



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Análise de Fundações Profundas Instaladas em Taludes de Obras Portuárias

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia

Autor

Vanessa Virgínia de Paula Borges

Orientadores

Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto

José Carlos Duarte Grazina

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2015.

AGRADECIMENTOS

Nesta fase final da minha vida académica gostaria de expressar o meu sincero agradecimento não só as pessoas que participaram diretamente no desenvolvimento deste trabalho, mas também aos que indiretamente apoiaram e incentivaram na conclusão desta etapa.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao Professor Doutor Paulo Pinto, orientador deste trabalho, por todo o apoio e paciência nos momentos mais difíceis, mas acima de tudo pela sua vontade incansável de ensinar e transmitir conhecimentos. Gostaria também de agradecer ao Professor Doutor José Grazina pela atenção, apoio e ajuda na revisão deste trabalho.

Não poderia deixar de agradecer aos meus colegas de casa, que foram o meu suporte e tiveram sempre presentes ao longo destes anos. Aos meus amigos de geotecnia pelos bons momentos, momentos esses que levo comigo para a vida! Em particular ao meu colega José Pascoal quero agradecer o apoio e companheirismo. Agradeço também a todos os meus restantes amigos, que de alguma maneira estiveram sempre ao meu lado para os bons e maus momentos.

Gostaria de agradecer especialmente à Rita Martins pela amizade ao longo destes 8 anos, onde pude sempre encontrar apoio, carinho e conselhos quando mais precisei e que fizeram de mim uma pessoa melhor.

Ao meu namorado, João Coelho, agradeço a ajuda na realização e revisão deste trabalho, mas acima de tudo por nunca desistir de mim e acreditar que era capaz de qualquer coisa.

Um agradecimento especial às minhas avós, por toda a ajuda e carinho, mas acima de tudo por todos os valores transmitidos ao longo da minha vida. Não poderia deixar de agradecer aos meus irmãos do coração por estarem sempre lá quando mais precisei.

Finalmente gostaria de agradecer aos meus ídolos, meus pais, por serem a minha força, inspiração e orgulho não só nesta fase mas ao longo de toda a minha vida. Agradeço por tudo o que fizeram e abdicaram por mim, mas principalmente pelo amor incondicional que nos une. Não foi fácil, nós sabemos, mas isto é uma conquista nossa... Um sincero OBRIGADA!

RESUMO

Tendo por enquadramento a importância das estruturas portuárias a nível mundial, e mais especificamente o caso de cais suportados por estacas verticais, esta dissertação tem como principal objetivo o estudo do comportamento das estacas que suportam este tipo de estruturas quando solicitadas horizontalmente.

Inicialmente, foi efetuada uma revisão teórica aos conceitos fundamentais, onde são apresentadas duas formas distintas de modelação do solo: modelo do meio discreto e modelo do meio contínuo. De seguida, e ainda dentro do conceito do comportamento do solo, apresentam-se os conceitos gerais relacionados com as curvas de transferência $p-y$, $t-z$ e $Q-z$; que descrevem matematicamente as resistências lateral e vertical, por atrito lateral e resistência de ponta, do solo. Para o caso particular das curvas $p-y$, são ainda apresentadas propostas existentes para determinação deste tipo de curvas, bem como algumas modificações para que estas tenham em conta a influência de superfícies inclinadas. Por fim é apresentado o conceito de efeito de grupo bem como as particularidades inerentes à condição de várias estacas a trabalharem em conjunto

Subsequentemente foram desenvolvidos modelos em programas de elementos finitos, *FB-Multipier* e *RS3*, onde foram estudados os casos de estacas isoladas instaladas em terreno com superfície horizontal e em talude, e para o último programa foram ainda analisados modelos de estacas em grupo. Posteriormente, foram analisados modelos para sentidos opostos de solicitação horizontal de forma a simular as solicitações mais correntes no cais, o embate das embarcações e a força dos cabos de amarração.

Numa fase posterior, são efetuadas comparações aos resultados obtidos onde será possível comparar os resultados para os dois tipos de modelação do solo envolvente. Será também avaliada a influência da superfície inclinada no comportamento das estacas, bem como da variação do sentido da carga aplicada. Finalmente será estudada a influência do encastramento ao nível da cabeça das estacas quando estão a trabalhar em grupo.

Palavras-chave:

Cais portuários; estacas; modelo do meio discreto e contínuo; curvas $p-y$; resistência lateral; talude; *FB-Multipier* e *RS3*.

ABSTRACT

Taking in consideration the worldwide importance of port infrastructures, especially quays which are supported on vertical piles, this dissertation focuses on the study of these piles' behavior when loaded horizontally.

Initially, a theoretical review on the fundamental concepts was performed, where two different types of soil modeling are presented: the discrete medium model and the continuous medium model. Afterwards and still regarding the soil behavior concept, general concepts of transfer curves $p-y$, $t-z$ and $Q-z$, which describe mathematically the lateral and vertical resistance of the soil, for lateral friction and tip resistance. For the particular case of the $p-y$ curves, several existent proposals to determine these type of curves are also presented, as well as some modifications to take in account the influence of sloped ground. Finally the concept of group effect is displayed and also the peculiarities inherent to the condition of several piles working together.

Subsequently, models were developed using finite element software, *FB-Multiplier* and *RS3*, which allowed the study of isolated piles installed in horizontal and sloping ground, and, for the latter program, cases involving piles group were also studied. Afterwards, models with reversing horizontal loads were analysed in order to simulate the most common quay solicitations, vessels pushing against the quay and the force on the mooring lines.

In a later stage, comparisons are made to results achieved where it is possible to compare the results for both types of modeling the surrounding soil. It will be also evaluated the influence on the behavior of the sloped ground of the piles as well as the variation in the direction of the applied load. Finally we will study the influence of embedding at head level when the piles are working in group.

Keywords:

Port quay; piles; discrete and continuous medium models; $p-y$ curves; lateral resistance; slope; *FB-Multiplier* and *RS3*.

SIMBOLOGIA

B	– Largura ou diâmetro da estaca	p_f^*	– Pressão diferencial de fluência do ensaio PMT
CPT	– Ensaio com Cone Penetrômetro (<i>Cone Penetration Test</i>)	p_L^*	– Pressão diferencial limite do ensaio PMT
E	– Módulo de deformabilidade do material constituinte da estaca	PMT	– Ensaio pressiométrico de Ménard
E_M	– Módulo pressiométrico do ensaio PMT	q_c	– Resistência de ponta do CPT
E_s	– Módulo de deformabilidade do solo (módulo de Young)	SPT	– Ensaio de penetração standard (<i>Standard Penetration Test</i>)
F_h	– Força horizontal aplicada à cabeça da estaca	y	– Deslocamento horizontal da estaca
I	– Momento de inércia da seção transversal da estaca	y_{50}	– Deslocamento horizontal da estaca relativo a carga horizontal igual a 50% da resistência última do solo
K_0	– Coeficiente de impulso em repouso	y_u	– Deslocamento horizontal da estaca correspondente à sua resistência última
K_a	– Coeficiente de impulso ativo	z	– Profundidade
K_p	– Coeficiente de impulso passivo	σ'_{v0}	– Tensão efetiva vertical do solo em repouso
k'_h	– Módulo de reação horizontal		
k_h	– Coeficiente de reação horizontal		
L	– Comprimento da estaca		
n_h	– Constante de reação horizontal do solo		
N_{SPT}	– Número de pancadas no ensaio SPT		
N_{60}	– N_{SPT} corrigido em relação à energia de referência do ensaio SPT (60% energia teórica)		
$(N_1)_{60}$	– Valor de N_{60} normalizado para 1 atmosfera		
p	– Reação do solo por unidade de comprimento da estaca		
p_f	– Pressão de fluência do ensaio PMT		
p_L	– Pressão limite do ensaio PMT		

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Generalidades.....	1
1.2	Estruturas portuárias	1
1.3	Objetivos e metodologia da dissertação.....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	Introdução	5
2.2	Interação solo-estrutura.....	5
2.2.1	Modelo do meio contínuo	6
2.2.2	Modelo do meio discreto.....	6
2.3	Curvas de transferência.....	8
2.3.1	Considerações iniciais	8
2.3.2	Resistência vertical do solo – Curvas de transferência $t-z$ e $Q-z$	9
2.3.3	Resistência horizontal do solo – Curvas de transferência $p-y$	11
2.3.4	Propostas para curvas $p-y$ em taludes.....	20
2.4	Comportamento de um grupo de estacas	23
3	ANÁLISE NUMÉRICA.....	25
3.1	Introdução	25
3.2	Aspectos gerais da modelação	25
3.3	Estacas sob carregamento estático horizontal - Modelo do meio discreto	27
3.3.1	Considerações gerais do programa de cálculo automático – <i>FB-Multipier</i>	28
3.3.2	Resultados para modelos de estacas isoladas em superfícies horizontais	30
3.3.3	Resultados para modelos de estacas isoladas em superfícies inclinadas.....	36
3.4	Estacas sob carregamento estático horizontal - Modelo do meio contínuo	39
3.4.1	Considerações gerais do programa <i>RS3</i>	40
3.4.2	Modelação do elemento estaca.....	43

3.4.3	Resultados para estaca isolada em terreno com superfície horizontal.....	48
3.4.4	Resultados para estaca isolada em superfície inclinada	53
3.4.5	Resultados para grupo de estacas em superfície inclinada.....	57
4	ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	59
4.1	Introdução	59
4.2	<i>FB-Multipier vs RS3</i>	59
4.2.1	Curva carga vs deslocamento horizontal.....	59
4.2.2	Curvas <i>p-y</i>	61
4.3	Influência de superfícies inclinadas no comportamento das estacas	63
4.4	Influência do encastramento	72
4.5	Influência da variação do módulo de deformabilidade em profundidade.....	75
5	CONCLUSÕES	76
5.1	Propostas para desenvolvimentos futuros.....	77
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1- Representação de uma estrutura de suporte flexível com estacas instaladas em talude (BS 6349-2:2010, 2010).	2
Figura 1.2- Modelação da interação solo-estaca: (a) meio contínuo e (b) meio discreto (Santos,2008).	3
Figura 2.1 – Representação do modelo de Winkler (Brødbæk et al., 2009).	7
Figura 2.2 – Modelo de molas verticais para obtenção de curvas $Q-z$ e $t-z$	9
Figura 2.3 – (a) Curva de transferência $t-z$ para solos coesivos e não coesivos e (b) Curva de transferência $Q-z$ (API RP 2A-WSD, 1987).	10
Figura 2.4 – Distribuição de tensões em torno de uma estaca antes e depois de aplicada a carga.	11
Figura 2.5 – Mecanismos de rotura para estacas curtas (a) e longas (b).	12
Figura 2.6 – Curvas $p-y$ associadas a uma estaca solicitada lateralmente (Adaptado de Mirzoyan (2007), por Barker (2012)).	12
Figura 2.7 – Forma geral de uma curva $p-y$ (Adaptado de Tuna de Sousa, 2006).	13
Figura 2.8 – Curva $p-y$ para solos não coesivos proposta por Reese et al, 1974.	15
Figura 2.9 – Modo de rotura em cunha passiva para solos não coesivos e pequenas profundidades (Reese et al, 2006).	16
Figura 2.10 – Modo de rotura de fluxo lateral para solos não coesivos e grandes profundidades (Reese et al, 2006).	17
Figura 2.11 – Coeficientes empíricos A e B em função da profundidade e do tipo de carregamento (Adaptado de Reese et. al, 2006).	17
Figura 2.12 – Curva $p-y$ proposta por Murchison e O’Neill, 1984 (Adaptado de Pinto, 2014).	19
Figura 2.13 – Propostas para definição de curvas $p-y$ segundo Ensaios pressiométricos.	20

Figura 2.14 – Aplicação da carga em estacas instaladas em taludes: (a) carga aplicada contra a inclinação e (b) carga aplicada a favor da inclinação.....	21
Figura 2.15 – Modificações associadas às curvas p - y para estacas instaladas em taludes (NF P94-262, 2012).	22
Figura 2.16 – (a) Efeito de grupo (Adaptado de Meneses, 2007) e (b) Redução da curva p - y para ter em conta o efeito de grupo (Adaptado de Brown et al., 1987, por Brown et al., 2010).	23
Figura 2.17 – Distribuição da força de corte pelas fiadas de estacas pertencentes a um grupo (Pinto,2000).	24
Figura 3.1 – Secção transversal do cais sobre estacas instalado em talude parcialmente submerso.	26
Figura 3.2 – <i>Input</i> da definição da estaca (<i>FB-Multiplier</i>).	29
Figura 3.3 – Modelação das estacas E1/E2 (a) e E3 (b) a partir do programa <i>FB-Multiplier</i>	31
Figura 3.4 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal: Estaca E1/E2 (a) e Estaca E3 (b).	32
Figura 3.5 – Resultados obtidos a partir do <i>FB-Multiplier</i> para E1/E2.....	33
Figura 3.6 – Comparação entre diagramas referentes a E1/E2 e E3 para $F_h=100$ kN.	34
Figura 3.7 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal: Estaca E1/E2 (a) e Estaca E3 (b).	35
Figura 3.8 – Modificação segundo NF P94-262 (2012) aplicada às curvas p - y de Murchison e O’Neill (1984) para considerar a influência de taludes.	36
Figura 3.9 – Resultados E2 para curvas p - y de Murchison e O’Neill (1984) modificadas segundo NF P94-262 (2012).....	37
Figura 3.10 – Modificação de curvas p - y segundo Reese et al. (1974) para considerar a influência de taludes.	38
Figura 3.11 – Resultados E2 (a) e E3 (b) para modificação das curvas p - y de Reese et al. (1974) segundo Reese et al. (1974).	38
Figura 3.12 – Definição da malha de elementos finitos e verificação de qualidade (<i>RS3</i>).	42

