser constante ao longo da estaca. Para outras distribuições, contudo, as soluções são obtidas de maneira mais conveniente a partir de um método numérico, como o Método das Diferenças Finitas.

No método das diferenças finitas, a equação diferencial que governa o fenômeno em estudo é substituída por uma equação algébrica, a qual relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores de quatro pontos vizinhos. A equação em estudo escrita na forma algébrica é a seguinte (POULOS; DAVIS, 1980):

$$E_P I_P \left[\frac{y_{i-2} - 4y_{i-1} + 6y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2}}{\delta^4} \right] + (k_h \cdot z_i \cdot y_i) = 0 \quad (6)$$

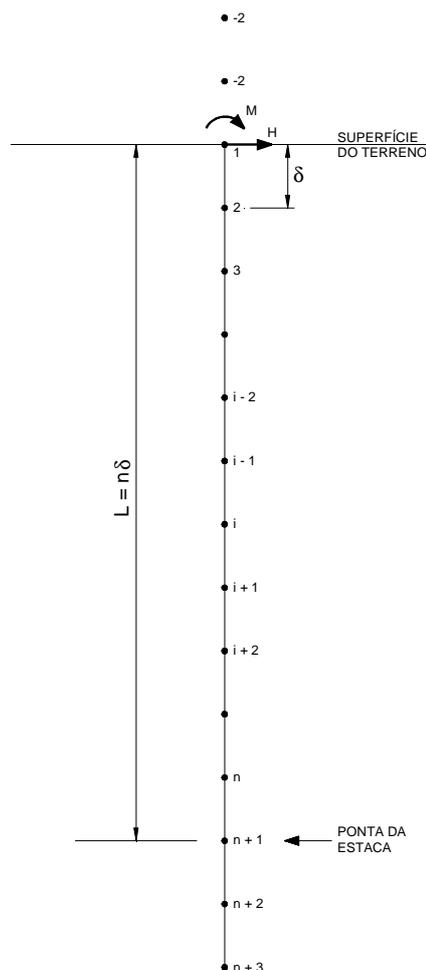


Figura 3 – Modelo de discretização pelo método das diferenças finitas

A aplicação dessa expressão leva a um sistema de n equações com $n+4$ incógnitas, sendo estas obtidas a partir das condições de equilíbrio no topo e na base da estaca. No topo da estaca, considerada livre, tem-se (POULOS; DAVIS, 1980):

$$\text{Cortante} = E_P I_P \left(\frac{d^3 y}{dz^3} \right) \quad (7)$$

$$\text{Momento Fletor} = E_P I_P \left(\frac{d^2 y}{dz^2} \right) \quad (8)$$

Sendo H e M , respectivamente, o esforço cortante e o momento fletor atuantes no topo da estaca (consideradas ao nível do terreno) e reescrevendo as equações (7) e (8) pelo método das diferenças finitas, segue:

$$-y_{-2} + 2y_{-1} - 2y_2 + y_3 = \frac{HL^3}{E_P I_P n^3} \quad (9)$$

$$y_2 - 2y_1 + y_{-1} = \frac{ML^2}{E_P I_P n^2} \quad (10)$$

Onde,

L = comprimento enterrado da estaca

n = número de intervalos considerados

Na base da estaca, considerada flutuante, tem-se que não há momento fletor aplicado nem esforço cortante. Dessa forma,

$$-y_{n-1} + 2y_n - 2y_{n+2} + y_{n+3} = 0 \quad (11)$$

$$y_n - 2y_{n+1} + y_{n+2} = 0 \quad (12)$$

Para a resolução do sistema de equações resultante, foi elaborada uma rotina de cálculo no programa *Mathcad14*.

2.5 MÉTODO DO COMPRIMENTO DE ENGASTAMENTO VIRTUAL

Um método bastante simples para análise do deslocamento de estacas de grande comprimento enterrado submetidas a esforços horizontais é o método do comprimento de engastamento virtual.

Neste método, Davisson e Robinson (1965) apud Pfeil (1983) demonstraram, através de soluções comparativas, que um tubulão ou estaca de grande comprimento enterrado pode ser considerado como uma coluna engastada a uma certa profundidade para o cálculo das solicitações internas e para a verificação à flambagem.

No esquema simplificado, o tubulão ou estaca é suposto livre da reação horizontal do terreno e engastado na profundidade $1,8L_0$, onde L_0 é o comprimento elástico dado pela fórmula:

$$L_0 = \sqrt[5]{\frac{EI}{k_h}} \quad (13)$$

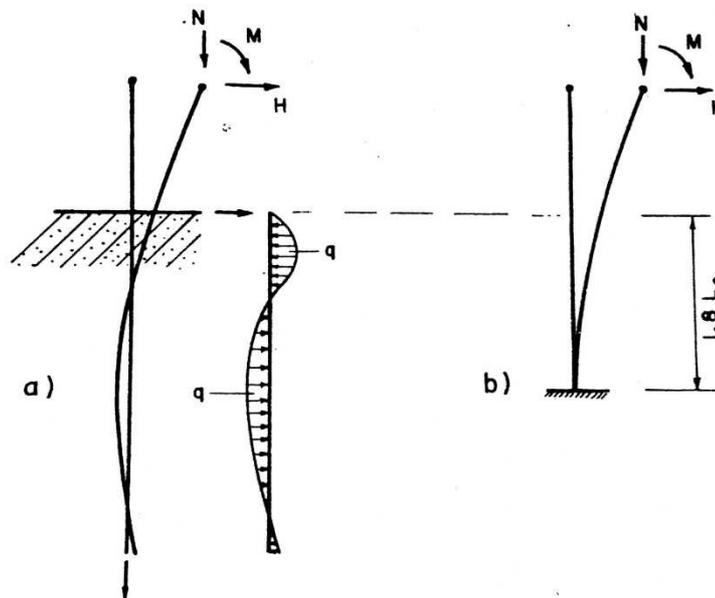


Figura 4 – (PFEIL, 1983) Tubulão ou estaca de grande comprimento, parcialmente enterrado:

- Deformação transversal do fuste do tubulão, com diagrama de cargas transversais q , resultante das pressões laterais do terreno;
- Situação ideal para análise, considerando-se o tubulão engastado na profundidade de $1,8L_0$ e abstraindo-se da contenção lateral do terreno.

Os estudos teóricos mencionados acima foram feitos para um tubulão infinitamente longo. Verifica-se que o esquema simplificado, ilustrado na figura 4, pode ser usado no caso de estacas ou tubulões com um comprimento enterrado finito L , suficientemente longo, obedecendo à condição:

$$L > 4L_0 \quad (14)$$

O deslocamento é encontrado, neste método, a partir de tabelas elaboradas por Reese e Matlock, 1956. Nestas soluções, a influência das pressões verticais é desprezada, na base do tubulão, sobre o equilíbrio dos esforços horizontais e momentos. No caso de estacas ou tubulões longos, essa influência é realmente pequena, podendo ser desprezada (PFEIL, 1983).

3 MÉTODO DAS CURVAS P-Y

O método das curvas p-y se desenvolveu principalmente na década de 1950, impulsionado pela indústria petrolífera, quando esta se deparou com o dimensionamento de estacas para suas plataformas de petróleo em alto mar, onde estariam sujeitas a cargas horizontais excepcionalmente grandes devido à força das ondas e do vento.

O desenvolvimento do método nesta década só foi possível graças a duas inovações tecnológicas que ocorreram na época: o desenvolvimento de computadores, que facilitaram a resolução das equações diferenciais de quarta ordem da resistência dos materiais; e o desenvolvimento de aparelhos medidores de tensão com leitura remota, facilitando a obtenção de dados de campo sobre a resposta do solo ao carregamento (POULOS; DAVIS, 1980).

O uso deste método se estendeu para o dimensionamento de fundações em terra firme e tem sido usado com sucesso para o dimensionamento de estacas. Pesquisas continuam sendo feitas para melhoramento deste método, particularmente para implementar sua aplicação em vários solos especiais.

3.1 DEFINIÇÃO DAS CURVAS P-Y

No método das curvas p-y, o solo ao redor da estaca é substituído por uma série de mecanismos indicando que a resistência do solo (p) é uma função não linear do deslocamento lateral da estaca (y). Para uma dada profundidade (x) ao longo da estaca, existe uma curva p-y que representa o comportamento do solo nessa profundidade.

Na Figura 5 temos um modelo para uma estaca submetida a carga lateral com curvas p-y. Os mecanismos (representados pelas molas no desenho), e as curvas p-y correspondentes que representam o seu comportamento, estão largamente espaçados no esquema, mas são considerados bem próximos na análise.

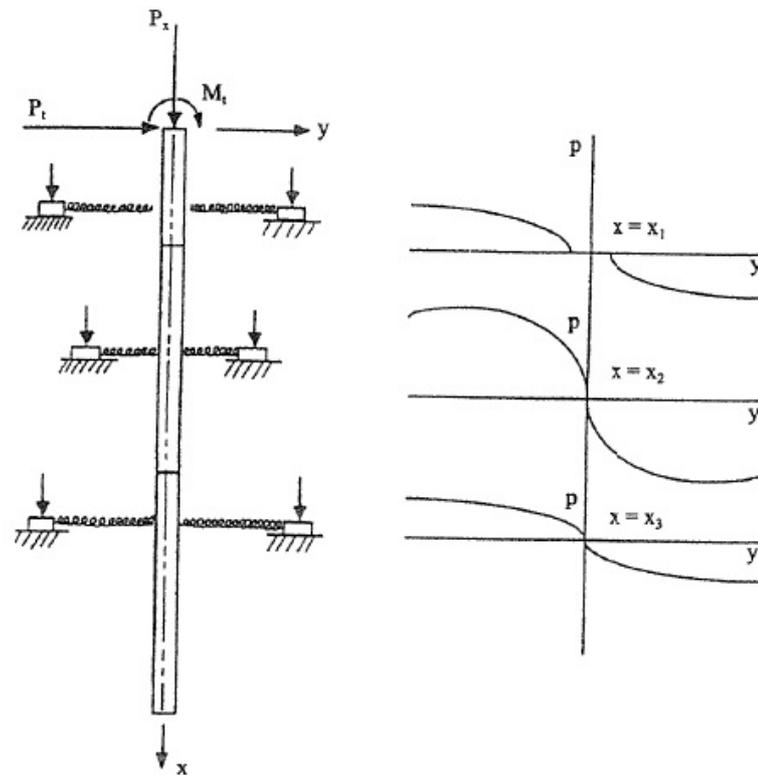


Figura 5 - Modelo para uma estaca submetida a carga lateral com curvas p-y (REESE; VAN IMPE, 2001)

Como mostrado na Figura 5, o carregamento é referido apenas em duas dimensões, ou seja, nenhum torsor ou momento fletor fora do plano é considerado. As linhas horizontais ao longo da estaca representam que a mesma pode ser considerada com seções variando em seu comprimento. Pode-se destacar ainda que as curvas p-y são totalmente variáveis de acordo com a distância x ao longo da estaca e o deslocamento lateral y da mesma. A curva $x = x_1$ foi desenhada para indicar que a estaca pode se deslocar uma certa distância sem que haja resistência do solo (REESE; VAN IMPE, 2001).

3.1.1 Definição de p e de y

Considerando-se uma estaca enterrada perfeitamente na vertical e sem momento aplicado, tem-se na Figura 6(a) a representação da distribuição dos esforços normais à parede desta estaca (distribuição uniforme). Se for dado um certo deslocamento lateral y à estaca, a distribuição dos esforços sofrerá alteração e terá uma configuração como a mostrada no item b.

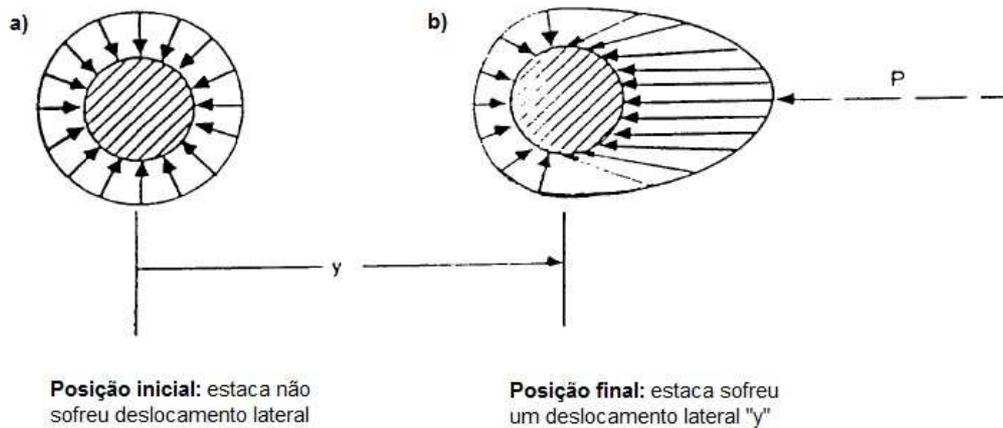


Figura 6 - Distribuição das pressões unitárias atuantes na estaca: a) antes do deslocamento b) depois do deslocamento (REESE; VAN IMPE, 2001 - Adaptado)

Na situação b, a pressão na parte de trás da estaca deverá diminuir e a pressão na parte da frente deverá aumentar. Fazendo uma integração desta distribuição dos esforços ao redor da seção da estaca, resulta numa reação p que atua na direção oposta a y . A unidade de p é força por unidade de comprimento ao longo da estaca (REESE; VAN IMPE, 2001).

3.1.2 A curva p-y típica

A Figura 7 mostra uma curva p-y típica, desenhada no primeiro quadrante apenas por conveniência. A curva é apenas um membro de uma família de curvas que representam a resistência do solo (p) como uma função da profundidade (z).

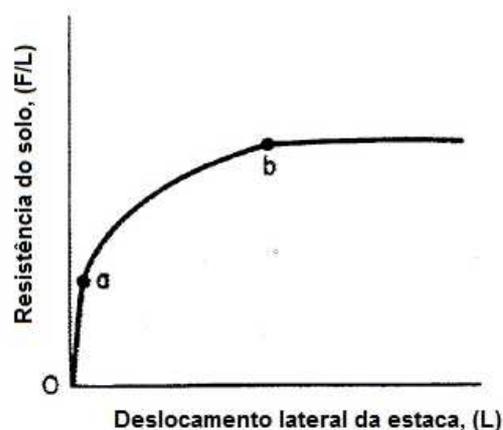


Figura 7 - Curva p-y típica (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado)

O primeiro trecho da curva (ramo $o-a$) representa o comportamento elástico do solo. O segundo trecho (ramo $a-b$) representa a fase de transição curva. O ponto b caracteriza a resistência última do solo.

A resistência última ao movimento lateral (p_u) do solo irá variar de ponto para ponto. Para as regiões próximo à superfície do terreno (seção A na Figura 8), a resistência última é dada a partir da modelagem indicada na Figura 9.

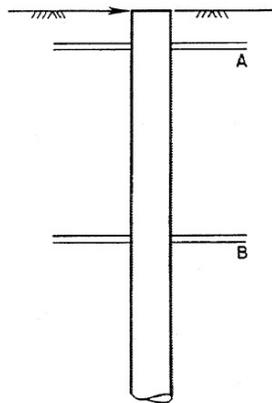


Figura 8 - Estaca enterrada no solo (REESE; VAN IMPE, 2001)

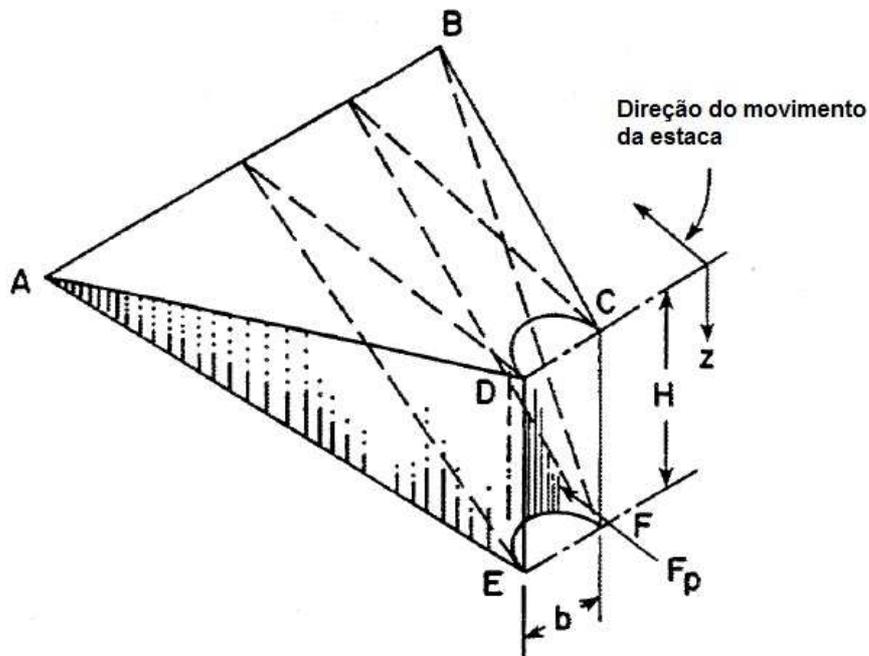


Figura 9 - Superfície de falha do solo ao redor da estaca (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado)

Ao se deslocar, a estaca move junto com ela uma parcela do solo ao seu redor. Essa movimentação é representada na fatia de solo, ilustrada na Figura 9, que se moveu para cima e para longe da estaca.

