

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

ILEANA NÓBREGA JUSTINIANO

**ANÁLISE NÃO LINEAR DE UM BLOCO DE ESTACAS: ESTUDO DO EFEITO DE
SOMBRA UTILIZANDO OS MULTIPLICADORES-P**

Recife

2017

ILEANA NÓBREGA JUSTINIANO

**ANÁLISE NÃO LINEAR DE UM BLOCO DE ESTACAS: ESTUDO DO EFEITO DE
SOMBRA UTILIZANDO OS MULTIPLICADORES-P**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências – CTG, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil

Área de concentração: Engenharia Civil;
Engenharia Estrutural.

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Horowitz

Recife

2017

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

J96a

Justiniano, Ileana Nóbrega.

Análise não linear de um bloco de estacas: estudo do efeito de sombra utilizando os multiplicadores-p /Ileana Nóbrega Justiniano. - 2017.
81 folhas, il.

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Horowitz.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Departamento de Engenharia Civil, 2017.

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Análise não linear. 3. Bloco de estacas.
4. Curvas p-y. 5. Curvas q-z. 6. Curvas t-z. 7. Interação solo-
estrutura. 8. Efeito de sombra. I. Horowitz, Bernardo (Orientador).
II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2017-48



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

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

CANDIDATOS: 1 – Ileana Nóbrega Justiniano
2 –

BANCA EXAMINADORA

Orientador: Prof. Bernardo Horowitz

Examinador 1: Prof^ª. Lícia Mouta da Costa

Examinador 2: Prof. Paulo de Araújo Regis

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

**ANÁLISE NÃO LINEAR DE UM BLOCO DE ESTACAS: ESTUDO DO EFEITO DE
SOMBRA UTILIZANDO OS MULTIPLICADORES-P**

LOCAL: Sala 114 do prédio do CTG/UFPE.

DATA: 02/02/2017 – **HORÁRIO DE INÍCIO:** 10 h.

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, os candidatos foram arguidos oralmente pelos membros da banca com NOTA: _____ (deixar 'Exame Final', quando for o caso).

1) () aprovado(s) (nota $\geq 7,0$), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito.

As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

O trabalho com nota no seguinte intervalo, **$3,0 \leq \text{nota} < 7,0$** , será reapresentado, gerando-se uma nota ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado **aprovado com exame final**.

2) () reprovado(s). (nota $< 3,0$)

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelos candidatos.

Recife, 02 de fevereiro de 2017.

Orientador:

Avaliador 1:

Avaliador 2:

Candidato 1:

Candidato 2:

AGRADECIMENTOS

A Deus, primeiramente, pela força e determinação concedidas para concluir mais uma etapa da minha vida.

Aos meus pais pela compreensão, apoio e incentivo durante todos os momentos difíceis.

Ao meu orientador, Prof. Bernardo Horowitz, pela orientação e por proporcionar uma oportunidade de crescimento acadêmico.

Aos meus amigos e colegas do curso que estiveram sempre presentes nos bons e maus momentos.

Por fim, a todos os professores do Curso de Engenharia Civil, do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, que participaram da minha formação profissional.

RESUMO

A fim de avaliar a influência do efeito de sombra sobre os deslocamentos das estacas, foi realizado neste trabalho um estudo de um bloco de estacas 3x3 utilizando o modelo discreto para representar a reação do solo. A simulação foi feita a partir de dois métodos diferentes: o primeiro, e mais comum, é baseado no comportamento elástico e linear (modelo de Winkler) utilizando a ferramenta computacional STRAP 2016, já o segundo consistiu de uma análise não linear do solo a partir de curvas de transferência de cargas denominadas de p-y, t-z e q-z através do programa computacional FB-Multiplier. Neste segundo, ainda foram inseridos os multiplicadores-p para considerar o efeito de sombra em blocos de estacas espaçadas a uma distância de 3D, 5D e 7D. Os resultados obtidos para os dois métodos foram comparados a fim de avaliar a importância da consideração do efeito de sombra no dimensionamento estrutural. Verificou-se que para pequenos carregamentos os dois métodos apresentam resultados bem próximos, no entanto a medida que o carregamento aumenta surgem discrepâncias e estas são maiores quanto menor for o espaçamento entre as estacas do bloco.

Palavras-Chave: Análise não linear; Bloco de estacas; Curvas p-y; Curvas q-z; Curvas t-z; Interação solo-estrutura; Efeito de sombra.

ABSTRACT

In order to evaluate the influence of the shadow effect on the displacements of the piles, a study of a 3x3 pile cap was carried out using the discrete model to represent the soil reaction. The simulation was based on two different methods: first, and most common, is based on linear elastic behavior (Winkler model) using the software STRAP 2016, the second one consisted of a nonlinear soil analysis using load transfer curves called p-y, t-z and q-z through the FB-Multiplier program. In this second, the p-multipliers were also inserted to consider the shadow effect for caps whose piles were spaced at a distance of 3D, 5D and 7D.

The results obtained for the two methods were compared in order to evaluate the importance of considering the shadow effect in the structural design. It was verified that for small loads the two methods present very close results, however as loading increases, discrepancies arise and these are larger the smaller the spacing between the piles of the cap.

Keywords: Nonlinear analysis; Pile cap; p-y curves; q-z curves; t-z curves; Soil-structure interaction; Shadow Effect.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Modelo de Winkler aplicado a uma estaca.....	17
Figura 2: Distribuição de tensões sobre a estaca (a) perfil (b) estaca em repouso (c) após aplicação da carga p_t	18
Figura 3 - Modelo de estaca utilizando as curvas p-y (a) perfil da estaca (b) curvas p-y (REESE; VAN IMPE, 2001 – Adaptado).....	22
Figura 4 - Curva p-y típica (REESE; VAN IMPE, 2001 apud FERREIRA, 2015)	24
Figura 5 - Curva p-y característica para areias (REESE; VAN IMPE, 2001 - Adaptado)	25
Figura 6 - Resistência última do solo para regiões próximas a superfície (a) cunha (b) forças sobre a cunha (c) forças sobre a estaca (REESE e WANG, 1993 - Adaptado)	26
Figura 7 – Resistência última do solo para regiões profundas (REESE et al., 1974 apud SOUSA, 2006).....	27
Figura 8 - Coeficientes empíricos em função da profundidade e do tipo de carregamento; a) Coeficiente A; b) Coeficiente B (SOUSA, 2006).....	28
Figura 9 - Curva p-y característica para argilas moles para um carregamento estático (REESE e WANG, 1993 - Adaptado)	30
Figura 10 - Representação das curvas t-z e q-z.....	32
Figura 11 - Representação das curvas t-z para argilas e areias (API, 1997 - Adaptado)	34
Figura 12 - Curva q-z normalizada para areias e argilas (API, 1997).....	36
Figura 13 - Representação do ensaio SPT	38
Figura 14 - Definição do ângulo de atrito a partir do FB-Multiplier	43
Figura 15 - Tabela do SPT em função da profundidade.....	44
Figura 16 - Efeito de sombra.....	45
Figura 17 - Multiplicadores-p.....	46
Figura 18 - Bloco de estacas 3x3.....	48
Figura 19 - Perfil do terreno.....	49
Figura 20 - Tela inicial do programa FB-Multiplier.....	53
Figura 21 - Definição das opções do programa FB-Multiplier	54

Figura 22 - Interface do programa FB-Multiplier.....	54
Figura 23 - Definição do tipo de análise (FB-Multiplier)	55
Figura 24 - Definição do bloco (FB-Multiplier).....	56
Figura 25 - Definição do número de estacas ligadas ao bloco (FB-Multiplier)	56
Figura 26 - Definição do espaçamento entre as estacas (FB-Multiplier).....	57
Figura 27 – Definições iniciais para as estacas (FB-Multiplier).....	58
Figura 28 - Definição das propriedades da seção das estacas (FB-Multiplier)	58
Figura 29 - Definição das propriedades do aço (FB-Multiplier)	59
Figura 30 – Vista do bloco de estacas (FB-Multiplier).....	59
Figura 31 - Camadas do solo (FB-Multiplier).....	60
Figura 32 - Definição da camada argilosa (FB-Multiplier)	60
Figura 33 - Parâmetros da curva p-y para argila mole (FB-Multiplier).....	61
Figura 34 - Parâmetros da curva t-z para argila mole (FB-Multiplier).....	61
Figura 35 - Definição da camada arenosa (FB-Multiplier).....	62
Figura 36 - Parâmetros da curva p-y para areia (FB-Multiplier)	62
Figura 37 - Parâmetros da curva t-z para areia (FB-Multiplier)	63
Figura 38 - Parâmetros da curva q-z para areia (FB-Multiplier)	63
Figura 39 - Definição dos multiplicadores-p para um espaçamento de 3D (FB-Multiplier)	64
Figura 40 - Discretização das estacas (FB-Multiplier).....	64
Figura 41 - Perfil do terreno (FB-Multiplier).....	65
Figura 42: Definição dos carregamentos (FB-Multiplier)	65
Figura 43 - Barra de ferramentas (FB-Multiplier).....	66
Figura 44 - Tela de resultados (FB-Multiplier).....	67
Gráfico 1 - Deslocamentos para uma carga horizontal de 100 kN e vertical de 2500 kN	70
Gráfico 2 - Deslocamentos para uma carga horizontal de 300 kN e vertical de 2500 kN	70
Gráfico 3 - Deslocamentos para uma carga horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN	71
Gráfico 4 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 100 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 3D	72

Gráfico 5 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 100 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 5D	72
Gráfico 6 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 100 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 7D	73
Gráfico 7 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 300 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 3D	73
Gráfico 8 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 300 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 5D	74
Gráfico 9 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 300 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 7D	74
Gráfico 10 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 3D	75
Gráfico 11 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 5D	75
Gráfico 12 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 7D	76
Quadro 1: Classificação dos solos em função do N_{spt} (NBR-6484/2001)	39

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores do coeficiente de reação horizontal em função do N_{spt} (PFEIL, 1979 – Adaptado).....	20
Tabela 2 - Curvas p-y apresentadas no programa FB-Multipier.....	23
Tabela 3 - Curva t-z para solos coesivos (API, 1997)	33
Tabela 4 - Curvas t-z para solos não coesivos (API, 1997)	35
Tabela 5 - Representação das curvas q-z para argilas e areias (API, 1997)	36
Tabela 6 - Valores de C_u em função de N_{spt} – Bowles (1979 apud GUSMÃO FILHO, 2003)	40
Tabela 7 - Valores para ϵ_{50} – Reese e Van Impe (2001).....	41
Tabela 8 - Valores para o peso específico de solos coesivos – Bowles (1997 apud CHRISTAN, 2012).....	41
Tabela 9 - Valores para o peso específico de solos não coesivos – Bowles (1997 apud CHRISTAN, 2012).....	41
Tabela 10 - Relação entre os valores de N' e ϕ utilizados pelo FB-Multipier	42
Tabela 11 - Valores dos multiplicadores-p	48
Tabela 12 - Carregamentos aplicados ao bloco de estacas.....	49
Tabela 13 - Classificação do perfil de solo segundo a NBR-6484/2001.....	50
Tabela 14 - Valores adotados para o peso específico das camadas de solo.....	50
Tabela 15 - Valor adotado para o ângulo de atrito do solo arenoso.....	50
Tabela 16 - Valores adotados de t_{max} e q_p para solo o arenoso	51
Tabela 17 - Valores adotados de n_h para as camadas do perfil de solo	51
Tabela 18 - Valores adotados de C_u para a camada de solo argiloso	51
Tabela 19 - Momentos fletores no topo do terreno para uma análise com CTCRMP	68
Tabela 20 - Deslocamentos no topo do terreno para uma análise com CTCRMP	69
Tabela 21 - Momentos fletores e deslocamentos no topo do terreno com MRHT.....	69

LISTA DE ABREVIATURAS E/OU SIGLAS

API	American Petroleum Institute
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CTCRMP	Curvas de Transferência de Carga com Recurso dos Multiplicadores-p
BSI	Bridge Software Institute
F	Unidade de Força
ISE	Interação Solo Estrutura
L	Unidade de Comprimento
MRHT	Módulo de Reação Horizontal de Terzaghi
SPT	Standart Penetration Test
3D	Espaçamento igual a 3 vezes o diâmetro da estaca
5D	Espaçamento igual a 5 vezes o diâmetro da estaca
7D	Espaçamento igual a 7 vezes o diâmetro da estaca

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Justificativa e motivação	14
1.2	Objetivos gerais e específicos	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	Modelo de Winkler	16
2.2	Equação diferencial para uma estaca submetida a cargas laterais	17
2.2.1	Resposta do solo	18
2.2.2	Módulo de reação do terreno	19
2.3	Desenvolvimento do Modelo de Winkler	20
2.4	Curvas p-y	21
2.4.1	Definição da curva p-y	21
2.4.2	Curva p-y típica	23
2.4.3	Curva p-y para areias acima e abaixo do nível d'água	24
2.4.4	Curva p-y para argilas moles	30
2.5	Curvas de transferência de carga axial	32
2.5.1	Curvas t-z	32
2.5.2	Curvas q-z	35
2.6	Parâmetros para o cálculo das curvas de transferência de carga	36
2.6.1	Ensaio SPT	37
2.6.2	Classificação do solo segundo os valores de N_{spt}	38
2.6.3	Resistência unitária de ponta	39
2.6.4	Resistência lateral unitária	39
2.6.5	Coesão não drenada do solo	40
2.6.6	Deformação para 50% da resistência última	40
2.6.7	Peso específico do solo	41
2.6.8	Ângulo de atrito	41
2.7	Efeito de sombra	44

3	METODOLOGIA	47
3.1	Caso analisado	47
3.2	Obtenção dos parâmetros do solo a partir do N_{SPT}	49
3.3	Modelagem no software de cálculo STRAP 2016	51
3.4	Modelagem no software de cálculo FB-Multiplier	52
3.4.1	Definições iniciais no FB-Multiplier	53
3.4.2	Definições das propriedades do bloco de coroamento	55
3.4.3	Definições das propriedades das estacas	57
3.4.4	Definições do perfil do terreno	60
3.4.5	Carregamentos aplicados	65
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	68
4.1	Resultados da modelagem do FB-Multiplier	68
4.2	Resultados da modelagem do STRAP 2016	69
4.3	Considerações sobre os resultados	69
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
	REFERÊNCIAS	78
	APÊNDICE A	81

1 INTRODUÇÃO

A estaca é um tipo de fundação profunda muito utilizada para transferir as cargas da superestrutura para uma camada de solo resistente. Além das cargas verticais, as estacas precisam resistir a esforços horizontais. Em alguns casos, essas cargas horizontais podem ter um valor considerável, como exemplo temos: estruturas submetidas a impactos de navios durante a atracação, ação das ondas em estruturas off-shore e a força do vento em prédios altos. De acordo com Chore et al. (2012), o problema de estacas ou de blocos submetidos a carregamentos laterais envolve uma complexa interação entre o solo e a estrutura.

No dimensionamento estrutural, para avaliar as deflexões de uma estaca, um dos métodos convencionais de análise é a utilização do módulo de reação. Neste caso, o solo é assimilado a um conjunto de mecanismos independentes que representam a sua reação para cada ponto da estaca. Algumas análises consideram o solo com um comportamento elástico e linear, utilizando um valor constante para o módulo de reação em cada profundidade. Porém, na prática o solo apresenta um comportamento não linear. Este pode ser representado através das curvas de transferência de cargas denominadas p-y, t-z e q-z.

No caso de um bloco de estacas, além da interação entre o solo e a estaca, Reese e Van Impe (2001) citam mais dois problemas que devem ser considerados na análise: a eficiência de estacas pouco espaçadas, sobre o efeito de cargas laterais e axiais, e a distribuição do carregamento para cada uma das estacas no bloco.

De acordo com Das (2011), a maior parte da dificuldade encontrada na concepção de fundações profundas provém principalmente da interação entre as estacas, quando estas são pouco espaçadas. Isto ocasiona o chamado efeito de sombra que provoca a redução capacidade de carga das estacas de um grupo podendo acarretar um aumento dos deslocamentos horizontais, principalmente quando a estrutura está submetida a grandes cargas laterais.

1.1 Justificativa e motivação

Na literatura, existem estudos analisando testes feitos em blocos de estacas pouco espaçadas, dentre eles estão os trabalhos desenvolvidos por: Prakash (1962),

Schmidt (1981), Cox, Dixon e Murphy (1984), Wand e Reese (1986), Franke (1988) e Shibata, Yashimi e Kimura (1989) (apud REESE e VAN IMPE, 2001). Os resultados dessas análises comprovam que estacas em um grupo se comportam diferentemente de uma estaca isolada devido a interação estaca-solo-estaca. Além desses, outros estudos, como o de Rollins et al. (2005), também apontam a influência do chamado efeito de sombra na redução da capacidade de um bloco de estacas.

De acordo com Das (2011), o deslocamento lateral de uma estaca em um bloco pode ser duas a três vezes maior que o deslocamento de uma estaca isolada com o mesmo carregamento. Um dos fatores que contribui para esta diferença é o efeito de sombra.

Na elaboração de um projeto estrutural, a partir dos esforços atuantes na estrutura, deve-se garantir a segurança das fundações contra o colapso. Além disso, é importante também avaliar os deslocamentos sofridos os quais não podem exceder os limites de serviço. Neste contexto, se faz imprescindível o estudo do efeito de sombra para verificar sua influência no comportamento das fundações.

1.2 Objetivos gerais e específicos

O objetivo geral deste trabalho é a simulação de um bloco de estacas 3x3 através do programa FB-Multiplier para avaliar como espaçamento entre as estacas interfere no comportamento do bloco.

Como objetivos específicos, pretende-se com a realização deste trabalho:

- Estudar as curvas de transferências de carga p-y, t-z e q-z que possibilitam a representação do comportamento não linear do solo;
- Estudar os multiplicadores-p para representação do efeito de sombra no bloco com espaçamento entre estacas iguais a 3D, 5D e 7D;
- Apresentar, de forma sucinta, um guia prático do funcionamento do programa Fb-Multiplier para a análise não linear de blocos de estacas considerando na simulação o efeito de sombra; e
- Comparar os resultados obtidos para o bloco através de uma análise não linear, levando em consideração o efeito de sombra, com os resultados obtidos através de uma análise linear (Modelo de Winkler).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentada uma revisão da literatura que trata dos principais assuntos relacionados à simulação de um bloco de estacas.

2.1 Modelo de Winkler

Em 1867, Winkler propôs um modelo para representar o comportamento de uma viga sujeita a forças perpendiculares ao seu eixo longitudinal e assentada sobre um meio elástico. Neste modelo, conhecido como modelo do meio discreto ou simplesmente modelo de Winkler, a reação do solo é representada por um conjunto de molas independentes e de comportamento elástico e linear.

De acordo com o modelo de Winkler, a cada ponto da viga estaria associada uma reação do terreno a qual dependeria unicamente do deslocamento deste ponto sem sofrer influência dos pontos vizinhos. Além disso, as pressões de contato iriam variar proporcionalmente aos deslocamentos ocorridos.

Posteriormente, este modelo foi adaptado para representar o comportamento de uma estaca enterrada em solo devido a sua similaridade com o caso da viga. O processo de cálculo se baseia em assimilar a estaca a um elemento unidimensional de rigidez EI . Ela é dividida em uma série de pontos ao longo de seu fuste nos quais são colocadas molas para representar a resposta do terreno. A figura 1 mostra um exemplo esquemático do modelo para uma estaca.

A rigidez das molas vai depender da profundidade em que elas se encontram e da natureza do solo, a qual é retratada através de uma constante de proporcionalidade também conhecida como coeficiente de reação horizontal. Este coeficiente representa a pressão necessária para obter um deslocamento unitário $[F/L^3]$.

A equação diferencial para o caso de uma estaca é obtida através dos conhecimentos de Resistência dos Materiais e será explicada a seguir.

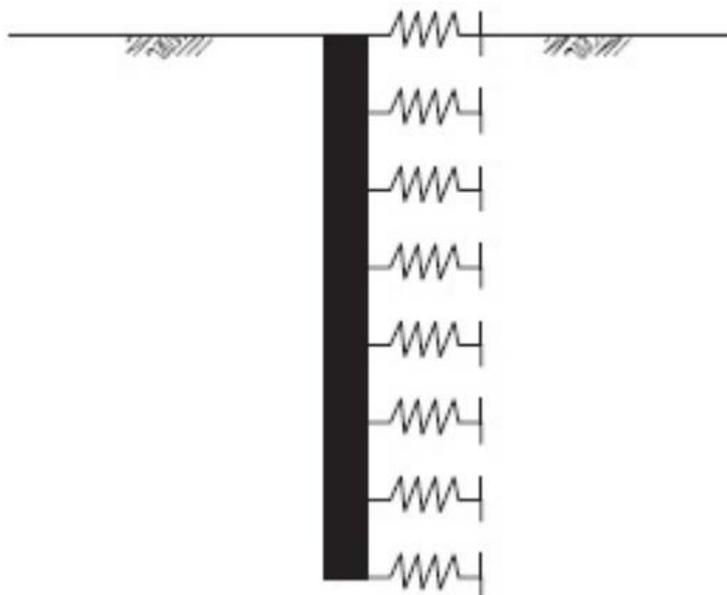


Figura 1: Modelo de Winkler aplicado a uma estaca

2.2 Equação diferencial para uma estaca submetida a cargas laterais

O comportamento de uma estaca é análogo ao caso da viga. Desta forma, admitindo a estaca como um elemento linear, submetido a cargas concentradas aplicadas em seu topo e a uma carga lateral distribuída (q) exercida pelo terreno, é possível analisar a resposta da estaca aos esforços aplicados a partir da equação 1:

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

onde:

E = o módulo de elasticidade do material da estaca;

I = o momento de inércia da seção transversal da estaca;

N = a força axial aplicada no topo da estaca;

q = a carga distribuída horizontal referente a reação do solo;

y = o deslocamento horizontal da estaca; e

z = a profundidade.