Figura 3.13 – Hipóteses de modelação de Estacas (RS3).....	43
Figura 3.14 – <i>Input</i> da definição do material constituinte do elemento de suporte (RS3).....	43
Figura 3.15 – <i>Input</i> da definição da interação entre os materiais (RS3).....	44
Figura 3.16 – <i>Input</i> da definição do material que constitui a estaca (RS3).	45
Figura 3.17 – Forma geral dos diagramas obtidos (Reese and Van Impe, 2001).....	45
Figura 3.18 – Curvas carga vs deslocamento horizontal na cabeça da estaca E1/E2.	46
Figura 3.19 – Comparação entre diagramas de esforços para E1/E2.	47
Figura 3.20 – Diagrama de reação do solo em profundidade para E1/E2.	48
Figura 3.21 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal em terreno com superfície horizontal: (a) E1/E2 e (b) E3.....	49
Figura 3.22 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal: Estaca E1/E2 (a) e Estaca E3 (b) instalada em terreno com superfície horizontal.	50
Figura 3.23 – Resultados obtidos a partir do RS3 para E1/E2 instalada em superfície horizontal.....	51
Figura 3.24 – Comparação entre diagramas referentes a E1/E2 e E3 para $F_h=150$ kN.....	52
Figura 3.25 – Visualização 2D e 3D de E2 instalada em talude (RS3).	53
Figura 3.26 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal para Estacas E1, E2 e E3 instaladas em talude.....	54
Figura 3.27 – Resultados obtidos a partir do RS3 para E2 instalada em talude.	55
Figura 3.28 – Comparação entre diagramas referentes a E1, E2 e E3 para $F_h=150$ kN.	56
Figura 3.29 – Vista transversal do modelo de grupo de estacas e respetiva malha de elementos finitos, RS3.	57
Figura 3.30 – Comparação entre diagramas de carga vs deslocamento horizontal para estacas em grupo.....	58
Figura 4.1 – Curvas carga vs deslocamento horizontal para terreno com superfície horizontal: (a) Estaca E1/E2 e (b) Estaca E3.	60

Figura 4.2 – Curvas carga vs deslocamento horizontal para talude: (a) Estaca E2 e (b) Estaca E3.....	60
Figura 4.3 – Comparação entre curvas p - y referentes aos programas <i>FB-Multipier</i> e <i>RS3</i> para terreno com superfície horizontal: (a) E1/E2 e (b) E3.....	62
Figura 4.4 – Comparação entre curvas p - y referentes aos programas <i>FB-Multipier</i> e <i>RS3</i> para talude: (a) Estaca E2 e (b) Estaca E3.....	63
Figura 4.5 – Cunhas ativas e passivas para estacas instaladas em terreno com superfície horizontal e em talude.....	64
Figura 4.6 – Curva carga vs deslocamento horizontal para Estaca E1.	65
Figura 4.7 – Comparação entre diagramas para estaca E1.	66
Figura 4.8 – Curvas carga vs deslocamento horizontal referente a: (a) Estaca E2 e (b) Estaca E3.....	67
Figura 4.9 – Comparação entre diagramas para estaca E2.	68
Figura 4.10 – Comparação entre diagramas para estaca E3.	69
Figura 4.11 – Comparação entre curvas p - y para estaca instalada em terreno com superfície horizontal e talude (Carga a favor e contra): (a) Estaca E1, (b) Estaca E2 e (c) Estaca E3.	71
Figura 4.12 – Comparação entre diagramas de carga vs deslocamento horizontal para estacas isoladas e em grupo: Estaca E1 (a), Estaca E2 (b) e Estaca E3 (c).	72
Figura 4.13 – Diferença entre deformadas para estaca E2 sem restrições e encastrada ao nível da cabeça.....	73
Figura 4.14 – Comparação entre curvas de carga vs deslocamento horizontal para E1 isolada ou integrante de um grupo de estacas.	74
Figura 4.15 – Comparação entre curvas carga vs deslocamento horizontal para E2 com E_s constante e linearmente variável em profundidade.	75

INDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Definição dos parâmetros associados ao módulo de reação horizontal do solo...	7
Quadro 2.2 – Parâmetros para desenvolvimentos de curvas t - z para solos coesivos e não coesivos.	10
Quadro 2.3 – Parâmetros para desenvolvimento de curvas t - z para solos coesivos e não coesivos.	11
Quadro 2.4 – Valores de n_i (MN/m ³) em função da compactidade relativa do solo para areias secas e submersas (Reese et al., 1974).	15
Quadro 2.5 – Valores recomendados para o multiplicador P_m (Brown et al, 2010).	24
Quadro 3.1 – Características mecânicas do solo	25
Quadro 3.2 – Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas E1/E2 e E3 para cada caso de carga.....	31
Quadro 3.3 – Relação entre valores de q_c , ϕ e E_s segundo a densidade relativa do solo (adaptado de EN 1997-2, 2007).....	41
Quadro 3.4 – Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas E1/E2 e E3 instaladas em terreno com superfície horizontal para cada caso de carga (RS3).	49
Quadro 3.5 – Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas E1/E2 e E3 instaladas em terreno com superfície horizontal para cada caso de carga (RS3).	50
Quadro 3.6 – Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas E1, E2 e E3 instaladas em talude.	53
Quadro 3.7 – Distribuição de carga pelas várias estacas integrantes do grupo.	58
Quadro 4.1 – Comparação entre deslocamentos horizontais para diferentes modelos de E1. .	74

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O desenvolvimento de estruturas portuárias está diretamente relacionado com o progresso económico de um país, apresentando grande importância no crescimento quer das exportações, quer das importações realizadas através do transporte marítimo e fluvial. Desta forma, uma estrutura portuária revela-se, também, como um motor para o desenvolvimento económico mundial.

Do ponto de vista da logística, as estruturas portuárias são organizadas de modo a atender às necessidades da navegação e movimentação/armazenagem de mercadorias. Atualmente, o transporte marítimo é responsável por cerca de 80 por cento do tráfego de mercadorias internacional. No caso dos portos portugueses, devido à posição geográfica do país, estes beneficiam de uma localização privilegiada permitindo estar no cruzamento das mais importantes rotas mundiais. Mais concretamente, o porto de Sines assume-se como responsável por grande parte do tráfego internacional a nível marítimo-portuário. Segundo um artigo publicado pela revista Dinheiro digital (2015), a administração do Porto de Sines (APS) revelou ter alcançado os melhores números de sempre em 2014, atingindo um crescimento de 32% na movimentação de contentores e de 3% nas mercadorias, face a 2013, o que demonstra um crescimento no sector portuário nacional.

Na vertente da Engenharia Civil, as estruturas portuárias, mais especificamente os cais, são projetados e concebidos considerando uma variedade de modelos estruturais, que devem ser comparados e analisados em função das necessidades funcionais de cada porto. A execução deste tipo de estruturas possui dificuldades acrescidas, visto que na fase de construção a estrutura estará sujeita ao efeito das alterações das correntes e da ação das ondas em casos de portos não interiores, que irão ampliar a complexidade de execução; neste caso, é comum a construção de uma estrutura de retenção que inclui processos de dragagem na parte frontal da estrutura, de modo a criar profundidades suficientes para a atracagem dos navios, e a criação de um terrapleno no tardo para serviço da estrutura portuária.

1.2 Estruturas portuárias

Dentro da variedade de estruturas portuárias existentes, grande parte são constituídas por um cais suportado por estacas instaladas em taludes parcialmente submersos (Figura 1.1), sendo a principal função das estacas a transmissão das cargas verticais/horizontais a profundidades nas quais se disponha de capacidade resistente suficiente para os níveis de carregamento impostos.

Este género de solução para fundações de obras portuárias é bastante utilizado, principalmente quando as camadas mais superficiais não têm capacidade resistente suficiente; torna-se assim indispensável fundar as estacas em estratos mais competentes.

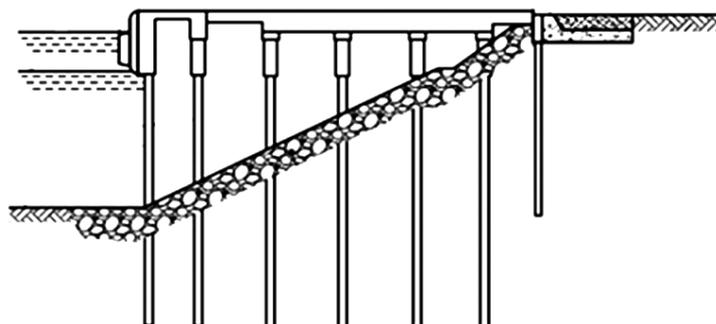


Figura 1.1- Representação de uma estrutura de suporte flexível com estacas instaladas em talude (BS 6349-2:2010, 2010).

Um dos grandes desafios na fase de conceção deste tipo de estruturas é o de alcançar a otimização das diversas variáveis inerentes; estas variáveis passam pelo domínio dos materiais usados (madeira, betão, aço ou uma combinação de vários materiais), considerações geométricas adotadas (espaçamento entre estacas, secção transversal, inclinação em relação à vertical, entre outros) e elementos adicionais para o funcionamento de infraestrutura.

Este tipo de solução requer uma análise da interação solo/fundação, incluindo solicitações estáticas e sísmicas, que condiciona fortemente o seu comportamento. No caso particular do território Português, a verificação da segurança deste tipo de estruturas, quanto à atividade sísmica, torna-se um aspeto relevante devido à ameaça sísmica moderada da faixa costeira e à importância socioeconómica deste tipo de infraestruturas e o que elas representam para o País. A ocorrência de um sismo poderá provocar danos estruturais e não estruturais, devendo adotar-se estruturas portuárias flexíveis concebidas de modo a resistir a ações sísmicas por flexão das estacas. Em regiões sísmicas podem ser desenvolvidas elevadas acelerações horizontais, o que conduz a especificações mais rígidas do código de construção, sendo frequente para estas regiões especificações de que as fundações devem resistir a solicitações horizontais da ordem de 10% e até mesmo 20 ou 30% das verticais (Rôgedo, 2004). Neste caso não é recomendado o uso de estacas inclinadas para estruturas onde há uma elevada probabilidade de serem sujeitas a ações sísmicas, visto que os casos práticos têm mostrado que a rigidez destas estruturas gera tensões locais muito elevadas, muitas vezes conducentes à rotura.

De uma forma geral, excluindo a vertente sísmica, um projeto baseado em estacas inclinadas irá garantir maior rigidez em comparação com um projeto desenvolvido por estacas verticais. Por outro lado, do ponto de vista da instalação, as estacas verticais mostram-se mais vantajosas

por possuírem maior facilidade de instalação. Portanto, este tipo de soluções resultam de uma combinação e ponderação de diversos fatores. Alguns dos muitos fatores que influenciam o comportamento das fundações profundas são nomeadamente a natureza do maciço, o grau de perturbação causado pela sua execução, o efeito de escala, o tipo e a magnitude das solicitações, entre outros. Alguns destes fatores são de difícil ou mesmo impossível caracterização, pelo que, ainda hoje, a indefinição sentida sobre os critérios de dimensionamento de estacas é grande (Santos, 2008). Assim, é imperiosa a realização de ensaios de carga em estacas, executadas nas mesmas condições da prática corrente, munidas de instrumentação que permita a observação e a modelação do seu comportamento, esperando sempre que a solução a ser executada seja aquela que conduza à segurança e estabilidade em união com a economia do projeto.

1.3 Objetivos e metodologia da dissertação

O objetivo da presente dissertação é, fundamentalmente, proceder à revisão dos métodos de dimensionamento de estacas sob solicitação horizontal quando instaladas em taludes de obras portuárias. É de salientar que o propósito desta dissertação será voltado para a análise do ponto de vista das solicitações horizontais, o mais relevante neste tipo de estruturas; sendo igualmente importante referir que as ações verticais também devem ser cuidadosamente avaliadas. Para o dimensionamento de estacas sujeitas a ações de cariz horizontal, os métodos de análise existentes foram desenvolvidos considerando a estaca como uma peça linear dotada de uma rigidez de flexão EI . Para o caso da modelação do solo envolvente subsistem duas configurações diferenciadas (Figura 1.2), onde o solo pode ser modelado como meio contínuo ou como meio discreto (Santos, 2008).

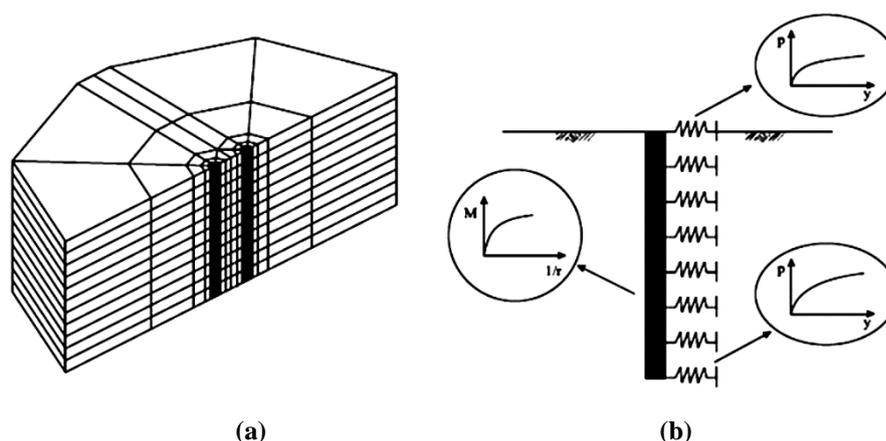


Figura 1.2- Modelação da interação solo-estaca: (a) meio contínuo e (b) meio discreto (Santos,2008).

Nas duas formas supracitadas para a modelação do solo, a primeira considera o solo como um meio contínuo, onde a representação de cada camada é feita através de parâmetros associados às suas propriedades físicas e mecânicas (Velloso e Lopes, 2002). Outra possibilidade de modelação é a hipótese proposta por Winkler, onde inicialmente o maciço era modelado por

molares lineares independentes entre si - modelo do meio discreto. Numa vertente mais elaborada, mas ainda dentro do domínio da hipótese de Winkler, a técnica mais utilizada atualmente compreende a aplicação de molares com comportamento não linear; em que a rigidez das molares é definida a partir de relações conhecidas como “curvas $p-y$ ”.