A superfície do terreno é representada pelo plano ABCD, e o solo em contato com a estaca é representado pela superfície CDEF. Se o solo foi movimentado na direção indicada, a falha do solo por cisalhamento vai ocorrer nos planos ADE, BCF e AEFB.

A força horizontal que resulta contra a estaca pode ser dada como a soma das componentes de força horizontais nas superfícies de escorregamento, levando em consideração a força de gravidade atuante na fatia de solo.

Para um dado valor de H, assume-se que o valor da força horizontal atuante na estaca é F_{P1} . Se uma segunda computação é feita com a profundidade da fatia aumentada de ΔH , a força horizontal será F_{P2} . O valor de P_u para a profundidade z onde z é aproximadamente igual a $(2H + \Delta H)/2$ pode ser dada como:

$$(p_u)_z = \frac{(F_{p2} - F_{p1})}{\Delta H} \quad (15)$$

Para o caso das areias, o valor de P_u na superfície deve ser igual a zero, uma vez que o peso da fatia é zero. Já para as argilas, este valor será maior do que zero devido à coesão, a qual, independente da sobrecarga no terreno, irá gerar uma força horizontal (REESE; VAN IMPE, 2001).

Para as regiões mais distantes da superfície do terreno, caracterizadas pela seção B da Figura 8, a superfície de ruptura admite um formato mais complexo, o que torna o valor de P_u de difícil obtenção (embora possam ser desenvolvidas algumas expressões para estimar o seu valor).

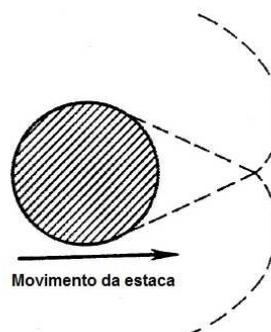


Figura 10 - Superfície de falha em maiores profundidades (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado)

3.2 MODELOS DE CURVAS

A previsão de curvas p-y tem sido desenvolvida com base em estudos de várias naturezas, as quais podem ser baseadas em:

- Ensaios de carga de estacas de verdadeira grandeza;
- Ensaios de carga em modelo reduzido;
- Ensaios *in situ* (ensaio pressiométrico, ensaio dilatométrico, ensaio de placa);
- Correlações empíricas com base em ensaios laboratoriais

Os métodos baseados em correlações empíricas entre ensaios laboratoriais e o traçado das curvas p-y têm sido os mais utilizados na prática. O pressuposto destes métodos é o de que é possível correlacionar a relação tensão-deformação obtida nos ensaios laboratoriais de caracterização do solo com a relação p-y da estaca (Santos, 1999 apud Abreu, 2014).

Neste trabalho, será analisada apenas a obtenção das curvas p-y baseadas em ensaios de carga, aplicada em dois tipos de solos: areias e argilas moles (as quais serão de maior interesse para este estudo).

3.2.1 Curvas p-y para areias

O método aqui apresentado foi proposto por Reese et al. 1974, e se baseia em ensaios de campo de verdadeira grandeza realizados em Mustang Island, Texas (Cox, Reese, e Grubbs 1974). Os ensaios foram realizados com duas estacas metálicas tubulares enterradas em areia, submetidas a cargas laterais.

O seguinte procedimento é indicado para carregamentos de curta duração ou cíclicos e o modelo das curvas obtidas está ilustrado na Figura 11.

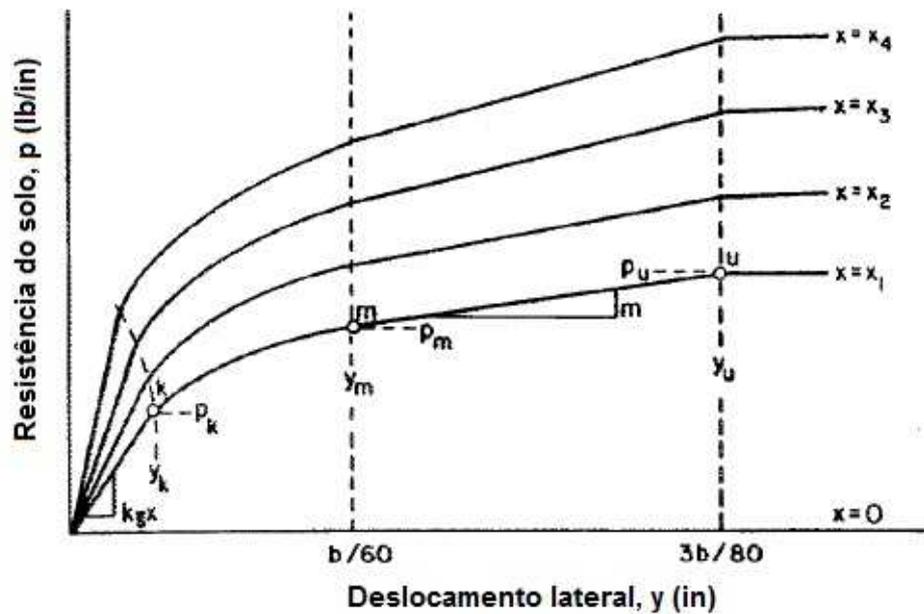


Figura 11 - Modelo de curvas p-y para areias (REESE; VAN IMPE, 2001)

Os parâmetros necessários para o traçado da curva p-y em areias são o ângulo de atrito interno (ϕ), o peso específico do solo (γ) e o diâmetro da estaca (b). Com eles, são feitas as seguintes computações preliminares:

$$\alpha = \frac{\phi}{2} ; \beta = 45 + \frac{\phi}{2} ; K_o = 0.4 \quad (16)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) ; K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

O valor da resistência última do solo por unidade de comprimento da estaca é dado pelo menor dos dois valores resultantes das expressões abaixo, onde x é a profundidade abaixo do nível do terreno:

$$p_{st} = \gamma b^2 \left[S_1 \left(\frac{x}{b} \right) + S_2 \left(\frac{x}{b} \right)^2 \right] \quad (17)$$

$$p_{sd} = \gamma b^2 \left[S_3 \left(\frac{x}{b} \right) \right] \quad (18)$$

$$p_s = \text{mín}(p_{st}; p_{sd}) \quad (19)$$

Os valores de S_1 , S_2 e S_3 são função apenas de ϕ , podendo ser retirados a partir de tabelas.

Tabela 2 - Coeficientes adimensionais (REESE; VAN IMPE, 2001)

Coeficientes adimensionais para curvas p-y em areias				
ϕ (graus)	S_1	S_2	S_3	x/b
25,0	2,05805	1,21808	15,68459	11,18690
26,0	2,17061	1,33495	17,68745	11,62351
27,0	2,28742	1,46177	19,95332	12,08526
28,0	2,40879	1,59947	22,52060	12,57407
29,0	2,53509	1,74906	25,43390	13,09204
30,0	2,66667	1,91170	28,74513	13,64147
31,0	2,80394	2,08866	32,51489	14,22489
32,0	2,94733	2,28134	36,81400	14,84507
33,0	3,09733	2,49133	41,72552	15,50508
34,0	3,25442	2,72037	47,37702	16,20830
35,0	3,41918	2,97045	53,79347	16,95848
36,0	3,59222	3,24376	61,20067	17,75976
37,0	3,77421	3,54280	69,72952	18,61673
38,0	3,96586	3,87034	79,57113	19,53452
39,0	4,16799	4,22954	90,95327	20,51883
40,0	4,38147	4,62396	104,14818	21,56704

Escolhida a profundidade em que se deseja obter a curva p-y, é possível determinar os pontos m e u da curva mostrada na Figura 11 a partir das equações abaixo, cujos coeficientes são retirados da Figura 12:

$$y_u = \frac{3b}{80} \rightarrow p_u = \bar{A}_s \cdot p_s \text{ ou } p_u = \bar{A}_c \cdot p_s \quad (20)$$

$$y_m = \frac{b}{60} \rightarrow p_m = B_s \cdot p_s \text{ ou } p_m = B_c \cdot p_s \quad (21)$$

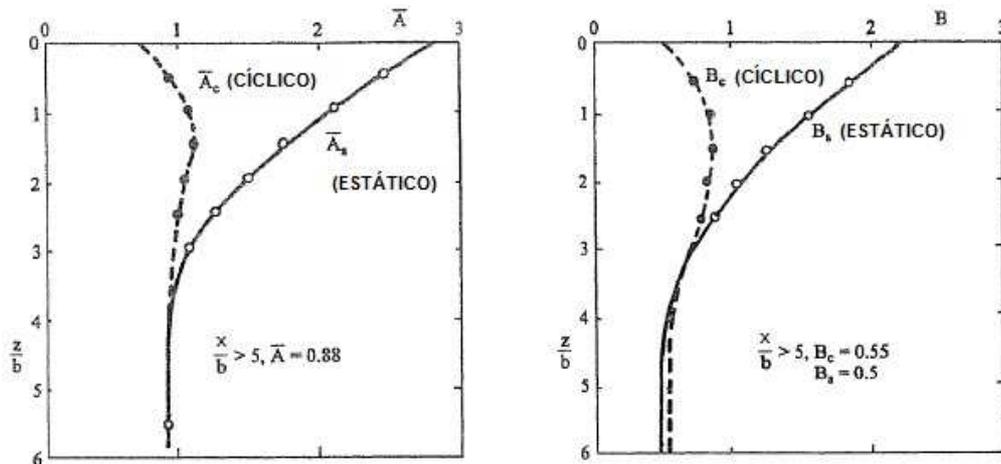


Figura 12 - Valores dos coeficientes A e B (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado)

De y_m a y_u , a curva p - y é constituída por um trecho retilíneo de inclinação m , definida pela expressão 22. Para deslocamentos superiores a y_u , a reação do solo é constante.

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (22)$$

O trecho entre os pontos k e m é parabólico, cuja equação encontra-se descrita a seguir.

$$p = \bar{C} \cdot y^{1/n} \quad (23)$$

Onde,

$$n = \frac{p_m}{m \cdot y_m} \quad (24)$$

$$\bar{C} = \frac{p_m}{(y_m)^{1/n}} \quad (25)$$

Na porção inicial da curva, remanescente, tem-se um trecho linear cuja expressão é dada em 26, que vai da origem até o ponto p_k , cuja abscissa é expressa em 27. O valor de k pode ser retirado da Tabela 3.

$$p = (kx)y \quad (26)$$

$$y_k = \left(\frac{\bar{C}}{kx} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (27)$$

Tabela 3 - Valores representativos de k para areias (lb/cu in) – (Reese)

	Densidade Relativa		
	abaixo de 35%	de 35% a 65%	acima de 65%
k recomendado para areias abaixo do nível de água	20	60	125
k recomendado para areias acima do nível de água	25	90	225

Com isto, todos os pontos da curva p - y para areias encontram-se definidos.

3.2.2 Curvas p-y para argilas moles

Este método, proposto por Reese, se baseia em análises de resultados de ensaios de campo com estacas instrumentadas, realizadas em argilas próximas ao Lago Austin, Texas, por Matlock (1970).

Para o traçado da curva, os parâmetros necessários são a coesão não drenada do solo (c) e o peso específico (γ'). É interessante se obter também o valor de ϵ_{50} , que é a deformação para 50% da resistência última. Se não houver curvas tensão-deformação disponíveis, pode-se utilizar os valores de ϵ_{50} recomendado de tabelas, como os mostrados na tabela 4.

Tabela 4 - Valores representativos de ϵ_{50} (FONTE: Manual Técnico para LPILE Versão 6, ENSOFT, INC.)

Consistência da argila	ϵ_{50}
Mole	0,020
Média	0,010
Rija	0,005

A curva p-y para argilas moles sujeitas a carga estática tem a forma mostrada na figura 13. A eq.(28) descreve o comportamento da curva, válida até o ponto de abscissa $8y/y_{50}$. Após esse ponto, o valor de p permanece constante.

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (28)$$

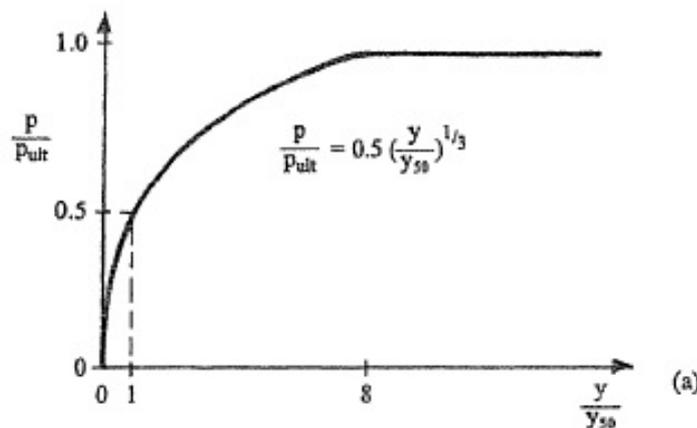


Figura 13 - Modelo de curva p-y para argila mole com carregamento estático (REESE; VAN IMPE, 2001)

O valor de p_u é dado pelo menor dos dois valores das equações (29) e (30), e o valor de y_{50} é dado pela form.(31).

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma'}{c} x + \frac{J}{b} x \right] cb \quad (29)$$

$$p_u = 9cb \quad (30)$$

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}b \quad (31)$$

Onde,

P_u = resistência última do solo

x = profundidade da superfície do terreno até a curva p-y

γ' = peso específico médio da camada de solo da superfície até a profundidade x

c = cortante na profundidade x

b = largura da estaca

J = parâmetro adimensional empírico ($J=0,5$ para argilas moles)

3.3UTILIZAÇÃO DO DILATÔMETRO

Dentre os métodos de previsão de curvas p-y que envolvem ensaios *in situ*, encontra-se o *Flat Plate Dilatometer Test* (DMT) ou ensaio dilatométrico. Este método foi desenvolvido na Itália nos anos 70 por Marchetti e foi usado inicialmente para determinação do perfil estratigráfico do solo. Experiências mostraram, entretanto, que para muitos tipos de solo, o DMT fornece uma estimativa razoável da maior parte das propriedades do mesmo, Robertson et al.,1989 apud Braga, 1998.

O dilatômetro consiste em uma lâmina metálica inoxidável, possuindo em uma das faces uma membrana metálica flexível, com diâmetro de 60mm. Um esquema básico do dilatômetro é mostrado abaixo.

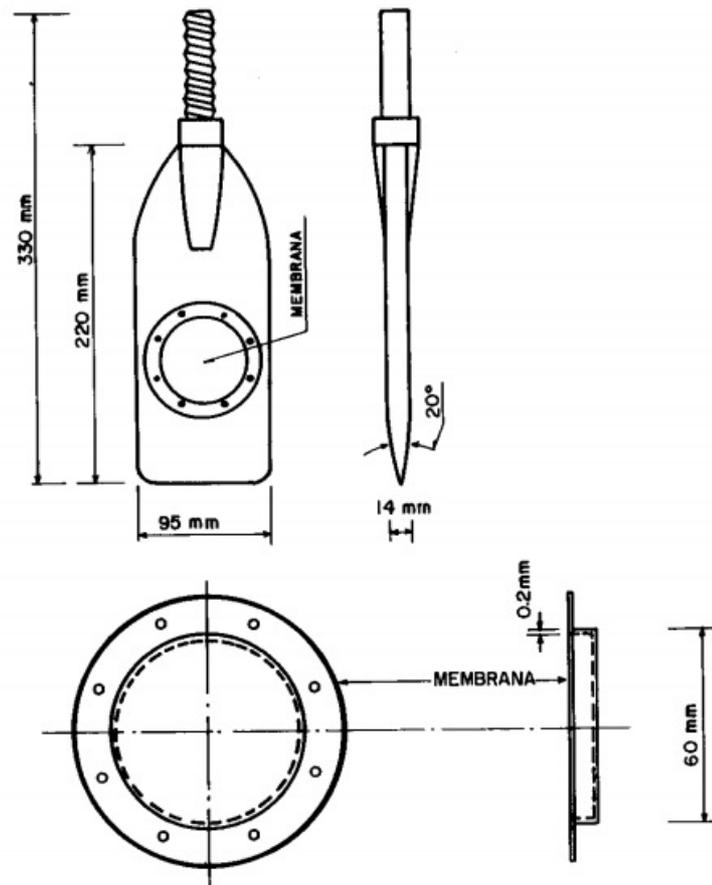


Figura 14 - Dilatômetro de Marchetti (BRIAUD; MIRAN, 1992 apud VIEIRA, 1994)

As leituras são realizadas a cada 20 cm de profundidade, quando a membrana flexível é inflada pela pressão do gás de nitrogênio. São feitas leituras das pressões A, B e C, originando as pressões corrigidas P_0 , P_1 e P_2 , respectivamente.

A pressão A é a pressão necessária para mover a membrana horizontalmente de 0,05mm (+0,02;-0,00), a pressão B é a pressão necessária para mover o centro da membrana $1,1 \pm 0,03$ mm dentro do solo e a pressão C é a pressão correspondente à volta da membrana na posição da pressão A.