A expressão 1 trata-se de uma equação diferencial do quarto grau. Sua solução vai depender tanto das condições de contorno impostas ao problema, quanto da lei de variação adotada para a reação de terreno.

2.2.1 Resposta do solo

Considerando uma estaca vertical enterrada no solo inicialmente em repouso como mostrado na figura 2 (a), para uma determinada profundidade (z_1) abaixo do topo do terreno, a distribuição de tensões normais é uniforme e pode ser representada pela figura 2 (b). Conseqüentemente, a resultante da integração da distribuição de tensões será nula.

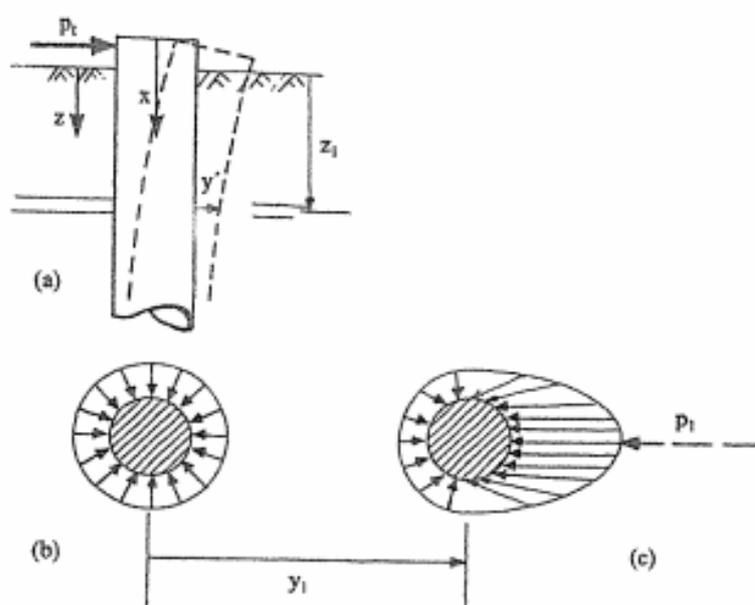


Figura 2: Distribuição de tensões sobre a estaca (a) perfil (b) estaca em repouso (c) após aplicação da carga p_t

Aplicando uma força lateral (p_t) a estaca se desloca como ilustrado na figura 2 (a). Para a profundidade (z_1), em que a estaca sofre um deslocamento (y_1), surge uma nova distribuição de tensões como mostrado na figura 2 (c). Verifica-se que ocorre uma redução nas tensões na parte traseira da estaca enquanto na dianteira haverá um acréscimo. Se integramos essa nova configuração, a resultante obtida é uma força (p_1) contrária ao deslocamento.

A força p_1 de dimensão $[F/L]$ é a resposta do solo na equação diferencial mostrada na expressão 1. O valor de p_1 pode ser obtido através do módulo de reação horizontal como mostrado a seguir.

2.2.2 Módulo de reação do terreno

A lei de variação da carga lateral do terreno é essencialmente empírica, dependendo de diversos parâmetros, como deslocamento transversal do tubulão, diâmetro do mesmo, profundidade, tipo e velocidade de carregamento, número de aplicações de cargas etc. (PFEIL,1979).

Para o caso de siltes e argilas normalmente adensadas e para solos não coesivos, a reação do terreno pode ser admitida proporcional ao deslocamento lateral da estaca e a profundidade do ponto considerado. Esta relação é expressa pela equação 2.

Em se tratando de solos coesivos pré-adensados o valor do módulo de reação horizontal pode ser considerado constante ao longo da profundidade. Conseqüentemente, o valor da reação do terreno irá variar apenas com o deslocamento horizontal da estaca.

$$K = \frac{q}{y} = n_h \cdot z \quad (2)$$

onde:

K = o módulo de reação horizontal do terreno;

n_h = o coeficiente de reação horizontal do terreno;

q = reação do solo;

y = o deslocamento horizontal da estaca; e

z = a profundidade.

O coeficiente de reação horizontal pode ser determinado por ensaios de cargas em estacas e tubulões. A tabela 1 apresenta valores típicos para o coeficiente de reação horizontal do terreno em função do número de golpes de SPT.

Diversos autores têm pesquisado outras formulações matemáticas para descrever a variação do módulo de reação horizontal de forma mais refinada. Entretanto, para fins práticos, de acordo com Terzaghi (1955 apud DÉCOURT et al., 1998, p. 316) estas sofisticções para descrever o módulo de reação horizontal não são justificáveis, pois os erros nos resultados dos cálculos são pequenos quando comparados com aqueles envolvidos na estimativa do valor de K.

Tabela 1: Valores do coeficiente de reação horizontal em função do N_{spt} (PFEIL, 1979 – Adaptado)

Tipo de Solo	Nº de golpes do amostrador padrão (N_{spt})	n_h (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 equação 2 na equação 1 obtêm-se a seguinte expressão:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + N \frac{d^2 y}{dz^2} + n_h \cdot z \cdot y = 0 \quad (3)$$

A solução da equação 3 pode ser obtida através de duas formas: analítica e numérica. A aplicação da via analítica se resume a casos específicos dada a sua complexidade de cálculo. Por outro lado, a via numérica é mais ampla podendo ser feita através de métodos como diferenças finitas ou elementos finitos.

2.3 Desenvolvimento do Modelo de Winkler

O modelo de Winkler é comumente utilizado no dimensionamento estrutural em escritórios de cálculo devido a sua facilidade e praticidade. Contudo, este apresenta algumas limitações. Uma delas refere-se ao tratamento linear utilizado para representar o comportamento do solo.

Em algumas obras de construção civil como pontes, plataformas de petróleo e edifícios altos, as estacas podem sofrer grandes deslocamentos laterais devido ao efeito de consideráveis esforços horizontais. Estes podem ser provenientes de ventos,

empuxo de terras, ondas do mar, frenagem de veículos, entre outros. Nesses casos é importante levar em consideração a não linearidade da reação do solo.

Desta forma, alguns estudiosos propuseram alterações para o modelo do meio discreto originalmente proposto por Winkler. Uma delas foi a adoção de molas não lineares em que a relação tensão-deformação do solo seria representada por uma série de curvas, estas foram chamadas de p-y.

2.4 Curvas p-y

Durante a década de 1950, as companhias de energia tinham seus interesses voltados para a construção de plataformas de petróleo. Em alto mar, as estacas dessas estruturas encontravam-se submetidas a grandes esforços horizontais devido aos efeitos das forças das ondas e do vento. O interesse na construção dessas estações de petróleo incentivou os estudos a respeito do efeito de cargas laterais aplicadas em estacas verticais.

A indústria de petróleo, interessada na construção de plataformas, começou a desenvolver ensaios de carga em estacas instrumentadas em verdadeira grandeza. Os resultados desses estudos juntamente com o avanço tecnológico dos computadores impulsionaram o desenvolvimento do método das curvas p-y.

Contribuições para o desenvolvimento deste método continuaram a aparecer durante os anos através de vários pesquisadores. Posteriormente, este método se estendeu para o dimensionamento de fundações em terra firme.

2.4.1 Definição da curva p-y

O método das curvas p-y foi sugerido inicialmente por Reese e Matlock (1956) e McClelland e Focht (1958) (apud REESE e VAN IMPE, 2001). Nesse método, o módulo de reação do solo é obtido através das curvas e seu valor depende tanto do deslocamento lateral da estaca quanto da profundidade.

A lógica do método das curvas p-y consiste em substituir o solo ao redor da estaca por um conjunto de mecanismos que representem a sua resistência como uma função não linear do deslocamento lateral. Desta forma, cada ponto ao longo do fuste

estará associado a uma curva cuja inclinação da reta secante define o módulo de reação horizontal do solo.

Na figura 3 há uma representação do método das curvas p-y. Nela é mostrado um esquema de uma estaca enterrada em solo e submetida a carregamentos no plano da figura. Para três profundidades são representadas as molas e as respectivas curvas p-y. A estaca foi dividida em três partes ao longo de sua profundidade. Estas linhas horizontais que a dividem sugerem que a estaca pode ter sua seção variando ao longo de seu comprimento.

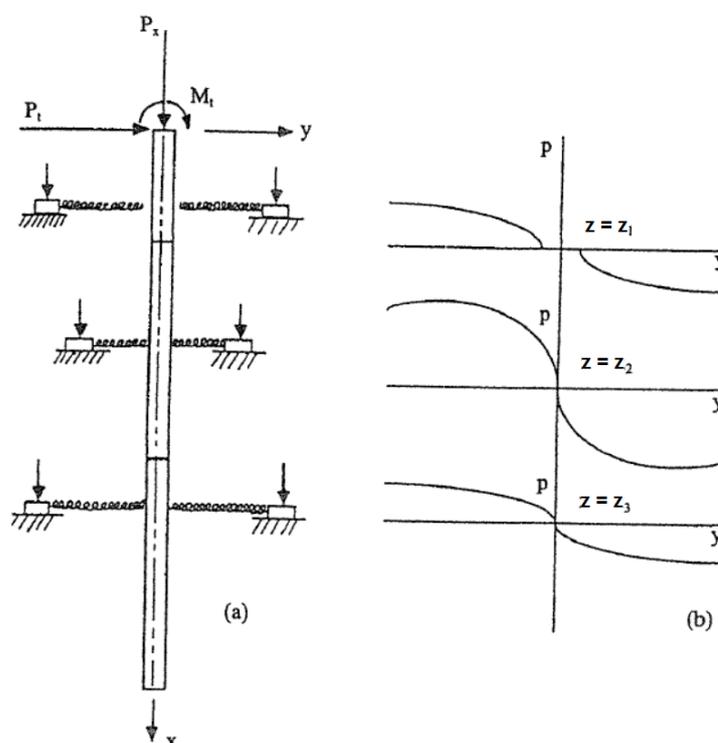


Figura 3 - Modelo de estaca utilizando as curvas p-y (a) perfil da estaca (b) curvas p-y (REESE; VAN IMPE, 2001 - Adaptado)

As curvas p-y são variáveis ao longo da profundidade (z) e deslocamento (y) da estaca como visto na figura 3 (b). De acordo com Reese e Van Impe (2001), em alguns casos pode haver pequenos deslocamentos da estaca sem que haja a resistência do solo, como ilustrado pela curva $z = z_1$.

2.4.2 Curva p-y típica

Vários autores vêm propondo métodos diferentes para a obter as curvas p-y. No programa FB-Multiplier, utilizado neste trabalho, o usuário tem a opção entre as seguintes curvas apresentadas na tabela 2:

Tabela 2 - Curvas p-y apresentadas no programa FB-Multiplier

Curvas p - y			
Autor	Solo	Autor	Solo
Solos Não Coesivos		Solos Coesivos	
O'Neill	Areia	O'Neill	Argila
Reese, Cox e Koop	Areia	Matlock	Argila mole abaixo do nível d'água
API	Areia	Reese	Argila rija abaixo do nível d'água
		Reese e Welch	Argila rija acima do nível d'água
		API	Argila

Abreu (2014) em seu trabalho cita alguns métodos de estudos utilizados na previsão das curvas p-y. Estes podem ser enquadrados nos seguintes grupos:

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

Neste trabalho as curvas p-y utilizadas se baseiam na metodologia de ensaio de cargas em verdadeira grandeza. Para a areia será adotada a curva p-y proposta por Reese, Cox e Koop, enquanto que para a argila, a curva utilizada foi desenvolvida por Matlock. As curvas usadas durante o trabalho são para um carregamento estático.

Embora muitos autores tenham propostos métodos distintos para o cálculo da curva p-y, seu formato segue um determinado padrão para todos os casos. A figura 4 mostra uma curva típica representada no primeiro quadrante. Esta é apenas um membro de um conjunto de curvas que juntas representam a resistência do solo ao longo da profundidade da estaca.

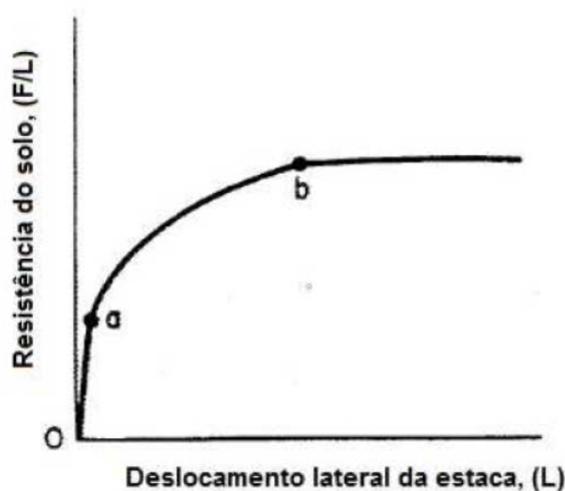


Figura 4 - Curva p-y típica (REESE; VAN IMPE, 2001 apud FERREIRA, 2015)

Segundo Reese e Van Impe (2001), as curvas p-y podem ser divididas em três trechos. O primeiro trecho (ramo o-a) refere-se ao domínio de pequenos deslocamentos, quando o solo ainda apresenta um comportamento linear, em outras palavras, o valor de K é constante para pequenos deslocamentos.

O segundo trecho (ramo a-b) representa a fase de transição da curva. Nesta parte, o módulo de reação horizontal decresce com o aumento da deflexão da estaca (y) refletindo, assim, o comportamento não linear do solo.

Por fim, o terceiro trecho, após o ponto b, representa o comportamento do solo para grandes deslocamentos, quando este passa a se plastificar. O ponto b define a resistência última do solo (p_{ult}). O valor da resistência última varia conforme a profundidade analisada e também em função a natureza do terreno em que a estaca está inserida.

2.4.3 Curva p-y para areias acima e abaixo do nível d'água

Como mostrado na tabela 2, existem várias curvas para representar os deslocamentos de estacas instaladas em solos não coesivos. O método adotado neste trabalho foi proposto por Reese et al. (1974 apud REESE e VAN IMPE, 2001) e se baseia em ensaios de campo feitos em Mustang Island no Texas. Esses ensaios foram realizados utilizando duas estacas metálicas tubulares enterradas em solo arenoso e submetidas a cargas laterais.

Segundo Reese e Van Impe (2001), a curva p-y sugerida por este método é adequada para carregamentos estáticos de pequena duração e cíclicos. A figura 5 ilustra quatro curvas para profundidades distintas.

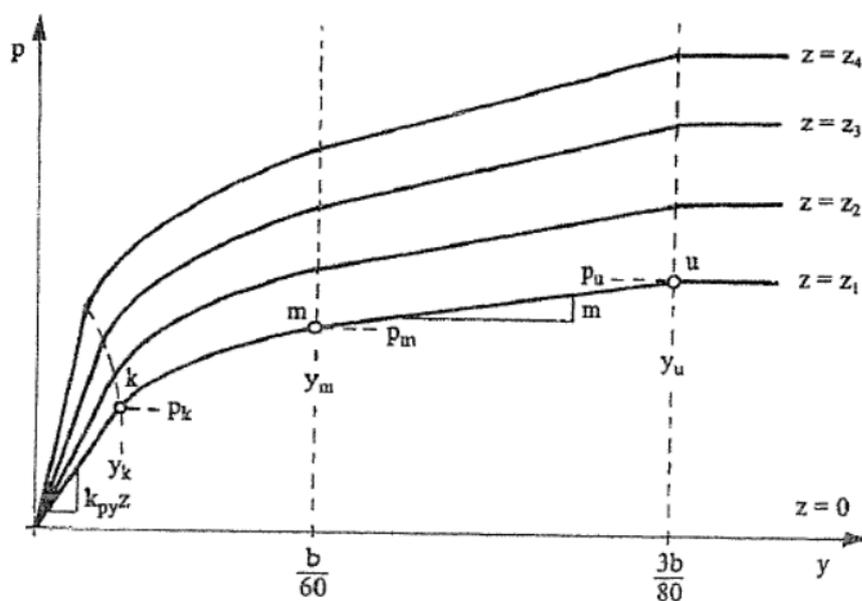


Figura 5 - Curva p-y característica para areias (REESE; VAN IMPE, 2001 - Adaptado)

A construção da curva se inicia a partir da determinação do ângulo de atrito interno (ϕ), do diâmetro da estaca (D) e do peso específico (γ), sendo este o peso específico total no caso de solos acima do nível d'água ou o peso específico submerso caso o solo esteja abaixo do nível d'água. A partir desses parâmetros iniciais, são feitas as primeiras correlações:

$$\alpha = \frac{\phi}{2}; \quad \beta = 45 + \frac{\phi}{2}; \quad K_0 = 0.4; \quad K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4)$$

O próximo passo é obter a resistência última do solo. Reese e Van Impe (2001) comentam sobre dois modelos que podem ser utilizados para determinar este parâmetro. O primeiro é uma metodologia utilizada para analisar regiões próximas à superfície do terreno a pequenas profundidades. A figura 6 ilustra este caso.

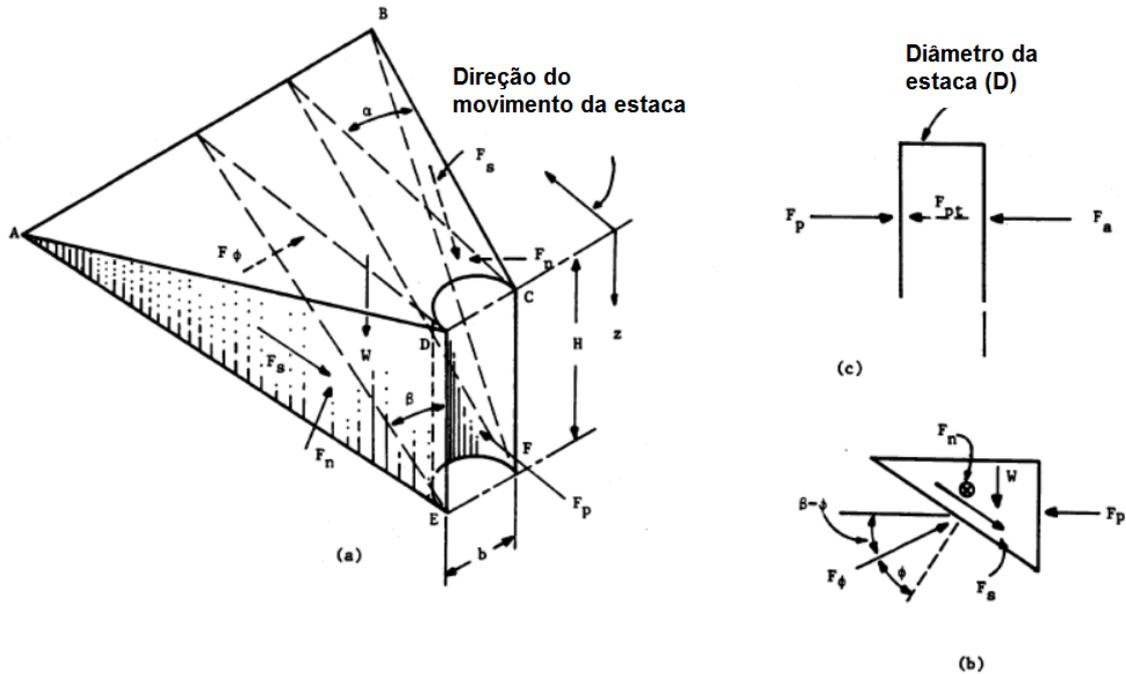


Figura 6 - Resistência última do solo para regiões próximas a superfície (a) cunha (b) forças sobre a cunha (c) forças sobre a estaca (REESE e WANG, 1993 - Adaptado)

Quando submetida a uma força horizontal, a estaca tende a se deslocar e com isso movimentar o solo ao seu redor. O solo responde através de uma reação lateral (F_{pt}). Segundo Abreu (2014), o valor de F_{pt} é obtido subtraindo a força ativa (F_a), calculada a partir do coeficiente de empuxo de Rankine, pela força passiva (F_p) determinada pela geometria da cunha através da teoria de Mohr-Coulomb.