As características que definem o comportamento de um maciço na interação solo-estaca podem ser representadas através de três curvas de transferência: $p-y$, $t-z$ e $Q-z$, que descrevem matematicamente as suas resistências lateral e vertical, para atrito lateral e ponta, respetivamente (Castro, 2013). No desenvolvimento desta dissertação, serão revistos os conceitos teóricos associados à determinação das curvas $t-z$, $Q-z$ e $p-y$, estando a atenção voltada fundamentalmente para a resistência lateral do solo, curvas $p-y$.

Um dos propósitos desta dissertação é também o de desenvolver a compreensão da diferença de comportamentos de estacas instaladas em terrenos com superfície horizontal ou com superfície inclinada. Para tal, é importante ter em conta que uma estaca sujeita a uma solicitação lateral, considerando os dois cenários de terreno mencionados, irá apresentar comportamentos distintos devido à diferença de volumes de solo circundante interessados, que contribuem para a estabilidade da estaca.

Outro aspeto importante a analisar neste tipo de estruturas é a influência da variação do sentido das solicitações impostas, estando no presente caso as estruturas portuárias sujeitas a variações da maré, colisão de embarcações, choque das ondas, entre outros. Deste modo, analisar-se-á o comportamento de estacas sujeitas a essa variação do sentido da solicitação.

As análises anteriormente descritas irão ser estudadas com base em programas de elementos finitos: *FB-Multipier* e *RS3*, que serão apresentados numa secção posterior.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

A utilização de estacas para suportar estruturas portuárias, torna-se cada vez mais uma prática corrente. Estas estacas estão sujeitas a carregamentos de diversa natureza e magnitude, mas que para efeito de dimensionamento interessa distinguir em solicitações horizontais e verticais. Sem invalidar a óbvia importância das solicitações verticais no comportamento deste tipo de estruturas, é essencial salientar que as solicitações horizontais são, na maior parte dos casos, o principal objeto de estudo no que diz respeito à análise do comportamento de estruturas suportadas por estacas.

Existem diversos tipos de ações horizontais que têm uma importância significativa na capacidade resistente de estruturas portuárias; estas ações horizontais, transmitidas tanto à cabeça das estacas como ao longo do fuste, podem ter diversas origens: impulsos de terras, sismos, impulsos hidrostáticos, vento, variações de temperatura, impacto de navios durante uma atracagem, ações transmitidas por cabos de amarração, entre outros.

Segundo Coduto (2010), até ao início dos anos 50, os engenheiros não avaliavam a ação de cargas horizontais em fundações profundas, usando geralmente estacas inclinadas para resistir a este tipo de solicitações, considerando apenas os carregamentos axiais nas estacas de forma a resistir a movimentos laterais e sem considerar a interação entre a estaca e o solo circundante. Posteriormente, iniciaram-se pesquisas e trabalhos que salientaram a importância do efeito de carregamentos horizontais em fundações profundas e que consideraram a interação solo-estrutura.

Nesta dissertação é desenvolvido o estudo de protótipos de estacas isoladas e de grupos de estacas sujeitas a ações estáticas laterais. O objetivo principal deste estudo é o de avaliar o comportamento das estruturas portuárias instaladas em terrenos com superfície horizontal ou em talude, quando submetidas a ações mais usuais.

2.2 Interação solo-estrutura

No que concerne aos métodos disponíveis para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente, a estaca é tratada como um elemento linear flexível na maior parte dos casos. Na modelação do solo esta unicidade de tratamento não se verifica, e é nesse ponto que assentam as principais diferenças entre as abordagens disponíveis na bibliografia (Portugal,

1994), existindo assim duas hipóteses para a modelação do solo: Modelo do Meio Contínuo e Modelo do Meio Discreto.

Nos modelos discretos o solo é caracterizado por uma série de molas independentes onde é desprezada a natureza contínua do solo e, deste modo, os deslocamentos de um ponto não são afetados por eventuais ações sobre os restantes pontos do meio. Já na segunda forma de modelação, o solo é considerado um meio contínuo em que os deslocamentos num ponto são influenciados pelas tensões e forças aplicadas noutros pontos do meio (Tuna de Sousa, 2006). O método de análise baseado no modelo discreto, embora conceptualmente menos correto, é sem dúvida o método com maior aceitação prática, dada a facilidade da sua utilização em relação ao modelo contínuo.

2.2.1 Modelo do meio contínuo

Quando a modelação do solo é feita com base no modelo do meio contínuo o solo é considerado, em geral, como um meio contínuo elástico ou elasto-plástico. Neste modelo os deslocamentos do solo são calculados ao longo da interface solo-estaca recorrendo a métodos numéricos que, com a evolução da tecnologia, tornaram o modelo cada vez mais eficiente. A abordagem apresenta-se assim como uma opção mais abrangente através da aplicação de formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos ou pelo método dos elementos de fronteira. Este tipo de modelação revela-se ainda de extrema importância devido à sua relevância conceptual e à sua aplicabilidade à análise de grupos de estacas.

Neste trabalho a modelação do solo por meio contínuo será realizada com base em modelos de elementos finitos em 3D no programa *RS3* desenvolvido pela *Rocscience*, onde serão introduzidos modelos de estacas instaladas em terreno com superfície horizontal e em talude. Para o caso dos modelos de estacas isoladas instaladas em talude, irá ser imposta uma variação no sentido da carga horizontal aplicada, de forma a simular o efeito da força imposta pelos cabos de amarração das embarcações e a força relativa ao encosto das embarcações na estrutura, que solicitam a estrutura em dois sentidos opostos.

2.2.2 Modelo do meio discreto

No caso de uma modelação do solo com base no modelo do meio discreto, o solo circundante é substituído por um sistema discreto de molas com comportamento elástico-linear que simulam a interação entre o solo e a estrutura. As molas são distribuídas ao longo do comprimento da estaca, que é analisada como uma viga em meio elástico (Modelo de Winkler). Em 1867, Winkler propôs que o terreno fosse assimilado a uma série de molas (Figura 2.1), onde a rigidez é caracterizada pelo módulo de reação horizontal do solo k'_h , que representa a razão entre a

reação do solo por unidade de comprimento, p , e o deslocamento horizontal associado, y , que resulta na expressão (2.1). O sinal negativo da expressão indica que o sentido do deslocamento da estaca e a reação do terreno são sempre opostos.

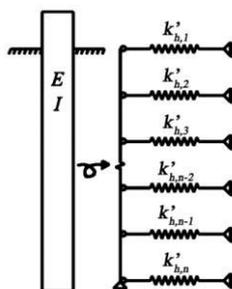


Figura 2.1 – Representação do modelo de Winkler (Brødbæk et al., 2009).

$$p = -k'_h \cdot y \quad (2.1)$$

Este tema pode ocasionar algumas dúvidas na definição dos parâmetros derivados do módulo de reação horizontal do solo, k'_h . Admitindo um comportamento linear elástico para o solo e sendo y o deslocamento horizontal da estaca, o módulo de reação horizontal (k_h) resulta da divisão de k'_h pela largura da estaca, B ; por outro lado, a constante de reação do solo (n_h), ou coeficiente de Winkler, é a razão entre k'_h e a profundidade z ; assim sendo, de modo a clarificar e distinguir todos os parâmetros para uma melhor interpretação ao longo desta dissertação, é apresentado um resumo no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Definição dos parâmetros associados ao módulo de reação horizontal do solo.

Módulo de reação horizontal do solo, k'_h [FL ⁻²]	Coefficiente de reação horizontal do solo, k_h [FL ⁻³]	Constante de reação horizontal do solo, n_h [FL ⁻³]
$k'_h = p/y$	$k_h = k'_h/B = p/By$	$n_h = k'_h/z = p/yz$

No problema de interação solo-estrutura, Winkler admitiu que a reação do solo para um dado ponto seria apenas dependente do deslocamento desse mesmo ponto e independente dos deslocamentos circunjacentes. Ao longo dos anos, houve novos desenvolvimentos baseados no estudo proposto por Winkler, e com isso surgiram diversas críticas ao modelo pelas suas limitações e pela sua natureza semi-empírica (Tuna de Sousa,2006). O carácter não contínuo assumido na modelação do solo apresentava-se como a limitação mais óbvia, por o solo ser, na realidade, um meio contínuo onde os deslocamentos num dado ponto são influenciados pelos deslocamentos dos pontos vizinhos. Com o objetivo de aproximar o modelo à realidade, alguns aspetos do modelo inicial foram estudados e ajustados por outros autores, inclusive o comportamento elástico linear das molas para modelar o solo. Com efeito, a veracidade deste

pressuposto só é verificada na fase inicial do processo de deformação, devendo a não linearidade do comportamento do solo ser considerada em fases mais avançadas. Desta forma, o solo passou a ser analisado de forma não linear, tornando-se necessária a adoção de molas com comportamento não linear e com deformabilidade crescente em função do nível de tensão apresentado (Tuna de Sousa, 2006). Tais modificações foram propostas por McClelland e Focht (1958), sendo este o ponto de partida para a composição da proposta onde o módulo de reação do solo varia em função da deformação e profundidade; este método é conhecido como método das curvas $p-y$, que se apresenta atualmente como um método de prática corrente.

Em 1970 Matlock chegou à conclusão que a resistência do solo num dado ponto é independente da deformação da estaca noutros pontos, ou seja, depende apenas da deformação do próprio ponto. Reese et al. (1974) propuseram um método para a construção de curvas $p-y$ em solos arenosos, baseando-se em ensaios à escala real realizados em *Mustang Island, Texas* (relatado por Cox et al., 1974). As curvas $p-y$ resultantes destes testes tornaram-se, durante longos anos, a grande referência para este tipo de estudos.

2.3 Curvas de transferência

2.3.1 Considerações iniciais

A análise de estacas instaladas em taludes sujeitas a solicitações horizontais pode assumir-se como um trabalho moroso e complexo. Este tipo de análise requer a consideração tanto das propriedades intrínsecas à estrutura, como das propriedades do solo circundante. A resistência do solo irá depender da deformação horizontal da estaca e, por conseguinte, esta deformação irá depender da própria rigidez da estaca e da resistência associada ao solo envolvente (Reese et al, 2006). Ao longo dos anos, múltiplas teorias foram desenvolvidas com o intuito de considerar este tipo de interação, onde a estrutura e o solo trabalham mutuamente em função da resposta do outro. De forma a analisar essa interação torna-se necessário definir o comportamento de ambos e, para tal, as curvas de transferência assumem um papel essencial no que respeita ao comportamento do solo; estando esse comportamento representado através de três curvas que descrevem matematicamente a resistência vertical, por atrito lateral ($t-z$) e de ponta ($Q-z$), e a resistência lateral ($p-y$).

Sendo o principal propósito desta dissertação o estudo do comportamento de estacas solicitadas lateralmente será desenvolvida uma abordagem sumária no que diz respeito à resistência vertical do solo e por conseguinte às curvas de transferência que lhe estão associadas; estando toda a atenção voltada para a envolvente da resistência horizontal do solo em resposta a solicitações horizontais.

A complexidade associada ao mecanismo de transferência de carga para uma estaca solicitada horizontalmente é acrescido quando a estaca se encontra instalada em superfícies inclinadas. Neste tipo de abordagens as análises com base em modelos computacionais passam a ser uma forma econômica para analisar a interação solo-estrutura; uma outra abordagem possível é a realização de ensaios de campo, o que poderá não ser viável em todas as circunstâncias (Sawant e Shukla, 2012). Existem também métodos que implementam modificações às curvas $p-y$ impondo uma redução da resistência lateral do solo originária da redução de volume da cunha passiva. Tais abordagens são detalhadas subsequentemente.

2.3.2 Resistência vertical do solo – Curvas de transferência $t-z$ e $Q-z$

A resistência vertical do solo provém da combinação entre a resistência ao corte na interface solo-estaca mobilizada ao longo do fuste da estaca e da resistência de ponta da mesma. A análise do comportamento de estacas solicitadas axialmente por meio de curvas de transferência visa a compatibilidade entre os seus assentamentos e a transferência de carga através destes mecanismos. Alguns dos precursores na utilização das curvas de transferência $t-z$ e $Q-z$ foram Seed e Reese (1957); para além destes estudos, outros foram relatados posteriormente por Coyle e Reese (1966), Coyle e Sulaiman (1967), e Kraft et al. (1981).

Através da utilização das curvas de transferência torna-se possível que estacas sujeitas a cargas axiais possam ser tratadas como elementos unidimensionais munidos de um conjunto de molas verticais, com a finalidade de reproduzir a rigidez axial da interação solo-estaca. Para tal, é necessário discretizar o comprimento total da estaca em vários pequenos segmentos que estão ligados a molas verticais, representando assim a resistência ao corte do solo circundante, como apresentado na Figura 2.2.

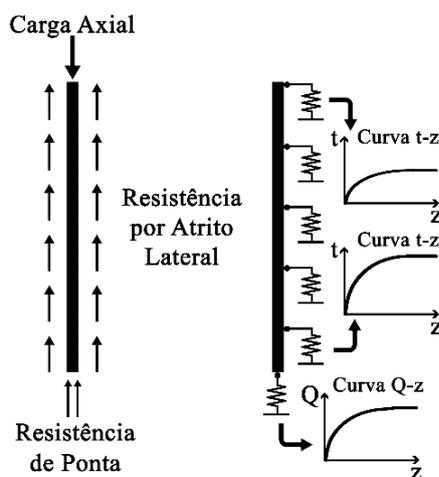


Figura 2.2 – Modelo de molas verticais para obtenção de curvas $Q-z$ e $t-z$.

A materialização da relação entre o atrito lateral mobilizado ao longo do fuste de uma estaca em função dos assentamentos é apresentada através de curvas de transferência $t-z$, onde t designa a resistência lateral e z o deslocamento vertical. A metodologia das curvas de transferência $t-z$ assume o conceito de Winkler, isto é, a transferência de carga numa dada secção da estaca e a resistência de ponta da estaca são independentes dos deslocamentos da estaca em pontos distintos (Reese et al, 2006). As curvas de transferência $t-z$ podem ser obtidas por meio de ensaios de campo, com base na utilização de protótipos de tamanho real (Castro, 2013). Por outro lado, existem algumas propostas desenvolvidas em estudos anteriores que permitem estabelecer analiticamente este tipo de curvas para cada caso específico. A título de exemplo, no caso da Norma API RP 2A-WSD (1987) é aconselhada a utilização de curvas adimensionais de projeto (Figura 2.3a), descritas por parâmetros apresentados no Quadro 2.2 para solos não coesivos e coesivos.