A utilização das pressões corrigidas P_0 , P_1 e P_2 , proposta por Marchetti (1980), permite a determinação dos parâmetros: índice do material, índice de tensão horizontal e módulo dilatométrico, os quais caracterizam o comportamento do solo (BRAGA, 1998).

3.4O SOFTWARE COMERCIAL LPILE

Um outro método para análise do comportamento de uma estaca submetida a carga lateral é a utilização de *softwares* específicos, como o LPILE.

O LPILE é um programa cuja finalidade é analisar estacas com carregamentos laterais com base em procedimentos racionais. Este programa resolve a equação diferencial para uma viga-pilar usando curvas p-y e calcula a deflexão lateral da estaca, momento fletor, esforço cortante e a resposta do solo ao longo da estaca.

A reação lateral não-linear do solo é modelada pelas curvas p-y geradas internamente com base em recomendações publicadas para vários tipos de solos. Procedimentos especiais estão disponíveis para compor curvas p-y para solos em várias camadas e em rochas. Como alternativa, o usuário pode inserir manualmente quaisquer outras curvas p-y geradas externamente.

Para análise típica de uma estaca sujeita a carregamento lateral, o programa LPILE requer como dados de entrada: seleção do tipo de análise, identificação das propriedades da estaca, seleção do tipo de carregamento, seleção das condições de contorno e seleção do solo circundante à estaca.

4 RESULTADOS

Neste trabalho, foram estudados dois casos distintos para uma estaca submetida a carga lateral: um em solo arenoso e outro em solo argiloso. As características dos dois exemplos e os métodos de análise utilizados em cada um deles será discutido a seguir.

4.1 EXEMPLO SINTÉTICO DE UMA ESTACA EM SOLO ARENOSO

O primeiro caso analisado foi um exemplo hipotético, o qual consistiu em uma estaca de concreto armado com seção circular de 40 centímetros de diâmetro e comprimento total de 16 metros. A estaca foi considerada enterrada até 12 metros de profundidade em um solo com coeficiente de reação horizontal de 500tf/m^3 . O módulo de elasticidade do concreto considerado foi de $2,1 \times 10^6\text{tf/m}^2$ e a carga aplicada no topo da estaca foi de 3tf . A figura abaixo ilustra o problema proposto.

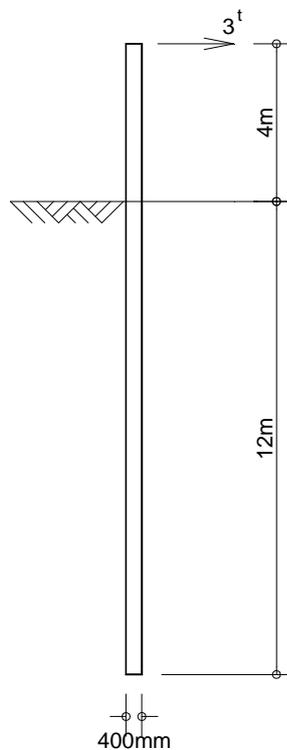


Figura 15 - Esquema do problema proposto em solo arenoso

Neste problema, foram utilizados três modelos de análise para se estimar o deslocamento sofrido pela estaca: o método das diferenças finitas, a utilização de um programa de estruturas (modelo de Winkler) e a teoria do comprimento de engastamento virtual.

4.1.1 Método das diferenças finitas

Na modelagem pelo método das diferenças finitas, foi utilizado o programa *Mathcad 14*, no qual uma rotina de cálculo foi elaborada para resolução da eq.(4) a partir da fórmula algébrica expressa na form.(6), como explicado na seção 2.4.

Nesta modelagem, a estaca foi dividida em 12 intervalos, resultando em 13 pontos de análise (considerou-se que um ponto para cada metro de profundidade da estaca seria satisfatório). Foram consideradas todas as características fornecidas acima como dados de entrada na rotina, a qual resultou nos deslocamentos no topo da estaca (considerado ao nível do terreno) e nos demais pontos ao longo dela. A rotina também forneceu o diagrama dos momentos fletores, e pode ser encontrada no Apêndice A.

O deslocamento horizontal no topo da estaca pelo método das diferenças finitas foi de 2,47cm. O detalhamento dos resultados está exposto abaixo.

Tabela 5 - Resultados do problema proposto pelo método das diferenças finitas

Profundidade (m)	Deslocamento (cm)	Momento Fletor (kN.m)
0	2,471	120,00
1	1,094	150,00
2	0,286	125,30
3	-0,048	72,04
4	-0,108	25,94
5	-0,070	1,47
6	-0,027	-5,44
7	-0,004	-4,31
8	0,003	-1,79
9	0,002	-0,30
10	0,001	0,14
11	0,000	0,10
12	0,000	0,00

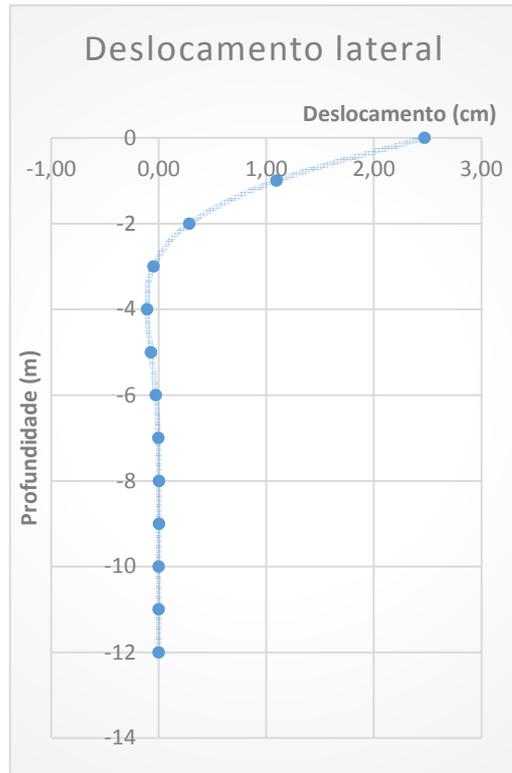


Figura 16 - Deslocamento lateral pelo método das diferenças finitas

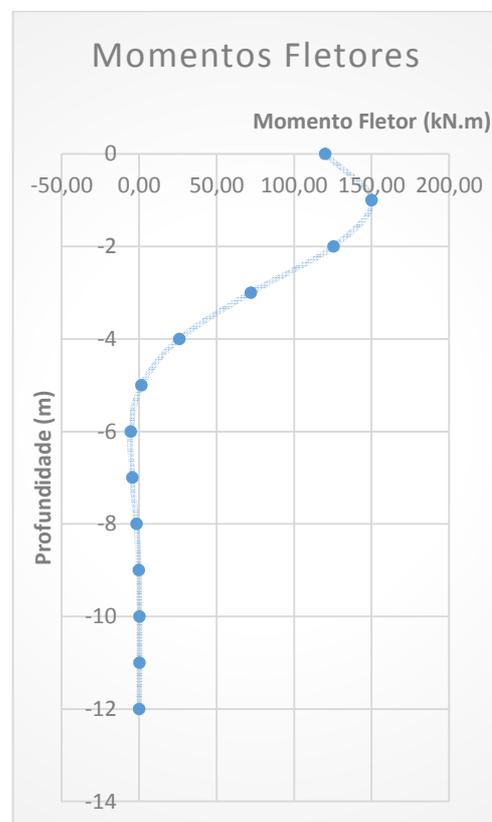


Figura 17 - Diagrama dos momentos fletores pelo método das diferenças finitas

4.1.2 Utilização do software SAP2000 (Modelo de Winkler)

No segundo método de análise, a estaca foi modelada no SAP2000, um programa de análise tridimensional de estruturas. Foram introduzidas, neste programa, todas as características fornecidas para a definição do material da estaca e sua disposição geométrica.

A modelagem do solo foi feita de acordo com o Modelo de Winkler, como explicado na seção 2.3. Foi considerada uma mola para cada metro de profundidade. O comprimento da estaca utilizado no programa foi apenas o referente ao comprimento enterrado da mesma, sendo a carga concentrada no topo transferida para o nível do terreno, acrescentando-se o devido momento fletor.



Figura 18 - Modelagem da estaca no SAP, com carregamento concentrado de 30kN e momento concentrado de 120kN.m no topo

O deslocamento horizontal no topo da estaca (considerado no nível do terreno) por este método foi de 2,43cm. Os demais resultados obtidos serão expostos a seguir.

Tabela 6 - Resultados do problema proposto pelo modelo de Winkler (utilizando o SAP)

Profundidade (m)	Deslocamento (cm)	Momento Fletor (kN.m)
0	2,43	120,00
1	1,09	150,00
2	0,29	125,36
3	-0,05	71,35
4	-0,11	24,25
5	-0,07	-0,49
6	-0,03	-6,82
7	0,00	-4,85
8	0,00	-1,77
9	0,00	-0,11
10	0,00	0,28
11	0,00	0,14
12	0,00	0,00

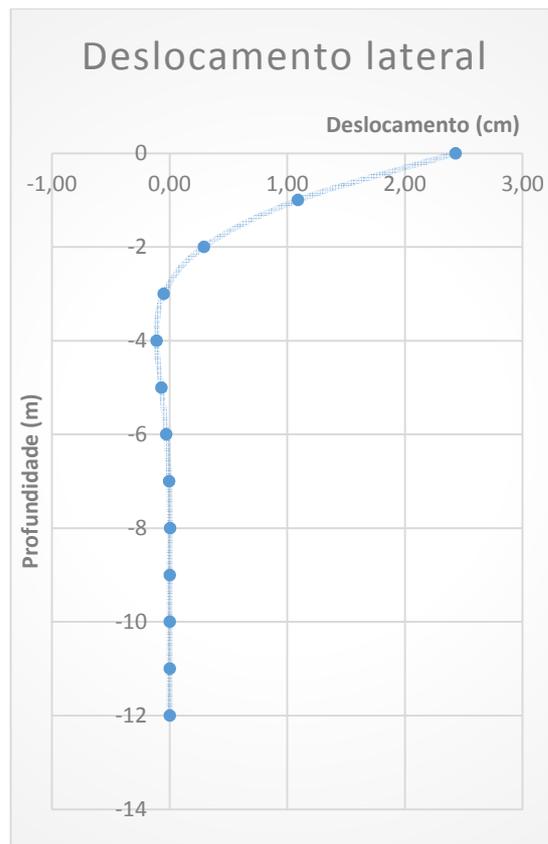


Figura 19 - Deslocamento lateral da estaca pelo modelo de Winkler (utilizando o programa SAP)

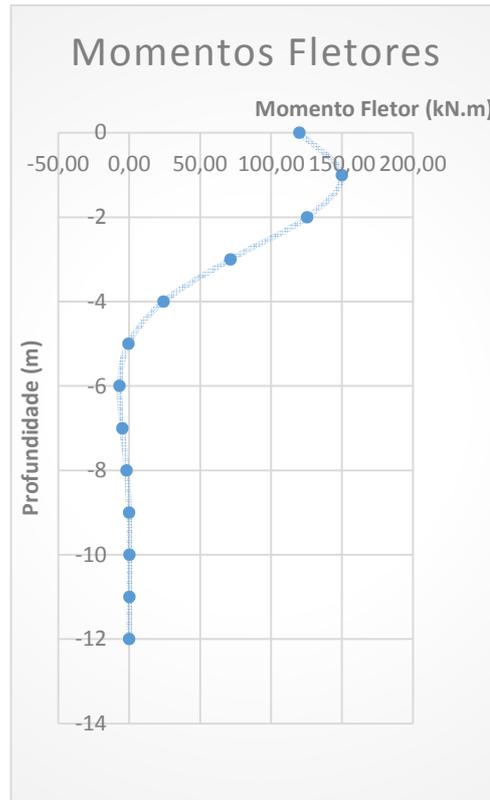


Figura 20 - Diagrama dos momentos fletores pelo modelo de Winkler (utilizando o programa SAP)

4.1.3 Teoria do comprimento de engastamento virtual

Para o cálculo do deslocamento horizontal pelo método do comprimento de engastamento virtual, foi utilizada a Tabela 7 (PFEIL, 1983) com base na teoria comentada em 2.5. A tabela utilizada, que se encontra reproduzida abaixo, é indicada para tubulão ou estaca com extremidade superior livre (adequada à situação proposta) e se baseia nas equações 32 e 33.

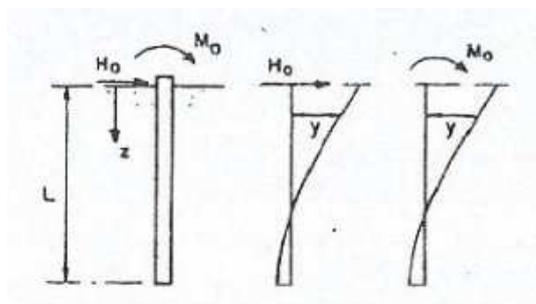


Figura 21 - Imagem de referência da equação 32 e da tabela 6 (PFEIL, 1983)

$$y = K''_H \frac{H_0 L_0^3}{EI} + K''_M \frac{M_0 L_0^2}{EI} \quad (32)$$

$$L_0 = \sqrt[5]{\frac{EI}{k_h}} \quad (33)$$

Tabela 7 - Valores para o coeficiente K_H'' (PFEIL, 1983)

z/L_0	K_H''				
	Valores de L/L_0				
	2	3	4	5	10
0,0	4,75	2,70	2,45	2,40	2,40
0,1	4,40	2,50	2,33	2,23	2,23
0,2	4,05	2,35	2,15	2,07	2,07
0,3	3,70	2,17	1,95	1,92	1,92
0,4	3,40	2,00	1,83	1,75	1,75
0,5	3,05	1,95	1,67	1,63	1,63
0,6	2,70	1,67	1,53	1,47	1,47
0,7	2,35	1,57	1,37	1,33	1,33
0,8	2,05	1,37	1,25	1,20	1,20
0,9	1,75	1,23	1,10	1,07	1,07
1,0	1,45	1,10	1,00	0,95	0,95
1,1	1,15	0,95	0,87	0,83	0,83
1,2	0,85	0,85	0,75	0,70	0,70
1,3	0,55	0,73	0,65	0,61	0,61
1,4	0,25	0,67	0,55	0,51	0,51
1,5	0,00	0,50	0,45	0,43	0,43
1,6	-0,30	0,40	0,38	0,30	0,30
1,7	-0,60	0,30	0,30	0,27	0,27
1,8	-0,90	0,23	0,23	0,23	0,23
1,9	-1,17	0,17	0,17	0,17	0,17
2,0	-1,45	0,07	0,14	0,14	0,14
2,5	-	-0,23	-0,04	-0,04	-0,04
3,0	-	-0,50	-0,10	-0,07	-0,07
3,5	-	-	-0,13	-0,07	-0,07
4,0	-	-	-0,10	-0,05	-0,05
4,5	-	-	-	-0,02	-0,02
5,0	-	-	-	0,00	0,00

Tabela 8 - Valores para o coeficiente K_M (PFEIL, 1983)

z/L_0	K_M				
	Valores de L/L_0				
	2	3	4	5	10
0,0	3,40	1,75	1,62	1,62	1,62
0,1	3,10	1,60	1,45	1,45	1,45
0,2	2,77	1,43	1,30	1,30	1,30
0,3	2,50	1,27	1,14	1,14	1,14
0,4	2,20	1,13	1,00	1,00	1,00
0,5	1,95	0,97	0,87	0,87	0,87
0,6	1,67	0,85	0,75	0,75	0,75
0,7	1,40	0,73	0,64	0,64	0,64
0,8	1,15	0,63	0,54	0,54	0,54
0,9	0,90	0,53	0,45	0,45	0,45
1,0	0,70	0,43	0,36	0,36	0,36
1,1	0,45	0,35	0,28	0,28	0,28
1,2	0,20	0,28	0,22	0,22	0,22
1,3	0,00	0,20	0,15	0,15	0,15
1,4	-0,20	0,15	0,11	0,11	0,11
1,5	-0,40	0,10	0,07	0,07	0,07
1,6	-0,60	0,05	0,03	0,03	0,03
1,7	-0,80	0,00	0,00	0,00	0,00
1,8	-1,00	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03
1,9	-1,20	-0,07	-0,05	-0,05	-0,05
2,0	-1,40	-0,10	-0,07	-0,07	-0,07
2,5	-	-0,21	-0,10	-0,10	-0,10
3,0	-	-0,30	-0,09	-0,09	-0,09
3,5	-	-	-0,05	-0,05	-0,05
4,0	-	-	-0,03	-0,03	-0,03
4,5	-	-	-	0,00	0,00
5,0	-	-	-	0,00	0,00

A solução por esse método foi feita com o auxílio do programa Excel, onde os dados da tabela e as equações foram inseridos, de maneira que o cálculo pudesse ser realizado de maneira rápida e prática. Um esquema da planilha utilizada encontra-se no Apêndice B. Vale ressaltar que a estaca do exemplo proposto atendeu ao requisito mínimo para a utilização desse método:

$$L = 12m > 5,57m = 4L_0 \quad (34)$$

O deslocamento do topo da estaca (considerado ao nível do terreno) por este método foi de 2,17cm. Os demais resultados serão mostrados a seguir. Os resultados não atingem o comprimento total da estaca, uma vez que a mesma é considerada engastada a um certo comprimento (menor que o original). Não houve, contudo, nenhuma inconveniência neste trabalho, uma vez que o interesse maior é no deslocamento no topo da estaca.