A resistência última por unidade de comprimento para as regiões próximas a superfície do terreno (p_{st}) é definida pela equação 5. Esta equação é obtida pela diferenciação da expressão que determina F_{pt} em função da profundidade (z).

$$p_{st} = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (D + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a D \right] \quad (5)$$

O segundo modelo proposto é adotado para maiores profundidades e está esquematizado na figura 7. Neste, assume-se que o movimento da estaca provoca a ruptura por cisalhamento do bloco de solo 5. O movimento do solo, por sua vez, acarreta no deslizamento do bloco 3 e na ruptura por cisalhamento dos blocos 1,2 e

4. Para este caso, a resistência última pode ser obtida através da diferença entre as tensões σ_6 e σ_1 .

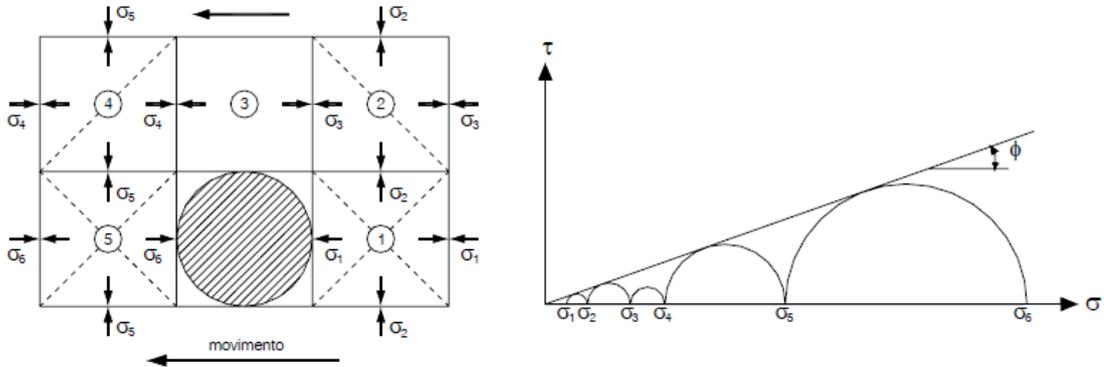


Figura 7 – Resistência última do solo para regiões profundas (REESE et al., 1974 apud SOUSA, 2006)

A resistência última calculada a partir do modelo de grandes profundidades (p_{sd}) é descrita pela equação 6:

$$p_{sd} = K_a D \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 D \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (6)$$

A partir das equações 5 e 6 deve-se encontrar a profundidade em que os valores obtidos se igualem. Para profundidades menores que este valor deve-se utilizar a equação 5 para determinar a resistência última e para maiores, usar a equação 6 de forma que o valor computado para a curva seja sempre o menor entre os dois.

$$p_s = \min(p_{sd}; p_{st}) \quad (7)$$

Escolhida a profundidade a qual se deseja obter a curva p-y, é preciso determinar as coordenadas dos pontos m e u, mostrados na figura 5. Os deslocamentos y_m e y_u e as reações p_m e p_u são obtidas através das expressões 8 e 9, respectivamente.

$$y_u = \frac{3D}{80}; \quad p_u = A_s \cdot p_s \text{ ou } p_u = A_c \cdot p_s \quad (8)$$

$$y_m = \frac{D}{60}; \quad p_m = B_s \cdot p_s \text{ ou } p_m = B_c \cdot p_s \quad (9)$$

Os coeficientes A e B, tanto para carregamentos cíclicos quanto estáticos, são obtidos empiricamente, seus valores podem ser determinados a partir dos gráficos na figura 8. Estes coeficientes adimensionais têm a função de ajuste de valores uma vez que ocorrem diferenças entre os resultados teóricos e os experimentais.

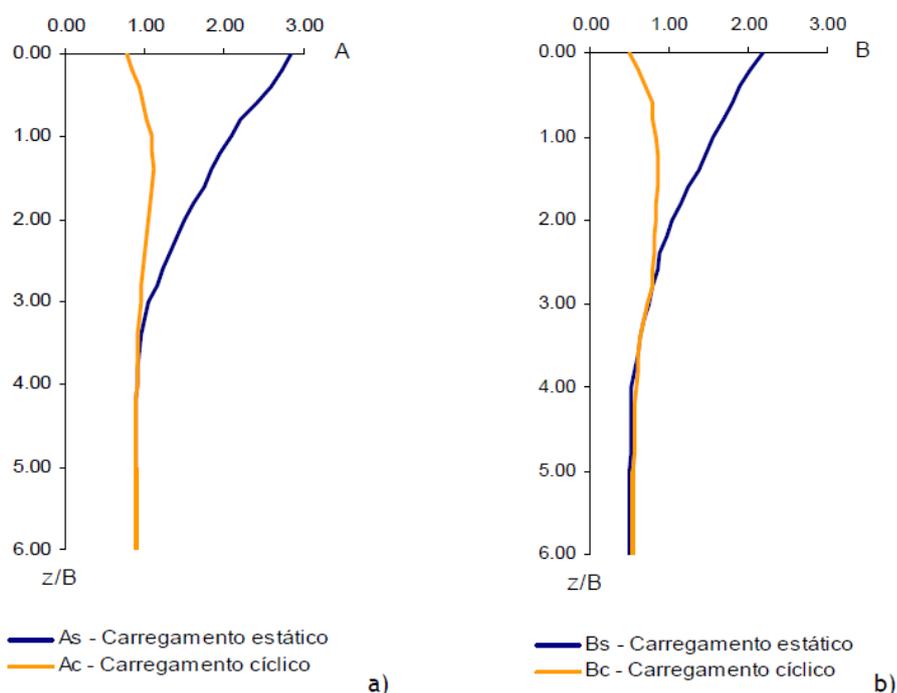


Figura 8 - Coeficientes empíricos em função da profundidade e do tipo de carregamento; a) Coeficiente A; b) Coeficiente B (SOUSA, 2006)

O trecho da curva p-y entre os pontos m e u é retilíneo e sua inclinação pode ser determinada a partir da expressão 10. Para valores de deslocamento superiores a y_u , a reação do solo é constante, caracterizando a plastificação do solo.

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (10)$$

A parte inicial da curva, delimitada pelo ponto k e a origem do gráfico, é um trecho linear. Ela pode ser definida a partir da equação 11:

$$p = (n_h \cdot z) \cdot y \quad (11)$$

onde:

n_h = o coeficiente de reação horizontal do terreno;

y = o deslocamento horizontal da estaca; e

z = a profundidade.

Já o trecho compreendido entre os pontos k e m é parabólico. Este pode ser determinado pela equação 12:

$$p = C \cdot y^{\frac{1}{n}} \quad (12)$$

onde:

$$n = \frac{p_m}{y_m \cdot m} \quad (13)$$

$$C = \frac{p_m}{y_m^{\frac{1}{n}}} \quad (14)$$

Por fim, o ponto k da curva é definido pelo par ordenado (y_k ; p_k) obtido pelas expressões 15 e 16, respectivamente. Desta forma, todos os elementos necessários para a construção da curva p - y , a uma determinada profundidade, foram discutidos neste tópico.

$$y_k = \left(\frac{C}{n_h \cdot z} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (15)$$

$$p_k = C \cdot y_k^{\frac{1}{n}} \quad (16)$$

É importante ressaltar que o procedimento descrito é utilizado quando há a interseção no ponto k entre a parte reta e a parabólica. Contudo, ocorrem casos em que não é obtida esta interseção. Neste caso, o trecho reto inicial deve ser prolongado

até intersectar outro trecho da curva p-y. Se não houver nenhum ponto de interseção, a equação 11 vai representar toda a curva p-y.

2.4.4 Curva p-y para argilas moles

O método utilizado para fazer o traçado da curva p-y para argilas moles foi proposto por Matlock (1970 apud REESE e VAN IMPE, 2001). Este foi desenvolvido a partir de ensaios de cargas, de uma estaca metálica instrumentada, realizado em Lake Austin no Texas. O resultado foi um processo para calcular as curvas p-y para carregamentos estáticos de pequena duração, carregamentos cíclicos e pós-cíclicos.

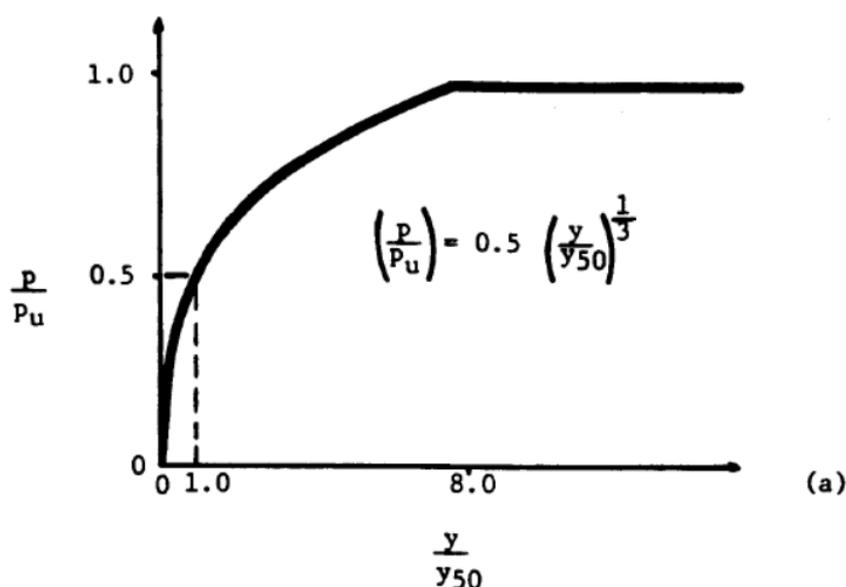


Figura 9 - Curva p-y característica para argilas moles para um carregamento estático (REESE e WANG, 1993 - Adaptado)

Os parâmetros iniciais para traçar as curvas, são a coesão não drenada (C_u), o peso específico submerso do solo (γ') e também o valor da deformação do solo para 50% da resistência última (ϵ_{50}). A curva p-y proposta por Matlock é uma parábola cúbica, seu formato para um carregamento estático está ilustrado na figura 9.

A primeira etapa, para o traçado da curva, é obter o valor da resistência última do solo (p_u). Matlock propõe uma expressão genérica para esse parâmetro:

$$p_u = K_c \cdot C_u \cdot D \quad (17)$$

onde:

K_c = um fator de resistência lateral para solos coesivos;

D = diâmetro da estaca; e

C_u = coesão não drenada do solo.

De acordo com Matlock (1970 apud SOUSA, 2006), para grandes profundidades K_c toma o valor de 9. Próximo à superfície do terreno o autor sugere uma variação deste fator em função da profundidade como mostrado na equação 18:

$$K_c = 3 + \frac{\gamma' \cdot z}{C_u} + \frac{J \cdot z}{D} \quad \text{para pequenas profundidades} \quad (18)$$

$$K_c = 9 \quad \text{para grandes profundidades} \quad (19)$$

onde:

J = um coeficiente determinado empiricamente por Matlock. Seu valor adotado para argilas moles é 0,5 e para argilas médias é 0,25; e

γ' = peso específico submerso do solo.

A resistência última é obtida a partir da equação 17 usando o menor valor encontrado entre as expressões 18 e 19. Detendo este parâmetro, para cada profundidade desejada, é possível traçar as curvas p-y para argilas moles utilizando a equação 20:

$$\frac{p}{p_u} = 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (20)$$

onde:

$$y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot D \quad (21)$$

ε_{50} = deformação do solo para uma tensão igual a 50% da resistência última.

A equação 20 é válida para descrever as curvas p-y para argilas moles até o ponto de abcissa $8y_{50}$, quando se considera atingida a resistência última do solo. Para

valores superiores, o solo se deforma plasticamente e seu comportamento é representado a partir de uma reta horizontal como mostrado na figura 9.

2.5 Curvas de transferência de carga axial

Segundo Reese e Van Impe (2001), uma das formas de representar a reação do solo, sobre estacas axialmente carregadas, é utilizando uma extensão, do modelo de Winkler, que consiste em molas de comportamento não linear. Este método é análogo ao das curvas p-y. As curvas, conhecidas como t-z e q-z, são utilizadas para representar a reação vertical do solo correspondendo ao atrito lateral e à resistência de ponta como mostrado na figura 10.

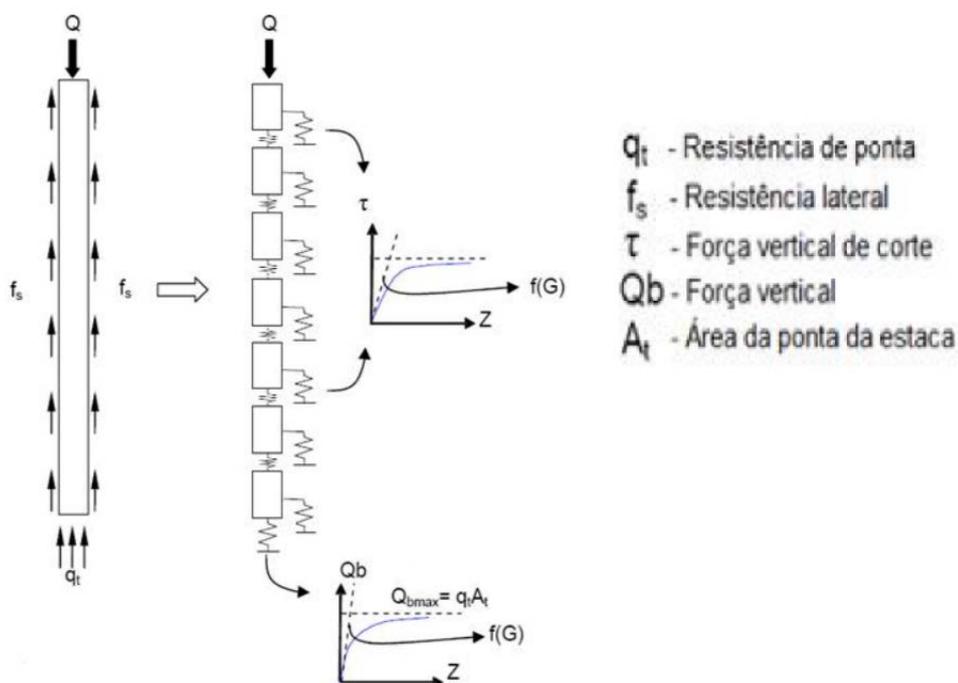


Figura 10 - Representação das curvas t-z e q-z

2.5.1 Curvas t-z

De acordo com Castro (2013), as curvas t-z podem ser obtidas através de ensaio de estacas instrumentadas em verdadeira grandeza. Contudo, na ausência de parâmetros mais precisos, a norma API (1997) recomenda o uso de curvas adimensionais de projeto para estacas tubulares metálicas.

Segundo a API (1997), a resistência unitária máxima devido ao atrito lateral (t_{max}) para solos coesivos pode ser obtida utilizando as equações 22 a 25:

$$t_{max} = \alpha \cdot C_u \quad \text{em kPa} \quad (22)$$

$$\alpha = 0.5 \cdot \Psi^{-0.5} \quad \text{para } \Psi \leq 1.0 \quad (23)$$

$$\alpha = 0.5 \cdot \Psi^{-0.25} \quad \text{para } \Psi > 1.0 \quad (24)$$

$$\Psi = \frac{C_u}{\sigma'_v} \quad (25)$$

onde:

C_u = coesão não drenada do solo (kPa);

σ'_v = tensão efetiva vertical (kPa); e

α = fator adimensional.

Para argilas, a relação entre tensão residual e tensão máxima (t_{res}/t_{max}) varia de 0.70 até 0.90 como pode ser visto na figura 11. O programa FB-MultiPier admite a relação t_{res}/t_{max} igual a 0.90.

A curva t-z para argilas é feita a partir da interpolação dos valores dispostos na tabela 3. A curva obtida é adimensional e está representada na figura 11, onde t é o atrito lateral [F/L^2] mobilizado sobre a estaca.

z/D	t/t_{max}
0.0016	0.30
0.0031	0.50
0.0057	0.75
0.0080	0.90
0.0100	1.00
0.0200	0.90
∞	0.90

Tabela 3 - Curva t-z para solos coesivos (API, 1997)

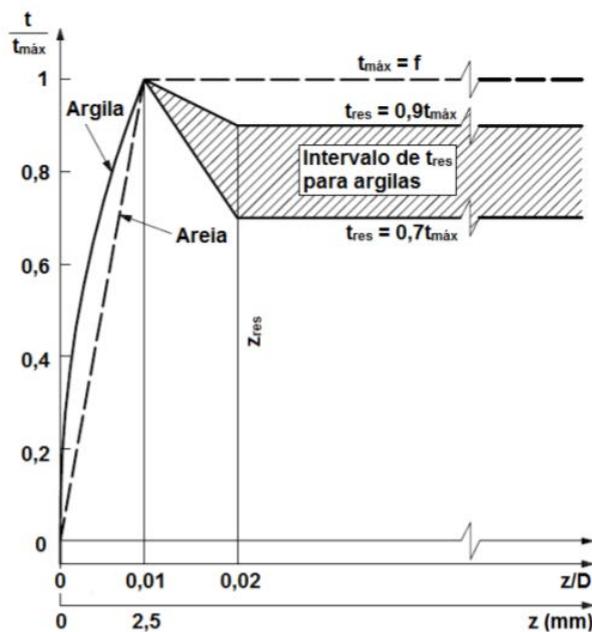


Figura 11 - Representação das curvas t - z para argilas e areias (API, 1997 - Adaptado)

Para estacas metálicas tubulares em areias, o valor de t_{max} é obtido pela equação 26:

$$t_{max} = K\sigma'_v \tan(\delta) \quad \text{em kPa} \quad (26)$$

onde:

K = um coeficiente relacionado ao empuxo lateral de terra ($K=0.8$ para estacas não plugadas e $K=1.0$ para estacas plugadas ou com a ponta fechada)¹;

δ = o ângulo de atrito entre a estaca e o solo obtido pela equação 27, na qual ϕ corresponde ao ângulo de atrito interno.

$$\delta = \phi - 5^\circ \quad (27)$$

As curvas t - z para areias são calculadas a partir de interpolação linear dos valores dispostos na tabela 4. A curva obtida é adimensional, ela está representada na figura 11.

¹ Ao se cravar uma estaca de ponta aberta, o solo que se acumula em seu interior forma um *plug*, ou bucha, que altera o seu comportamento, tornando-o semelhante ao de uma estaca de ponta fechada (GHILARDI, 2005 apud CASTRO, 2013).

z (in)	t/t_{\max}
0.00	0.00
0.10	1.00
∞	1.00

Tabela 4 - Curvas t-z para solos não coesivos (API, 1997)

2.5.2 Curvas q-z

A fim de considerar a variação da reação na ponta da estaca, de forma análoga a abordagem para o atrito lateral, utiliza-se as curvas q-z. A API (1997) recomenda o uso das equações 28 e 29 para calcular a resistência unitária de ponta no caso de solos coesivos e não coesivos respectivamente.

$$q_p = 9 \cdot C_u \quad (28)$$

$$q_p = \sigma'_v \cdot N_q \quad (29)$$

onde:

q_p = a resistência unitária máxima na ponta da estaca (kPa);

N_q é um fator de capacidade adimensional obtido pela equação 30, sendo ϕ ângulo interno de atrito.

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (30)$$

A capacidade última de ponta (Q_p) é dada pela equação 31. Onde A é a área da seção transversal da ponta da estaca.

$$Q_p = q_p \cdot A \quad (31)$$

A partir da interpolação linear dos valores dispostos na tabela 5, é possível determinar a curva q-z normalizada para areias e argilas que está representada na figura 12, onde Q é a carga na ponta da estaca [F] mobilizada pela reação do solo.

z/D	Q/Q_p
0.002	0.25
0.013	0.50
0.042	0.75
0.073	0.90
0.100	1.00
∞	1.00

Tabela 5 - Representação das curvas q-z para argilas e areias (API, 1997)

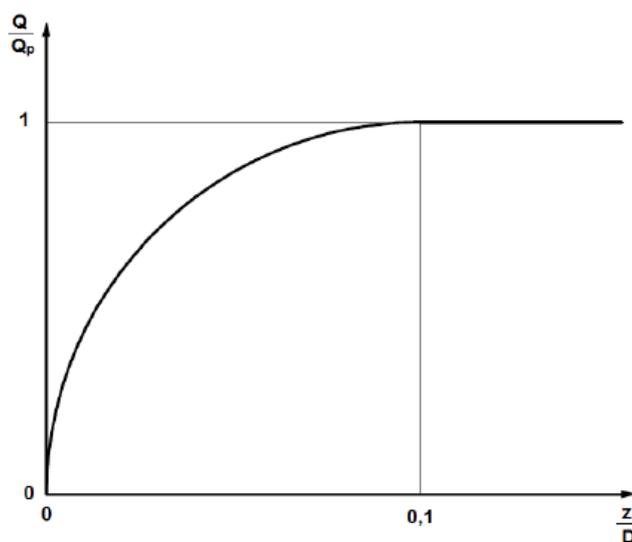


Figura 12 - Curva q-z normalizada para areias e argilas (API, 1997)

2.6 Parâmetros para o cálculo das curvas de transferência de carga

O traçado das curvas p-y, q-z e t-z, explanadas nos tópicos anteriores, depende da determinação de alguns parâmetros geotécnicos. Estes podem ser obtidos, com maior precisão, através de ensaios específicos em laboratório utilizando amostras de solo.

Em muitas obras, porém, devido à indisponibilidade de equipamentos na região, limitações financeiras e tempo reduzido de projeto é normal recorrer a procedimentos indiretos para conseguir uma estimativa das características do solo. Desta forma, utilizam-se correlações empíricas para extrair os parâmetros geotécnicos através dos resultados de ensaios comumente utilizados em campo como o Standard Penetration Test (SPT) e o Cone Penetration Test (CPT).