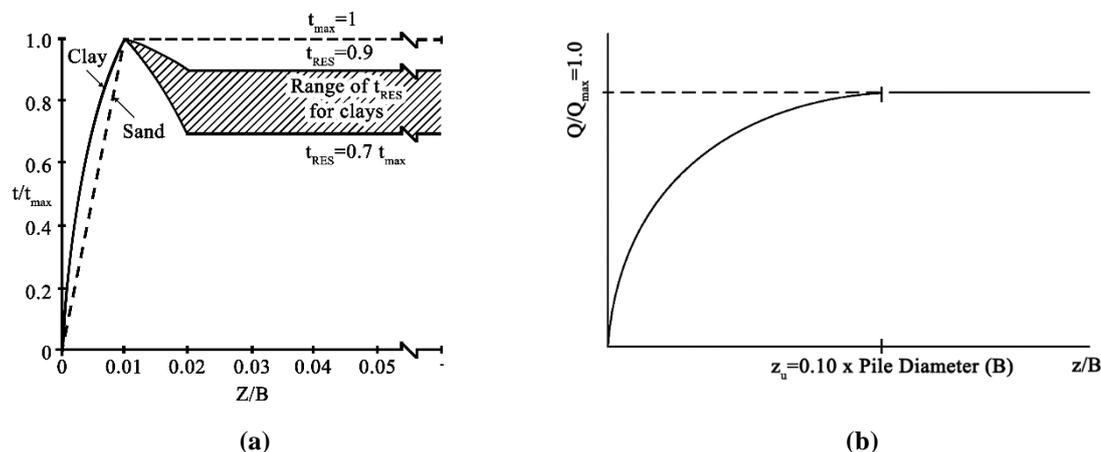


Figura 2.3 – (a) Curva de transferência $t-z$ para solos coesivos e não coesivos e (b) Curva de transferência $Q-z$ (API RP 2A-WSD, 1987).

Quadro 2.2 – Parâmetros para desenvolvimentos de curvas $t-z$ para solos coesivos e não coesivos.

Solos	z/B	0,0016	0,0031	0,0057	0,0080	0,0100	0,0200	∞
Coesivos	t/t_{max}	0,30	0,50	0,75	0,90	1,00	0,70 a 0,90	0,70 a 0,90
	z/B	0,00	0,01	∞	-	-	-	-
Solos não Coesivos	t/t_{max}	0,00	1,00	1,00	-	-	-	-
	z/B	0,00	0,01	∞	-	-	-	-

Neste quadro, B representa o diâmetro/largura da estaca, z o deslocamento vertical, t o atrito lateral mobilizado e t_{max} a capacidade resistente lateral por unidade de área.

A variação da resistência de ponta mobilizada em função dos assentamentos é apresentada através de curvas de transferência $Q-z$ (Figura 2.3b). Contrariamente ao desenvolvimento distinto das curvas $t-z$ para solos coesivos e não coesivos, o formato das curvas $Q-z$ são iguais

tanto para solos coesivos como para solos não coesivos (Castro, 2013). As curvas $Q-z$ propostas pela Norma API RP 2A-WSD (1987) são acompanhadas de parâmetros pré-estabelecidos apresentados no Quadro 2.3; a Norma recomenda ainda que para o caso de solos estratificados deve-se ter em atenção as camadas adjacentes da ponta da estaca, que podem apresentar fraca resistência, sendo necessário então garantir que a estaca seja instalada a uma profundidade suficiente na camada portante.

Quadro 2.3 – Parâmetros para desenvolvimento de curvas $t-z$ para solos coesivos e não coesivos.

z/B	0,002	0,013	0,042	0,073	0,100
Q/Q_{max}	0,25	0,50	0,75	0,90	1,00

Onde B representa o diâmetro/largura da estaca, z o deslocamento vertical, Q a resistência de ponta mobilizada e Q_{max} a capacidade resistente na ponta da estaca.

2.3.3 Resistência horizontal do solo – Curvas de transferência $p-y$

O estudo da resistência horizontal do solo é acrescido de alguma complexidade comparativamente à resistência vertical. O fenómeno físico associado a este caso implica que uma estaca vertical, sujeita a solicitações horizontais, apresente uma variação de tensões normais à volta da estaca. Para o caso de uma estaca vertical instalada no solo, sem qualquer tipo de solicitação horizontal incidente e sem qualquer flexão proveniente do processo construtivo, a distribuição de tensões no perímetro de uma secção transversal é constante, tal como apresentado na Figura 2.4. A distribuição de tensões à volta da estaca deixa de ser constante quando esta passa a estar sujeita a solicitações horizontais, apresentando um acréscimo de tensões na face frontal do sentido do movimento, que representa a reação do maciço ao deslocamento associado; por sua vez, verifica-se um decréscimo de tensões na face oposta, devido ao movimento de afastamento da estaca. Segundo Portugal (1993), se a solicitação exterior imposta à estaca for suficientemente grande será expectável que a tensão normal, na face oposta ao movimento, se anule; ou seja, a estaca deixa de estar em contacto com o solo envolvente.

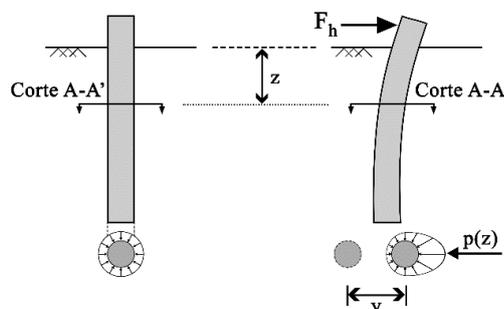


Figura 2.4 – Distribuição de tensões em torno de uma estaca antes e depois de aplicada a carga.

Segundo Fleming et al. (1992), o comportamento de uma dada estaca solicitada horizontalmente depende sobretudo do seu comprimento. Estacas curtas submetidas a carregamentos laterais, sofrem essencialmente o fenómeno de rotação de corpo rígido, sendo o principal problema neste caso a rotura do solo ou a excessiva deflexão no topo da estaca (Figura 2.4a). Por outro lado, para estacas longas, solicitadas de igual forma desenvolve-se, para uma dada profundidade da estaca, uma rótula plástica, originando na parte superior da estaca deslocamentos significativos (Figura 2.4b). Neste caso pode ocorrer rotura estrutural do elemento da estaca ou, igualmente ao caso anterior, excessiva deflexão horizontal (Tuna de Sousa, 2006).

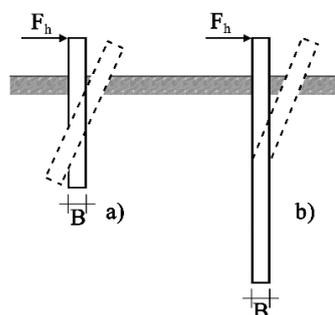


Figura 2.5 – Mecanismos de rotura para estacas curtas (a) e longas (b).

A ação que o solo exerce sobre a estaca materializa-se através da reação do solo, p , sendo esta uma força por unidade de comprimento; desta forma, as curvas p - y irão retratar a variação não linear da reação do solo, sendo cada valor definido em função do deslocamento horizontal, y , associado à profundidade em causa (Figura 2.6). Deste modo, será possível obter a mobilização de resistência horizontal do solo em função do deslocamento verificado ao longo do fuste da estaca, através da utilização de famílias de curvas p - y . Segundo Portugal (1994), a análise da resposta de estacas sujeitas a carregamento horizontal por meio da utilização de curvas p - y resulta numa boa aproximação da realidade, apresentando facilidade na modelação de múltiplas camadas de solo, independentemente das suas propriedades não-lineares.

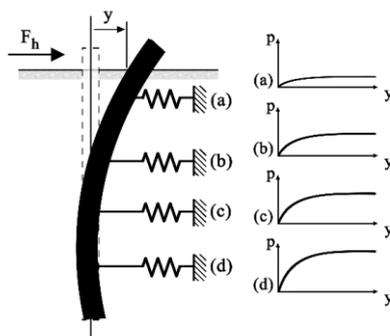


Figura 2.6 – Curvas p - y associadas a uma estaca solicitada lateralmente (Adaptado de Mirzoyan (2007), por Barker (2012)).

Existem diferentes propostas para definir o traçado das curvas p - y . A forma geral de uma curva p - y para uma determinada profundidade é apresentada na Figura 2.7. Este tipo de curvas apresentam três diferentes tramos no seu traçado, estando os tramos inicial e final, interligados por uma curva. É de salientar que para pequenos deslocamentos o declive inicial da curva está relacionado de forma direta com o módulo inicial da curva tensão-deformação do solo (da origem ao ponto A); do mesmo modo o valor de p_u está diretamente relacionado com a capacidade última do solo (Ponto B) (Reese et al, 2006). Os diferentes tramos representam comportamentos distintos do solo: para o primeiro tramo, da origem ao ponto A, o solo apresenta comportamento no domínio das deformações infinitesimais; o segundo tramo, do ponto A ao ponto B, pertencente ao domínio das pequenas deformações; o último tramo, a partir do ponto B, correspondente ao domínio das grandes deformações, onde o solo apresenta um comportamento plástico e a reação do solo é limitada pelo valor da resistência última, p_u (Tuna de Sousa, 2006).

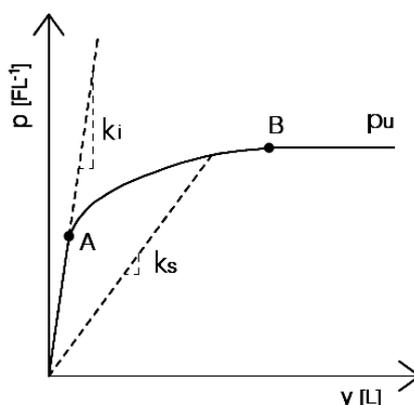


Figura 2.7 – Forma geral de uma curva p - y (Adaptado de Tuna de Sousa, 2006).

Quando são conferidos baixos níveis de deformação, a curva p - y pode ser adequadamente representada por meio do módulo de reação tangente (k_i) para definir a sua inclinação inicial. No entanto, quando a análise recai no comportamento para fases mais avançadas de deformação, a não linearidade da relação p - y deverá ser considerada pela adoção do módulo de reação secante do solo (k_s), que é definido pela inclinação da secante traçada desde a origem até qualquer ponto ao longo da curva p - y (Tuna de Sousa, 2006). Tais pressupostos podem ser observados na Figura 2.7.

De acordo com Varatojo (1986), por Tuna de Sousa (2006), as curvas p - y dependem do módulo de reação do solo, e desta forma vão depender conseqüentemente de outros parâmetros, tais como: dimensão e secção transversal da estaca, relação tensão-deformação do solo, natureza da sollicitação aplicada, rigidez de flexão da estaca, tipo de solo, parâmetros de resistência ao corte do solo, posicionamento do nível freático, efeito de sobrecargas no terrapleno, modo de

deformação, fenômenos de consolidação e fluência do solo, taxa de aplicação do carregamento exterior e tensão de confinamento.

Grande parte das propostas de curvas p - y desenvolvidas foram baseadas em resultados de testes de carga lateral à escala real (Nimityongskul et al, 2012). A validade destes procedimentos foi estudada através da aplicação e avaliação de uma variedade de condições que assentam na diversidade de uma infinidade de testes de carga lateral à escala real, tanto para solos não coesivos muito soltos como para solos não coesivos muito densos, havendo também grande diversidade nas estacas ensaiadas, com várias formas da secção transversal e diâmetros. Assim sendo, existem diversas propostas de métodos analíticos para determinação de curvas p - y , tanto para solos coesivos, como para solos não coesivos. Como será mencionado posteriormente, este estudo irá ser efetuado tendo por base um solo do tipo arenoso, o que conduzirá a métodos analíticos para solos não coesivos; seguidamente serão discutidas as características das curvas p - y para areias propostas por alguns autores; curvas essas que, contrariamente ao caso de curvas para solos argilosos, são altamente dependentes da pressão de confinamento observada (Nimityongskul et al, 2012).

Curva p - y para areias segundo Reese et al. (1974)

Em 1974, Reese, Cox e Grubbs, realizaram uma série de ensaios à escala real em *Mustang Island, Texas*, que foram a base para a proposta do método de construção de curvas p - y em areias. Os testes de carga lateral foram realizados em duas estacas metálicas tubulares, com 21 metros de comprimento, 0,61 metros de diâmetro e 9,5 milímetros de espessura; ambas as estacas apresentavam-se fortemente instrumentadas com extensômetros elétricos. As estacas foram cravadas em solo arenoso fino submerso, com valores de ângulo de resistência ao corte de 39° e peso volúmico submerso de 10,4 kN/m³. Relativamente ao tipo de carregamento imposto, uma delas foi sujeita a cargas estáticas e outra a cargas cíclicas.

Um conjunto de curvas p - y e equações foram desenvolvidas tendo por base os resultados obtidos nos ensaios, originando um modelo de construção de curvas p - y em areias para carregamentos estáticos ou cíclicos. Apresentam-se de seguida a sequência de cálculo para a obtenção de curvas p - y segundo Reese et al. (1974), sendo importante salientar que este é baseado na Figura 2.8.

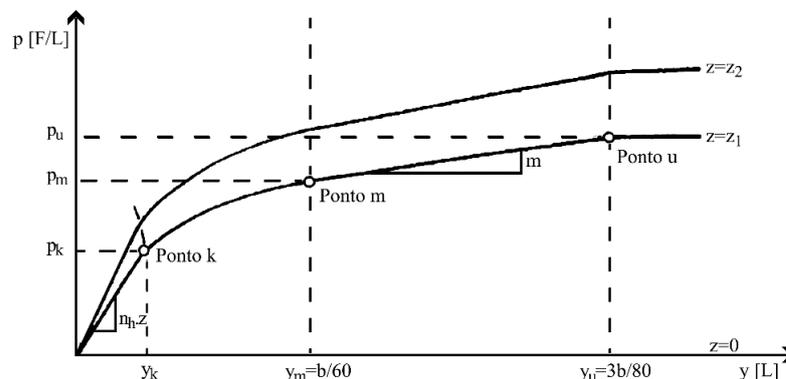


Figura 2.8 – Curva $p-y$ para solos não coesivos proposta por Reese et al, 1974.