Tabela 9 - Resultados do problema proposto pela teoria do comprimento de engastamento virtual

Profundidade (m)	Deslocamento (cm)	Momento Fletor (kN.m)
0	2,17	120,00
1	0,96	137,69
2	0,23	112,73
3	-0,04	64,52
4	-	-
5	-	-

4.1.4 Comparação dos resultados

Comparando os resultados pelos três métodos acima, verifica-se uma boa concordância entre eles. Os gráficos abaixo facilitam a comparação.

Tabela 10 - Comparação dos resultados obtidos para a superfície do terreno (Z=0,0m)

	Diferenças Finitas (Mathcad)	Modelo de Winkler (SAP)	Engastamento Virtual (Excel)
Deslocamento lateral (cm)	2,47	2,43	2,17
Momento Fletor (kN.m)	120,00	120,00	120,00

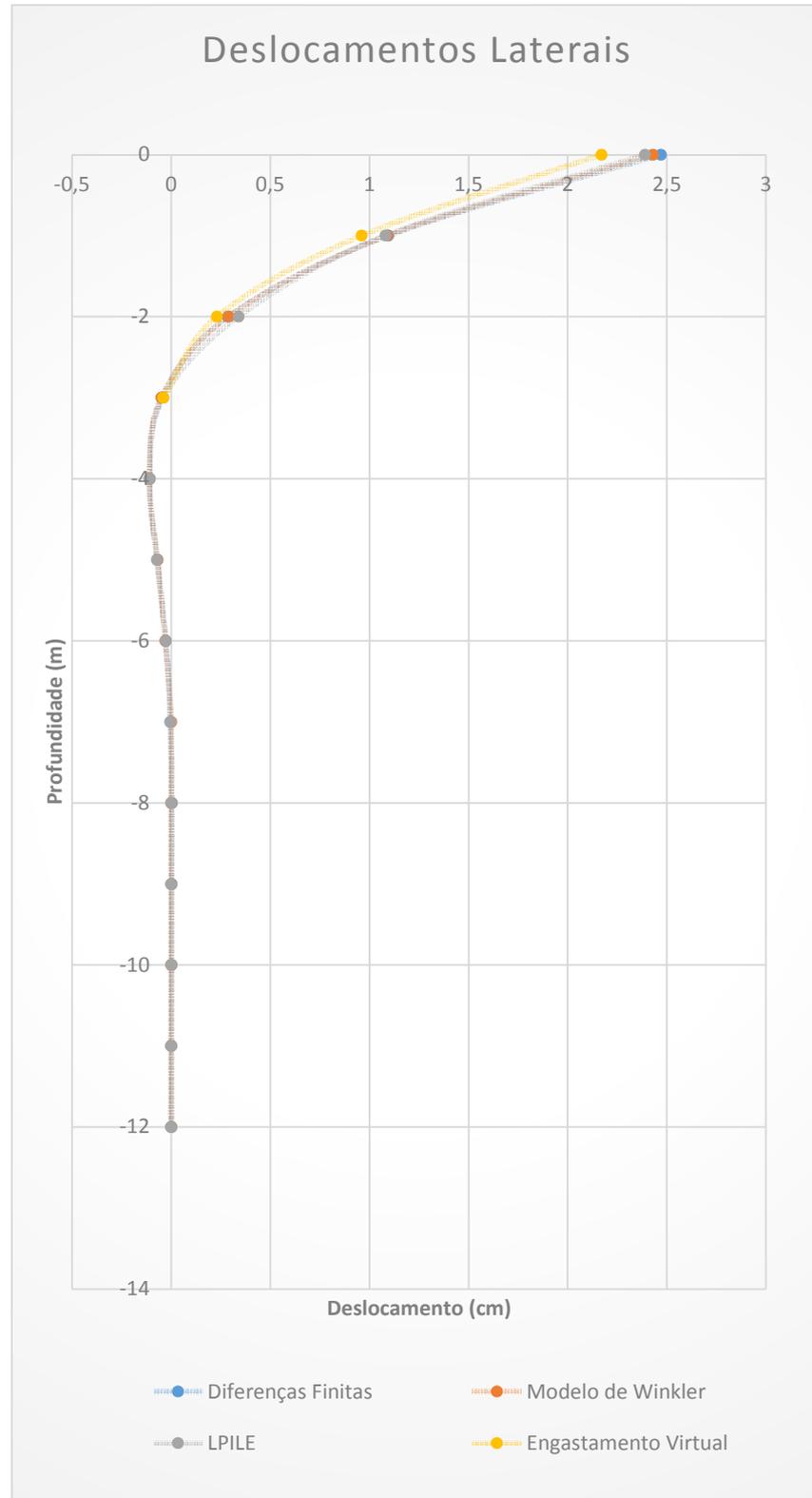


Figura 22 - Comparação dos valores obtidos para o deslocamento lateral da estaca em solo arenoso

Tabela 11 - Comparação dos valores obtidos para o deslocamento lateral da estaca em solo arenoso

Profundidade (m)	Deslocamentos (cm)		
	Diferenças Finitas (Mathcad)	Modelo de Winkler (SAP)	Comprimento de Engastamento Virtual
0,0	2,471	2,430	2,170
1,0	1,094	1,090	0,960
2,0	0,286	0,290	0,023
3,0	-0,048	-0,050	-0,040
4,0	-0,108	-0,110	-
5,0	-0,070	-0,070	-
6,0	-0,027	-0,030	-
7,0	-0,004	0,000	-
8,0	0,003	0,000	-
9,0	0,002	0,000	-
10,0	0,001	0,000	-
11,0	0,000	0,000	-
12,0	0,000	0,000	-

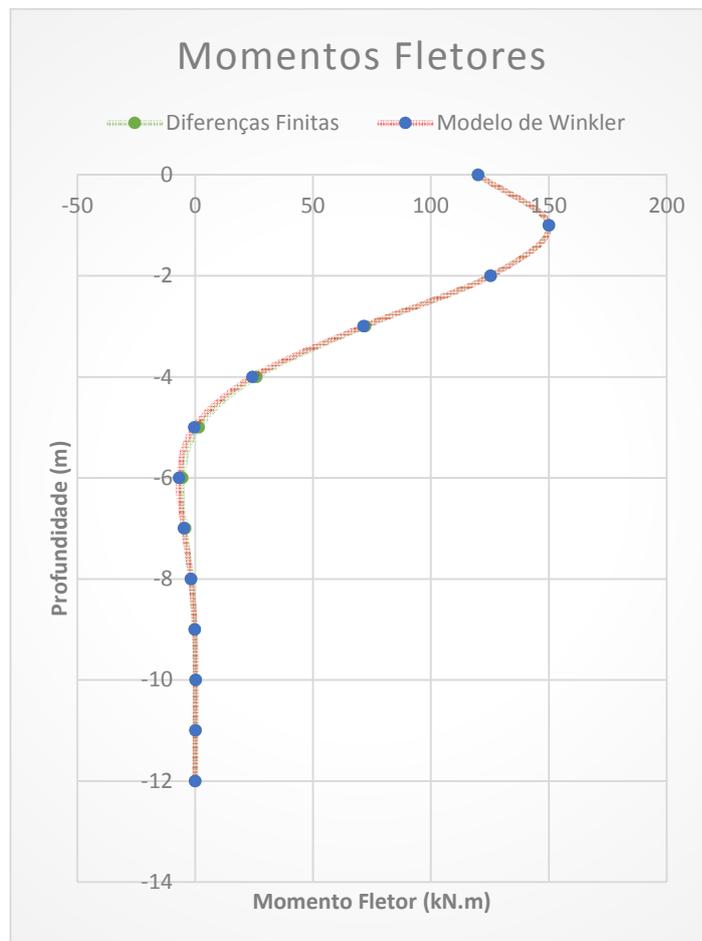


Figura 23 - Comparação entre os valores obtidos para momentos fletores

Tabela 12 - Comparação entre os valores obtidos para momentos fletores

Profundidade (m)	Momentos Fletores (kN.m)		
	Diferenças Finitas (Mathcad)	Modelo de Winkler (SAP)	Comprimento de Engastamento Virtual
0,0	120,00	120,00	120,00
1,0	150,00	150,00	137,69
2,0	125,30	125,36	112,73
3,0	72,04	71,35	64,52
4,0	25,94	24,25	-
5,0	1,47	-0,49	-
6,0	-5,44	-6,82	-
7,0	-4,31	-4,85	-
8,0	-1,79	-1,77	-
9,0	-0,30	-0,11	-
10,0	0,14	0,28	-
11,0	0,10	0,14	-
12,0	0,00	0,00	-

4.2 EXEMPLO REAL DE UMA ESTACA INSTRUMENTADA COM SOLO DE ARGILA MOLE

O segundo caso estudado neste trabalho teve como base uma dissertação de mestrado sobre estacas metálicas carregadas lateralmente em camadas espessas de argila mole (Braga, 1998).

A motivação da dissertação foi a ocorrência de um acidente em Recife, no qual uma estrutura de um pavimento em concreto armado, sobre estacas metálicas, entrou em colapso das fundações, sem nenhum aviso prévio de ruína, 21 anos depois de construída. A estrutura funcionava como vestiário e fazia parte do corpo físico do SESI – Serviço Social da Indústria, localizado no bairro do Ibura, Recife - PE. Uma descrição mais detalhada do acidente pode ser verificada na dissertação.

O subsolo do local do acidente é constituído de uma espessa camada de argila orgânica muito mole, chegando a apresentar 18m de espessura. A figura abaixo, mostra o perfil geotécnico do subsolo do local do acidente.

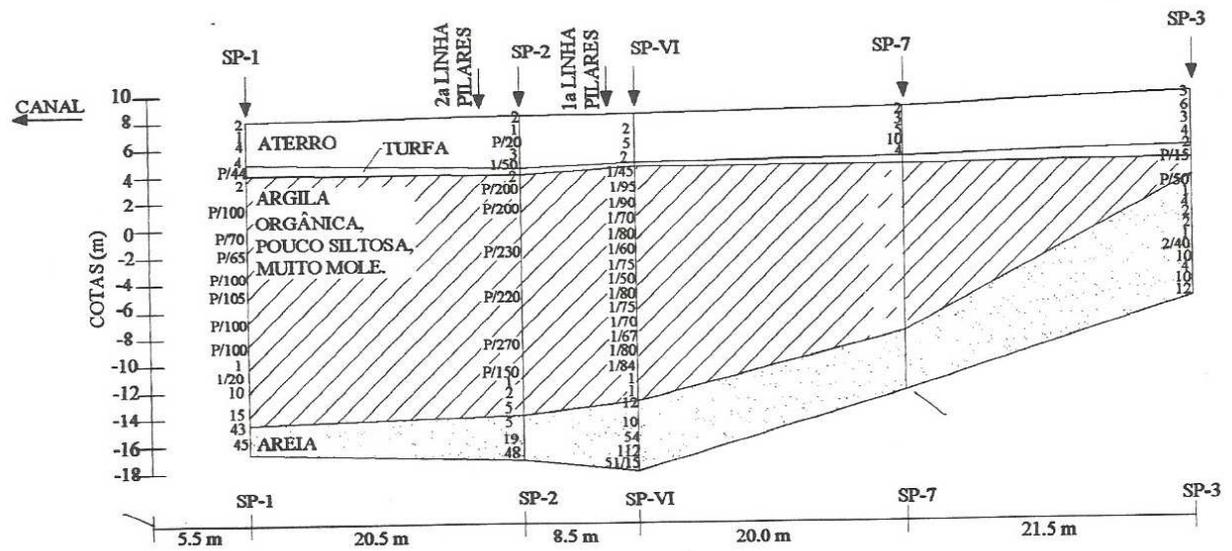


Figura 24 - Perfil geotécnico do subsolo do local do acidente (BRAGA, 1998)

O acidente ocorrido também motivou a realização de um vasto estudo geotécnico do depósito de argila em um trabalho desenvolvido pela Área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco através de um Projeto Integrado de Pesquisa – CNPq, sob coordenação do professor Roberto Quental Coutinho, do qual resultaram outras dissertações. Foram realizados vários ensaios geotécnicos, no campo e em laboratório, cujos dados foram utilizados em Braga, 1998.

Na dissertação, foi realizada uma prova de carga lateral em duas estacas metálicas, cravadas no depósito de argila do local do acidente, para obtenção dos deslocamentos reais. Estes resultados foram confrontados com os deslocamentos previstos por análise linear e não-linear do problema, através do método dos elementos finitos (MEF). Foram obtidas também as curvas p-y para o problema em questão a partir de dados de um ensaio dilatométrico (DMT) a partir do método proposto por Robertson et al. (1989).

Para este presente trabalho, o objetivo foi realizar uma análise do deslocamento da estaca no solo acima discutido a partir de dois dos métodos abordados nas seções 2 e 3, tendo como base todas as informações contidas em Braga, 1998. Os resultados obtidos por meio destes métodos serão, portanto, comparados com os deslocamentos reais sofridos pela estaca instrumentada.

4.2.1 Características da estaca instrumentada

A prova de carga lateral foi realizada com duas estacas metálicas tubulares, com diâmetro externo de 12,0cm, diâmetro interno de 10,8cm, espessura de 0,6cm e 23,60m de comprimento. O valor do módulo de elasticidade do material da estaca foi determinado em um ensaio de tração no Laboratório de Estruturas da UFPE, chegando-se ao seguinte valor:

$$E = 21 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

As estacas foram cravadas utilizando-se um bate-estaca de 50kN, e foram cravadas de forma que ficassem próximas tanto dos furos de sondagem quanto do furo do ensaio dilatométrico (DMT). O processo detalhado de como foi feita a cravação das estacas está descrito em Braga, 1998.

4.2.2 Escavação da camada de aterro

Como o interesse principal era obter resultados referentes à camada de argila mole, foi realizada, ao redor de uma das estacas, uma escavação para retirada da camada de aterro existente sobre a camada de argila orgânica. A figura abaixo mostra um esquema.

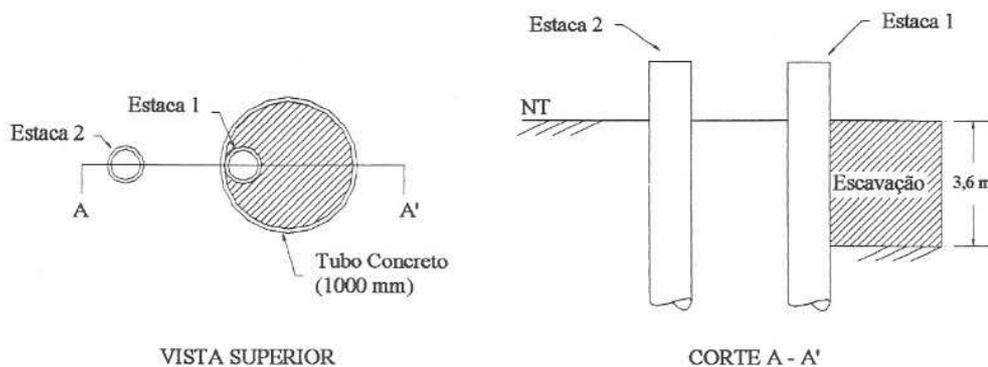


Figura 25 - Esquema da escavação (Braga, 1998)

O sistema de escavação foi o mesmo utilizado na construção de poços, com anéis de concreto pré-moldado. Os anéis utilizados tinham 1 metro de diâmetro e 50

centímetros de altura. A escavação foi realizada manualmente, sendo lenta e cuidadosa. O material de dentro dos anéis foi retirado, deixando apenas a argila exposta.

4.2.3 Prova de carga lateral

A prova de carga foi executada segundo a Norma Americana, ASTM-D 1990, que trata de Teste de Carga Lateral em Estacas e realizada com um macaco hidráulico agindo entre duas estacas.

4.2.4 Carregamento aplicado

O procedimento de carregamento, de acordo com a norma ASTM-D 3966-90, trata que os incrementos dos estágios de carga são de 25% da carga de ruína, com a duração variando entre 10 e 20 minutos, exceto para 200% da carga de ruína que deve ter 60 minutos de duração.

Como a intenção não era levar nenhuma das estacas até a carga de ruína, procurou-se levar a carga até um ponto em que a cabeça da *Estaca 1*, estaca escavada, pudesse sempre se deslocar livremente sem atingir o tubo de concreto pré-moldado (deslocamento máximo da ordem de 60 centímetros).

O valor desta carga foi encontrado através da modelagem da *Estaca 1* e sua análise em um programa de elementos finitos. Considerando a estaca como uma viga sob base elástica e utilizando parâmetros do solo encontrados na literatura, foi encontrado o valor de 35 centímetros para o deslocamento máximo no topo da estaca, para uma carga horizontal de 10kN.