Neste trabalho, os parâmetros do solo foram obtidos a partir de correlações com número de golpes de SPT (N_{SPT}). A fim de obter resultados condizentes com a realidade brasileira, optou-se por tabelas citadas, na maioria das vezes, em literaturas nacionais para melhor representar os solos da região. Para alguns parâmetros, porém, devido à dificuldade de encontrar dados, foi necessário adotar resultados indicados por estudos estrangeiros.

2.6.1 Ensaio SPT

O SPT, também conhecido como sondagem à percussão, é uma das mais populares ferramentas de investigação em campo usadas para solos granulares, solos coesivos e rochas brandas. Em obras com fundações diretas ou profundas, no Brasil, é comum a utilização do SPT para obter subsídios que irão definir o tipo e o dimensionamento do projeto.

Segundo Nassaji (2011), o SPT foi introduzido nos Estados Unidos por Pile Raymond Company. Embora existam referências de publicações de Terzaghi em 1947, a respeito do método deste ensaio, o SPT só veio a ser normalizado nos Estados Unidos em 1958. No Brasil, este é normalizado pela NBR-6484/2001.

O ensaio de SPT consiste na cravação de um barrilete amostrador no solo através dos impactos sucessivos de um martelo de 65 kg caindo em queda livre a uma altura de 75 cm. A figura 13 mostra um esquema dos equipamentos utilizados. São aplicados vários golpes até conseguir obter uma cravação de 45 cm do amostrador. A porção de 45 cm a ser cravada é dividida em três partes (15 cm cada) para as quais deve ser anotado, separadamente, o número de golpes necessários para a cravação. O valor da resistência à penetração corresponde à soma do número de golpes necessários à cravação das duas últimas partes finais do amostrador (últimos 30 cm cravados).

O ensaio SPT apresenta vantagens em relação aos demais devido à simplicidade do seu equipamento e baixo custo. Além disso, os resultados obtidos a partir deste ensaio podem ser usados para inúmeras aplicações como: a identificação das camadas de solo a partir de amostragem, previsão da capacidade de carga das fundações e até a obtenção de uma estimativa de propriedades geotécnicas através de correlações empíricas.

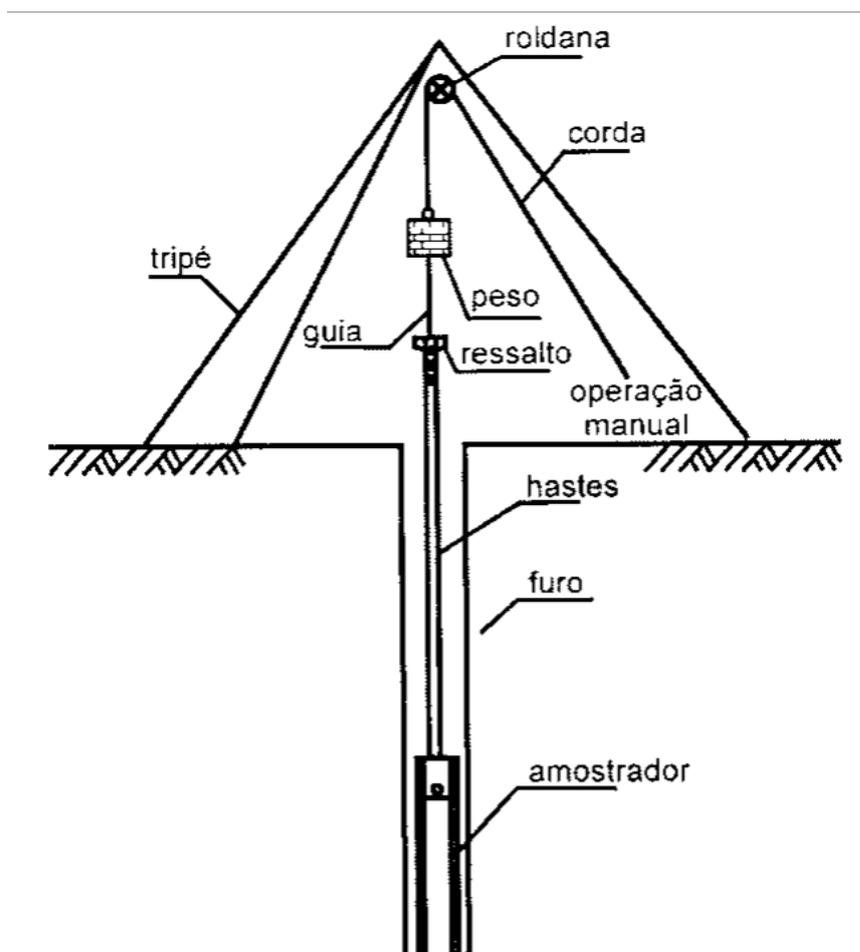


Figura 13 - Representação do ensaio SPT

2.6.2 Classificação do solo segundo os valores de N_{spt}

Segundo a NBR-6484/2001, a classificação do solo pode ser feita a partir do resultado do ensaio SPT. O quadro 1 mostra a classificação conforme a compacidade dos solos arenosos e consistência dos solos argilosos.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

Quadro 1: Classificação dos solos em função do N_{spt} (NBR-6484/2001)

2.6.3 Resistência unitária de ponta

Para uma estimativa do valor da resistência unitária de ponta para estacas metálicas, o FB-Multiplier (2013) sugere algumas formulações em função do valor do N_{SPT} . A equação 32 é utilizada para areias enquanto a equação 33 é para argilas.

$$q_p = 3.2 \cdot N_{spt} \cdot 95.76 \quad (32)$$

$$q_p = 0.7 \cdot N_{spt} \cdot 95.76 \quad (33)$$

onde:

q_p = a resistência unitária máxima na ponta da estaca (kPa); e

N_{SPT} = o número de golpes para a cravação no solo de um barrilete amostrador padrão.

2.6.4 Resistência lateral unitária

De forma análoga à resistência unitária de ponta, o FB-Multiplier (2013) sugere algumas formulações em função do valor do N_{SPT} para o cálculo da resistência lateral

unitária sendo a equação 34 para estacas metálicas em solo arenoso e a equação 35 para solos argilosos.

$$t_{max} = [-0.026 + 0.023 \cdot N_{SPT} - 1.435 \cdot 10^{-4} \cdot N_{SPT}^2 - 6.527 \cdot 10^{-7} \cdot N_{SPT}^3] \cdot 95.8 \quad (34)$$

$$t_{max} = 95.8 \cdot [-8.081 \cdot 10^{-4} + 0.058 \cdot N_{SPT} - 1.202 \cdot 10^{-3} \cdot N_{SPT}^2 - 8.785 \cdot 10^{-6} \cdot N_{SPT}^3] \quad (35)$$

onde:

t_{max} = resistência unitária máxima devido ao atrito lateral (kpa).

2.6.5 Coesão não drenada do solo

O valor da coesão não drenada para solos coesivos pode ser estimado usando a tabela 6 que relaciona o valor de C_u com a consistência da argila.

Tabela 6 - Valores de C_u em função de N_{spt} – Bowles (1979 apud GUSMÃO FILHO, 2003)

Consistência da argila	N_{spt}	Coesão - C_u (kN/m ²)
Muito mole	< 2	< 12,5
Mole	2 - 4	12,5 - 25,0
Média	4 - 8	25,0 - 50,0
Rija	8 - 16	50,0 - 100,0
Muito rija	16 - 32	100,0 - 200,0
Dura	> 32	> 200,0

2.6.6 Deformação para 50% da resistência última

Reese e Van Impe (2001) sugerem uma estimativa dos valores da deformação para 50% da resistência última (ϵ_{50}) a partir da consistência da argila. Os valores estão resumidos na tabela 7.

Tabela 7 - Valores para ϵ_{50} – Reese e Van Impe (2001)

Consistência da argila	ϵ_{50}
Mole	0.02
Média	0.01
Rija	0.005

2.6.7 Peso específico do solo

Caso não haja ensaios de laboratório, o peso específico pode ser adotado a partir de valores aproximados. As tabelas 8 e 9 mostram alguns dos valores para o peso específico do solo saturado correlacionados com a consistência e compactidade da argila e areia respectivamente.

Tabela 8 - Valores para o peso específico de solos coesivos – Bowles (1997 apud CHRISTAN, 2012)

Consistência da argila	Peso específico γ_{sat} (kN/m ³)
Muito mole	16 – 19
Mole	
Média	17 – 20
Rija	19 – 22
Muito rija	
Dura	

Tabela 9 - Valores para o peso específico de solos não coesivos – Bowles (1997 apud CHRISTAN, 2012)

Compactidade da areia	Peso específico γ_{sat} (kN/m ³)
Muito fofa	11 – 16
Fofa	14 – 18
Medianamente compacta	17 – 20
Compacta	17 – 22
Muito compacta	20 – 23

2.6.8 Ângulo de atrito

Para o traçado das curvas p-y, no caso das areias, é necessário a determinação do ângulo de atrito interno (ϕ). Este pode ser obtido através do N_{SPT} por meio de correlações como a equação sugerida por Godoy (1983 apud CINTRA e AOKI, 2010):

$$\phi = 28^\circ + 0.4 \cdot N_{SPT} \quad (36)$$

Ou pela equação definida por Teixeira (1996 apud CINTRA e AOKI, 2010):

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (37)$$

Outra forma de se obter o ângulo de atrito para solos arenosos é usando diretamente o programa FB-Multipier através do comando “Edit SPT”². Este possibilita ao usuário entrar com o número de golpes de SPT e sua respectiva profundidade para obter o valor de ϕ . O cálculo é feito a partir da equação 38:

$$N' = C_N \times N_{SPT} \quad (38)$$

onde:

N' = número de golpes corrigido pela tensão efetiva vertical; e

C_N é o fator de correção da tensão efetiva vertical.

A determinação do ângulo de atrito é feita através de interpolação linear dos valores dispostos na tabela 10.

Tabela 10 - Relação entre os valores de N' e ϕ utilizados pelo FB-Multipier

N'	4	10	30	50	
ϕ	25-30	27-32	30-35	35-40	38-43

Segundo Ranjan e Rao (2000), investigações mostram que o valor da resistência à penetração do solo é influenciado pela tensão efetiva vertical. Uma vez que as tensões efetivas aumentam com a profundidade, é necessário fazer correções, caso contrário o valor do N_{SPT} para pequenas profundidades será subestimado, enquanto para grandes profundidades será superestimado. A correção é feita a partir da equação 39 sugerida por Peck et al. (1974 apud RANJAN e RAO, 2000):

² Editar SPT.

$$C_N = 0.771 \cdot \log_{10} \left(\frac{1915.2}{\sigma'_v (kPa)} \right) \quad (39)$$

onde:

σ'_v = a tensão efetiva vertical.

O processo de obtenção deste parâmetro através do programa FB-Multipier é simples. Primeiro deve-se selecionar a aba “soil”³. Muda-se o “layer”⁴ para a camada que se deseja calcular o valor de ϕ . A figura 14 ilustra o processo.

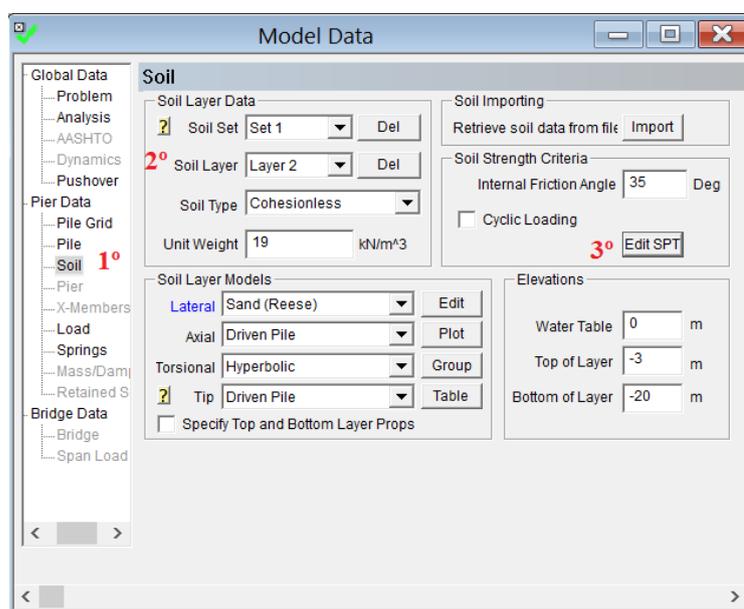


Figura 14 - Definição do ângulo de atrito a partir do FB-Multipier

Após escolher a camada que se deseja calcular o ângulo de atrito interno, selecionando “Edit SPT”⁵ uma nova janela será aberta, como mostrado na figura 15. Nesta, o usuário escolhe o número de linhas que deverá preencher com os valores do SPT e suas respectivas profundidades. Estas profundidades devem ser inseridas com seus valores negativos, caso estejam abaixo da cota 0.00.

³ Solo.

⁴ Camada.

⁵ Editar SPT.

Figura 15 - Tabela do SPT em função da profundidade

2.7 Efeito de sombra

Os métodos para a determinação das curvas p-y de areia e de argila mole, apresentados nos tópicos 2.4.3 e 2.4.4, foram propostos para calcular as reações do solo de uma estaca isolada. Contudo, estes métodos podem ser estendidos para um bloco de estacas. Para isto, considerações devem ser feitas para levar em conta o efeito de grupo.

De acordo com Das (2011), quando as estacas estão suficientemente espaçadas, a capacidade lateral para um grupo de estacas aproxima-se do valor da capacidade de uma estaca isolada multiplicado pelo número de estacas que estão ligadas ao bloco de coroamento. No entanto, caso o espaçamento seja pequeno, ensaios em verdadeira grandeza de blocos submetidos a cargas horizontais têm indicado que a eficiência de um grupo, dada pela equação 40, geralmente é inferior a 1.

$$\eta = \frac{Q_{lg}}{n_1 \times n_2 \times Q_{ls}} \quad (40)$$

onde:

Q_{lg} = a resistência lateral do grupo;

Q_{is} = a resistência lateral de uma estaca isolada;

n_1 = ao número de linhas no bloco de estacas; e

n_2 = ao número de colunas no bloco de estacas.

Essa diferença é atribuída ao efeito de interação estaca-solo-estaca que faz com que uma estaca, inserida em um grupo, com um determinado carregamento aplicado sobre ela sofra um deslocamento notoriamente maior comparado a uma estaca isolada solicitada pela mesma carga.

A figura 16 mostra as zonas de tensão para uma estaca isolada e para um grupo. Em um bloco, quando as estacas estão suficientemente próximas ocorre uma sobreposição das regiões de tensão reduzindo, assim, a capacidade de resistência do solo. Este fenômeno, conhecido como efeito de sombra, causa a redução da eficiência de um bloco.

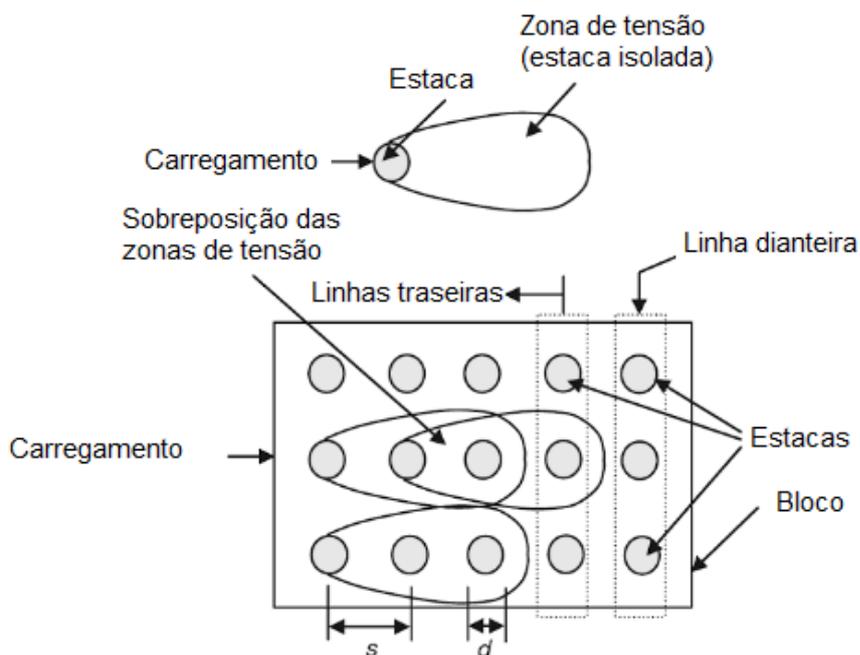


Figura 16 - Efeito de sombra

Um dos métodos utilizados para reproduzir o efeito de sombra no dimensionamento estrutural são os multiplicadores-p. Segundo Brown et al. (1987 apud DAS, 2011), a redução da resistência do solo pode ser modelada modificando as curvas p-y através da multiplicação da reação do solo (p) por um fator chamado de multiplicador-p. A figura 17 mostra o uso dos multiplicadores-p.

De acordo Mokowa (1999), os multiplicadores-p são fatores de redução empíricos obtidos através de ensaios de grupos de estacas submetidos a um carregamento lateral. Seus valores dependem da posição da estaca no bloco e do espaçamento entre as estacas. A AASHTO (2012) recomenda valores para o caso de estacas espaçadas a 3D e 5D, sendo D o diâmetro da estaca. Estes foram os valores adotados nas simulações realizadas neste trabalho.

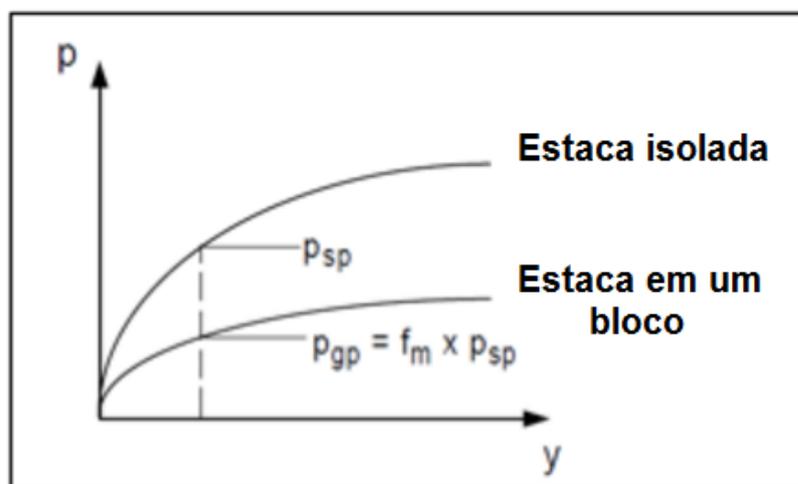


Figura 17 - Multiplicadores-p

3 METODOLOGIA

Para avaliar a influência do efeito de sombra no comportamento das fundações foi simulado um bloco de estacas 3x3 variando o espaçamento entre as estacas de 3D, 5D e 7D.

O bloco foi modelado através do programa FB-Multiplier o qual utiliza as curvas de transferência de carga (p-y, q-z e t-z) com o recurso dos multiplicadores-p (CTCRMP) para descrever a reação do solo a partir de uma análise não linear considerando o efeito de sombra na simulação.

O mesmo bloco foi modelado utilizando o programa STRAP 2016. Nele foi considerado o solo com um comportamento linear utilizando o módulo de reação horizontal de Terzaghi (MRHT)⁶, representado pelas constantes de molas. Neste caso não foi levado em conta o efeito de sombra.

A metodologia aplicada desde a obtenção dos dados até a simulação nos programas computacionais será explicada a seguir.

3.1 Caso analisado

O caso estudado é um exemplo hipotético que consiste em um bloco de concreto armado, de f_{ck} 30 MPa, cuja altura é igual a 1,4 metros. Ao bloco estão ligadas nove estacas dispostas em três fileiras conforme ilustrado na figura 18.

As estacas utilizadas são tubos metálicos com diâmetro (D) de 323,8 mm e espessura da parede igual a 9,5 mm. O aço utilizado tem módulo de elasticidade igual a 200 GPa. O comprimento total das estacas é de 15,7 metros sendo apenas 15 metros enterrado no solo.

Foram feitas três simulações para o bloco. Nos três casos, todas as condições foram mantidas iguais modificando apenas o espaçamento entre as estacas (S), o qual variou entre 3D, 5D e 7D.

⁶ Terzaghi (1949), em seu trabalho, considera a reação do solo como linearmente proporcional ao deslocamento lateral admitindo que o módulo de reação horizontal é função apenas da profundidade, independente do deslocamento lateral.