O desenvolvimento destas curvas tem um tramo inicial retilíneo, seguido de um tramo parabólico, ao qual se segue um tramo reto com inclinação m e, finalmente, um tramo horizontal que detém o valor da resistência última do solo, p_u . O trecho inicial linear da curva $p-y$ é definido pela expressão (2.2). A porção inicial da curva representa graficamente a rigidez inicial que, para o caso de uma areia, depende da pressão de confinamento. Como esse valor não é de fácil obtenção, Reese et al. (1974) recomendam valores de n_h obtidos a partir de resultados experimentais, que variam em função da compactidade do solo (Quadro 2.4).

$$p = (n_h z)y \quad (2.2)$$

Quadro 2.4 – Valores de n_h (MN/m^3) em função da compactidade relativa do solo para areias secas e submersas (Reese et al., 1974).

Compactidade relativa	Areia Submersa	Areia Seca
Solta	5,4	6,8
Média	16,3	24,4
Densa	34,0	61,0

Posteriormente, torna-se necessário determinar o valor máximo da resistência última do solo, sendo esse valor calculado para uma profundidade específica para a qual se pretende definir o traçado da curva $p-y$. A resistência lateral última total, F_{PT} , pode ser obtida através da diferença entre a força passiva e ativa sobre a estaca, F_p e F_a , por utilização da seguinte expressão:

$$F_{PT} = \gamma H^2 \left[\frac{K_0 H \tan \phi \sin \beta}{3 \tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left(\frac{b}{2} + \frac{H}{3} \tan \beta \tan \alpha \right) + \frac{K_0 H \tan \beta}{3} + (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - \frac{K_a b}{2} \right] \quad (2.3)$$

Onde,

H – Profundidade abaixo da superfície do solo [m]

- γ – Peso volúmico do solo [kN/m^3]; Para os casos em que o solo se encontra saturado usar o peso volúmico submerso ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$).
- ϕ – Ângulo de resistência ao corte do solo [$^\circ$]
- b – Diâmetro da estaca [m]
- K_0 – Coeficiente de Impulso em repouso [-]; Valor recomendado 0,6 para areias soltas e 0,4 para areias densas (Reese et al., 2006).
- K_a – Coeficiente de Impulso Ativo de Rankine; [$K_a = \tan^2(45 - \alpha)$]
- β – Ângulo que define a geometria da cunha (Figura 2.7); [$\beta = 45^\circ + \phi/2$]
- α – Ângulo que define a geometria da cunha (Figura 2.7); Valores sugeridos de $\phi/3$ a $\phi/2$ para areias soltas e densas respetivamente (Reese et al., 2006).

Para o cálculo da resistência última próxima da superfície do terreno, p_{cs} , utiliza-se a expressão (2.4), que foi deduzida tendo por base a Figura 2.9 e por derivação da expressão (2.3) que representa a mobilização de uma cunha passiva que atua no lado frontal da estaca. Ao utilizar este modo de rotura, assume-se também que a estaca analisada é lisa, não gerando assim quaisquer tensões tangenciais na sua superfície.

$$p_{cs} = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad (2.4)$$

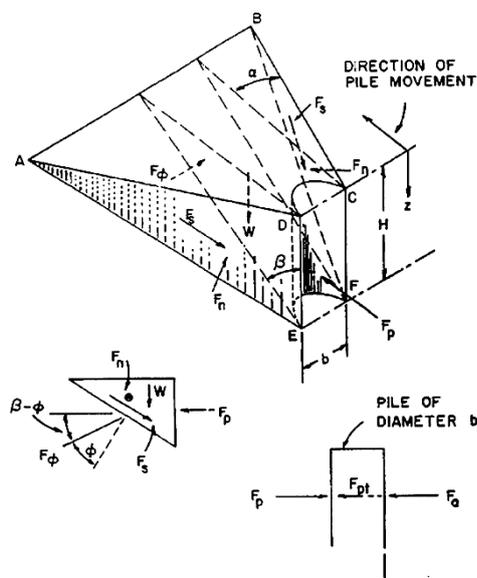


Figura 2.9 – Modo de rotura em cunha passiva para solos não coesivos e pequenas profundidades (Reese et al, 2006).

O segundo caso tem em conta a resistência última do solo a grandes profundidades, onde o terreno apresenta a tendência de escoar no sentido horizontal em torno da estaca – fluxo horizontal do solo. Segundo Reese et al. (2006), a tensão instalada na parte posterior da estaca deverá ser igual ou superior ao coeficiente de impulso ativo (K_a); se assim não fosse, o solo poderia correr o risco de queda. Tal suposição é baseada num comportamento bidimensional em detrimento de um comportamento tridimensional, sendo desta forma induzida uma aproximação. Para este tipo de casos, a resistência última do solo, p_{cd} , é calculada a partir da expressão (2.5) que foi obtida com base na Figura 2.10.

$$p_{cd} = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (2.5)$$

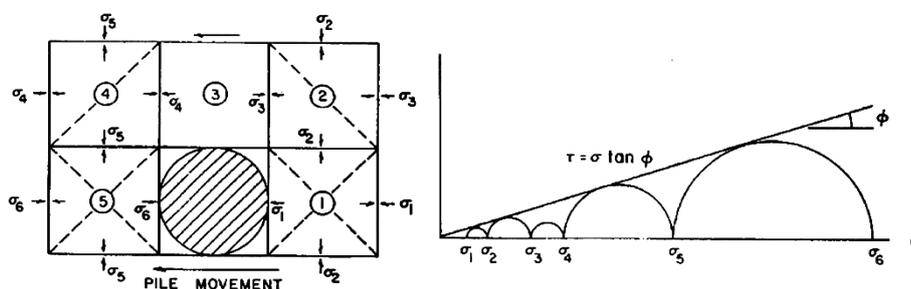


Figura 2.10 – Modo de rotura de fluxo lateral para solos não coesivos e grandes profundidades (Reese et al, 2006).

Neste método são utilizados coeficientes de ajuste empíricos que visam ajustar as resistências calculadas a partir dos modelos de rotura com os resultados dos ensaios experimentais. A partir da Figura 2.11 é possível determinar os coeficientes empíricos A_s (ou A_c) e B_s (ou B_c) em função da profundidade e do tipo de carregamento, estático ou cíclico. Posteriormente, e tendo por base as expressões (2.6) e (2.7), é possível ainda determinar os deslocamentos y_m e y_u e as resistências p_m e p_u , definidores da curva p - y .

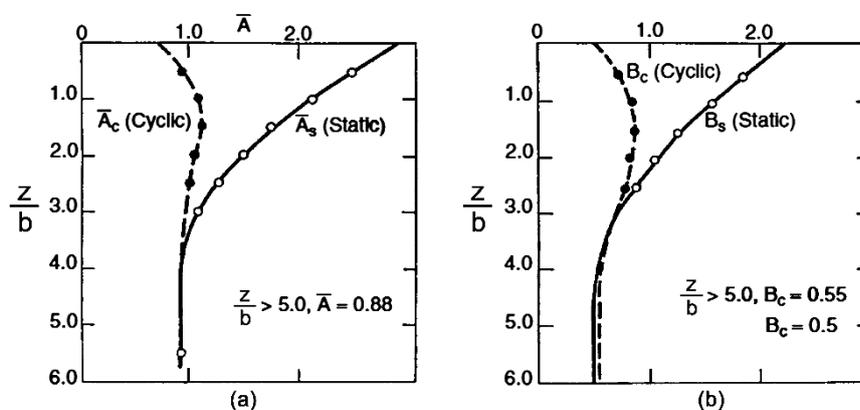


Figura 2.11 – Coeficientes empíricos A e B em função da profundidade e do tipo de carregamento (Adaptado de Reese et. al, 2006).

$$y_u = \frac{3B}{80} ; p_u = A_s(\text{ou } A_c) \times \min(p_{cs}; p_{cd}) \quad (2.6)$$

$$y_m = \frac{B}{60} ; p_m = B_s(\text{ou } B_c) \times \min(p_{cs}; p_{cd}) \quad (2.7)$$

Os pontos de abscissa y_m e y_u (Figura 2.8) demarcam um troço retilíneo da curva p - y . Esse troço apresenta uma inclinação m que pode ser obtida através da expressão (2.8), sendo completamente definido pela expressão (2.9). É de salientar ainda que para deslocamentos superiores ao valor de y_u a reação do solo será constante (Troço horizontal da Figura 2.8).

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (2.8)$$

$$p = p_m + m \times (y - y_m) \quad (2.9)$$

Por fim, é necessário determinar o tramo parabólico delimitado pelos pontos de abscissa k e m , descrito pela seguinte expressão:

$$p = C y^{1/n} \quad (2.10)$$

Onde C e n são constantes e podem ser estimadas pelas expressões (2.11) e (2.12).

$$n = \frac{p_m}{m y_m} \quad (2.11)$$

$$C = \frac{p_m}{(y_m)^{1/n}} \quad (2.12)$$

O ponto inicial da parábola, de coordenadas y_k e p_k , pode ser definido de acordo com as expressões (2.13) e (2.14):

$$y_k = \left(\frac{C}{n_h z} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.13)$$

$$p_k = C(y_k)^{\frac{1}{n}} \quad (2.14)$$

Curva p - y para areias segundo Murchison and O'Neill (1984)

Em 1984, Murchison e O'Neill apresentaram uma nova formulação para a proposta de Reese et al. (1974) e posteriormente, em 1987, este novo método seria introduzido, com algumas modificações, na regulamentação da *American Petroleum Institute Recommended Practice 2A* (API RP 2A-WSD, 1987). Os autores propuseram uma reformulação que resulta na aplicação de uma só expressão, definindo completamente o traçado de curvas p - y ; tal seria possível através da aplicação de uma função contínua tangente hiperbólica, expressão (2.15), que resulta no traçado geral apresentado na Figura 2.12.

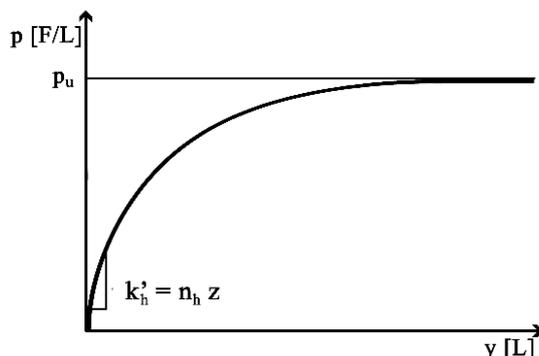


Figura 2.12 – Curva p - y proposta por Murchison e O'Neill, 1984 (Adaptado de Pinto, 2014).

$$p = \eta A p_u \tanh \left[\left(\frac{n_h z}{A \eta p_u} \right) y \right] \quad (2.15)$$

Para cada valor de p , a resistência última do solo sem qualquer alteração, p_u , será calculada tendo por base as expressões (2.16) e (2.17), tomando o valor que corresponde ao mínimo entre as duas expressões:

$$p_{u1} = \gamma z [B(K_p - K_a) + zK_p \tan \phi \tan \beta] \quad (2.16)$$

$$p_{u2} = \gamma z B [K_p^3 + 2K_0 K_p^2 \tan \phi + \tan \phi - K_a] \quad (2.17)$$

O coeficiente η é usado para definir a forma da secção transversal da estaca, podendo tomar o valor de 1,5 para o caso de estacas de secção variável e 1,0 para estacas de secção prismáticas. A distinção do tipo de carregamento aplicado ao sistema é tido em conta pelo coeficiente A que toma valores diferentes para carregamentos cíclicos e carregamentos estáticos (expressões (2.18) e (2.19), respetivamente).

$$A = 0,9 \quad (2.18)$$

$$A = 3 - 0,8 z/D \leq 0,9 \quad (2.19)$$

É importante salientar que o procedimento para construção de curvas p - y para areias, proposto por Murchison e O'Neill (1984), destina-se apenas para simplificar o procedimento originalmente proposto por Reese et al. (1974). Do ponto de vista numérico, a aplicação formulação apresentada por Murchison e O'Neill (1984) apresenta uma vantagem, visto que utilizam uma função hiperbólica contínua para o traçado das curvas p - y , contrariamente ao sugerido por Reese et al. (1974) onde a curva resultante provém da conjugação de 3 tipos de curvas (duas lineares e uma hiperbólica), apresentando uma maior facilidade no cálculo das curvas p - y .

Outra proposta de definição de curvas p - y para areias

Outra proposta para a definição de curvas p - y em solos não coesivos é o método proposto pela Norma Francesa, NF P94-262 (2012). De acordo com esta Norma, a modelação do comportamento transversal de uma estaca pode ser feito tendo por base ensaios pressiométricos, mais especificamente ensaios com pressiómetro de Ménard, PMT. O ensaio PMT é um ensaio efetuado “in situ”, sendo a sua aplicabilidade maior em solos e rochas brandas ou solos duros. Este instrumento é constituído por 3 células de borracha cilíndricas, separadas, em que a célula superior e inferior são denominadas células de guarda e a célula central denominada de célula de medida (Fernandes, 2011).

De acordo com o método proposto pela Norma Francesa NF P94-262 (2012), as curvas p - y são constituídas por troços lineares definidos por 3 parâmetros, Módulo pressiométrico (E_M), Pressão diferencial de fluência (p_f^*) e Pressão diferencial limite (p_L^*). Existem ainda 4 casos distintos para o traçado destas curvas, que diferem no tipo de carga aplicada e na sua duração. São apresentadas de seguida (Figura 2.13) as 4 curvas p - y para os casos: (a) Solicitações de longa duração; (b) Solicitações de curta duração; (c) Solicitações devido a impulsos laterais e (d) Ações acidentais de muita curta duração.