Então, tomando como base a carga horizontal de 10kN, esta foi dividida em quatro estágios: 25%, 50%, 75% e 100%, com duração variando de 10 e 20 minutos (BRAGA, 1998).

4.2.5 Procedimentos da carga de prova

A carga de compressão horizontal foi aplicada por um macaco hidráulico na Estaca 1, reagindo contra a Estaca 2, como mostra a Figura 26.

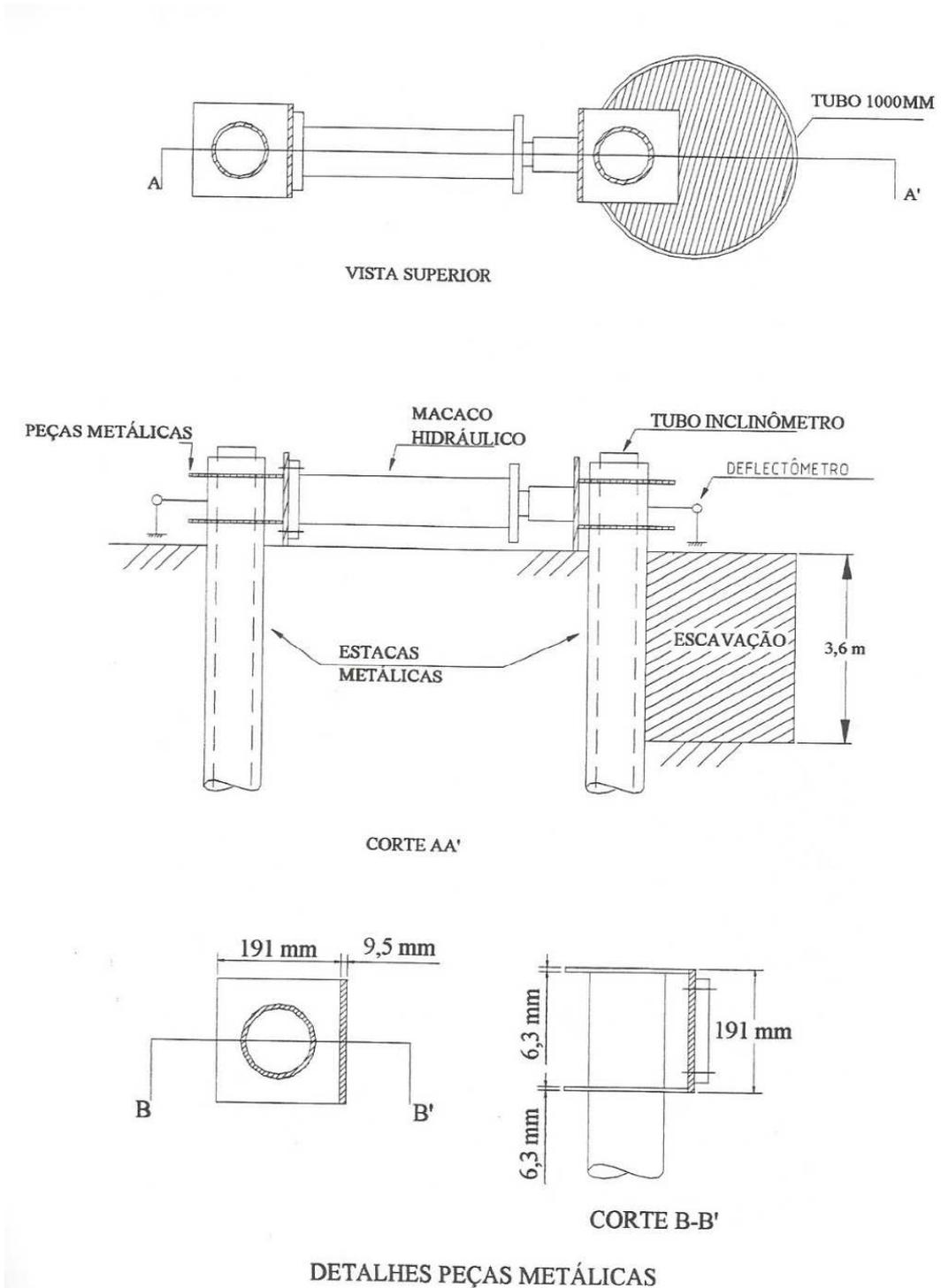


Figura 26 - Esquema da instrumentação da prova de carga (BRAGA, 1998)

Na prova de carga, foram aplicados os estágios de carga 2,5kN, 5,0kN, 7,5kN e 10,0kN, e feitas leituras dos deflectômetros depois de 1, 2, 4, 8 e 15 minutos. Nos quatro estágios de carga aplicados, nas duas estacas, a estabilização dos deslocamentos aconteceu aos 15 minutos. No primeiro estágio de carga, foram observados os deslocamentos no deflectômetros durante 30 minutos. A descrição detalha do procedimento de instrumentação e da prova de carga utilizados pode ser encontrada na dissertação.

4.2.6 Cálculo dos deslocamentos laterais

O cálculo dos deslocamentos laterais da prova de carga foi feito a partir da leitura do inclinômetro. O inclinômetro é uma sonda que mede o ângulo de inclinação que o tubo-guia faz com a vertical. A descrição detalhada do funcionamento do inclinômetro e seu modelo de cálculo fogem ao escopo deste trabalho, mas pode ser observada na dissertação.

4.2.7 Resultados experimentais

Foram encontrados resultados dos deslocamentos para a *Estaca 1* e para a *Estaca 2*, para os valores de carga de 2,5kN, 5,0kN, 7,5kN e 10,0kN. Neste presente trabalho, contudo, só foi analisada a Estaca 1 (cuja camada de aterro foi removida), para análise apenas da camada de argila.

Os resultados obtidos, de interesse a este trabalho, serão mostrados a seguir.

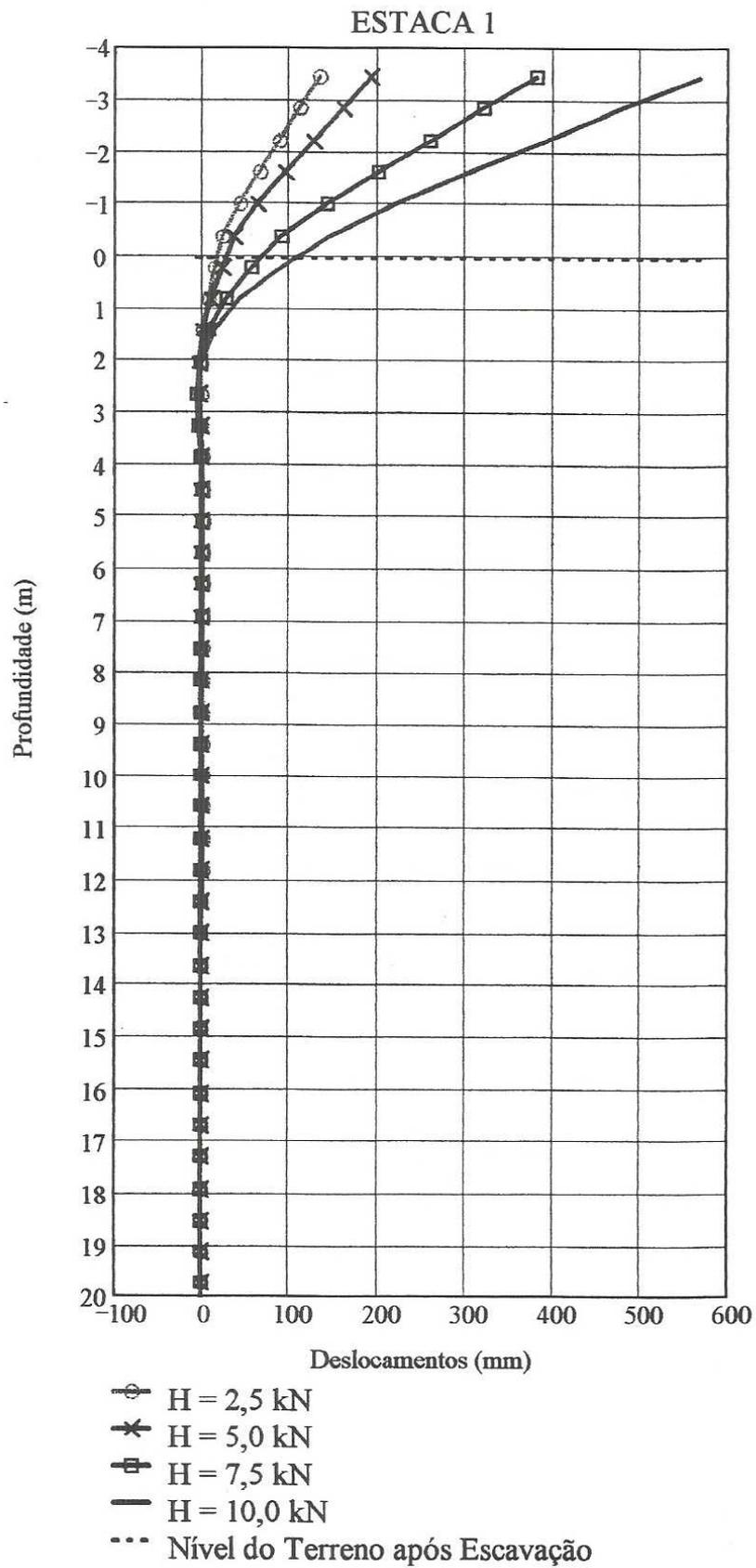


Figura 27 - Resultados experimentais do deslocamento lateral da Estaca 1 (BRAGA, 1998)

Tabela 13 - Deslocamentos laterais medidos da estaca 1 (BRAGA, 1998)

Estaca 1 - H = 10,0 kN	
Profundidade - Z (m)	Deslocamento (mm)
-3,43	568,060
-2,82	478,830
-2,21	390,920
-1,60	305,220
-0,99	221,970
-0,38	145,710
0,26	90,650
0,84	45,040
1,45	15,250
2,06	-0,261
2,67	-6,370
3,28	-3,020
3,89	-0,636
4,50	0,505
5,11	0,889
5,72	0,871
6,33	0,601
6,94	0,401
7,55	0,253
8,16	0,192
8,77	0,087
9,38	0,148
9,99	0,183
10,60	0,183
11,21	0,166
11,82	0,192
12,43	0,166
13,04	0,139
13,65	0,113
14,26	0,113
14,87	0,113
15,48	0,035
16,09	0,008
16,70	0,000
17,31	0,000
17,92	0,000
18,83	-0,070
19,14	0,000
19,75	0,000
20,36	0,026

4.2.8 Modelagem do problema por diferenças finitas

A estaca instrumentada comentada acima foi analisada na rotina elaborada no Mathcad 14 através deste trabalho. Na rotina, similar a 4.1.1, foram inseridas as características da estaca em estudo (diâmetro, módulo de elasticidade e comprimento total), descontando-se uma altura de 3,60 metros devido à retirada da camada de aterro, conforme mostrou a Figura 20, resultando em 20 metros de estaca enterrada.

Na discretização da viga, foram considerados 20 intervalos (cada intervalo compreendendo 1 metro). Para o valor do coeficiente de reação do terreno, utilizou-se o valor de 1038 kN/m^3 , calculado por Braga (1998) por meio do método proposto por Cintra e Albiero (1982). A determinação do coeficiente de reação horizontal do solo, proposto por esse método, é feita pelo estabelecimento de curvas $k_h \times y_0$, coeficiente de reação horizontal do solo *versus* deslocamento horizontal à superfície, para cada prova de carga. Maiores detalhes de como o valor do coeficiente foi obtido encontra-se em Braga (1998).

Depois de entrar com os dados acima comentados na rotina, foi escolhida a carga de 10kN atuando no topo da estaca (coincidindo com o valor experimental) para análise dos deslocamentos na estaca. Os valores obtidos encontram-se descritos a seguir.

Tabela 14 - Dados obtidos pelo método das diferenças finitas para a estaca instrumentada em solo de argila mole

Carregamento Aplicado - H = 10,0kN		
Profundidade (m)	Deslocamento (mm)	Momento Fletor (kN.m)
0,0	128,11	36,00
1,0	31,79	46,00
2,0	-1,94	23,00
3,0	-4,39	4,03
4,0	-1,37	-1,26
5,0	-0,06	-0,86
6,0	0,09	-0,15
7,0	0,03	0,03
8,0	0,00	0,02
9,0	0,00	0,00
10,0	0,00	0,00
11,0	0,00	0,00

12,0	0,00	0,00
13,0	0,00	0,00
14,0	0,00	0,00
15,0	0,00	0,00
16,0	0,00	0,00
17,0	0,00	0,00
18,0	0,00	0,00
19,0	0,00	0,00
20,0	0,00	0,00

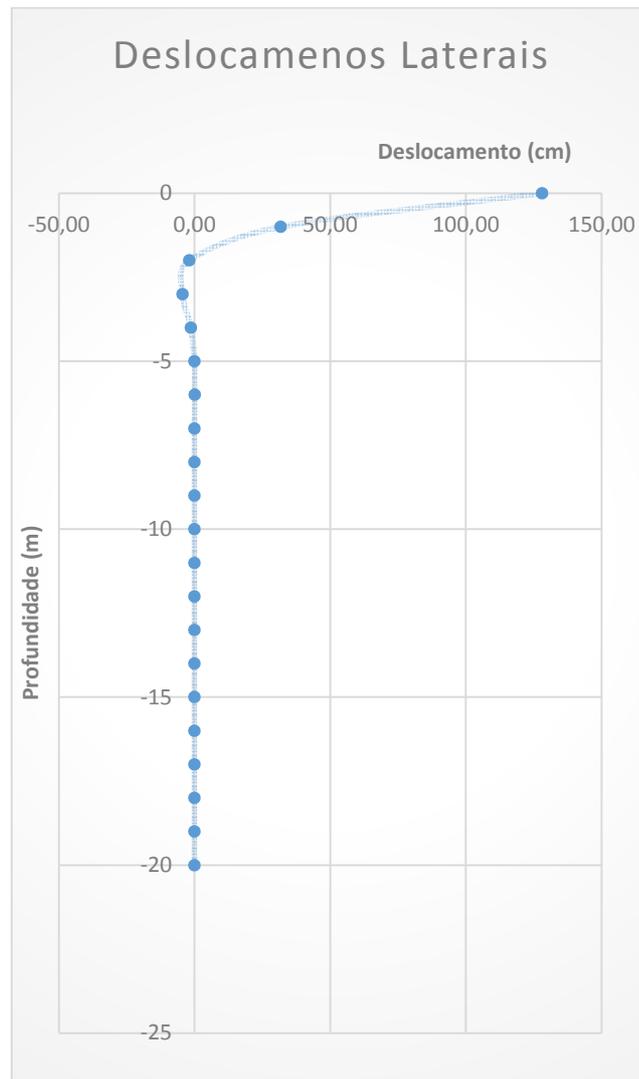


Figura 28 - Deslocamentos laterais calculado pelo método das diferenças finitas para estaca em argila mole

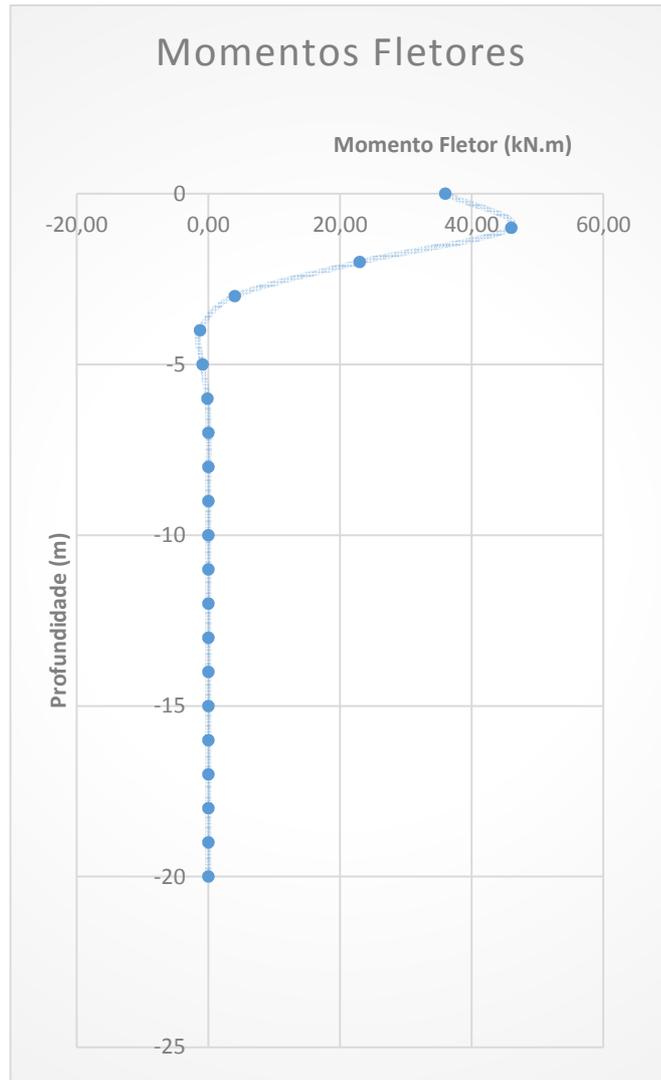


Figura 29 - Momentos fletores obtidos pelo método das diferenças finitas para a estaca instrumentada em solo de argila mole

4.2.9 Modelagem do problema utilizando o programa LPILE

A modelagem da estaca no programa LPILE foi feita de acordo com os dados fornecidos da estaca instrumentada em 4.2.1 e a modelagem do solo foi feita a partir da opção do programa de o próprio usuário inserir a curva p-y.