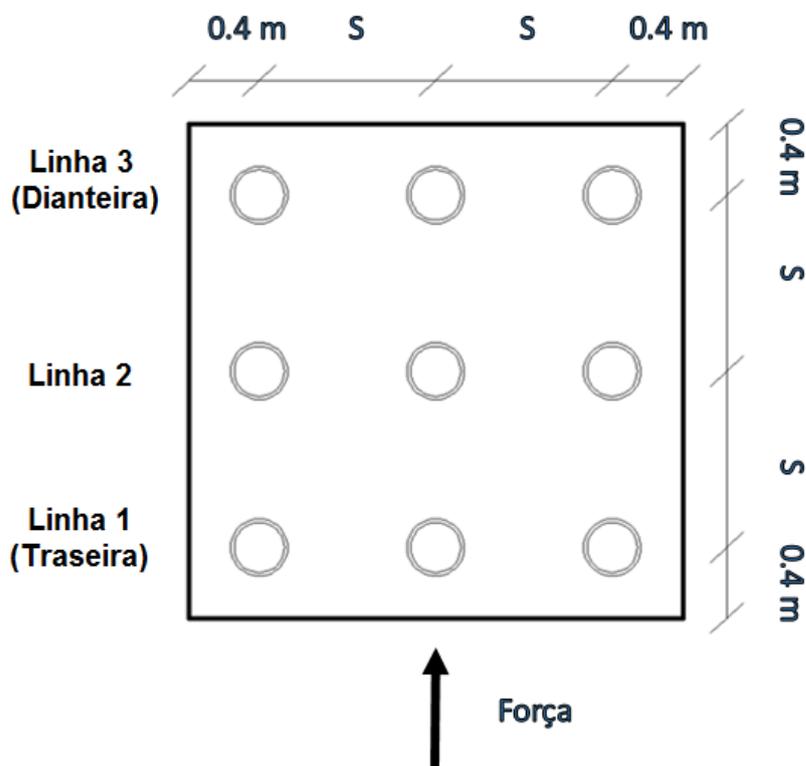


Figura 18 - Bloco de estacas 3x3

Os valores dos multiplicadores- p para o espaçamento 3D e 5D foram retirados das recomendações da AASHTO (2012). Para 7D, Reese e Van Impe (2001) comentam que o efeito de sombra não é mais evidente podendo este ser desprezado. A tabela 11 resume os valores utilizados para os três casos analisados.

Tabela 11 - Valores dos multiplicadores- p

	Multiplicadores- p		
	Linha 1	Linha 2	Linha 3
3D	0,30	0,40	0,80
5D	0,70	0,85	1,00
7D	1,00	1,00	1,00

Para o terreno, admitiu-se um perfil dividido em duas camadas como representado na figura 19. A camada superior consiste em um solo argiloso cujo N_{SPT} é 3. A camada inferior, por sua vez, representa um solo arenoso de N_{SPT} igual a 14. O nível da água foi admitido coincidente com o topo do terreno.

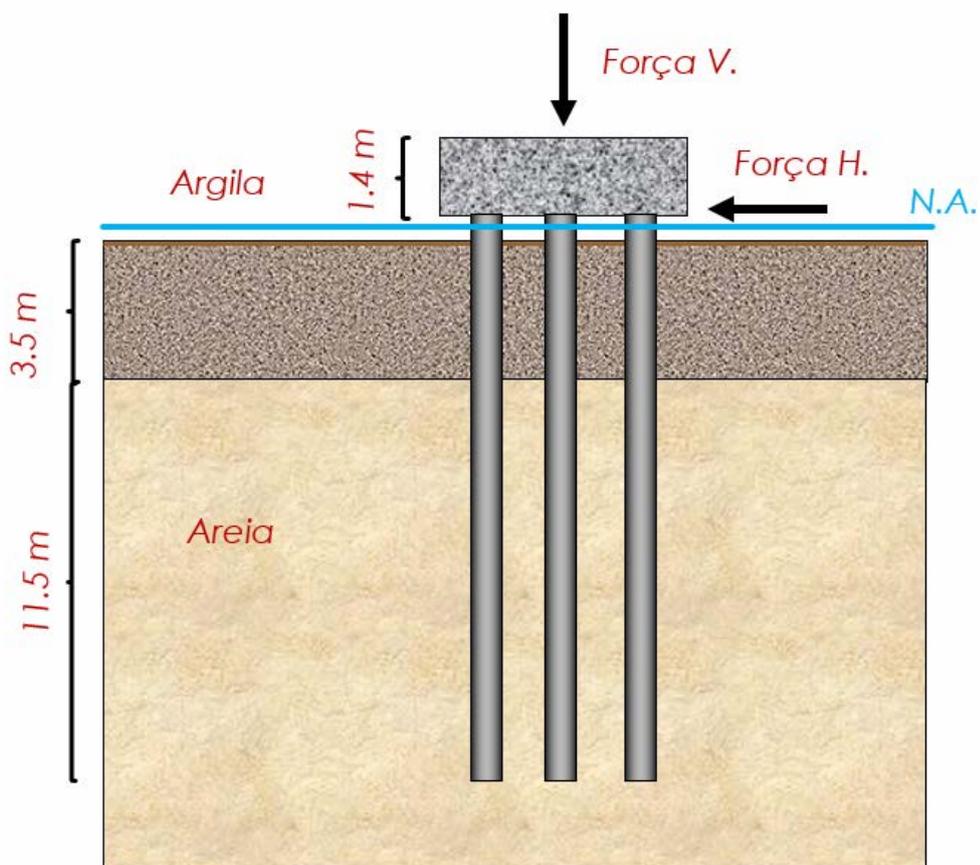


Figura 19 - Perfil do terreno

Ao todo foram simulados 5 casos de carregamentos cujos valores estão dispostos da tabela 12. O local de aplicação das forças está ilustrado na figura 19.

Tabela 12 - Carregamentos aplicados ao bloco de estacas

Casos de Carregamento	Horizontal (kN)	Vertical (kN)
Caso 1	100	2500
Caso 2	200	2500
Caso 3	300	2500
Caso 4	400	2500
Caso 5	500	2500

3.2 Obtenção dos parâmetros do solo a partir do N_{SPT}

A classificação do solo em função do N_{SPT} foi feita a partir da NBR-6484/2001. A tabela 13 mostra o resultado.

Tabela 13 - Classificação do perfil de solo segundo a NBR-6484/2001

Classificação	Índice de resistência a penetração (N_{SPT})	
	Intervalo sugerido pela NBR – 6484/2001	Valor do solo
Argila mole	3 - 5	3
Areia medianamente compacta	9 - 18	14

Para o peso específico foram utilizados como referência os valores sugeridos por Bowles (1997 apud CHRISTAN, 2012), apresentados no item 2.6.7. Foram adotados os menores valores dos intervalos. A tabela 14 mostra os valores utilizados.

Tabela 14 - Valores adotados para o peso específico das camadas de solo

Classificação	Peso específico do solo γ_{sat} (kN/m ³)	
	Intervalo sugerido	Valor adotado
Argila mole	16 - 19	16
Areia medianamente compacta	17 - 20	17

O ângulo interno de atrito para a camada de solo arenoso foi calculado utilizando o próprio programa FB-Multiplier, conforme explicado no item 2.6.8, e através das equações 36 e 37. Os resultados obtidos estão dispostos na tabela 15.

Tabela 15 - Valor adotado para o ângulo de atrito do solo arenoso

Ângulo de atrito (ϕ)	
FB-Multiplier	33.5
Godoy	33.6
Teixeira	31.7
Adotado	33.5

O coeficiente de pressão lateral para solos granulares pode ser calculado em função do ângulo de atrito através da equação 41:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (41)$$

onde:

K_0 = o coeficiente de pressão lateral do terreno.

A resistência unitária de ponta e a resistência lateral unitária foram calculadas utilizando as equações dos itens 2.6.3 e 2.6.4. Os valores adotados estão dispostos na tabela 16.

Tabela 16 - Valores adotados de t_{max} e q_p para solo o arenoso

Classificação	Resistência Lateral Unitária	
	t_{max} (kPa)	Resistência Unitária de Ponta q_p (kPa)
Areia medianamente compacta	25.49	4290.05

A tabela 17 indica os coeficientes de reação horizontal da argila mole e da areia medianamente compacta. Estes valores foram obtidos a partir da tabela 1.

Tabela 17 - Valores adotados de n_h para as camadas do perfil de solo

Classificação	Coeficiente de Reação Horizontal (n_h)	
	Intervalo sugerido (N_{SPT})	Valor n_h adotado (kN/m ³)
Argila mole	2 - 4	1000
Areia medianamente compacta	10 - 25	5000

A resistência não drenada foi obtida através da interpolação linear dos valores na tabela 6. O valor adotado está disposto na tabela 18.

Tabela 18 - Valores adotados de C_u para a camada de solo argiloso

Classificação	Resistência não Drenada (C_u)	
	Intervalo sugerido (N_{SPT})	Valor C_u adotado (kN/m ²)
Argila mole	2 - 4	18.75

3.3 Modelagem no software de cálculo STRAP 2016

O primeiro método de simulação considerou o solo com um comportamento linear. A modelagem foi feita com o STRAP 2016, um programa de análise

tridimensional de estruturas. Na simulação, foi considerada a não linearidade geométrica através do efeito P-Delta⁷.

Nesta simulação reproduziram-se as propriedades do bloco de estacas, descritas no item 3.1. Foram inseridos no programa: o comprimento das estacas, dimensões das seções e as propriedades dos materiais.

A modelagem do solo foi feita de acordo com o Modelo de Winkler utilizando MRHT. Cada estaca foi dividida em 16 pontos a partir do topo do terreno. Em cada ponto foi atribuída uma mola às estacas para representar a reação do solo. Os valores das constantes de mola em cada profundidade foram obtidos como descrito no item 2.2.2 utilizando os valores adotados para o coeficiente de reação horizontal encontrados na tabela 17. O apêndice A apresenta a relação dos valores adotados em função da profundidade.

O último passo, antes de rodar o programa, foi a definição das cargas aplicadas. Foram criados cinco casos de carregamento, cujos valores estão na tabela 12.

3.4 Modelagem no software de cálculo FB-Multiplier

O software FB-Multiplier foi desenvolvido pelo Bridge Software Institute (BSI) cuja sede está localizada na Universidade da Flórida. O BSI visa o aprimoramento, manutenção e divulgação de softwares de ponta voltados para o dimensionamento de pontes com ênfase na parte de infra-estrutura.

O FB-Multiplier é um programa de análise não linear em elementos finitos capaz de analisar estacas isoladas, blocos e apoios de pontes ligados por múltiplos vãos. Este permite a modelagem do solo utilizando as curvas de transferência de carga (p - y , t - z e q - z) para representar o seu comportamento não linear.

Nele o usuário tem a opção de escolher curvas geradas internamente, baseadas em publicações já consolidadas, ou compor curvas próprias. No caso de um bloco de estacas o programa permite considerar o efeito de sombra a partir da definição dos multiplicadores- p para cada fileira do bloco.

⁷ O efeito P-Delta é um processo iterativo que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento lateral (Δ) sofrido pelo elemento estrutural. Após a análise de 1ª ordem iniciam-se as iterações, para computar o acréscimo de momento fletor devido a nova configuração deformada da estrutura. As iterações continuam até que se chegue a uma posição de equilíbrio.

O procedimento utilizado para a simulação do bloco de estacas no programa assim como os comentários pertinentes serão apresentados nos tópicos seguintes.

3.4.1 Definições iniciais no FB-Multiplier

A primeira etapa é iniciar um novo projeto selecionando “File”⁸ e posteriormente “New”⁹ na parte superior esquerda da tela inicial do programa como ilustrado na figura 20.



Figura 20 - Tela inicial do programa FB-Multiplier

Uma janela nova é aberta, “Select New Problem Type”¹⁰, onde foram escolhidos o sistema de unidades e o tipo do problema como mostrado na figura 21. Para este trabalho, que consiste na análise de um bloco de estacas, a opção adotada foi “Pile and Cap Only”¹¹.

⁸ Arquivo.

⁹ Novo.

¹⁰ Escolher um novo tipo de problema.

¹¹ Apenas estaca e bloco.

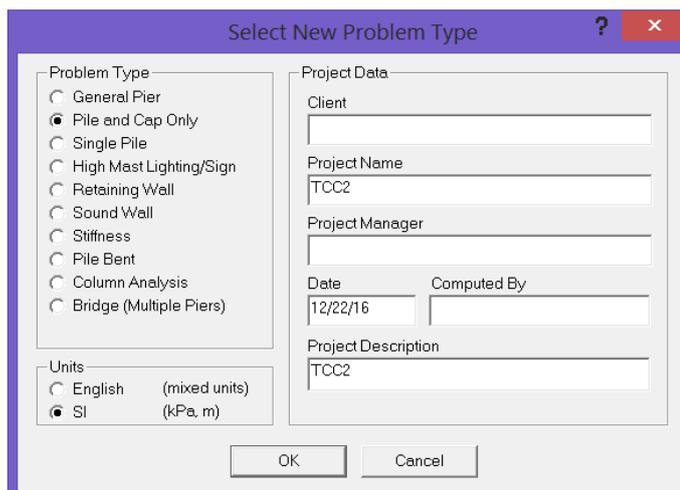


Figura 21 - Definição das opções do programa FB-Multiplier

A interface do programa é dividida em quatro janelas, conforme a figura 22. A parte superior esquerda é utilizada para definir a maioria das informações do problema enquanto que a inferior esquerda mostra o perfil do terreno, apresentando as propriedades de cada solo e a representação das estacas discretizadas. No lado direito da interface são mostradas as vistas em planta e tridimensional do bloco de estacas.

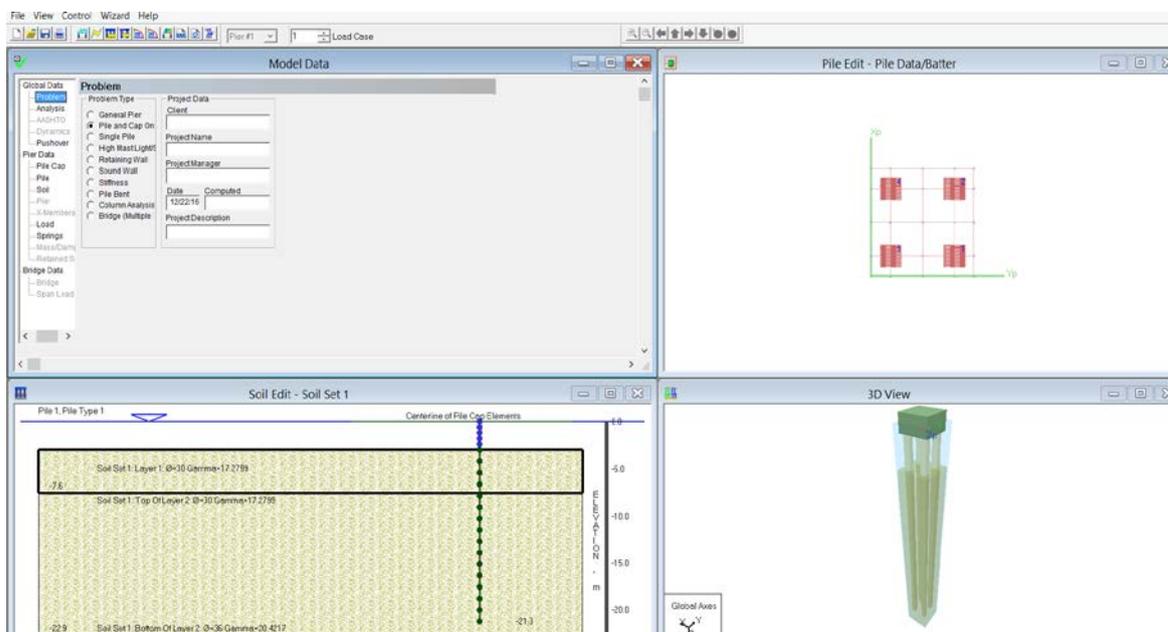


Figura 22 - Interface do programa FB-Multiplier

A próxima etapa do problema é definir o tipo de análise. Na aba “Analysis”¹², localizado em “Global Data”¹³, deve-se inserir os valores do número de iterações a serem realizadas e a tolerância. A figura 23 ilustra os valores adotados.

Para o caso estudado, o comportamento da estaca foi admitido como não linear. Desta forma o programa considerou na simulação: a não linearidade do comportamento do solo, a não linearidade geométrica através do efeito de P-Delta e a não linearidade do material da estaca. Caso seja escolhida a opção “linear” o programa considera apenas a não linearidade do solo.

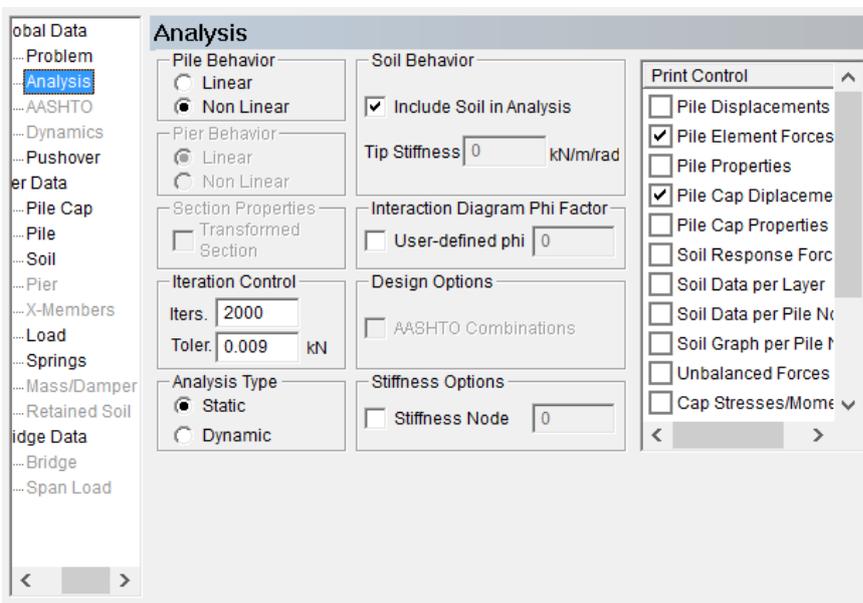


Figura 23 - Definição do tipo de análise (FB-Multipier)

3.4.2 Definições das propriedades do bloco de coroamento

O próximo passo é a definição do bloco na aba “Pile Cap”¹⁴ como ilustrado na figura 24. Foram inseridas as propriedades do material e espessura do bloco. A cota do topo do terreno foi admitida como sendo 0.00 e a partir desta foi determinada a elevação do eixo do bloco onde ocorre a ligação entre as estacas com o bloco.

¹² Análise.

¹³ Dados globais.

¹⁴ Bloco de estacas.

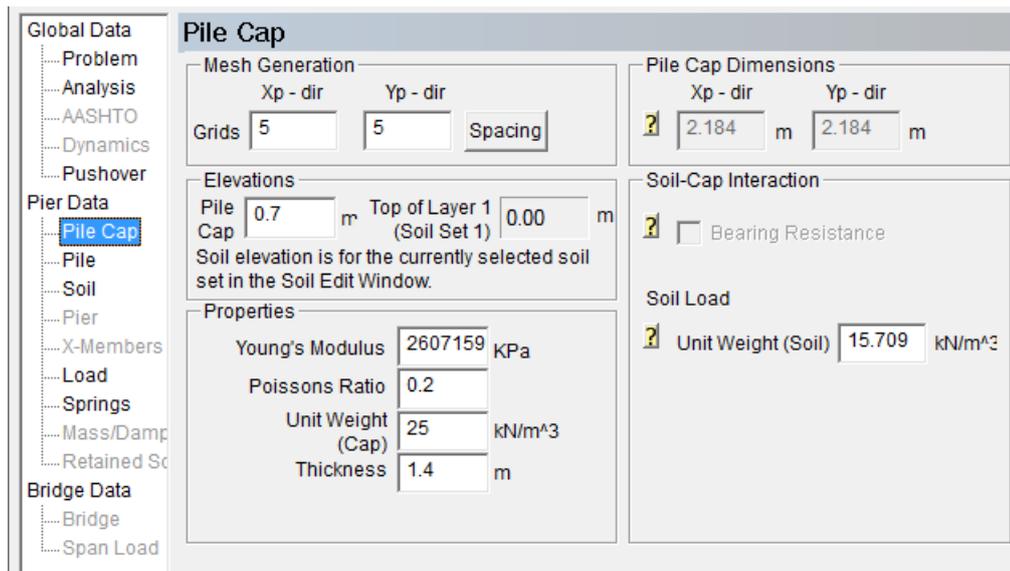


Figura 24 - Definição do bloco (FB-Multiplier)

Para representar o bloco, foi escolhida uma malha de 5x5, como mostrado na figura 25. O número de estacas foi modificado através da janela “Pile Edit”¹⁵ selecionando “Add/Remove Pile”¹⁶ e escolhendo os pontos da malha onde se desejava colocar as estacas remanescentes.

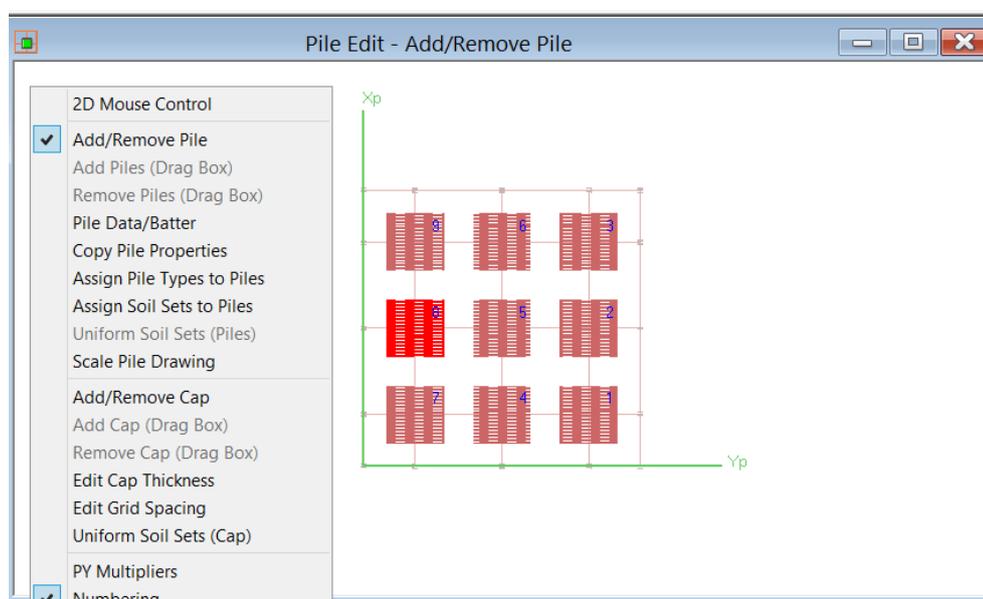


Figura 25 - Definição do número de estacas ligadas ao bloco (FB-Multiplier)

¹⁵ Editar estaca.