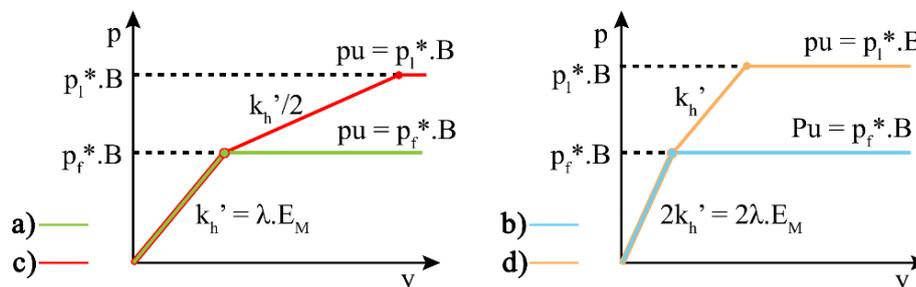


Figura 2.13 – Propostas para definição de curvas p - y segundo Ensaio pressiométricos.

Não sendo este método alvo de estudo, não é aqui descrito o seu respetivo procedimento de cálculo, remetendo-se todas as especificações referentes à proposta para a Norma NF P94-262 (2012).

2.3.4 Propostas para curvas p - y em taludes

As propostas apresentadas na Subsecção anterior são válidas para estacas instaladas em terreno com superfície horizontal; para o caso específico de cais sobre estacas, em grande parte dos casos, as estacas encontram-se instaladas em taludes parcialmente submersos. Para que tal situação seja tida em conta nos cálculos analíticos, torna-se necessário efetuar reajustes às

curvas p - y . Alguns autores elaboraram propostas para esse efeito, sendo abordadas nesta dissertação apenas 2 propostas: Reese et al (1974) e NF P94-262 (2012).

Na sequência do que foi descrito, Reese et al (1974) propuseram que para o caso de estacas instaladas em taludes, sujeitas a solicitações laterais, deverão ter-se em consideração algumas modificações induzidas ao método tradicional para superfícies horizontais. As modificações envolvem revisões na forma como a resistência última é calculada, e para o caso de solos não coesivos, poder-se-á aplicar as novas expressões sempre que o talude possua uma inclinação inferior ao ângulo de resistência ao corte do solo. Tais modificações apenas serão aplicadas para o caso de rotura em cunha, que corresponde a pequenas profundidades; por conseguinte, as equações relativas ao caso de rotura por fluxo horizontal do solo (grandes profundidades) permanecerão inalteráveis, visto que, este caso não será influenciado pela inclinação do terreno (Reese et al, 2006).

A resistência última correspondente à condição de rotura por cunha, pode ser calculada de 2 formas distintas: utilizando a expressão (2.20) caso a carga seja aplicada contra a inclinação do talude, ou a expressão (2.21) caso a aplicação da carga seja a favor da mesma (Figura 2.14).

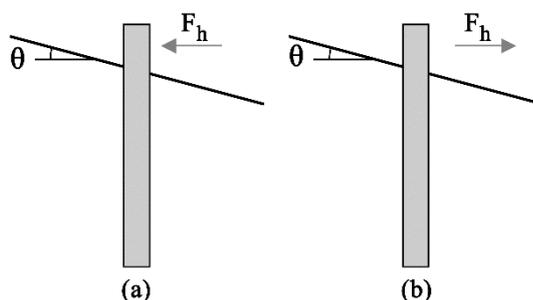


Figura 2.14 – Aplicação da carga em estacas instaladas em taludes: (a) carga aplicada contra a inclinação e (b) carga aplicada a favor da inclinação.

$$p_{usa} = \gamma H \left[\begin{array}{l} \frac{K_0 H \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} (4D_1^3 - 3D_1^2 + 1) + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} + \\ (bD_2 + H \tan \beta \tan \alpha D_2^2) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) \\ (4D_1^3 - 3D_1^2 + 1) - K_a b \end{array} \right] \quad (2.20)$$

$$p_{usa} = \gamma H \left[\begin{array}{l} \frac{K_0 H \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} (4D_3^3 - 3D_3^2 + 1) + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} + \\ (bD_4 + H \tan \beta \tan \alpha D_4^2) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) \\ (4D_3^3 - 3D_3^2 + 1) - K_a b \end{array} \right] \quad (2.21)$$

Onde D_1 , D_2 , D_3 , D_4 e K_a são definidas pelas seguintes expressões:

$$D_1 = \frac{\tan \beta \tan \theta}{\tan \beta \tan \theta + 1} \quad (2.22)$$

$$D_2 = 1 - D_1 \quad (2.23)$$

$$D_3 = \frac{\tan \beta \tan \theta}{1 - \tan \beta \tan \theta} \quad (2.24)$$

$$D_4 = 1 + D_3 \quad (2.25)$$

$$K_a = \cos \theta \frac{\cos \theta - (\cos^2 \theta - \cos^2 \phi)^{0.5}}{\cos \theta + (\cos^2 \theta - \cos^2 \phi)^{0.5}} \quad (2.26)$$

A Norma NF P94-262 (2012) propõem uma alteração válida para curvas p - y obtidas através de ensaios PMT, de forma a simular a instalação de estacas em taludes. Porém, esta alteração é aplicada às curvas p - y propostas por Murchison e O'Neill (1984) segundo os critérios apresentados de seguida:

- A reação do solo e o atrito lateral são reduzidos, para um determinado intervalo de profundidade; este intervalo corresponde a uma distância horizontal, entre a face da estaca e o plano do talude, inferior ou igual a $5B$. Esta alteração emprega-se apenas nos casos em que a sollicitação lateral é aplicada no sentido da inclinação do talude, não sendo aplicada em casos onde a estaca é sollicitada no sentido contrário.
- A redução citada no ponto anterior é efetuada segundo duas disposições regulamentares: (1) A inclinação inicial das curvas é conservada; (2) O valor da resistência última (Patamar plástico) varia linearmente para profundidades fictícias. Estas são delimitadas com base no ponto de interseção entre o eixo da estaca e o prolongamento do plano do talude, em que é atribuída a cota nula nesse mesmo ponto (Figura 2.15).

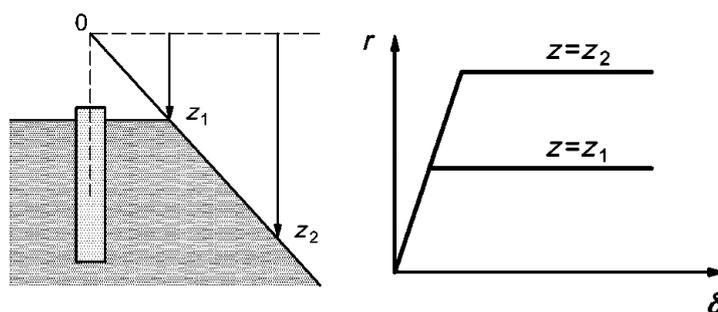


Figura 2.15 – Modificações associadas às curvas p - y para estacas instaladas em taludes (NF P94-262, 2012).

2.4 Comportamento de um grupo de estacas

A análise fidedigna do comportamento de um cais suportado por estacas deve passar pelo estudo da resposta lateral do grupo de estacas que o constitui. Tomando como exemplo um grupo constituído por estacas iguais, a avaliação da resposta lateral do grupo não se reduz à multiplicação da resistência lateral referente a uma única estaca pelo número de estacas que o compõem; o afastamento entre as estacas pertencentes ao grupo irá influenciar no comportamento do conjunto de estacas devido ao chamado efeito de grupo. Para um dado grupo de estacas com espaçamento relativamente pequeno para que seja tido em conta o efeito de grupo, uma dada estaca irá deformar-se mais e, conseqüentemente, apresentar maiores tensões normais geradas por flexão, do que a mesma estaca quando solicitada lateralmente mas a trabalhar isoladamente. No caso de estacas que compõem um grupo apresentarem um espaçamento reduzido entre si, e à medida que esse mesmo grupo sofre deslocamentos laterais sob ação de forças horizontais, as zonas de rotura do solo associadas a cada uma das estacas do grupo tendem a sobrepor-se (Figura 2.16a). O efeito de grupo torna-se menos significativo à medida que o espaçamento entre as estacas de um grupo aumenta, onde as zonas de rotura deixam de se sobrepor. Segundo Cox et al. (1984), citado por Meneses (2007), os espaçamentos entre estacas passam a ser desprezáveis, neste contexto, quando a distância entre os centros das estacas distam cerca de seis diâmetros.

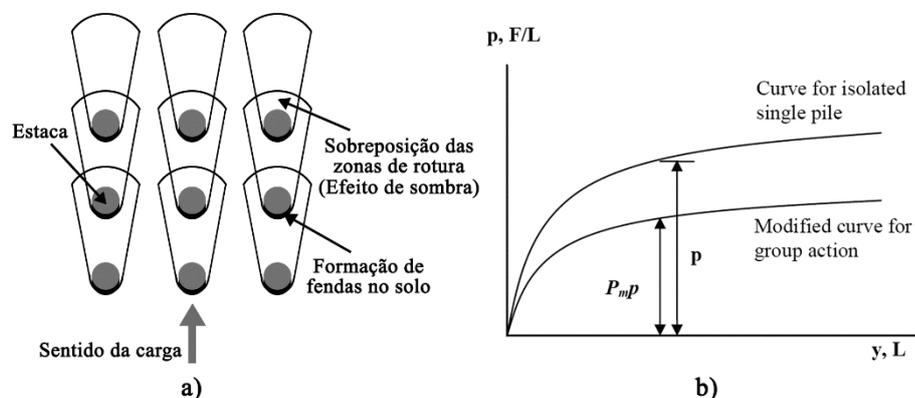


Figura 2.16 – (a) Efeito de grupo (Adaptado de Meneses, 2007) e (b) Redução da curva $p-y$ para ter em conta o efeito de grupo (Adaptado de Brown et al., 1987, por Brown et al., 2010).

Segundo Brown et al. (1987), citado por Brown et al. (2010), o comportamento de um grupo 3x3 estacas, com espaçamento entre si de $3B$ em ambas direções e sem restrição de rotação nos seus topos, submetido a uma solicitação lateral, poderá igualar-se ao comportamento de uma só estaca solicitada lateralmente afetando a respetiva curvas $p-y$ por um multiplicador, P_m . Desta forma, os valores de resistência lateral do solo, p , que formam a curva $p-y$ são multiplicados por um fator inferior à unidade, o multiplicador P_m , que depende da localização da estaca dentro do grupo e dos espaçamentos entre elas (Figura 2.16b).

De uma forma sucinta, o multiplicador P_m irá refletir uma perda de resistência das estacas constituintes do grupo em relação a uma estaca isolada. Um grupo de estacas sujeito a uma força horizontal possui um alinhamento frontal de estacas com grande relevância no comportamento geral do grupo, sendo esse alinhamento, naturalmente, o mais pressionado contra o solo. O solo por sua vez irá reagir contra a solicitação imposta pela linha frontal de estacas, mas não irá sofrer com pressões significativas provenientes das restantes fiadas de estacas. Deste modo, a modificação apresentada anteriormente para curvas $p-y$, não será igualmente aplicada a todas as fiadas de estacas, em que o efeito do multiplicador P_m será menor quanto maior a distância da linha frontal de estacas, visto que a força de corte apresentada nas estacas será maior nas fiadas frontais (Figura 2.17).

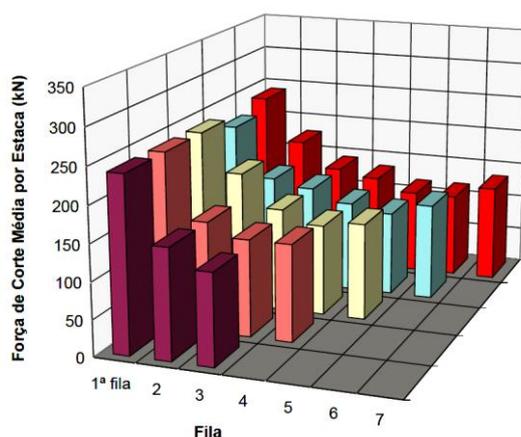


Figura 2.17 – Distribuição da força de corte pelas fiadas de estacas pertencentes a um grupo (Pinto,2000).

Vários ensaios de campo foram efetuados neste âmbito com o intuito de compreender e validar a importância da linha frontal do grupo de estacas (Brown et al, 1988; Brown and Shie, 1991; McVay et al, 1995; Pinto et al., 1997; Ruesta et al, 1997; Rollins et al, 1998; Ashford and Rollins, 1999; Brown et al, 2001; por Brown et al, 2010). A partir dos resultados alcançados foi possível obter uma gama de valores de P_m (Quadro 2.5). A descrição pormenorizada do comportamento de estacas em grupo poderá ser consultada em Brown et al, 2010.

Quadro 2.5 – Valores recomendados para o multiplicador P_m (Brown et al, 2010).

Espaçamento entre estacas	Valores do multiplicador P_m			
	3B	4B	5B	≥6B
<i>Linha frontal</i>	0,70	0,85	1,00	1,00
<i>2ª Fiada</i>	0,50	0,65	0,85	1,00
<i>3ª Fiada e linhas posteriores</i>	0,35	0,50	0,70	1,00

3 ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 Introdução

No capítulo anterior foram apresentados os fundamentos teóricos essenciais e métodos utilizados para a previsão analítica do comportamento de estacas solicitadas horizontalmente instaladas em terreno com superfície horizontal ou inclinada. Neste capítulo, será efetuada uma análise numérica tendo por base a utilização de programas computacionais, onde o objetivo será avaliar o comportamento de estacas sob carregamento estático horizontal, para duas modelações distintas do solo – Modelo do meio discreto e Modelo do meio contínuo.