O procedimento utilizado no programa bem como os comentários pertinentes serão feitos a seguir.

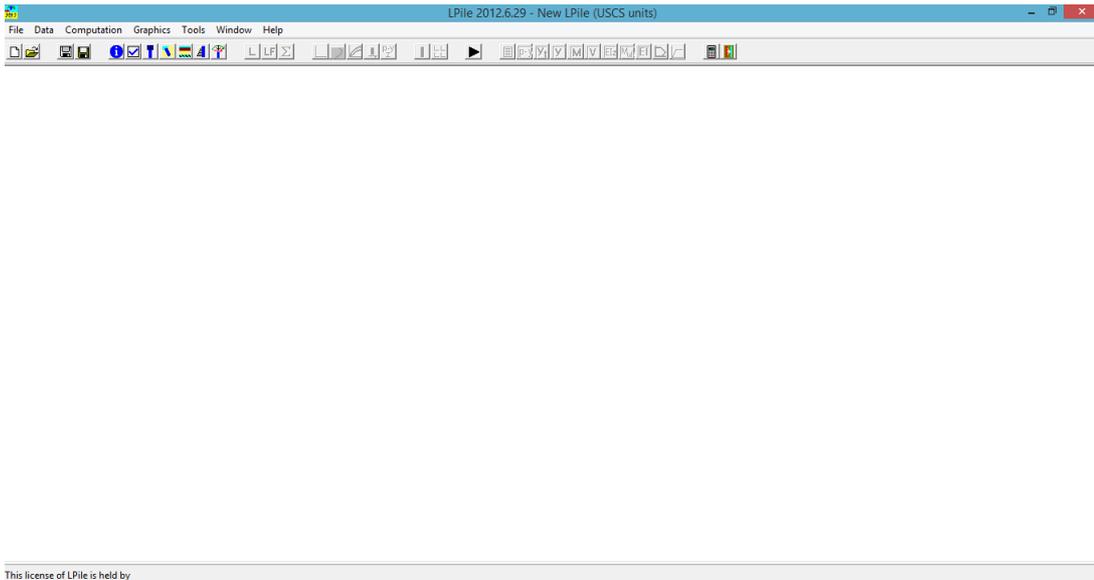


Figura 30 - Interface do programa LPILE

O primeiro passo foi a escolha da janela “opções de programa”, onde as unidades foram alteradas para o sistema de unidades SI. O restante das opções permaneceu no padrão.

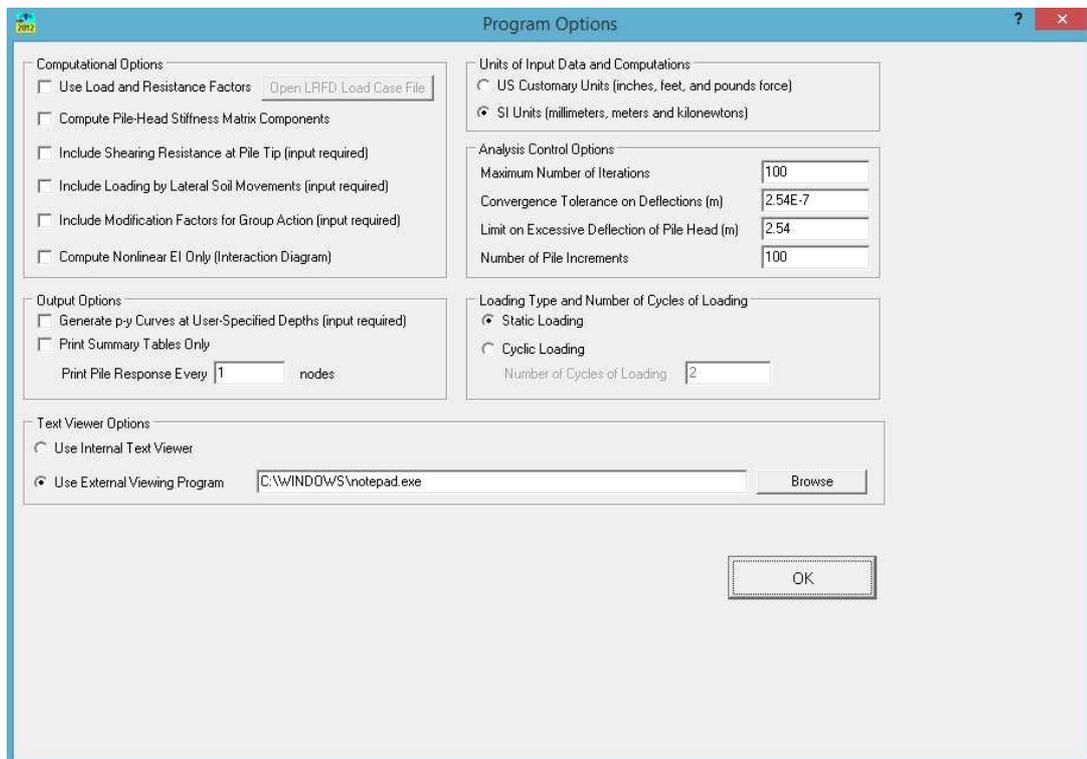


Figura 31 - Definição das opções do programa LPILE

Depois, na janela “tipos de seção, dimensões e propriedades das seções transversais”, foram inseridas as características da estaca. Na aba “tipo de seção”, foi escolhida a seção do tipo elástica. Na aba “dimensões e propriedades”, foi inserido o comprimento total da estaca (23,60m) bem como a forma da seção (tubular) e suas dimensões (diâmetro e espessura) e propriedades (módulo de elasticidade).

Section 1. Top Number of Defined Sections = 1 Total Length = 23.60 m

Section Type:

Elevation Dimensions
Length of Section (m)

Elastic Pile (non-yielding) Section Dimensions:
 Section Diameter (mm)
 Section Depth (mm)
 Corner Chamfer (mm)
 Casing Wall Thickness (mm)
 Core Void Diameter (mm)
 Core Wall Thickness (mm)
 Flange Thickness (mm)
 Web Thickness (mm)
 Elastic Mod. (kN/m²)

Elastic Section Properties:

	At Top	At Bottom
Elas. Sect. Diam. (mm)	<input type="text" value="120"/>	<input type="text" value="120"/>
Wall Thickness (mm)	<input type="text" value="6"/>	<input type="text" value="6"/>
Area (mm ²)	<input type="text" value="2148.849375055"/>	<input type="text" value="2148.849375055"/>
Mom. of Inertia (mm ⁴)	<input type="text" value="3500475.631965"/>	<input type="text" value="3500475.631965"/>
Plas. Mom. Cap. (m-kN)	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
Shear Capacity (kN)	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

Compute Mom. of Inertia and Areas and Draw Section Copy Top Properties to Bottom

Show: Section Profile

The circular pipe elastic section shape allows the user to analyze a circular pipe section defined only by its diameter, wall thickness, cross-sectional area, and moment of inertia. This shape cannot model a nonlinear or yielding pile. The designing engineer must check the magnitude of moment developed in the pile against the allowable moment capacity for the pile being analyzed. By entering values at the top and bottom of the section, the user may model tapered piles.

Add Section Insert Section Delete Section Cancel OK

Figura 32 - Definição da estaca e suas propriedades

Na janela seguinte, “inclinação do terreno e da estaca”, considerou-se a estaca como perfeitamente vertical e o nível do terreno horizontal.

Ground Slope and Batter

Drawing is not to scale

Ground Slope: Flat Inclined

Batter: Vertical Battered

Ground Slope Angle, deg.

Pile Batter Angle, deg.

Pile-head elevation = 3.600 m

Pile embedment is determined from the soil layering coordinates.
 The origin of the soil layering coordinate system is located at the pile head.
 Enter positive values for pile embedment if the pile head is above the ground surface and negative values if the pile head is below the ground surface.
 This value should also be entered as the upper elevation of the topmost soil layer.
 In conventional analyses, the axial loading acts along the axis of the pile and the shear load acts perpendicular to the axis of the pile.
 In LRFD analysis, the applied pile-head forces are horizontal and vertical. LPILE transforms these forces into their axial and transverse components prior to analysis.

Cancel OK

Figura 33 - Definição da inclinação da estaca e do terreno

Na janela “camadas de solo”, foram introduzidas as características do solo envolvente à estaca: modelo de curva p-y (escolheu-se a opção de o usuário inserir a curva p-y), profundidade vertical do topo da estaca até o topo da camada de solo (3,60 metros) e profundidade vertical do topo da estaca até o final da camada de solo (24,0 metros).

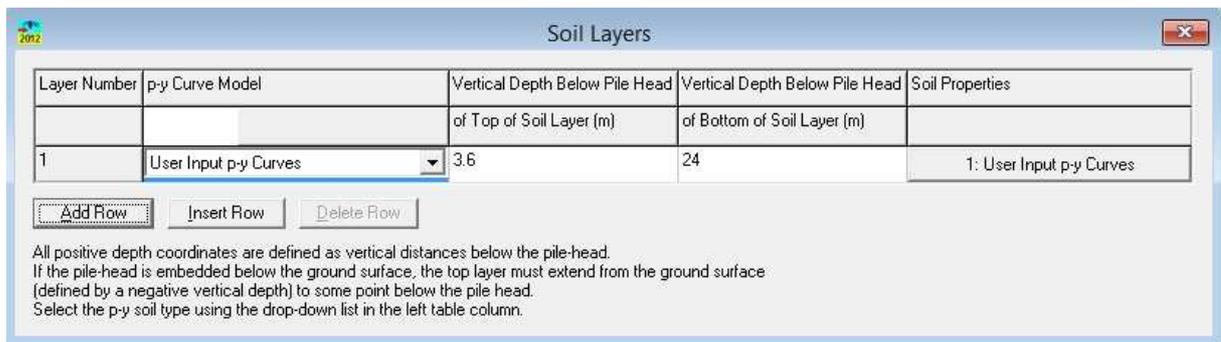


Figura 34 - Definição das camadas de solo e modelo de curva p-y

Na opção de “propriedades do solo”, uma nova janela é aberta para que o usuário entre com as informações para a curva p-y. Nesta nova janela, é requerido o peso específico do solo no topo e na extremidade inferior da camada do mesmo. Os valores utilizados para o peso específico foram os valores obtidos nos ensaios realizados no depósito de argila mole, onde a estaca foi instrumentada, retirados de Braga (1998).

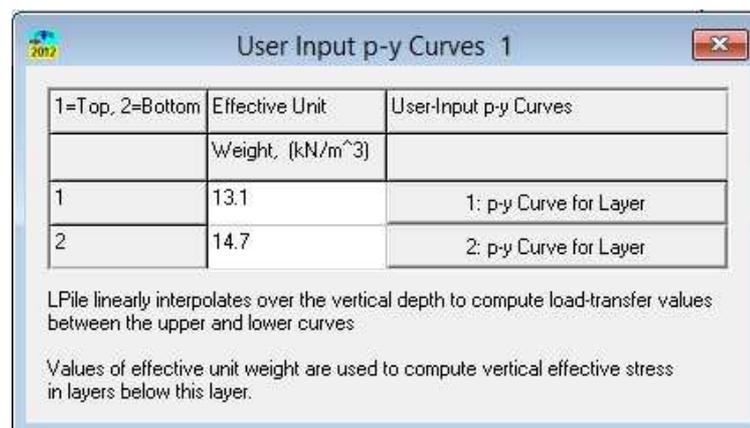


Figura 35 - Definição do peso específico do solo no topo e na extremidade inferior da camada do mesmo

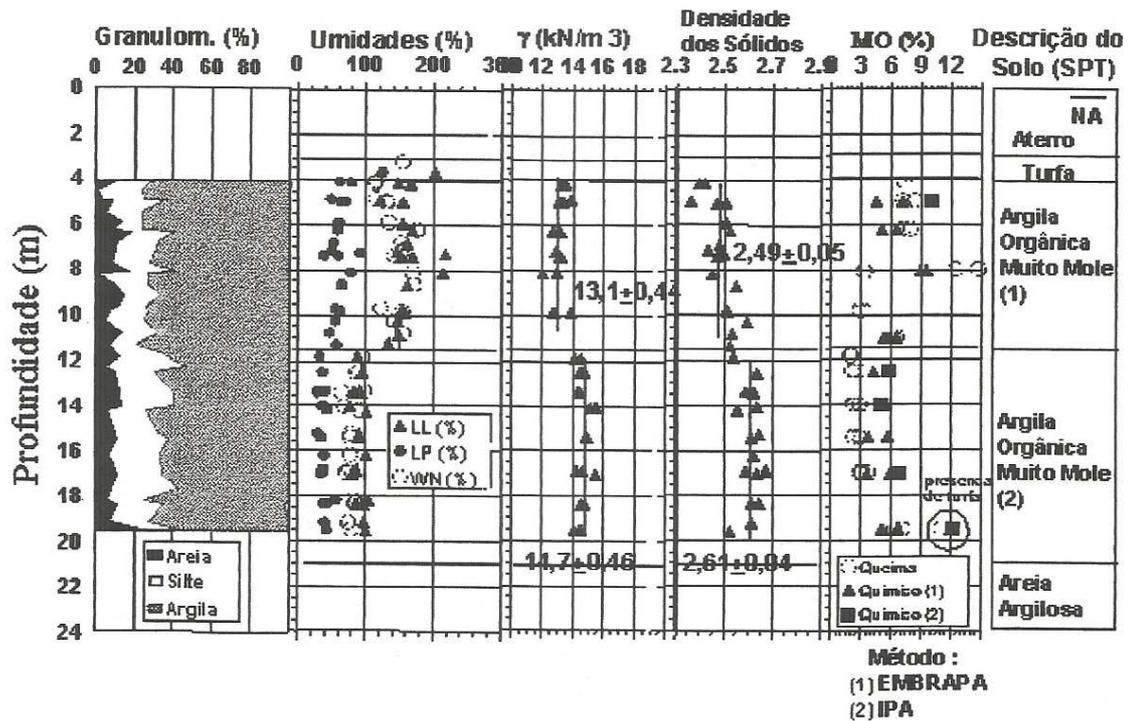


Figura 36 - Variação de índices físicos com a profundidade para furo próximo à estaca em estudo (BRAGA, 1998)

Dentro desta última janela, há mais outra opção para ser inserida: os pontos da curva p-y. Estes pontos foram calculados a partir dos dados fornecidos em Braga (1998), os quais foram obtidos a partir dos resultados do ensaio dilatométrico realizado pela autora. Os resultados se encontram reproduzidos na tabela 13, onde a profundidade $Z = 400$ cm é considerada ao nível do terreno.

Com os dados da tabela 13, foi possível obter o traçado da curva p-y a partir da eq.(28). Para este traçado, foi elaborada uma planilha do Excel, que utiliza os dados da tabela para coletar os pontos e traçar o gráfico da curva p-y na profundidade desejada. Esta planilha encontra-se no apêndice.

Como o programa pede ao usuário que insira duas curvas p-y (uma no topo e outra no fim da camada de solo), foram escolhidas as profundidades 480 centímetros (topo) e 2000 centímetros (final) da tabela 15 como representativas para a caracterização do solo através das curvas p-y.