¹⁶ Adicionar/remover estaca.

Selecionando “Spacing”¹⁷ uma nova janela é aberta, “Grid Spacings Table”¹⁸, onde foram inseridas as distâncias correspondentes aos espaçamentos entre os eixos das estacas. Foi adotada uma distância de 0.4 metros entre o eixo das estacas e a face lateral do bloco. A figura 26 mostra os valores adotados para o caso das estacas espaçadas a uma distância 3D.

Index	Spacing (m)
1	0.400
2	1.000
3	1.000
4	0.400

Index	Spacing (m)
1	0.400
2	1.000
3	1.000
4	0.400

Figura 26 - Definição do espaçamento entre as estacas (FB-Multipier)

3.4.3 Definições das propriedades das estacas

Na aba “Pile”¹⁹ foi escolhido o tipo de ligação entre o bloco e as estacas. Além disso, para o comprimento livre da estaca²⁰ foi definido o número de segmentos utilizados na discretização. A figura 27 mostra os valores adotados.

¹⁷ Espaçamento.

¹⁸ Tabela do espaçamento da malha.

¹⁹ Estaca.

²⁰ Trecho correspondente ao comprimento da estaca acima do topo terreno.

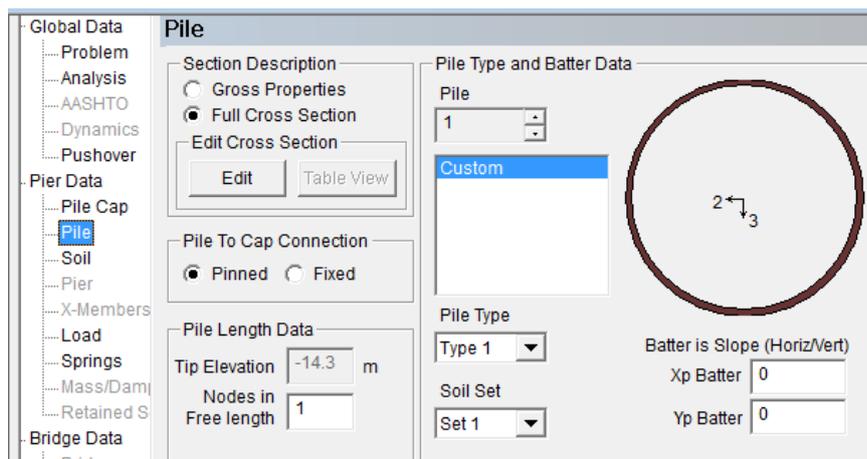


Figura 27 – Definições iniciais para as estacas (FB-Multipier)

Selecionando “Edit”²¹, uma nova janela é aberta, “Full Cross-Section Pile Properties”²². Nela foi inserido o tipo de estaca utilizado na análise, que corresponde a uma estaca metálica em formato tubular. Foram definidas as dimensões da seção e o comprimento total da estaca como mostrado na figura 28.

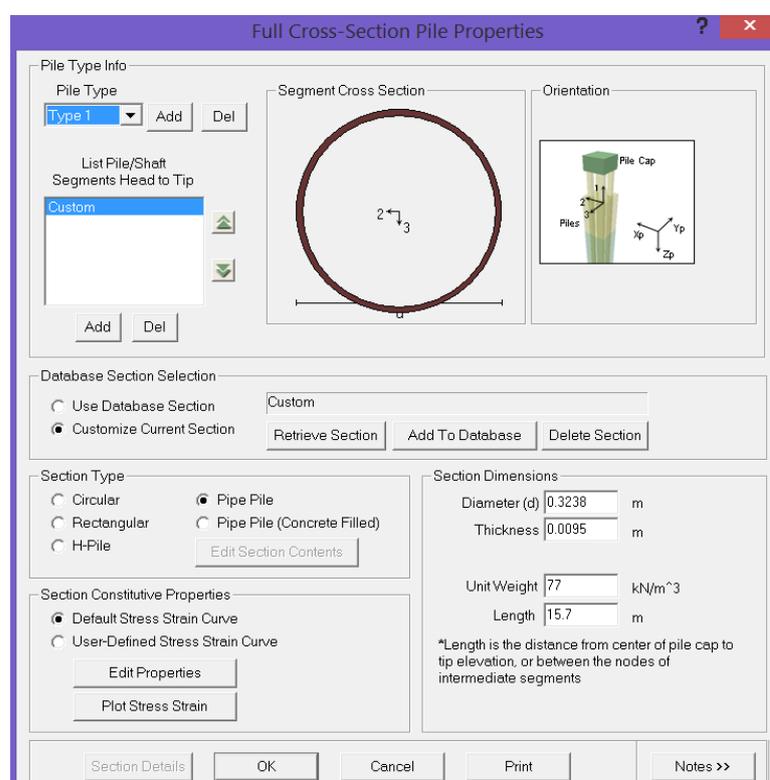


Figura 28 - Definição das propriedades da seção das estacas (FB-Multipier)

²¹ Editar.

²² Propriedades da seção da estaca.

Selecionando a opção “Edit Properties”²³ uma nova janela é aberta, “Default Stress/Strain Curves”²⁴. Nela foram inseridos os valores da tensão de escoamento do aço e do módulo de elasticidade como mostrado na figura 29.

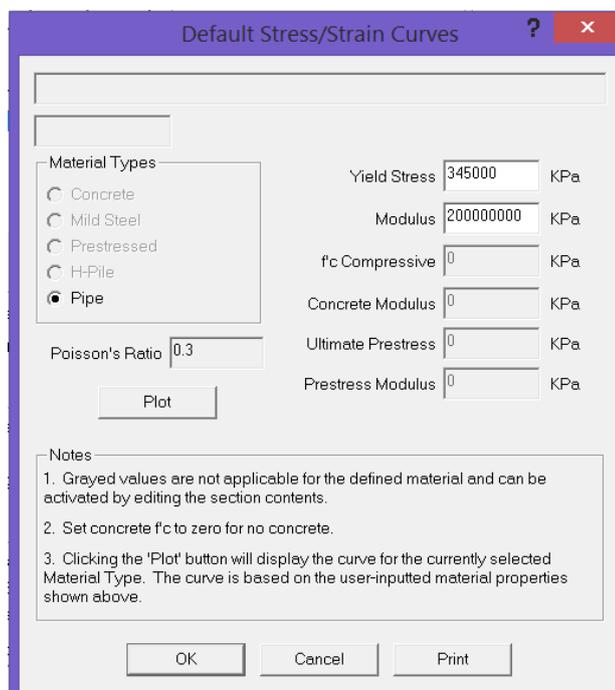


Figura 29 - Definição das propriedades do aço (FB-Multipier)

O resultado final, após a definição do bloco e das estacas, mostrado na janela “Pile Edit”²⁵ está representado através da figura 30.

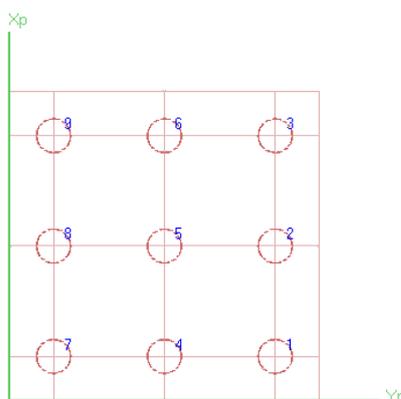


Figura 30 – Vista do bloco de estacas (FB-Multipier)

²³ Editar propriedades.

²⁴ Curva de tensão/deformação padrão.

²⁵ Editar estaca.

3.4.4 Definições do perfil do terreno

A próxima etapa é a definição do solo através da aba “soil”²⁶. O perfil do terreno adotado é constituído por duas camadas. Para cada uma foi criado um “layer”²⁷ como ilustrado a figura 31.

The screenshot shows the 'Soil Layer Data' dialog box with the following fields and values:

- Soil Set: Set 1
- Soil Layer: Layer 1
- Soil Type: Layer 1, Layer 2, Add Layer (highlighted)
- Unit Weight: 16 kN/m³

Figura 31 - Camadas do solo (FB-Multipier)

Selecionando o “Layer 1” definiu-se o tipo de solo como coesivo para a primeira camada. Foram inseridos os valores para as cotas: do nível d’água, do topo e da base da camada. Foram escolhidas também as curvas p-y e t-z, utilizadas para representar o comportamento da argila mole. A figura 32 ilustra as opções selecionadas.

The screenshot shows the 'Soil Layer Data' dialog box with the following settings:

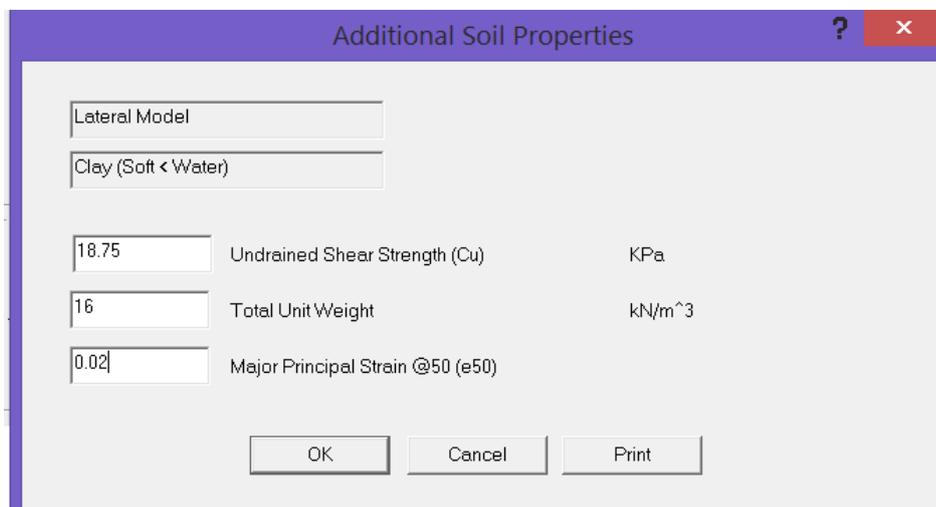
- Soil Layer Data:**
 - Soil Set: Set 1
 - Soil Layer: Layer 1
 - Soil Type: Cohesive
 - Unit Weight: 16 kN/m³
- Soil Importing:**
 - Retrieve soil data from file: Import
- Soil Strength Criteria:**
 - Undrained Shear Strength (Cu): 18.75 kPa
 - Cyclic Loading:
 - Edit SPT
- Soil Layer Models:**
 - Lateral: Clay (Soft < Water)
 - Axial: Driven Pile Clay (API)
 - Torsional: Hyperbolic
 - Tip: Driven Pile Sand (API)
 - Specify Top and Bottom Layer Props:
- Elevations:**
 - Water Table: 0 m
 - Top of Layer: 0 m
 - Bottom of Layer: -3.5 m

Figura 32 - Definição da camada argilosa (FB-Multipier)

²⁶ Solo.

²⁷ Camada.

Selecionando “Lateral” e posteriormente “Edit”²⁸ uma nova janela aparece, “Additional Soil Properties”²⁹. Nela foram inseridos os parâmetros da curva p-y para a argila mole como mostra a figura 33.



Additional Soil Properties

Lateral Model

Clay (Soft < Water)

18.75 Undrained Shear Strength (Cu) KPa

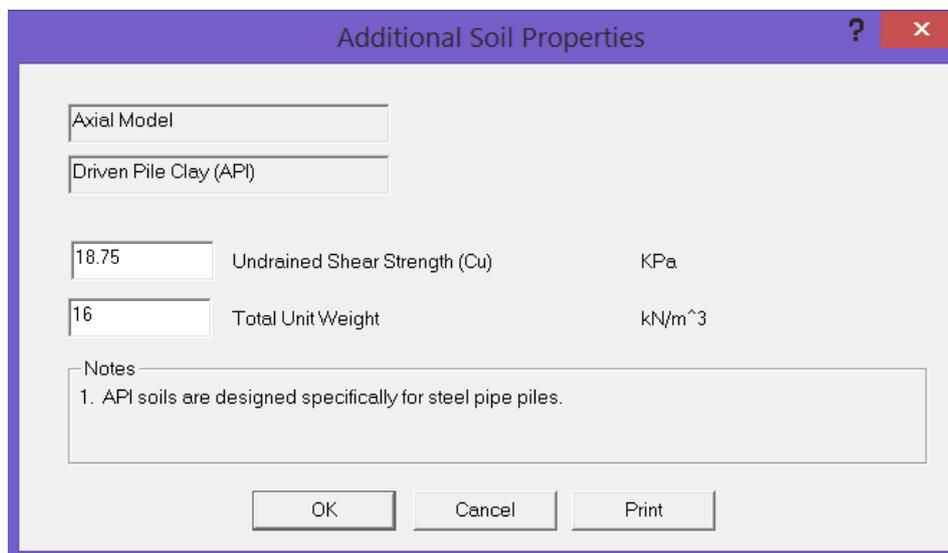
16 Total Unit Weight kN/m³

0.02 Major Principal Strain @50 (e50)

OK Cancel Print

Figura 33 - Parâmetros da curva p-y para argila mole (FB-Multiplier)

O mesmo processo foi feito, desta vez, selecionando “Axial” para definir os parâmetros da curva t-z para a argila mole como mostrado na figura 34.



Additional Soil Properties

Axial Model

Driven Pile Clay (API)

18.75 Undrained Shear Strength (Cu) KPa

16 Total Unit Weight kN/m³

Notes

1. API soils are designed specifically for steel pipe piles.

OK Cancel Print

Figura 34 - Parâmetros da curva t-z para argila mole (FB-Multiplier)

²⁸ Editar.

²⁹ Propriedades adicionais do solo.

Após definir todos os parâmetros do solo para a camada de argila, foi feito o mesmo para a camada de areia selecionando o “Layer 2” e repetindo o processo descrito anteriormente, figura 35. Contudo, desta vez foi necessário escolher os parâmetros da curva q-z.

Figura 35 - Definição da camada arenosa (FB-Multipier)

As curvas p-y e t-z para a camada arenosa foram definidas através do mesmo procedimento utilizado para as curvas p-y e t-z da camada argilosa. Os parâmetros utilizados para essas duas curvas estão representados nas figuras 36 e 37.

Selecionando “Tip”³⁰ e posteriormente “Edit”³¹ surge uma nova janela, “Additional Soil Properties”³², onde foi definido os parâmetros da curva q-z para a areia conforme ilustrado na figura 38.

Figura 36 - Parâmetros da curva p-y para areia (FB-Multipier)

³⁰ Ponta.

³¹ Editar.

³² Propriedades adicionais do solo.

Additional Soil Properties

Axial Model

Driven Pile Sand (API)

17 Total Unit Weight kN/m³

33.5 Internal Friction Angle deg

0.45 Coefficient of Lateral Earth Pressure *

25.49 Ultimate Unit Side Friction KPa

Notes

1. The above properties marked with * are dimensionless.
2. API soils are designed specifically for steel pipe piles.

OK Cancel Print

Figura 37 - Parâmetros da curva t-z para areia (FB-Multipier)

Additional Soil Properties

Tip Model

Driven Pile Sand (API)

17 Total Unit Weight kN/m³

33.5 Internal Friction Angle deg

4290.05 Ultimate Unit End Bearing KPa

Pile End Condition

Plugged (Only applicable for Pipe Piles)

Notes

1. The tip spring force is calculated based on the tip elevation and the soil properties. The soil properties are constant along the depth of the soil layer for this tip spring calculation.
2. Tip properties can be distinct from properties for other soil models. For example, internal friction angle can have different values for the tip and lateral models.
3. API soils are designed specifically for steel pipe piles.

OK Cancel Print

Figura 38 - Parâmetros da curva q-z para areia (FB-Multipier)

No programa, o efeito de sombra é considerado através dos multiplicadores-p. Selecionando “Group”³³, mostrado na figura 35, surge a janela “Advanced Soil Data”³⁴, figura 39, onde o usuário deve inserir os valores dos multiplicadores-p para a linha dianteira e para as linhas traseiras do bloco de estacas. Deve-se definir os multiplicadores nas duas direções. O programa automaticamente determina em qual fileira haverá cada multiplicador dependendo da orientação do carregamento aplicado.

³³ Grupo.

³⁴ Dados avançados do solo.

A figura 39 mostra a definição dos multiplicadores-p para o caso das estacas espaçadas a uma distância 3D.

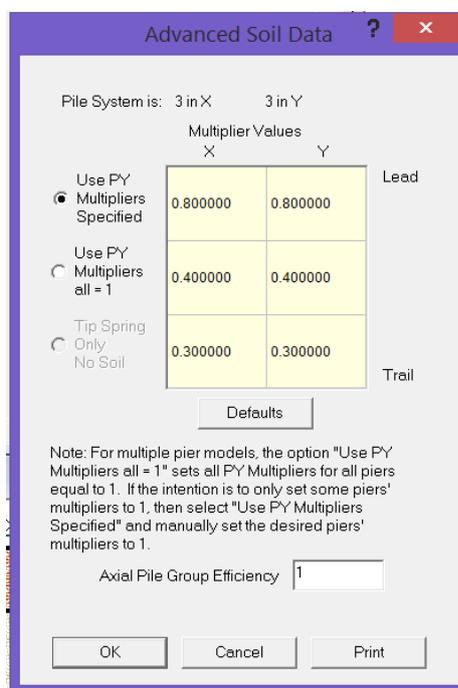


Figura 39 - Definição dos multiplicadores-p para um espaçamento de 3D (FB-Multiplier)

Para que a discretização das estacas coincida com os pontos definidos no STRAP 2016, foi modificado o número de nós por estaca conforme mostrado na figura 40, através da janela "Program Settings"³⁵.

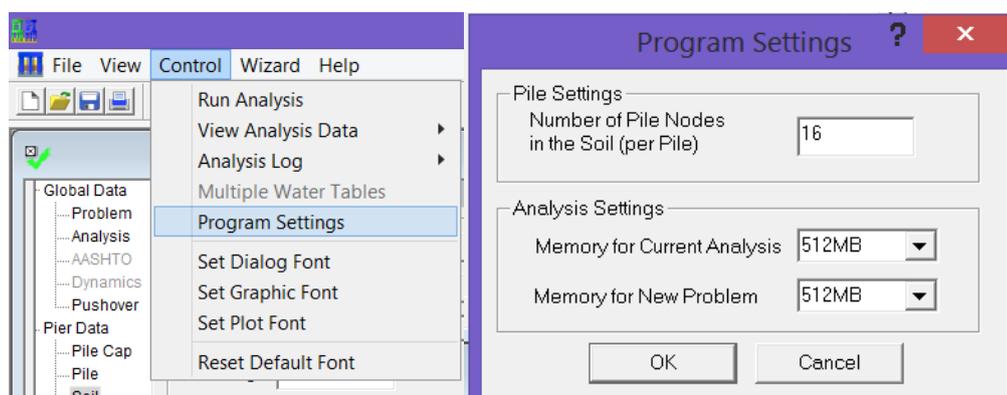


Figura 40 - Discretização das estacas (FB-Multiplier)

³⁵ Configurações do programa.

O resultado final do perfil do terreno é apresentado na figura 41:

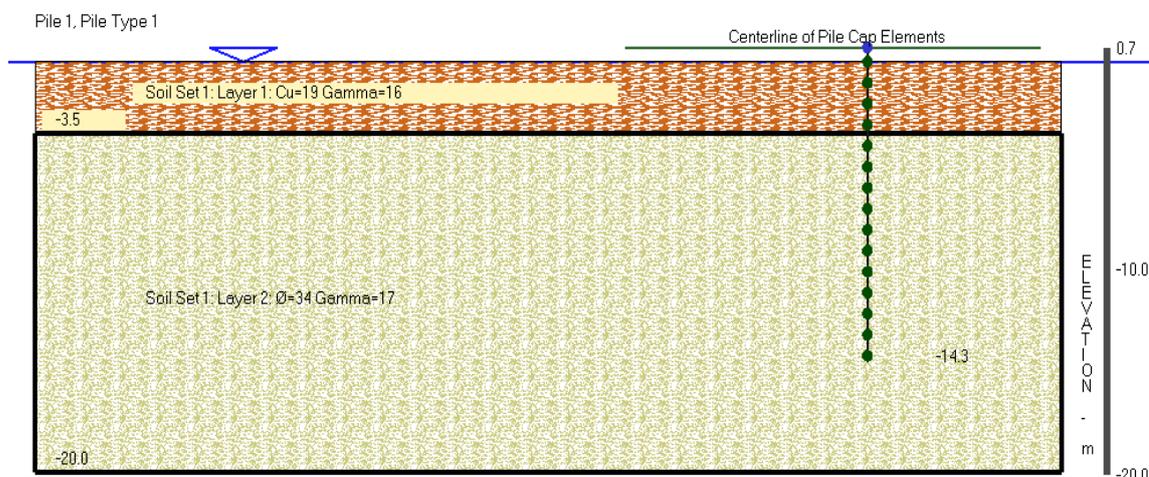


Figura 41 - Perfil do terreno (FB-Multipier)

3.4.5 Carregamentos aplicados

A última etapa foi definir o carregamento selecionando a aba "Load"³⁶. O programa permite gerar mais de um caso de carregamento por vez, como ilustrado na figura 42.