3.2 Aspectos gerais da modelação

Grande parte das obras portuárias construídas estão inseridas em zonas lodosas ou sedimentares argilosas; desta forma, torna-se necessário a implementação de algumas técnicas de melhoria dos terrenos, sendo comum a substituição do material primitivo, através da extração total ou parcial do material argiloso, por areias bem graduadas com melhor comportamento (Ribeiro, 2011). Dentro deste contexto, os modelos desenvolvidos serão constituídos por um estrato contínuo de solo arenoso medianamente compacto, cujas características mecânicas são apresentadas no Quadro 3.1. O estrato encontra-se parcialmente submerso, estando o nível freático fixado a 4 metros de profundidade a partir da superfície do solo. É de salientar que as análises apresentadas, assim como as características do solo, se referem a um estudo meramente académico, não estando associado a qualquer caso prático particular.

Quadro 3.1 – Características mecânicas do solo

Solo Arenoso					
ϕ [°]	γ_{saturado} [kN/m ³]	γ [kN/m ³]	ν [-]	n_h , areia submersa [MN/m ³]	n_h , areia seca [MN/m ³]
35°	21	18	0,3	16,3	24,4

Relativamente à geometria dos problemas analisados, esta tem por base um talude com 20 metros de altura e com um ângulo de 27° entre o plano horizontal e o plano do talude, cujo propósito é a construção de um cais composto por uma laje suportada por um grupo de estacas. A solução estrutural para o cais descrito é formada por 5 fiadas de estacas ao longo do plano transversal do talude, com espaçamentos de 8,0 m + 9,5 m + 9,5 m + 4,0 m, estando estas ligadas entre si por uma laje de betão com 1,5 metros de espessura (Figura 3.1). Optou-se pela análise de estacas quadradas de betão armado, com secção transversal de 0,70 metros de largura,

constante ao longo do seu comprimento; a escolha de uma estaca de secção transversal quadrada está relacionado com a dificuldade de concretizar a modelação de uma estaca circular instalada em talude no programa tridimensional de elementos finitos, *RS3*, tópico que posteriormente irá ser abordado. As estacas apresentam diferentes comprimentos enterrados, estando esta desigualdade relacionada com a uniformidade do estrato de solo em profundidade; têm-se assim variações dos comprimentos enterrados de cada estaca, em função do comprimento livre que estas apresentam, com a finalidade de que as estacas sejam fundadas a uma profundidade tal, que disponham de resistência suficiente para os níveis de carregamento em causa. Os diferentes comprimentos são igualmente apresentados na Figura 3.1, bem como todas as dimensões relevantes à modelação geométrica. É importante ainda ressaltar que as estacas isoladas que integram o modelo geral irão ser designadas por E1, E2, E3, E4 e E5, respetivamente, sendo apenas material de estudo pormenorizados as três primeiras estacas.

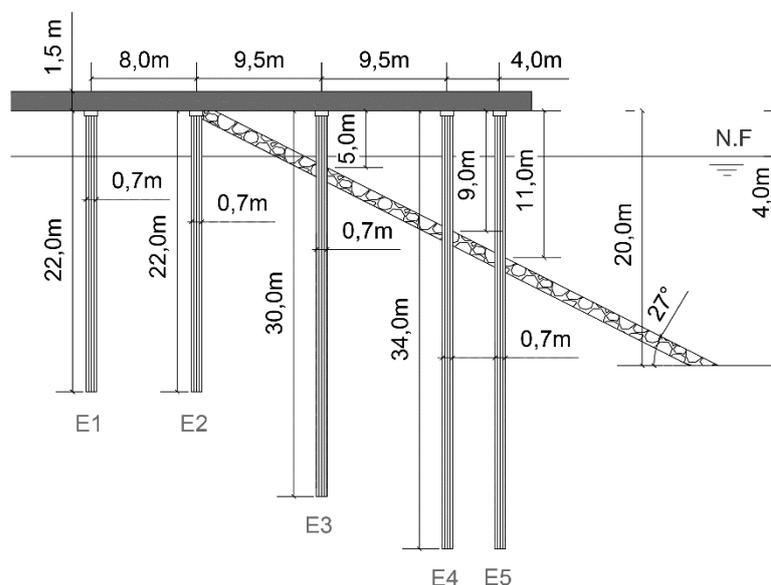


Figura 3.1 – Seção transversal do cais sobre estacas instalado em talude parcialmente submerso.

Alguns dos modelos analisados são constituídos por estacas instaladas em terreno com superfície horizontal, sendo esses mesmos modelos desenvolvidos tendo por base o modelo de estacas instaladas em talude, onde estes apresentam o mesmo comprimento, enterrado e livre, de acordo com cada caso.

Ir-se-ão efetuar dois tipos distintos de análises, onde a primeira análise recairá no estudo de estacas isoladas instaladas em terreno com superfície horizontal e em talude, sendo o principal objetivo compreender a influência da presença de uma superfície inclinada no comportamento destas quando sujeitas a solicitações horizontais. Uma segunda análise incidirá no estudo do comportamento de estacas instaladas em taludes, onde se terá uma variação no sentido da

solicitação, sendo as estacas solicitadas nos sentidos contra e a favor da inclinação do talude (Figura 2.14). Todo o estudo anteriormente descrito será baseado em resultados obtidos através dos 2 programas de cálculo automático, *FB-Multiplier* e *RS3*. Serão ainda desenvolvidos, no *software RS3*, modelos de grupos de estacas de forma a avaliar a situação mais completa e realista deste tipo de estruturas.

No que diz respeito às solicitações aplicadas, estas foram determinadas tendo por base o critério de deformação máxima, ao nível da cabeça das estacas, definido pela Norma BS 6349-2 (2010). Este critério define que o limite máximo para o deslocamento horizontal no topo de estruturas portuárias constituídas por estacas, não poderá exceder o valor de $h/300$ ou 100 mm, correspondendo h à altura do cais, ou seja, ao maior comprimento livre do grupo de estacas que o suporta. Posto isto, os casos de carga aplicados em todos os modelos ao longo desta dissertação, visam que seja pelo menos aplicada a carga que provoca o deslocamento máximo admissível; contudo, foram aplicadas em todos os modelos cargas que originam deslocamentos superiores ao admissível mas nunca excedendo os 100 mm, para ser possível uma melhor representação do comportamento das estacas.

Todas as especificações mencionadas anteriormente serão pormenorizadas ao longo da análise dos modelos para cada programa de cálculo, sendo aprofundados os pontos mais relevantes.

3.3 Estacas sob carregamento estático horizontal - Modelo do meio discreto

Para a análise de estacas solicitadas lateralmente, onde a modelação do solo é desenvolvida a partir de um modelo do meio discreto, recorreu-se ao programa de cálculo *FB-Multiplier*. Este programa foi desenvolvido pelo departamento de Engenharia Civil da Universidade da Flórida na década de 90 com uma versão inicialmente denominada por *LPGSTAN*. Anos depois, essa versão foi melhorada evoluindo para *FB-Pier* e atualmente, após ter sido aprimorada, passou-se a denominar de *FB-Multiplier*. Este programa destina-se à análise do comportamento de estruturas suportadas por estacas, sendo muito corrente a sua aplicação na modelação do suporte de pontes. O *FB-Multiplier* é um programa versátil que oferece ao utilizador uma variedade de hipóteses na modelação, como por exemplo, diferentes tipos de estacas (cravadas, moldadas ou barretas), análise linear ou não linear do seu comportamento e também a hipótese de estabelecer uma análise estática ou dinâmica do problema. A utilização do programa *FB-Multiplier* para a análise de estacas instaladas em taludes requer que as curvas p - y sejam modificadas, de modo a serem ajustadas a esta situação particular, visto não ser possível a simulação direta da geometria de superfícies inclinadas. No que concerne à modelação do solo circundante, as estruturas são vinculadas a este por meio de molas com comportamento não-linear que simulam a interação solo-estaca.

3.3.1 Considerações gerais do programa de cálculo automático – *FB-Multipier*

Nesta Subsecção são apresentados os modelos desenvolvidos no programa *FB-Multipier*, bem como os resultados alcançados. A primeira análise a ser desenvolvida incide no estudo do comportamento de uma única estaca instalada em terreno com superfície horizontal e solicitada lateralmente; posteriormente, com os mesmos modelos e aplicando modificações às curvas $p-y$, apresentadas na Subsecção 2.3.4, é simulada a instalação de estacas em taludes. No que concerne aos modelos onde as estacas se encontram fundadas em terreno com superfície horizontal, existem dois casos distintos a ser analisados: uma estaca completamente enterrada no solo com 22 metros de comprimento, representando simultaneamente as estacas E1 e E2, que neste caso representam a mesma hipótese de modelação; e uma estaca parcialmente enterrada com 30 metros de comprimento total, considerando 25 metros enterrados e 5 metros livres (E3). O comprimento livre da estaca E3 poderia ter sido substituído por um momento pontual aplicado na secção de intersecção com a superfície do talude, equivalente ao produto da força aplicada na cabeça da estaca por esse mesmo comprimento. Porém, tomou-se como objetivo a análise fiel dos casos provenientes do modelo geral (Figura 3.1) e dando a devida importância neste tipo de estruturas ao deslocamento verificado ao nível da cabeça das estacas, optando-se por não fazer essa modificação simplificativa, que reduziria apenas ao estudo dos deslocamentos ao nível da superfície do talude.

Para avaliar o comportamento das estacas, será necessário definir as curvas de transferência $p-y$, sendo necessário definir previamente as características do solo envolvente e das estacas. O ponto de partida da conceção dos modelos passa pela definição do comportamento das estacas (linear ou não-linear) e o tipo de análise a ser efetuado (estática ou dinâmica), que no presente caso será uma análise estática de estacas com comportamento linear. Para o caso de estacas com comportamento linear, o programa assume que o comportamento da estaca é unicamente elástico-linear, e que as deformações provindas da aplicação das cargas não irão gerar esforços de segunda ordem. Tal caso não se verifica na realidade, especialmente para casos em que a magnitude das cargas são elevadas. Na abordagem com comportamento não-linear, os momentos $P-\Delta$, resultantes de forças axiais, são considerados nas análises, aproximando a modelação ao observado na realidade.

Seguidamente, é possível estabelecer uma malha para instalação de grupos de estacas, onde é definido o espaçamento entre estas. Para o caso de uma análise que contém uma única estaca solicitada, essa malha passa a ter valores unitários, originando assim a modelação de uma só estaca no maciço. Apesar de ser possível a análise de estacas em grupo, optou-se por não desenvolver tal modelo, visto a incapacidade do programa de gerar superfícies inclinadas.

A modelação da(s) estaca(s) inicia-se com a escolha do tipo de secção transversal a ser utilizada, que pode ser circular, tubular, retangular ou um perfil metálico; estas podem também incluir armadura, podendo ou não ser pré-esforçada. Neste ponto são também definidas as características geométricas da estaca (secção transversal e comprimento), bem como as propriedades constitutivas dos materiais que a compõem (Figura 3.2). É importante ressaltar que para o caso de análises onde o comportamento da estaca é tido em conta como um comportamento elástico, as propriedades constitutivas relevantes serão apenas o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson; porém, o programa permite ao utilizador, a partir da adição dos parâmetros intrínsecos dos materiais, a obtenção do traçado de curvas tensão-extensão ajustadas ao tipo de material em causa.

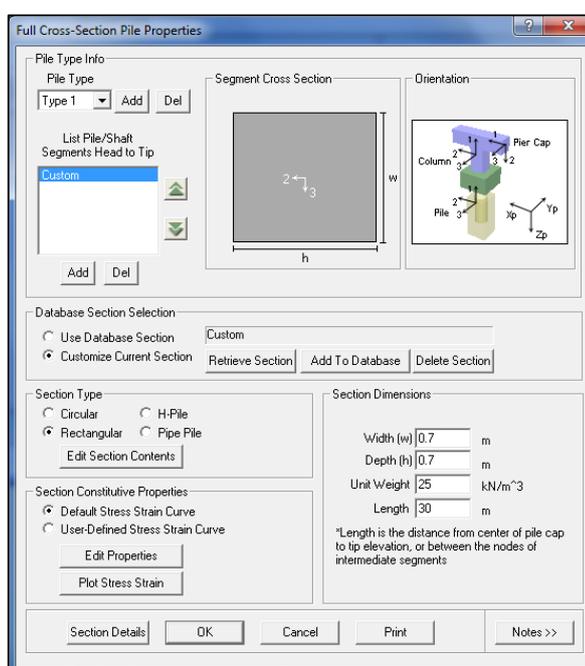


Figura 3.2 – Input da definição da estaca (FB-Multipier).

Relativamente à modelação do solo, o *software* requer a definição do tipo de solo considerado (coesivo, não coesivo ou rocha), bem como o seu peso volúmico e o ângulo de resistência ao corte. O módulo de deformabilidade é determinado por expressões empíricas, que variam consoante o tipo de solo adotado; neste caso, tratando-se de um solo arenoso, foi utilizada a expressão (3.1) que define o valor de E_s em função do módulo de reação horizontal (k_h), da largura da estaca (B) e do respetivo coeficiente de Poisson do solo (ν).

$$E_s = k_h \times B \times (1 - \nu^2) \quad (3.1)$$

No que concerne à modelação da sua resistência, esta é feita através da instalação de molas não-lineares, verticais ou horizontais, que simulam a resistência do solo envolvente; as molas verticais simulam a resistência por atrito lateral e de ponta, e a resistência horizontal do solo é

tida em conta por molas horizontais. O programa permite a definição de quatro modelos distintos para a simulação do solo por meio da aplicação de molas não lineares: modelo lateral, modelo axial, modelo torsional e de ponta. Torna-se imprescindível ressaltar, que os protótipos seguidamente propostos não apresentam momento tursor, e como já foi referido anteriormente, são apenas abordados desenvolvimentos relativos ao comportamento de estacas solicitadas horizontalmente; assim sendo, a parte que respeita ao modelo torsional, modelo axial e modelo de ponta não será aqui exposta.