Tabela 15 - Dados do DMT e das curvas p-y (BRAGA, 1998)

Z (cm)	Pu (kN.m)	y ₅₀ (cm)	Z (cm)	Pu (kN.m)	y ₅₀ (cm)
400	20,477	0,388	1240	17,096	0,223
420	19,040	0,180	1260	16,870	0,220
440	19,116	0,190	1280	17,226	0,224
460	18,176	0,199	1300	17,874	0,233
480	18,384	0,174	1320	18,533	0,241
500	17,636	0,184	1340	18,878	0,231
520	16,891	0,185	1360	19,570	0,340
540	15,844	0,206	1380	19,408	0,184
560	13,802	0,125	1400	20,455	0,474
580	14,159	0,328	1420	20,066	0,380
600	13,997	0,146	1440	21,395	0,235
620	14,429	0,188	1460	20,704	0,196
640	14,213	0,185	1480	21,794	0,206
660	14,796	0,257	1500	20,369	0,163
680	14,234	0,185	1520	19,688	0,137
700	13,889	0,223	1540	19,775	0,147
720	13,802	0,180	1560	20,855	0,161
740	14,386	0,231	1580	21,794	0,175
760	14,159	0,211	1600	20,585	0,179
780	13,975	0,265	1620	22,216	0,171
800	14,191	0,211	1640	21,978	0,158
820	14,310	0,248	1660	22,777	0,164
840	13,187	0,196	1680	24,138	0,168
860	14,472	0,201	1700	23,630	0,164
880	14,720	0,219	1720	24,138	0,173
900	14,839	0,258	1740	25,175	0,146
920	14,180	0,246	1760	25,834	0,154
940	13,673	0,204	1780	26,676	0,192
960	13,910	0,193	1800	26,222	0,140
980	13,910	0,362	1820	25,834	0,131
1000	14,180	0,591	1840	28,091	0,136
1020	13,241	0,345	1860	28,058	0,162
1040	13,468	0,097	1880	27,713	0,186
1060	14,634	0,133	1900	27,054	0,188
1080	16,384	0,180	1920	28,372	0,152
1100	17,215	0,163	1940	27,313	0,171
1120	16,502	0,143	1960	30,586	0,177
1140	17,636	0,175	1980	28,663	0,127
1160	17,161	0,298	2000	26,968	0,187
1180	16,189	0,259	2020	29,743	0,168
1200	15,325	0,152	2040	29,160	0,132
1220	15,660	0,136	2060	30,067	0,125

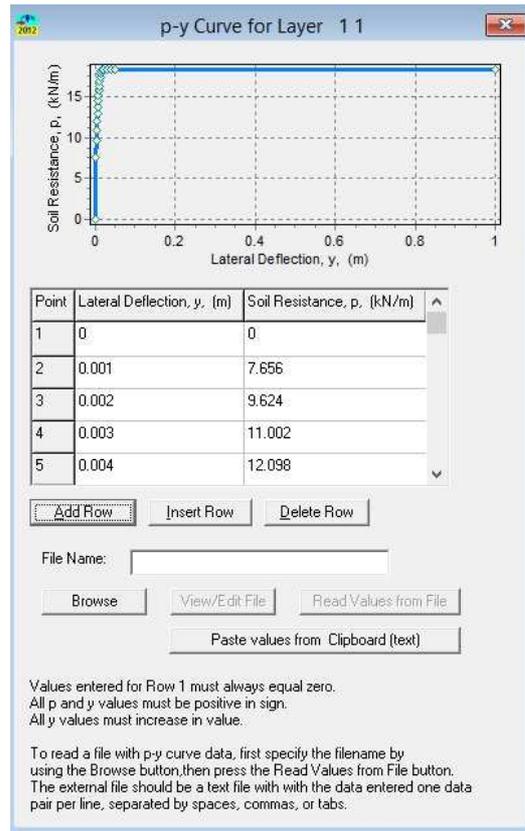


Figura 37 - Definição da curva p-y para o topo da camada de solo

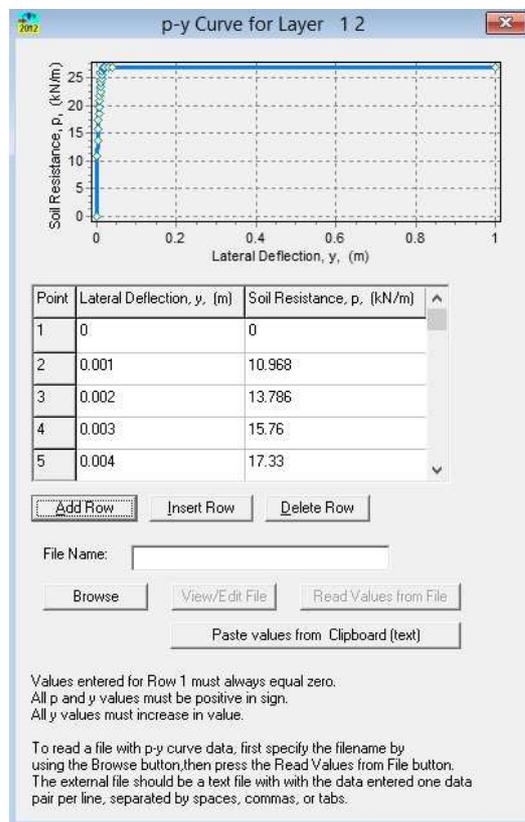


Figura 38 - Definição da curva p-y para o final da camada de solo

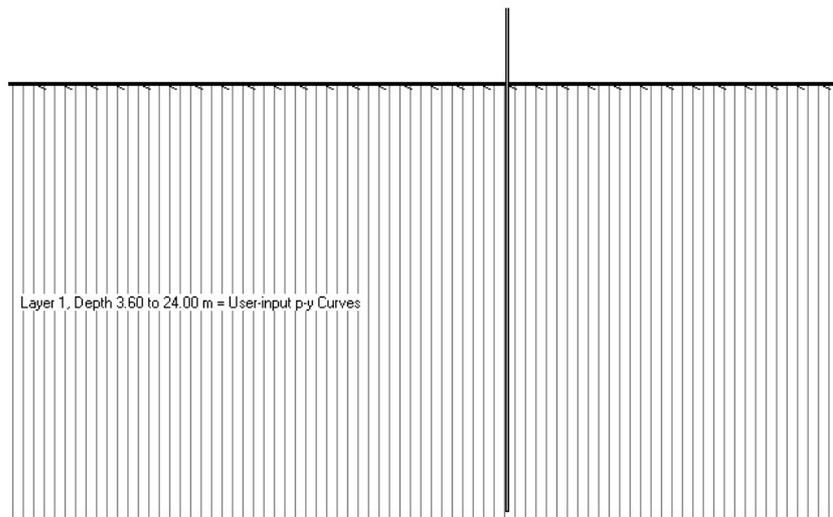


Figura 39 - Esquema da modelagem da estaca no LPILE

Como o caso estudado não aborda carga lateral distribuída, a última aba para inserção de dados é a aba “carregamentos e opções na cabeça da estaca”. Nesta opção, é escolhido o tipo de carregamento no topo da estaca e seus valores são inseridos. Para este caso em análise, o carregamento é apenas uma carga lateral com o valor de 10kN.

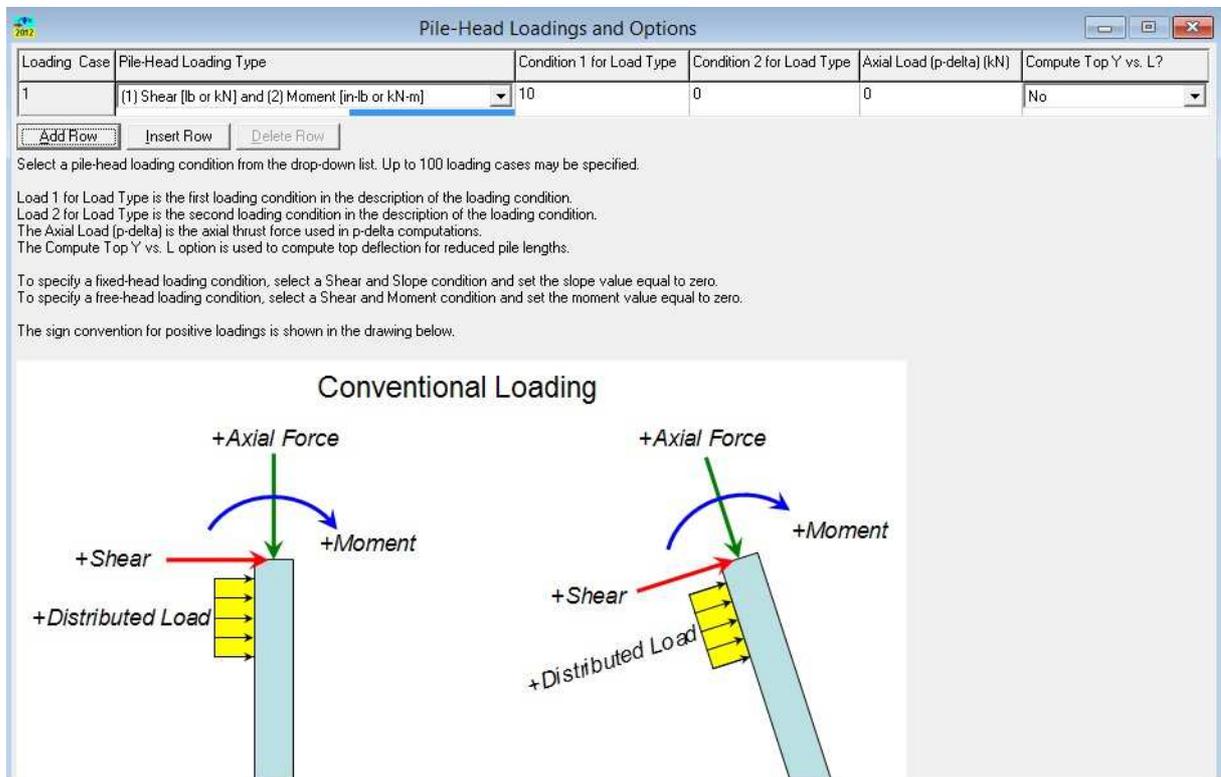


Figura 40 - Opções de carregamento da estaca

Após a inserção de todos esses dados, colocou-se o programa para rodar e um resumo dos resultados para deslocamento lateral e momento fletor encontrados estão exibidos a seguir.

Tabela 16 - Dados obtidos pelo modelo de curvas p-y aplicado a partir do programa LPILE para a estaca instrumentada em solo de argila mole

Carregamento Aplicado - H = 10,0kN		
Profundidade (m)	Deslocamento (mm)	Momento Fletor (kN.m)
0,0	115,67	38,10
1,0	33,31	37,77
2,0	-0,20	21,42
3,0	-4,03	6,75
4,0	-0,96	-1,79
5,0	0,11	-0,75
6,0	0,09	0,02
7,0	0,00	0,06
8,0	-0,01	0,01
9,0	0,00	0,00
10,0	0,00	0,00
11,0	0,00	0,00
12,0	0,00	0,00
13,0	0,00	0,00
14,0	0,00	0,00
15,0	0,00	0,00
16,0	0,00	0,00
17,0	0,00	0,00
18,0	0,00	0,00
19,0	0,00	0,00
20,0	0,00	0,00

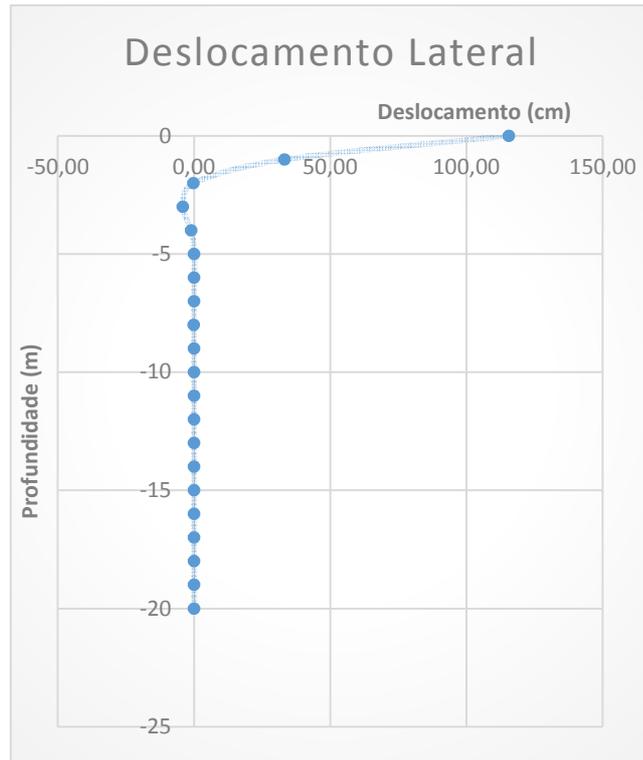


Figura 41 - Deslocamentos laterais obtidos pelo método das curvas p-y a partir do programa LPILE para estaca instrumentada em argila mole

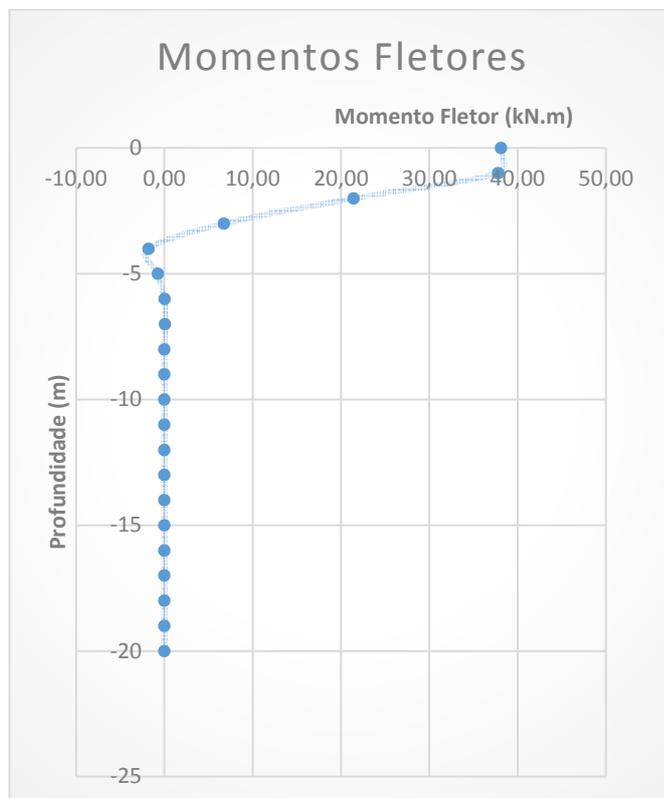


Figura 42 - Momentos fletores obtidos pelo método das curvas p-y a partir do programa LPILE para estaca instrumentada em argila mole

4.2.10 Comparação dos resultados

Analisando os resultados obtidos pelos dois métodos de estudo (método das diferenças finitas e curvas p-y com utilização do software LPILE) com os dados obtidos experimentalmente para a estaca instrumentada, observa-se uma boa concordância tanto dos deslocamentos quanto dos momentos fletores.

Tabela 17 - Comparação dos valores encontrados para a superfície do terreno (Z=0,00m)

	Valores experimentais (Braga, 1998)	Diferenças Finitas (Mathcad)	Curvas p-y (LPILE)
Deslocamento lateral (mm)	111,41	128,11	115,67
Momento Fletor (kN.m)	37,40	36,00	38,10

Tabela 18 - Resumo dos valores de deslocamento lateral

Carregamento Aplicado - H = 10,0kN			
Prof. Z (m)	Deslocamentos (mm)		
	Medido em campo (Braga,1998)	Rotina no Mathcad	Curvas p-y (LPILE)
0,00	111,41	128,11	115,67
1,00	37,23	31,79	33,31
2,00	-0,26	-1,94	-0,20
3,00	-4,56	-4,39	-4,03
4,00	-0,43	-1,37	-0,96
5,00	0,82	-0,06	0,11
6,00	0,75	0,09	0,09
7,00	0,40	0,03	0,00
8,00	0,21	0,00	-0,01
9,00	0,11	0,00	0,00
10,00	0,18	0,00	0,00
11,00	0,17	0,00	0,00
12,00	0,18	0,00	0,00
13,00	0,14	0,00	0,00
14,00	0,13	0,00	0,00
15,00	0,10	0,00	0,00
16,00	0,01	0,00	0,00
17,00	0,00	0,00	0,00
18,00	0,00	0,00	0,00
19,00	0,00	0,00	0,00
20,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 19 - Resumo dos momentos fletores

Carregamento Aplicado - H = 10,0kN			
Prof. Z (m)	Momentos Fletores (kN.m)		
	Proposto a partir do ensaio DMT (Braga, 1998)	Rotina no Mathcad	Lpile - Curvas p-y DMT
0,00	37,40	36,00	38,10
1,00	35,30	46,00	37,77
2,00	16,10	23,00	21,42
3,00	0,80	4,03	6,75
4,00	-1,90	-1,26	-1,79
5,00	-0,68	-0,86	-0,75
6,00	0,05	-0,15	0,02
7,00	0,02	0,03	0,06
8,00	0,00	0,02	0,01
9,00	0,00	0,00	0,00
10,00	0,00	0,00	0,00
11,00	0,00	0,00	0,00
12,00	0,00	0,00	0,00
13,00	0,00	0,00	0,00
14,00	0,00	0,00	0,00
15,00	0,00	0,00	0,00
16,00	0,00	0,00	0,00
17,00	0,00	0,00	0,00
18,00	0,00	0,00	0,00
19,00	0,00	0,00	0,00
20,00	0,00	0,00	0,00