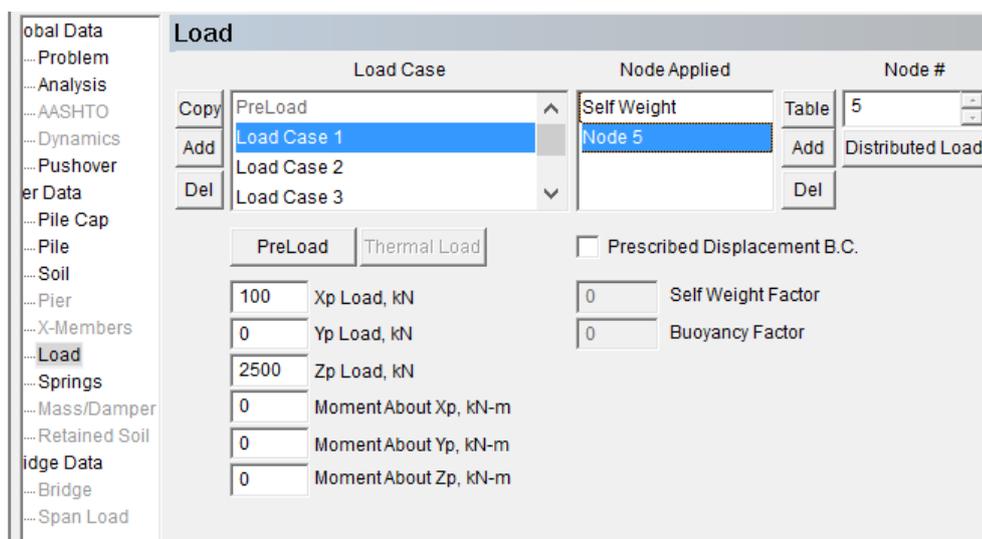


Figura 42: Definição dos carregamentos (FB-Multipier)

³⁶ Carregamento.

Na janela “3D View”³⁷ deve-se escolher o nó onde será aplicado a carga selecionando a opção “Picking node Mouse Control”³⁸. Depois, basta inserir o valor do carregamento utilizado e selecionar a opção “Add”³⁹.

Concluída as definições, o próximo passo foi rodar a análise selecionando o ícone 1, conforme mostrado na figura 43. Os resultados são visualizados selecionando o ícone 2.



Figura 43 - Barra de ferramentas (FB-Multiplier)

A tela dos resultados está disposta na figura 44. Basta escolher quais estacas em que se deseja ver os resultados e selecionar os gráficos a serem apresentados. As estacas selecionadas ficarão da mesma cor que seus respectivos gráficos.

³⁷ Vista 3D.

³⁸ Controle do mouse para escolher os nós.

³⁹ Adicionar.

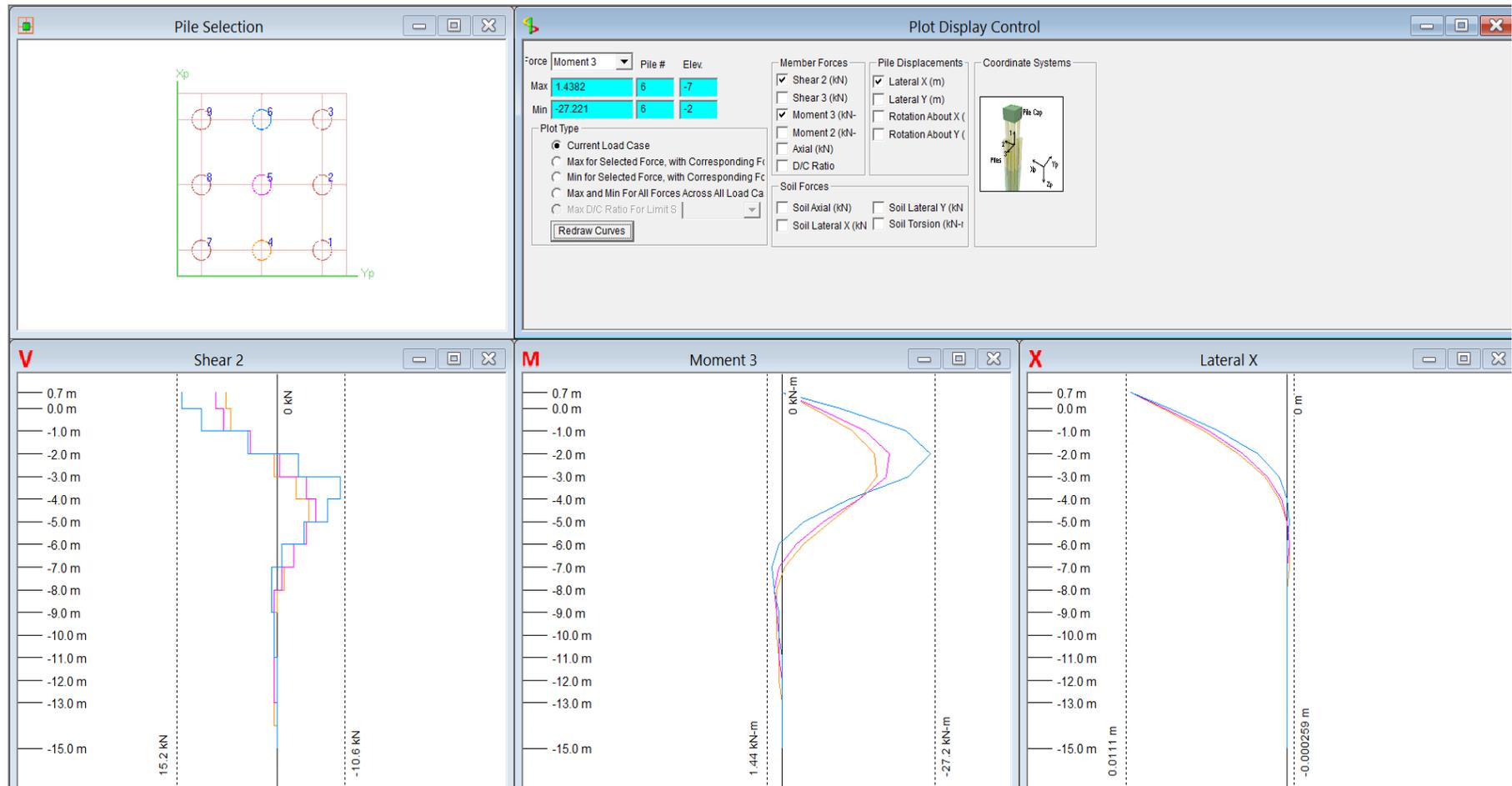


Figura 44 - Tela de resultados (FB-Multiplier)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resultados da modelagem do FB-Multiplier

Os resultados dos momentos fletores nas estacas utilizando as curvas de transferência de carga com o recurso dos multiplicadores-p (CTCRMP) se encontram na tabela 19. Nela, estão definidos os valores para o topo do terreno, cota 0.00 m, em função das linhas de estacas do bloco, figura 18. Os valores foram dispostos para cada um dos espaçamentos admitidos.

Tabela 19 - Momentos fletores no topo do terreno para uma análise com CTCRMP

Carregamento (kN)		Lateral - Momento Fletor (kN*m)								
		3D			5D			7D		
H	V	linha 1	linha 2	linha 3	linha 1	linha 2	linha 3	linha 1	linha 2	linha 3
100	2500	6.44	7.64	11.62	7.44	8.34	9.14	8.25	8.25	8.25
200	2500	13.85	16.03	23.30	15.19	17.06	18.80	16.85	16.86	16.85
300	2500	21.78	24.82	34.76	23.39	26.05	28.54	25.69	25.71	25.69
400	2500	29.97	33.80	46.13	31.84	35.20	38.34	34.70	34.72	34.70
500	2500	38.30	42.90	57.45	40.45	44.45	48.17	43.82	43.84	43.82

A partir dos resultados da tabela 19, verifica-se que para uma dada configuração de carregamento admitida, as solicitações nas estacas da linha 3⁴⁰ aumentam a medida que ocorre a diminuição do espaçamento. O mesmo não é visto para a linha 1, em que os momentos fletores diminuem com a redução do espaçamento.

A tabela 20 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais das estacas, no topo do terreno, para cada carregamento aplicado. Para uma dada configuração de cargas, os deslocamentos aumentam à medida que se diminui o espaçamento entre as estacas.

⁴⁰ As estacas da linha 3 correspondem as estacas dianteiras do bloco conforme mostrado na figura 18.

Tabela 20 - Deslocamentos no topo do terreno para uma análise com CTCRMP

Carregamento (kN)		Deslocamento no topo do terreno (cm)								
		3D			5D			7D		
H	V	linha 1	linha 2	linha 3	linha 1	linha 2	linha 3	linha 1	linha 2	linha 3
100	2500	1.01	0.99	0.95	0.51	0.50	0.50	0.42	0.42	0.42
200	2500	3.22	3.19	3.10	1.75	1.73	1.72	1.42	1.42	1.42
300	2500	5.94	5.89	5.75	3.53	3.50	3.47	2.92	2.92	2.92
400	2500	8.89	8.83	8.65	5.62	5.58	5.54	4.74	4.74	4.74
500	2500	11.99	11.91	11.69	7.90	7.85	7.80	6.78	6.78	6.78

4.2 Resultados da modelagem do STRAP 2016

A tabela 21 apresenta os momentos fletores e deslocamentos das estacas no topo do terreno. Estes resultados foram obtidos utilizando o módulo de reação horizontal de Terzaghi (MRHT) conforme explicado no item 3.3. Uma vez que o bloco é simétrico com cargas aplicadas nos seus eixos e nesta análise não se considerou o efeito de sombra, os resultados obtidos foram iguais para os três espaçamentos admitidos.

Tabela 21 - Momentos fletores e deslocamentos no topo do terreno com MRHT

Carregamento (kN)		Momento fletor (kN*m)	Deslocamento (cm)
H	V		
100	2500	8.59	1.00
200	2500	17.19	2.00
300	2500	25.78	3.01
400	2500	34.37	4.01
500	2500	42.96	5.01

4.3 Considerações sobre os resultados

Os gráficos de 1 a 3 correspondem ao deslocamento das estacas da linha 3 as quais apresentaram os maiores valores de momento fletor no topo do terreno como mostrado no item 4.1.

Nestes gráficos, o deslocamento é referido ao longo da profundidade para três dos casos de carregamento admitidos. Os resultados dispostos foram obtidos a partir

dos dois métodos de análise: o MRHT e o CTCRMP. Neste último foram admitidos os espaçamentos entre estacas de 3D, 5D e 7D com os respectivos multiplicadores-p.

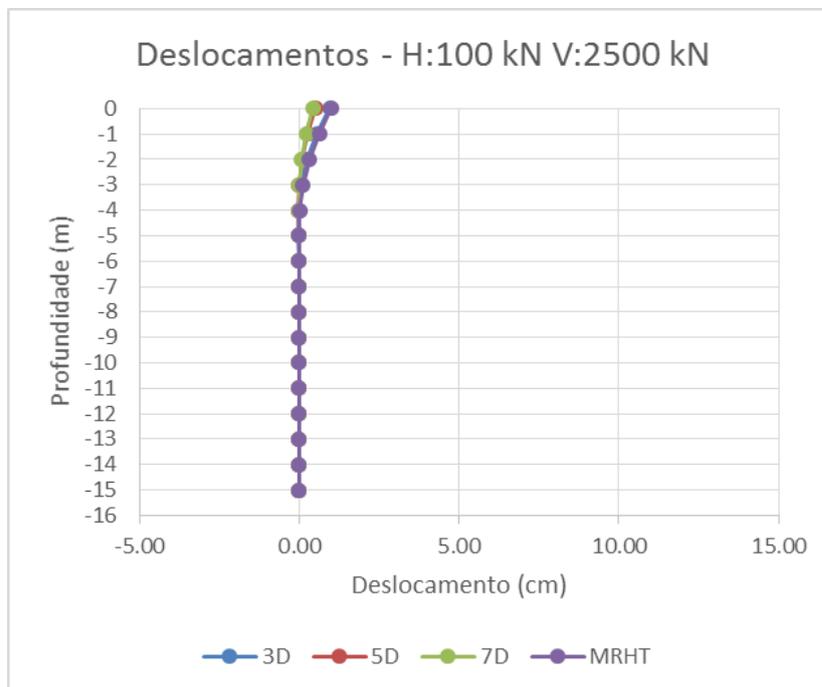


Gráfico 1 - Deslocamentos para uma carga horizontal de 100 kN e vertical de 2500 kN

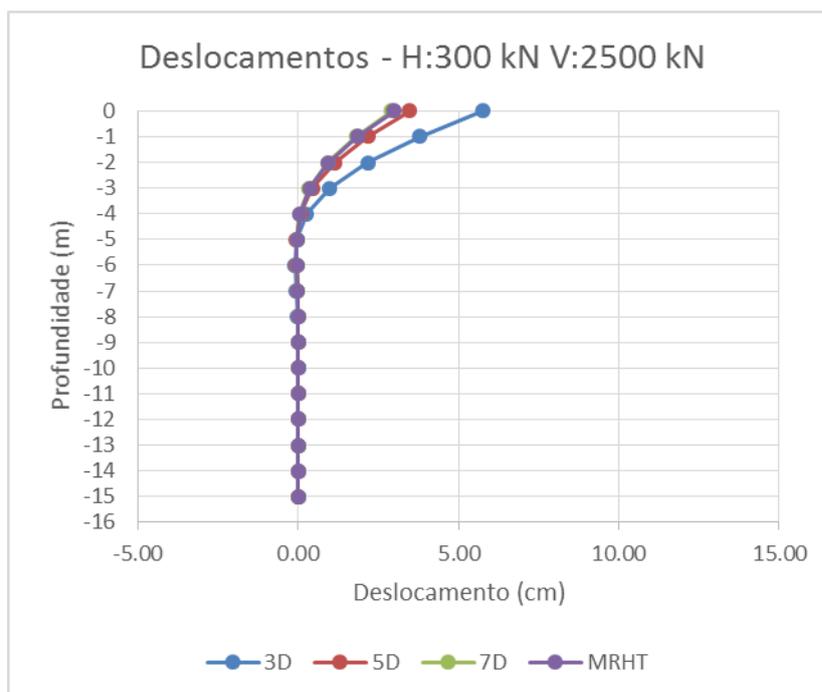


Gráfico 2 - Deslocamentos para uma carga horizontal de 300 kN e vertical de 2500 kN

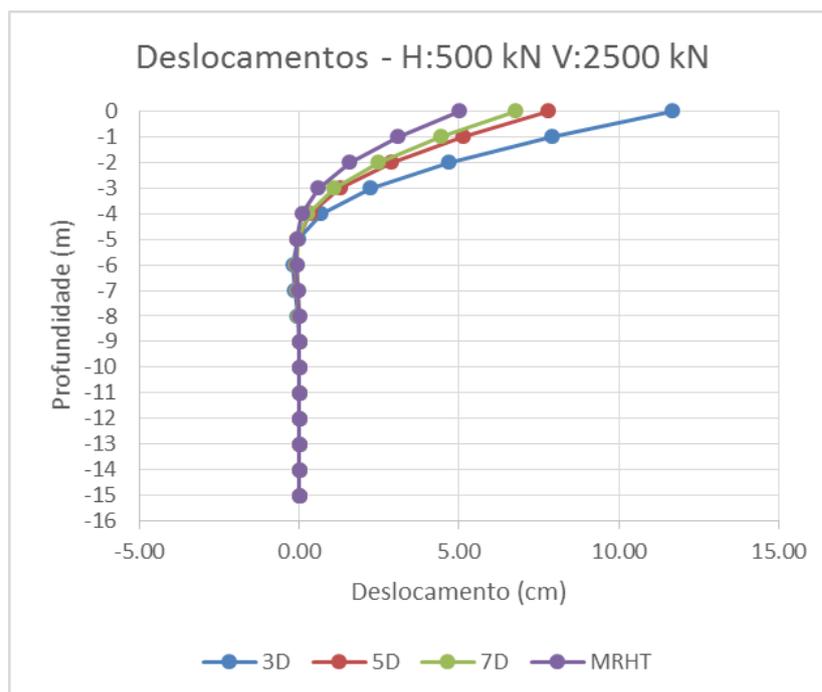


Gráfico 3 - Deslocamentos para uma carga horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN

Nos gráficos de 4 a 12 são apresentados os resultados dos momentos fletores ao longo da profundidade para os três casos de carregamento. Cada gráfico apresenta o valor do momento obtido utilizando o MRHT e as CTCRMP. Neste último, foi disposto o resultado para cada uma das linhas de estacas no bloco.

Na análise com CTCRMP, para os espaçamentos de 3D, 5D e 7D, a observação das curvas leva a concluir que a profundidade do ponto de maior momento fletor aumenta à medida que o espaçamento entre as estacas diminui e que a carga horizontal cresce.

Verifica-se também que a profundidade do ponto de maior momento fletor é maior para as estacas da linha de trás que para as da linha da frente. “Isto ocorre devido a interação de grupo, que enfraquece o solo em torno das estacas traseiras relativamente ao solo em torno das estacas dianteiras” (ROLLINS et al., 2005).

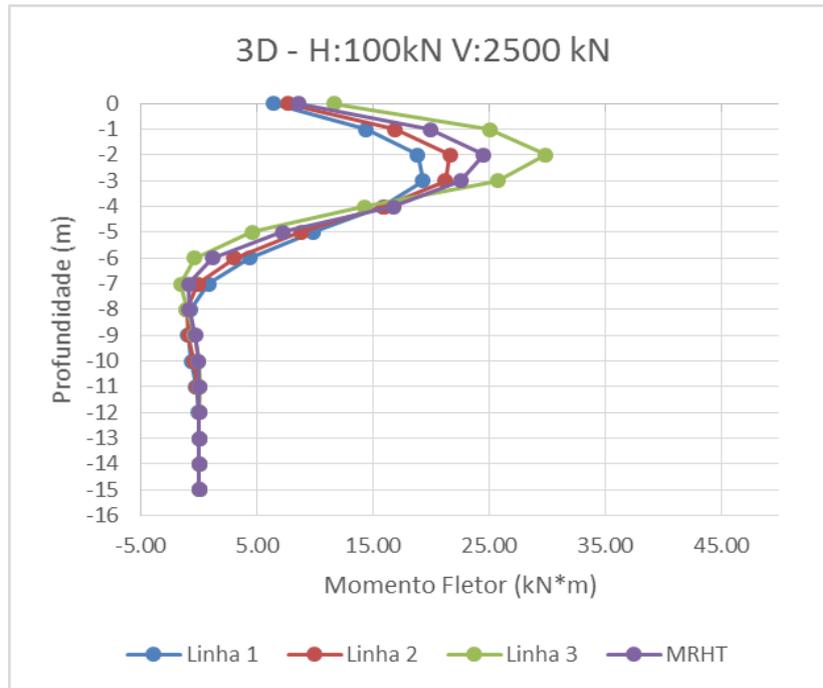


Gráfico 4 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 100 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 3D

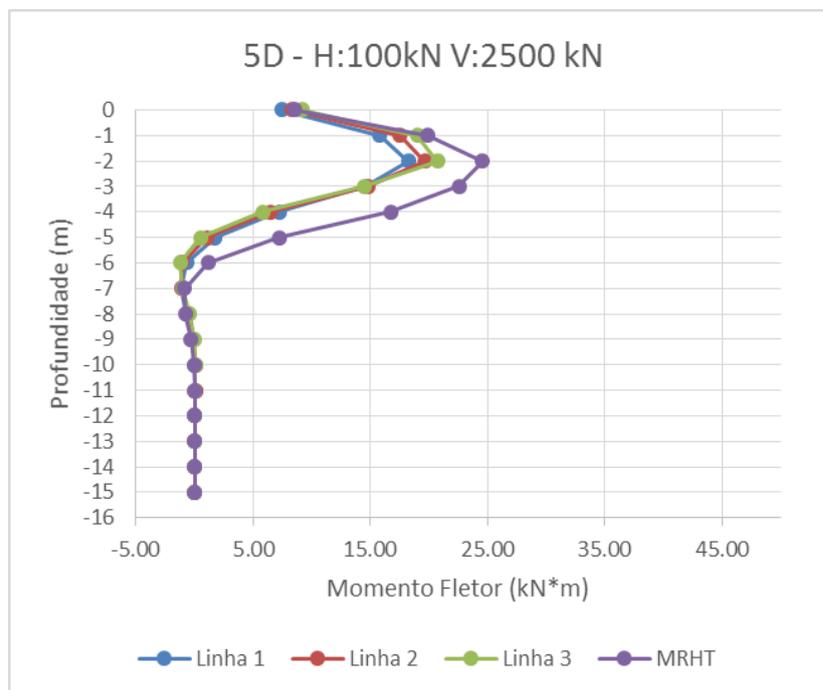


Gráfico 5 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 100 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 5D