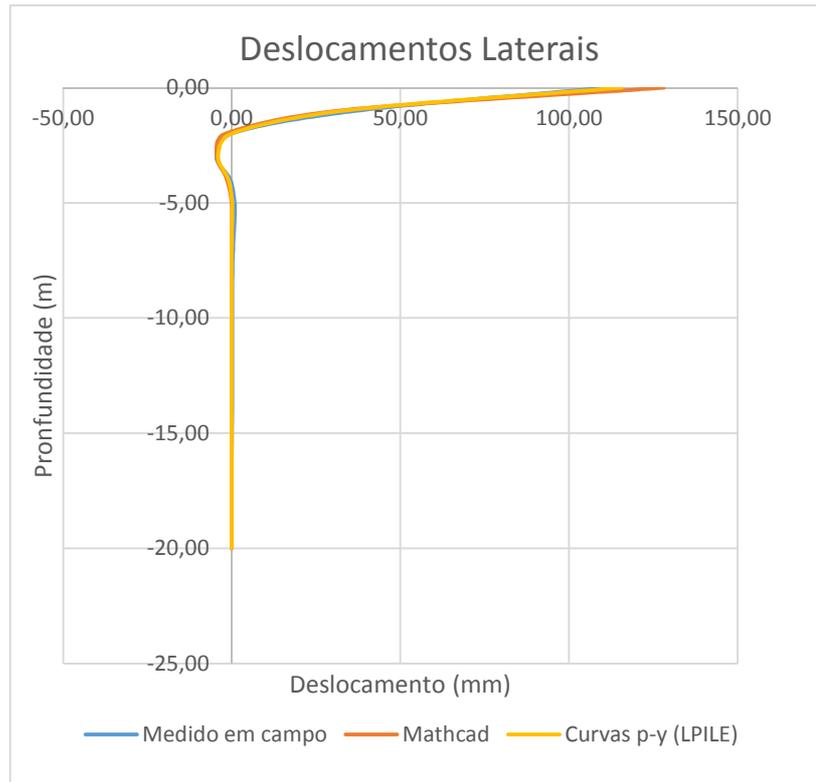


Figura 43 - Comparativo dos deslocamentos laterais

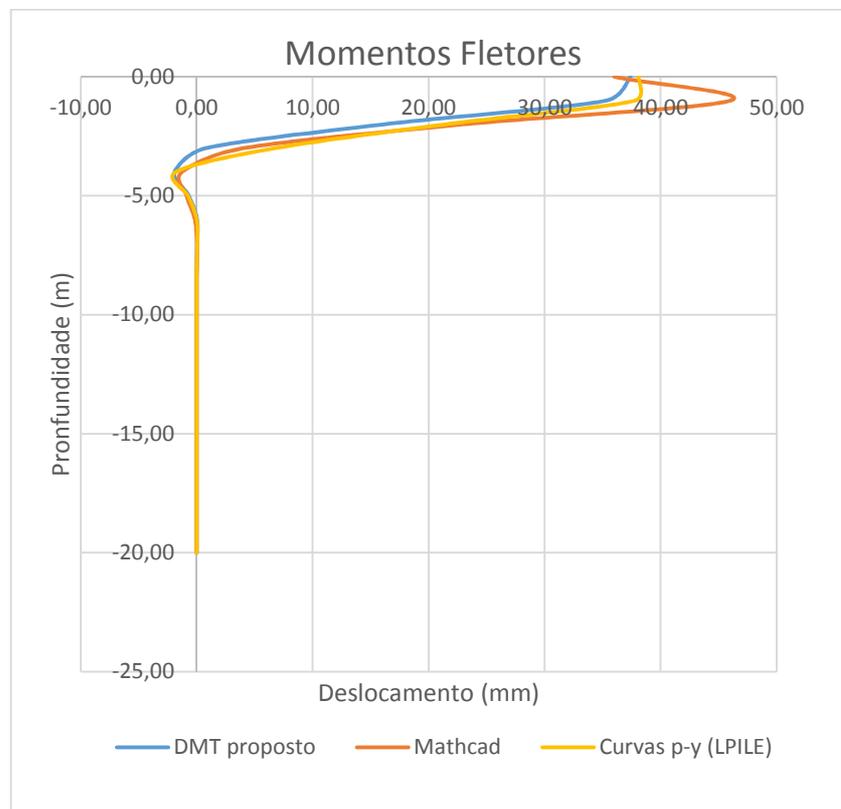


Figura 44 - Comparativo entre os momentos fletores

5 CONCLUSÕES

Considerando-se os resultados apresentados neste trabalho, pode-se estabelecer as seguintes conclusões:

1. Para solos arenosos, os resultados obtidos pelo Método das Diferenças Finitas e pelo Modelo de Winkler apresentam uma excelente concordância entre si, sendo quase coincidentes, como visto em 4.1.4. Ambos métodos representam, portanto, uma maneira prática para se estimar o deslocamento lateral e momento fletor da estaca.
2. O Método do Comprimento de Engastamento Virtual, aplicado ao caso do solo arenoso, apresentou valores ligeiramente inferiores aos encontrados pelos dois métodos acima mencionados, mas com uma boa aproximação. Este método, pela sua simplicidade, pode ser facilmente utilizado como um método alternativo para conferência dos valores encontrados.
3. Para solos argilosos, a aplicação do Método das Diferenças Finitas apresentou, no geral, valores ligeiramente superiores àqueles medidos em campo e estimados para a estaca instrumentada para o deslocamento lateral e para os momentos fletores, mostrando-se, portanto, como um método seguro. A dificuldade na aplicação deste método, contudo, consiste em se encontrar um valor adequado para o coeficiente de reação lateral do terreno.
4. Para solos argilosos, assim como o Método das Diferença Finitas, o Método das Curvas p-y (aplicado a partir do programa LPILE) apresentou valores ligeiramente superiores aos verificados a partir da instrumentação da estaca analisada, mostrando-se também um método seguro e eficiente. A dificuldade deste método encontra-se na determinação dos parâmetros do solo necessários para a elaboração das curvas p-y, os quais nem sempre são obtidos com facilidade.

REFERÊNCIAS

ABREU, J. A. **Avaliação do Comportamento de Grupos de Fundação Carregados Lateralmente em Solo Poroso Colapsível e Tropical do Distrito Federal**. Brasília, Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-242/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177 p. 2014

BRAGA, J. M. **Estudo de Estaca Metálica Submetida a Esforço Lateral em Argila Mole**. Recife, Pernambuco. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Brasil. 1998.

ISENHOWER, W. M.; WANG, S. **Technical Manual for LPile, Version 6**. Ensoft, Inc. 2011.

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado**, vol. 2, 3ª ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1983.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Rainbow-Bridge Book Co., 1980.

Programa LPile P6, Ensoft Inc. Disponível em: <http://www.ensoftinc.com/main/products/lpile6/m_lpile6.html>. Acesso em 15 de janeiro de 2015.

Programa SAP 2000, Multiplus Softwares Técnicos. Disponível em: <<http://sap2000.multiplus.com/index.html>>. Acesso em 15 de janeiro de 2015.

Programa Mathcad, PTC. Disponível em: <<http://www.ptc.com/product/mathcad>>. Acesso em 17 de fevereiro de 2015.

REESE, L. C.; VAN IMPE, W. F. **Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading**. Taylor & Francis Group plc., London, UK. 2007.

SANTOS, J. A. **Fundações por Estacas Horizontais – Elementos Teóricos.** Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2008.

VIEIRA, M. V. C. M. **Ensaio de Dilatômetro na Argila Mole do Sarapuí.** Rio de Janeiro, RJ. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Brasil. 1994.

APÊNDICE A

MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

$t_f := 10\text{kN}$

Rotina para o cálculo dos deslocamentos laterais e momentos fletores para uma estaca com seção transversal circular submetida a carga lateral em camada única de areia.

Dados de entrada:

Número de intervalos: $n := 12$

Módulo de elasticidade do concreto: $E := 2.10 \cdot 10^6 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$ $E = 2.1 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Diâmetro da seção da estaca: $d := 0.400\text{m}$

Momento de inércia da seção: $I := \frac{\pi \cdot (d \div 2)^4}{4}$ $I = 1.257 \times 10^{-3} \text{m}^4$

Coefficiente de reação do terreno: $k_h := 500 \frac{\text{tf}}{\text{m}^3}$

Comprimento total da estaca: $L_{\text{total}} := 16\text{m}$

Comprimento livre da estaca: $L_{\text{livre}} := 4\text{m}$

Comprimento enterrado da estaca: $L := L_{\text{total}} - L_{\text{livre}}$ $L = 12\text{m}$

Carregamentos:

Esforço horizontal atuando na ponta livre da estaca: $V_H := 3\text{tf}$ $V_H = 30\text{kN}$

Ao nível do terreno, temos:

$$M := V_H \cdot L_{\text{livre}} \quad M = 120\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_H = 30\text{kN}$$

Resolução do sistema de equações:

Resolução := Isolve(M, v)

$$\text{Resolução} = \begin{pmatrix} 64.7435 \\ 43.0193 \\ 24.7055 \\ 10.9391 \\ 2.8567 \\ -0.4774 \\ -1.0815 \\ -0.7026 \\ -0.2680 \\ -0.0396 \\ 0.0257 \\ 0.0233 \\ 0.0096 \\ 0.0012 \\ -0.0034 \\ -0.0079 \\ -0.0086 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

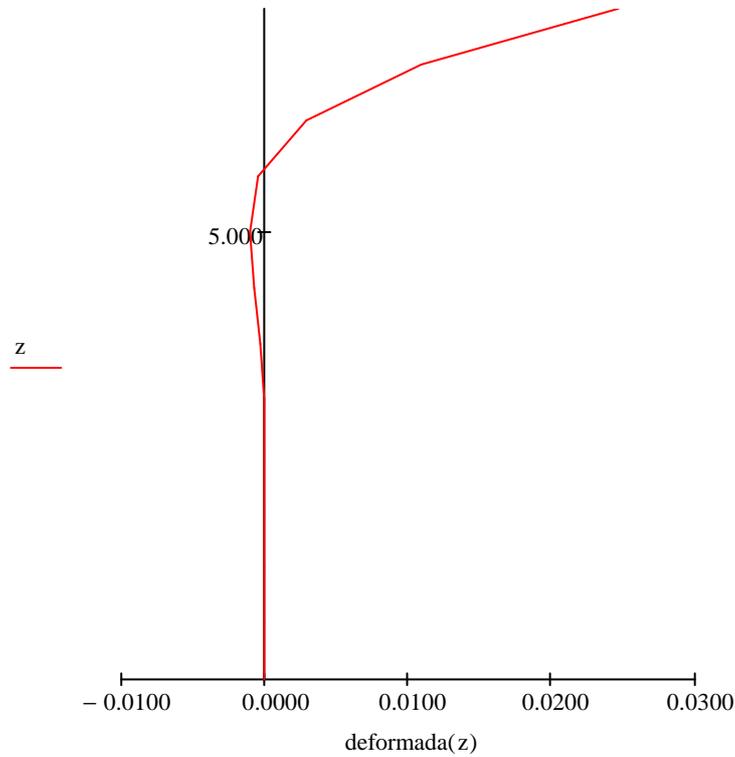
Os pontos 1, 2, 16 e 17 são fictícios. Logo:

 $i := 1..13$ Deslocamento_i := Resolução_{i+2}

$$\text{Deslocamento} = \begin{pmatrix} 2.4706 \\ 1.0939 \\ 0.2857 \\ -0.0477 \\ -0.1081 \\ -0.0703 \\ -0.0268 \\ -0.0040 \\ 0.0026 \\ 0.0023 \\ 0.0010 \\ 0.0001 \\ -0.0003 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}$$

deformada(z) := Deslocamento_z

z := 1..13



Cálculo dos momentos fletores:

Deslocamento (w):

w := Resolução

i := 1..13 j := 3..15 $\Delta x := \frac{\delta}{m}$ $\Delta x = 1$

Momento₁ := 0

$$\text{Momento}_i := E \cdot I \cdot \frac{[w_{i+3} - (2w)_{i+2} + w_{i+1}]}{\left(\frac{\delta}{m}\right)^2 \cdot m^2}$$

$$\text{Momento} = \begin{pmatrix} 120.00 \\ 150.00 \\ 125.30 \\ 72.04 \\ 25.94 \\ 1.47 \\ -5.44 \\ -4.31 \\ -1.79 \\ -0.30 \\ 0.14 \\ 0.10 \\ 0.00 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

APÊNDICE B

Planilha elaborada para o cálculo do deslocamento da estaca pela teoria do comprimento de engastamento virtual.

z/Lo	K ^{"H}										K ^{"M}									
	Valores de L/Lo					Valores de L/Lo					Valores de L/Lo					Valores de L/Lo				
	2	3	4	5	10	2	3	4	5	10	2	3	4	5	10	2	3	4	5	10
0,0	4,75	2,70	2,45	2,40	2,40	3,40	1,75	1,62	1,62	1,62	3,40	1,75	1,62	1,62	1,62	3,40	1,75	1,62	1,62	1,62
0,1	4,40	2,50	2,33	2,23	2,23	3,10	1,60	1,45	1,45	1,45	3,10	1,60	1,45	1,45	1,45	3,10	1,60	1,45	1,45	1,45
0,2	4,05	2,35	2,15	2,07	2,07	2,77	1,43	1,30	1,30	1,30	2,77	1,43	1,30	1,30	1,30	2,77	1,43	1,30	1,30	1,30
0,3	3,70	2,17	1,95	1,92	1,92	2,50	1,27	1,14	1,14	1,14	2,50	1,27	1,14	1,14	1,14	2,50	1,27	1,14	1,14	1,14
0,4	3,40	2,00	1,83	1,75	1,75	2,20	1,13	1,00	1,00	1,00	2,20	1,13	1,00	1,00	1,00	2,20	1,13	1,00	1,00	1,00
0,5	3,05	1,95	1,67	1,63	1,63	1,95	0,97	0,87	0,87	0,87	1,95	0,97	0,87	0,87	0,87	1,95	0,97	0,87	0,87	0,87
0,6	2,70	1,67	1,53	1,47	1,47	1,67	0,85	0,75	0,75	0,75	1,67	0,85	0,75	0,75	0,75	1,67	0,85	0,75	0,75	0,75
0,7	2,35	1,57	1,37	1,33	1,33	1,40	0,73	0,64	0,64	0,64	1,40	0,73	0,64	0,64	0,64	1,40	0,73	0,64	0,64	0,64
0,8	2,05	1,37	1,25	1,20	1,20	1,15	0,63	0,54	0,54	0,54	1,15	0,63	0,54	0,54	0,54	1,15	0,63	0,54	0,54	0,54
0,9	1,75	1,23	1,10	1,07	1,07	0,90	0,53	0,45	0,45	0,45	0,90	0,53	0,45	0,45	0,45	0,90	0,53	0,45	0,45	0,45
1,0	1,45	1,10	1,00	0,95	0,95	0,70	0,43	0,36	0,36	0,36	0,70	0,43	0,36	0,36	0,36	0,70	0,43	0,36	0,36	0,36
1,1	1,15	0,95	0,87	0,83	0,83	0,45	0,35	0,28	0,28	0,28	0,45	0,35	0,28	0,28	0,28	0,45	0,35	0,28	0,28	0,28
1,2	0,85	0,85	0,75	0,70	0,70	0,20	0,28	0,22	0,22	0,22	0,20	0,28	0,22	0,22	0,22	0,20	0,28	0,22	0,22	0,22
1,3	0,55	0,73	0,65	0,61	0,61	0,00	0,20	0,15	0,15	0,15	0,00	0,20	0,15	0,15	0,15	0,00	0,20	0,15	0,15	0,15
1,4	0,25	0,67	0,55	0,51	0,51	-0,20	0,15	0,11	0,11	0,11	-0,20	0,15	0,11	0,11	0,11	-0,20	0,15	0,11	0,11	0,11
1,5	0,00	0,50	0,45	0,43	0,43	-0,40	0,10	0,07	0,07	0,07	-0,40	0,10	0,07	0,07	0,07	-0,40	0,10	0,07	0,07	0,07
1,6	-0,30	0,40	0,38	0,30	0,30	-0,60	0,05	0,03	0,03	0,03	-0,60	0,05	0,03	0,03	0,03	-0,60	0,05	0,03	0,03	0,03
1,7	-0,60	0,30	0,30	0,27	0,27	-0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,80	0,00	0,00	0,00	0,00
1,8	-0,90	0,23	0,23	0,23	0,23	-1,00	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-1,00	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-1,00	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03
1,9	-1,17	0,17	0,17	0,17	0,17	-1,20	-0,07	-0,05	-0,05	-0,05	-1,20	-0,07	-0,05	-0,05	-0,05	-1,20	-0,07	-0,05	-0,05	-0,05
2,0	-1,45	0,07	0,14	0,14	0,14	-1,40	-0,10	-0,07	-0,07	-0,07	-1,40	-0,10	-0,07	-0,07	-0,07	-1,40	-0,10	-0,07	-0,07	-0,07
2,5	-	-0,23	-0,04	-0,04	-0,04	-	-0,21	-0,10	-0,10	-0,10	-	-0,21	-0,10	-0,10	-0,10	-	-0,21	-0,10	-0,10	-0,10
3,0	-	-0,50	-0,10	-0,07	-0,07	-	-0,30	-0,09	-0,09	-0,09	-	-0,30	-0,09	-0,09	-0,09	-	-0,30	-0,09	-0,09	-0,09
3,5	-	-	-0,13	-0,07	-0,07	-	-	-0,05	-0,05	-0,05	-	-	-0,05	-0,05	-0,05	-	-	-0,05	-0,05	-0,05
4,0	-	-	-0,10	-0,05	-0,05	-	-	-0,03	-0,03	-0,03	-	-	-0,03	-0,03	-0,03	-	-	-0,03	-0,03	-0,03
4,5	-	-	-	-0,02	-0,02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,0	-	-	-	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00

Dados da estaca:

Ho	3 tf
Mo	12 tf.m
kh	500 tf/m ³
E	2,10E+06 tf/m ²
I	1,26E-03 m ⁴
Lo	1,39 m

L	12,00 m
1,8Lo	2,51 m

Dados de entrada na tabela:

L/Lo	8,60
------	-------------

Coluna:

5	10
----------	-----------