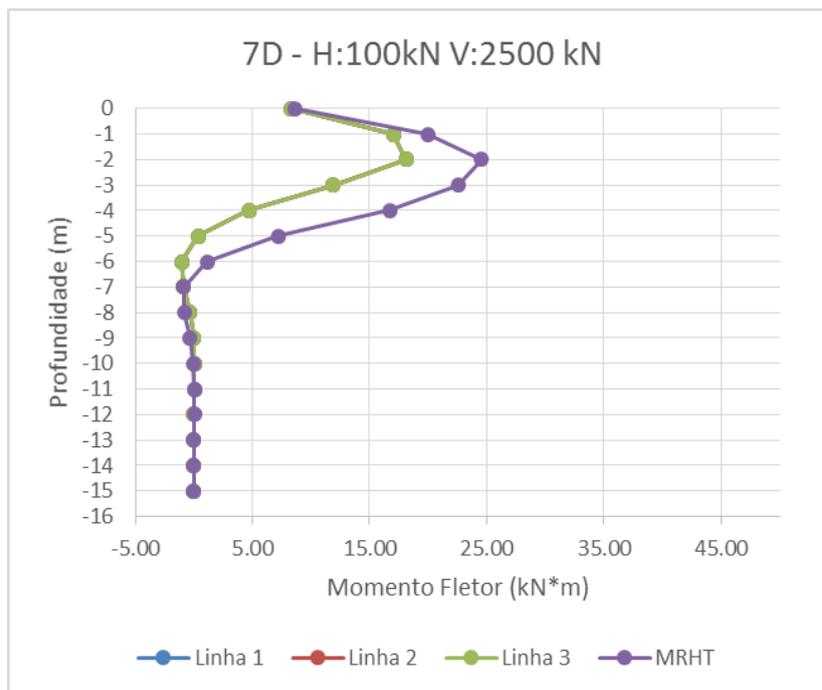


Gráfico 6 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 100 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 7D

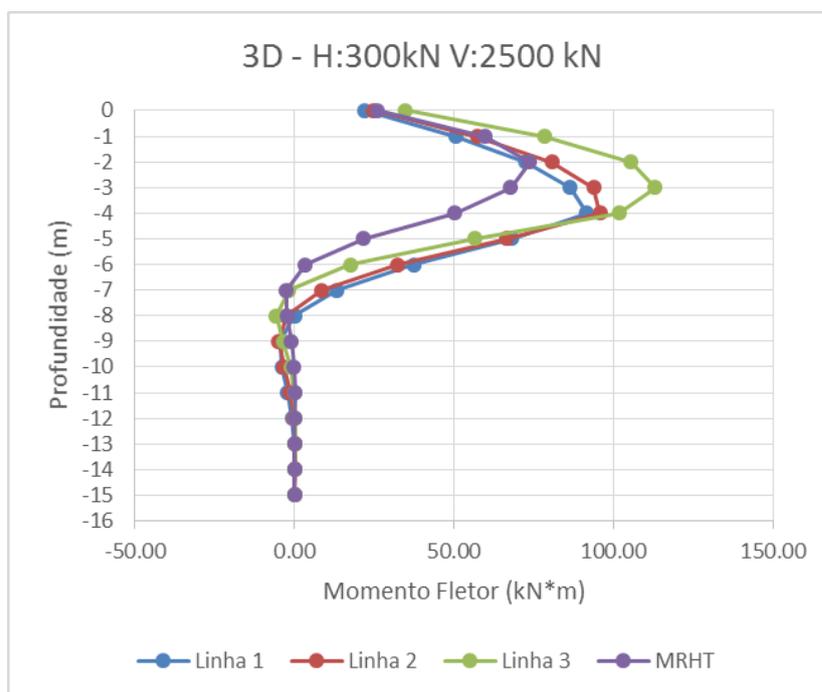


Gráfico 7 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 300 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 3D

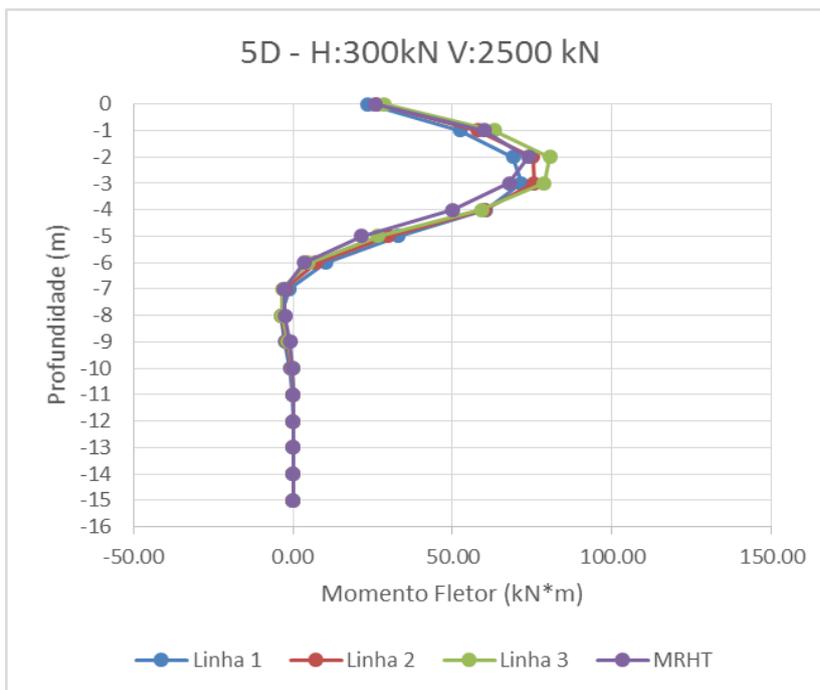


Gráfico 8 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 300 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 5D

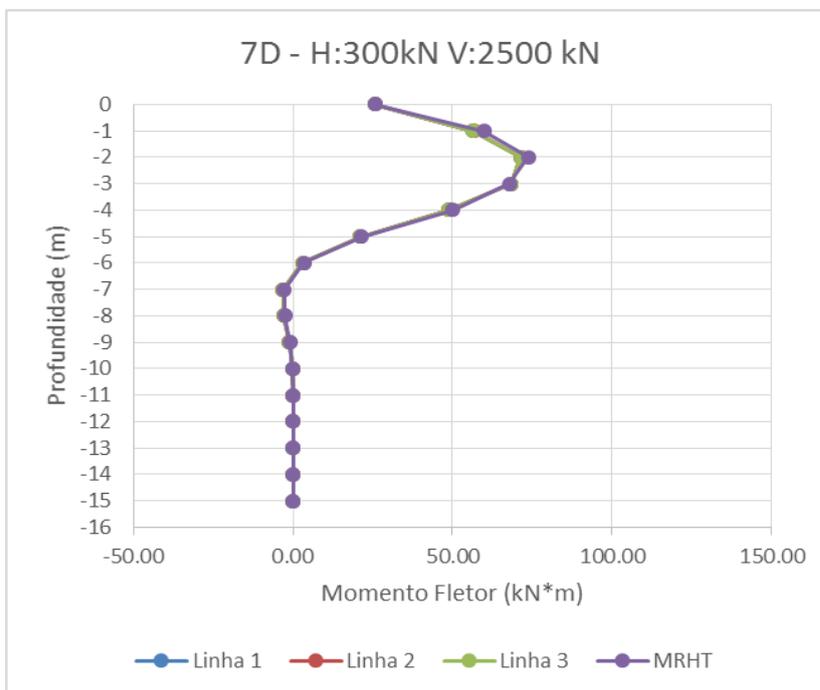


Gráfico 9 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 300 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 7D

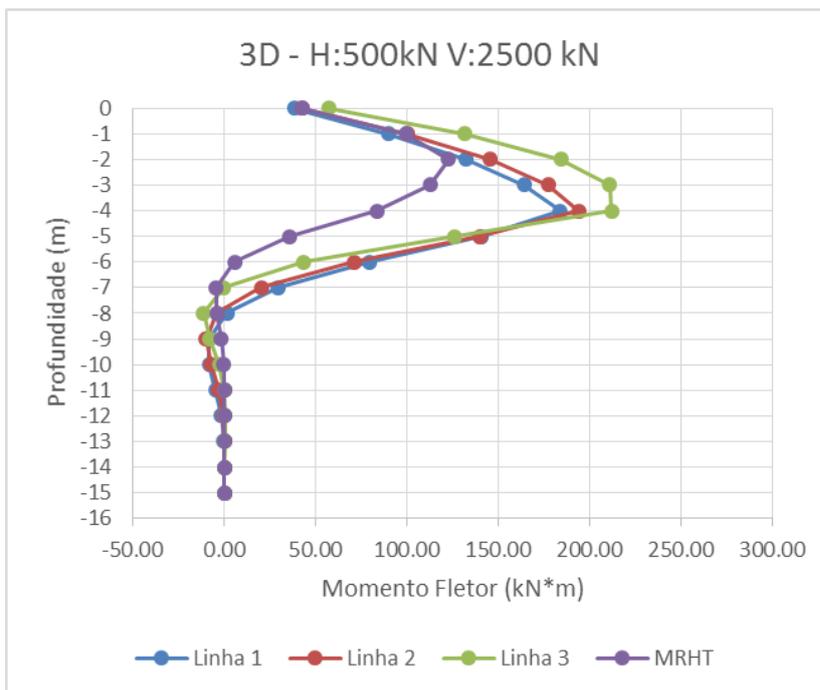


Gráfico 10 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 3D

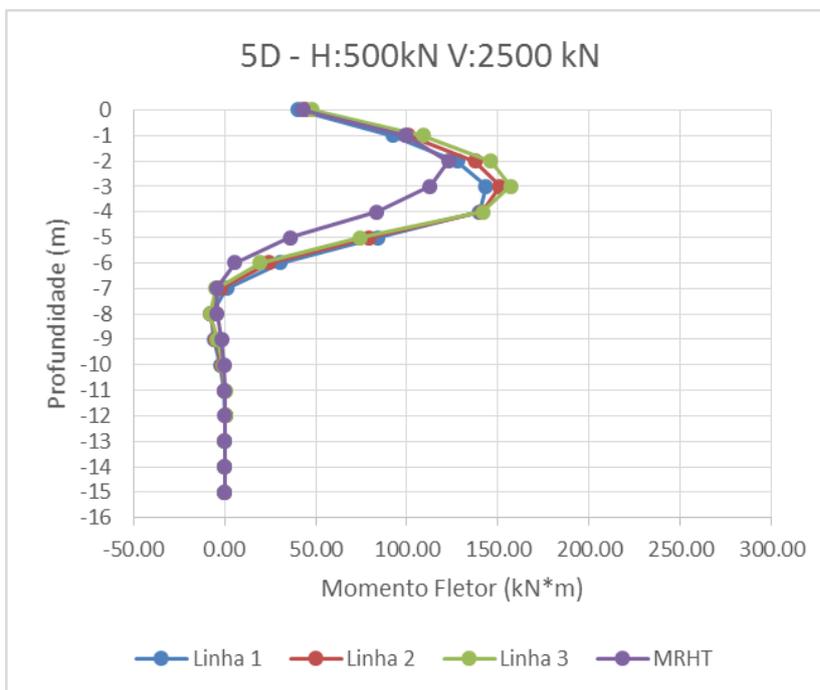


Gráfico 11 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 5D

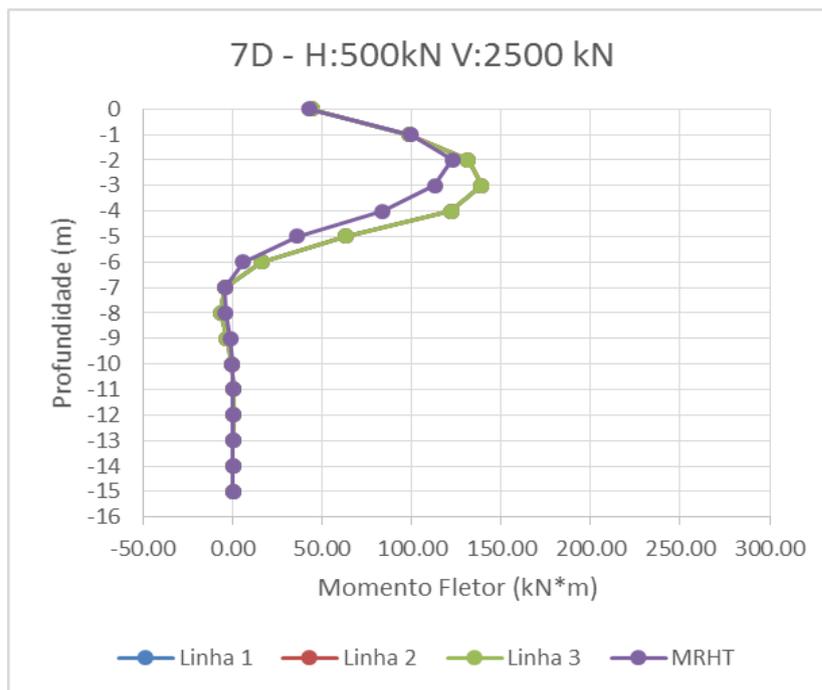


Gráfico 12 - Diagrama do momento fletor para uma carga horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN com espaçamento de 7D

A observação dos gráficos indica que para pequenos carregamentos os dois métodos de análise apresentam resultados próximos, independente do espaçamento entre estacas admitido na análise com CTCRMP.

Para um carregamento horizontal de 500 kN e vertical de 2500 kN, os resultados obtidos pelo MRHT e pelas CTCRMP mostram que:

- o espaçamento de 3D apresentou a maior discrepância entre os dois métodos. A razão entre o máximo momento fletor, na linha 3 do bloco, encontrado através das CTCRMP e o máximo momento obtido com MRHT (M_{CTCRMP}/M_{MRHT}) é aproximadamente 1.73. Já a razão entre os deslocamentos no topo do terreno (y_{CTCRMP}/y_{MRHT}) é de 2.33. Estes resultados podem ser atribuídos à diminuição da capacidade de resistência do solo ocasionada pela sobreposição das zonas de tensão, que é mais evidente em estacas pouco espaçadas.
- para um espaçamento de 5D as razões M_{CTCRMP}/M_{MRHT} e y_{CTCRMP}/y_{MRHT} são iguais a 1.28 e 1.56 respectivamente.
- para um espaçamento de 7D, onde o efeito de sombra não é evidente, as razões M_{CTCRMP}/M_{MRHT} e y_{CTCRMP}/y_{MRHT} apresentam os menores valores, sendo estes iguais a 1.13 e 1.35 respectivamente.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi efetuada a simulação numérica de um bloco contendo nove estacas tubulares metálicas dispostas em três fileiras, conforme ilustrado na figura 18. Utilizou-se dois programas para fazer a análise. O primeiro foi o STRAP 2016 considerando uma análise linear do solo. O segundo foi o FB-Multiplier que, através das curvas p-y, t-z e q-z, possibilitou uma análise não linear do solo levando em consideração o efeito de sombra.

Os parâmetros do solo, utilizados nas duas simulações, foram obtidos através de correlações com o N_{SPT} adotado para cada uma das camadas do perfil terreno. Já para considerar o efeito de sombra, utilizou-se os valores dos multiplicadores-p indicados pela AASHTO (2012) para os casos de espaçamento entre estacas iguais a 3D e 5D. Para estacas espaçadas a uma distância de 7D, considerou os multiplicadores-p iguais a 1, conforme recomendação de Reese e Van Impe (2001).

A partir dos resultados obtidos, verificou-se que ao utilizar os multiplicadores-p, para a consideração do efeito de sombra, ocorre uma variação dos momentos fletores das três fileiras de estacas ligadas ao bloco. O estudo mostrou que para um mesmo carregamento, a redução da distância entre as estacas implica em uma maior solicitação da linha dianteira do bloco comparada às outras linhas.

Para pequenos valores de carregamento, os deslocamentos encontrados a partir do MRHT e das CTCRMP apresentaram boa concordância. Contudo, à medida que se aumentava o valor da carga horizontal, surgiam discrepâncias entre os resultados das duas análises. Essas discrepâncias foram maiores quanto menor fosse o espaçamento entre as estacas mostrando, assim, a influência do efeito de sombra.

Ao final do trabalho conclui-se que o efeito de sombra pode vir a influenciar nos resultados obtidos. Esta influência depende de fatores como o espaçamento admitido entre as estacas e a intensidade das cargas aplicadas. Neste contexto, em blocos com estacas pouco espaçadas sujeitas a grandes valores de carregamento horizontal, é importante considerar a redução da eficiência do bloco devido ao efeito de sombra no dimensionamento.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. 2012. 1661p.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (API). **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Load and Resistance Factor Design**. 1997. 284 p.

ABREU, J.A. **Avaliação do Comportamento de Grupos de Fundações Carregados Lateralmente em Solo Poroso Colapsível e Tropical do Distrito Federal**. 2014. 200 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001. 17p.

CASTRO, F.M.O. **Análise não linear de plataformas fixas offshore do tipo jaqueta de aço**: estudo e aplicação do método quasi-estático pushover. 2013. 250 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CHRISTAN, P. **Estudo da Interação Solo-Estaca Sujeito a Carregamento Horizontal em Ambientes Submersos**. 2012. 194 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba.

CHORE, H.S; INGLE, R.K.; SAWANT, V.A. Non-linear analysis of pile groups subjected to lateral load using 'p-y' curve. **Interaction and Multiscale Mechanics**, 2012. Vol. 1, No. 1, p. 57-73.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina Textos, 2010. 96 p.

DAS, B.M. (Ed.). **Geotechnical Engineering Handbook**. Florida: J. Ross Publishing, Inc., 2011. 800 p.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J.H.; CINTRA, J.C.A. Análise e projeto de fundações profundas. In: REIS, R.C. (Coord.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 265-327

FB-MULTIPIER Help Manual. Bridge Software Institute, Flórida. Disponível em: < <https://bsi.ce.ufl.edu/>>. Acesso em dezembro de 2016.

FB-MULTIPIER Soil Parameter Table (US Customary Unit). Bridge Software Institute, Flórida, 2013. Disponível em: < <https://bsi.ce.ufl.edu/>>. Acesso em dezembro de 2016.

FERREIRA, P.F.S. **Estacas submetidas a cargas laterais**. 2015. 80 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

GUSMAO FILHO, J. A. **Fundações de Pontes: Hidráulica e Geotécnica**. 2. ed. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2003. 328 p.

MOKOWA, R.L. **Investigation of the Resistance os Pile Caps to Lateral Load**. 1999. 78 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Politécnico da Virgínia, State University, Virgínia.

NASSAJI, F.; KALANTARI, B. SPT capability to estimate undrained shear strength of fine grained soils of Tehran, Iran. **Eletronic Journal of Geotechnical**, 2011. Vol. 16, p. 1229-1238.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado: elementos de projetos, solicitações, dimensionamento**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979. 433 p.

RANJAN, G.; RAO, A.S.R. **Basic and Applied Soil Mechanics**. 2. ed. Nova Deli: New Age Internacional (P) Ltd., 2000. 774 p.

REESE, C.L; VAN IMPE, W.F. **Single Piles and Pile Groups Under Lateral Load**. Londres: Taylor & Francis/ Balkem, 2001. 463 p.

REESE, C.L; WANG, S.T. **COMP624P**: laterally load pile analysis program for the microcomputer, version 2.0. Austin: 1993. 511 p.

ROLLINS, K.M; LANE, J.D.; GERBER, T.M. Measured and Computed Lateral Response of a Pile Group in Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 2005. Vol. 131, No. 1, p. 103-144.

SOUSA, C.T. **Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Acções Horizontais**. 2006. 266 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Universidade do Porto, Portugal.

TERZAGHI, K. **Mecânica Teórica de los Suelos**. Tradução Roberto E. Fontan. 2. ed. Buenos Aires: Acme Agency, Soc.Resp.Ltda., 1949. 550 p.

APÊNDICE A

Valor das constantes de mola adotadas no programa STRAP 2016.

Classificação	Profundidade	n_h (kN/m ³)	K (kN/m ²)	Δz (m)	Constante de mola (kN/m)
Argila mole	-0.25	1000	250	0.5	125
	-1	1000	1000	1	1000
	-2	1000	2000	1	2000
	-3	1000	3000	1	3000
Areia medianamente compacta	-4	5000	20000	1	20000
	-5	5000	25000	1	25000
	-6	5000	30000	1	30000
	-7	5000	35000	1	35000
	-8	5000	40000	1	40000
	-9	5000	45000	1	45000
	-10	5000	50000	1	50000
	-11	5000	55000	1	55000
	-12	5000	60000	1	60000
	-13	5000	65000	1	65000
	-14	5000	70000	1	70000
	-15	5000	75000	0.5	37500