A resistência horizontal do solo é simulada por emprego de molas horizontais em diversos pontos ao longo do fuste da estaca; o programa disponibiliza 4 opções de escolha para métodos de definição de curvas p - y em solo arenoso: Murchison e O'Neill (1984), Reese et al. (1974), API RP 2A-WSD (1987) e introdução manual de pontos que definem a curva desejada, ficando assim ao critério do utilizador qual o modelo a empregar. Na presente dissertação, foram analisados modelos onde as curvas p - y foram determinadas de acordo com o proposto por Murchison e O'Neill (1984) e Reese et al. (1974), apresentados na Subsecção 2.3.3. Em ambos os tipos de modelação da resistência horizontal do solo é solicitado ao utilizado o valor referente à constante de reação horizontal do solo, n_h , que representa a taxa de crescimento por metro de profundidade do módulo de reação horizontal do solo, k'_h . Em todos os modelos foram utilizados os valores de n_h apresentados no Quadro 3.1.

Finalmente, procede-se à definição dos carregamentos impostos ao modelo, sendo possível a aplicação de diversos cenários de carga, que podem variar em três direções, magnitude e ponto de aplicação. Em estruturas portuárias, existe uma grande versatilidade de solicitações horizontais associadas ao seu funcionamento, apresentando solicitações de elevada magnitude que podem ter diversas origens, por conseguinte, tais ações devem ser tidas em conta num projeto de dimensionamento de estruturas de plataforma suspensas, tendo por base a utilização da Norma de conceção BS 6349-2:2010 (2010).

3.3.2 Resultados para modelos de estacas isoladas em superfícies horizontais

Para as especificações descritas anteriormente foram elaborados dois modelos no *FB-Multipier*, referentes às estacas E1/E2 e E3 instaladas em terreno com superfície horizontal, apresentados na Figura 3.3. No presente ponto são apenas apresentados os resultados referentes às curvas p - y de Murchison e O'Neill (1984) e posteriormente efetua-se uma comparação direta entre os dois tipos de curvas p - y utilizados e descritos na Subsecção 2.3.3.

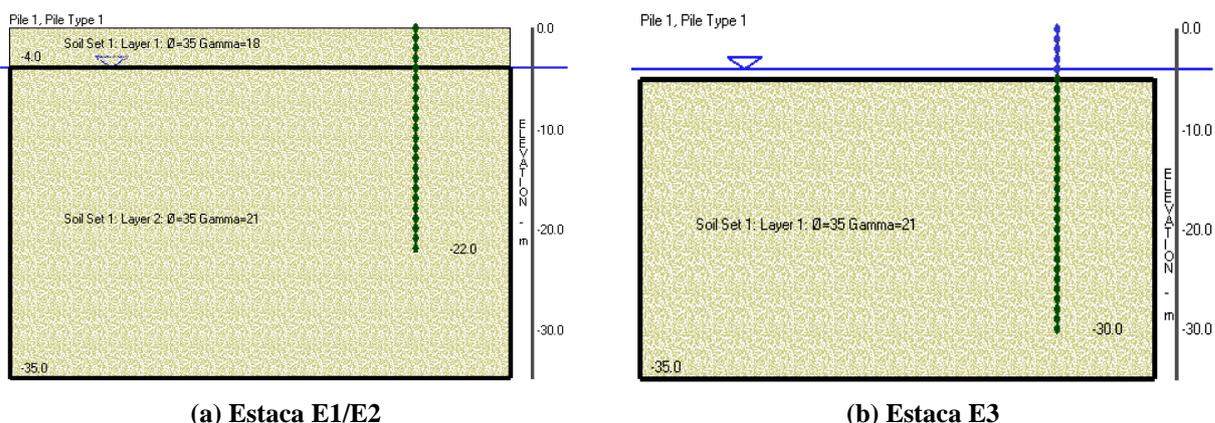


Figura 3.3 – Modelação das estacas E1/E2 (a) e E3 (b) a partir do programa *FB-Multiplier*.

Segundo BS 6349-2:2010 (2010), o deslocamento máximo admissível na cabeça da estaca com maior comprimento livre, E5 ($h=11$ metros), será de 36,7 mm ($h/300 = 11/300 \approx 0,0367$ metros), sendo o limite também imposto às restantes estacas. Apesar deste limite, os casos de carga aplicados aos modelos estudados irão resultar em deslocamentos muito superiores, de modo a ter uma melhor perceção do comportamento destas e, conseqüentemente, um maior desenvolvimento das curvas de carga vs deslocamento horizontal. Foram assim definidos 10 casos de carga aplicados a cada modelo, sendo no caso de E1/E2 aplicada uma carga inicial de 100 kN e incrementos de 200 kN até ao caso de carga 7 (1300 kN) e a partir dessa fase diminuiu-se o incremento para 50 kN até ao incremento final de 25 kN para atingir a carga máxima de 1425 kN. No caso de E3, foi inicialmente aplicada uma força horizontal de 50 kN e incrementos de 25 kN até ao caso de carga 8 (225 kN), sendo a partir deste ponto aplicado um incremento de 15 kN e 10 kN nos casos de carga 9 e 10, respetivamente, perfazendo uma carga máxima de 250 kN. Tais valores são apresentados no Quadro 3.2, onde são igualmente apresentados os respetivos deslocamentos horizontais na cabeça das estacas.

Quadro 3.2 – Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas E1/E2 e E3 para cada caso de carga.

		Casos de carga									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Estaca E1/E2	F_h (kN)	100	300	500	700	900	1100	1300	1350	1400	1425
	y (mm)	2,9	8,8	15,4	23,2	32,7	44,6	59,3	63,4	67,7	70,0
Estaca E3	F_h (kN)	50	75	100	125	150	175	200	225	240	250
	y (mm)	18,2	27,4	36,9	46,4	56,3	66,3	76,8	87,5	94,1	98,7

A análise de uma curva que relaciona a carga horizontal aplicada em função do deslocamento horizontal resultante retrata o comportamento da interação solo-estaca. Tal curva pode ser obtida a partir de ensaios de carga, sendo essa a informação mais fidedigna na elaboração de projetos de fundações sujeitos a carregamento lateral (Tuna de Sousa, 2006). Na fase inicial da

curva a carga aumenta quase linearmente com o aumento do deslocamento da estaca, o que representa o comportamento elástico do solo. A taxa de aumento de carga diminui gradualmente com o aumento do deslocamento, o que por sua vez representa o comportamento não linear do solo. No presente caso, as curvas que relacionam a carga horizontal aplicada à cabeça das estacas e o seu respetivo deslocamento horizontal podem ser determinadas a partir dos valores apresentados no Quadro 3.2, resultando assim nas curvas que se apresentam na Figura 3.4.

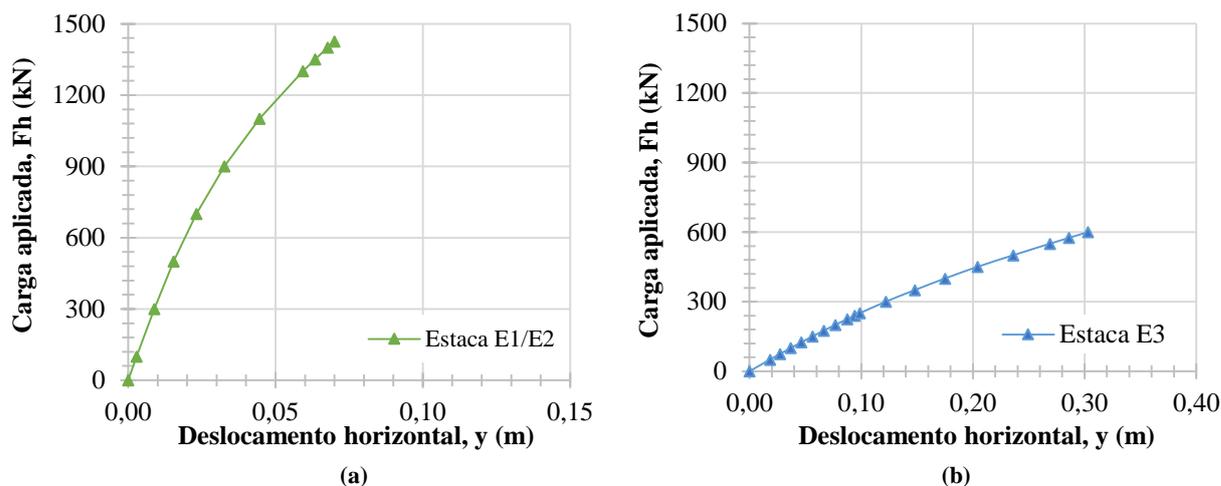


Figura 3.4 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal: Estaca E1/E2 (a) e Estaca E3 (b).

No caso da curva carga vs deslocamento horizontal referente à estaca E1/E2 (Figura 3.4a), existe uma variação evidente no seu comportamento. À medida que a carga aumenta, a rigidez do solo diminui, levando a uma redução do declive da curva carga vs deslocamento, evidenciando assim a sua perda de rigidez. O caso da estaca E3, visto deter um comprimento livre ($h=5$ metros), contrariamente ao caso E1/E2, terá por conseguinte uma menor rigidez. Desta forma, para casos de carga inferiores, esta apresenta maiores deslocamentos em detrimento à estaca E1/E2. Porém, para os 10 casos de carga apresentados no Quadro 3.2, não é evidente a perda de rigidez com o aumento da carga aplicada; já para cargas bastante superiores, a curva carga vs deslocamento apresentará a mesma tendência verificada para E1/E2, onde é evidente uma mudança de comportamento. A título de exemplo, na Figura 3.4b estenderam-se os casos de carga a valores consideravelmente superiores para que fosse possível a visualização da redução da rigidez. Em todo o caso é importante referir que no desenvolvimento desta dissertação serão apenas analisados os 10 casos de carga apresentados no Quadro 3.2.

Na Figura 3.5 são apresentados os resultados provenientes do programa, em função dos casos de carga expostos no Quadro 3.2, tais como: deslocamentos horizontais, momento fletor, esforço transversal e reação do solo ao longo do fuste de cada estaca. Assim sendo, com objetivo de retratar a evolução dos diagramas com o acréscimo da carga aplicada serão expostos

unicamente para a estaca E1/E2 os diagramas referentes a apenas 5 casos de carga, de modo a facilitar a compreensão e leitura dos mesmos (Carga 1, Carga 3, Carga 5, Carga 7, Carga 10).

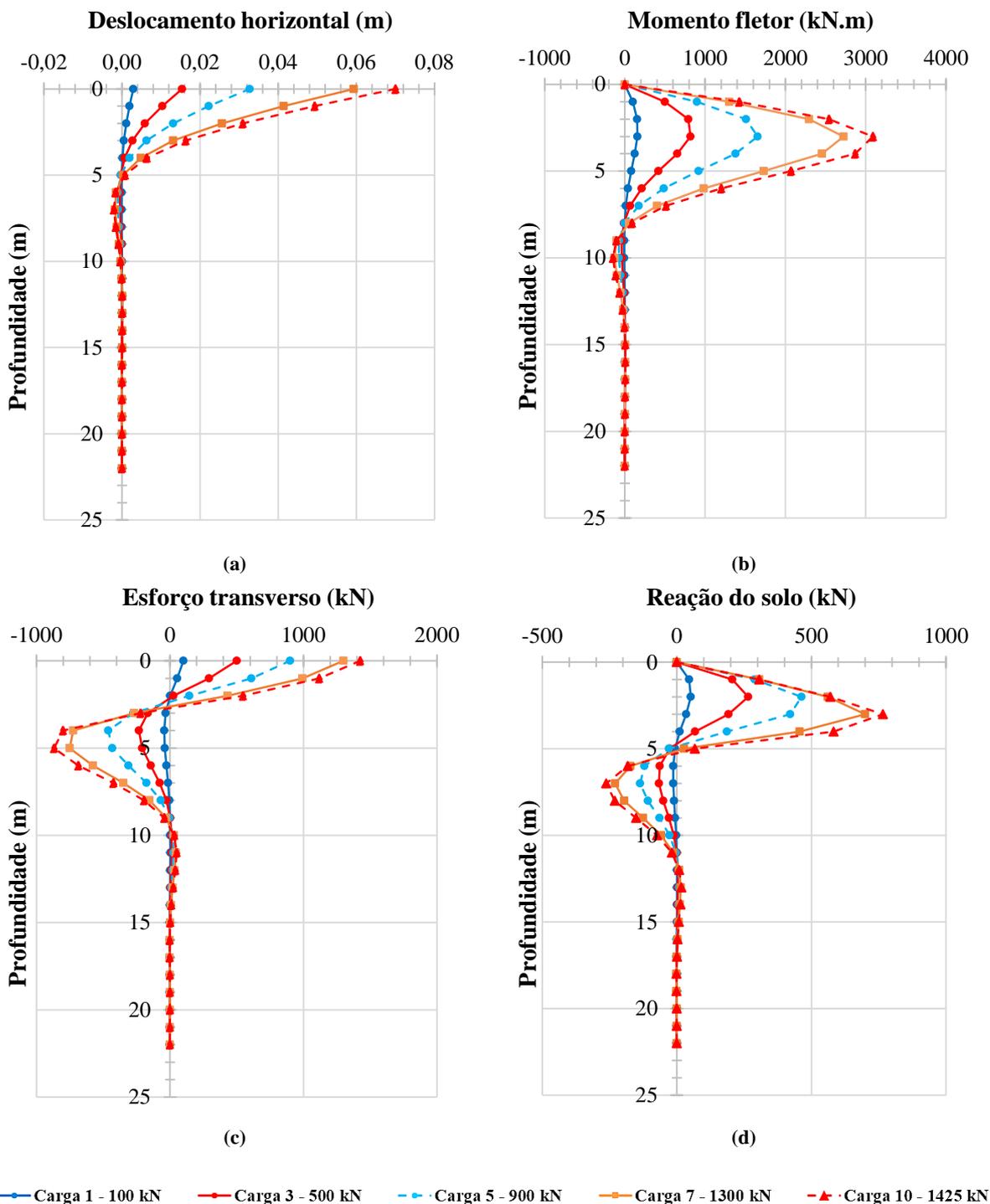


Figura 3.5 – Resultados obtidos a partir do *FB-Multipier* para E1/E2.

Nos diagramas que se seguem (Figura 3.6), ir-se-á comparar diretamente as estacas E1/E2 e E3, para um mesmo valor de carga aplicada ($F_h=100$ kN).

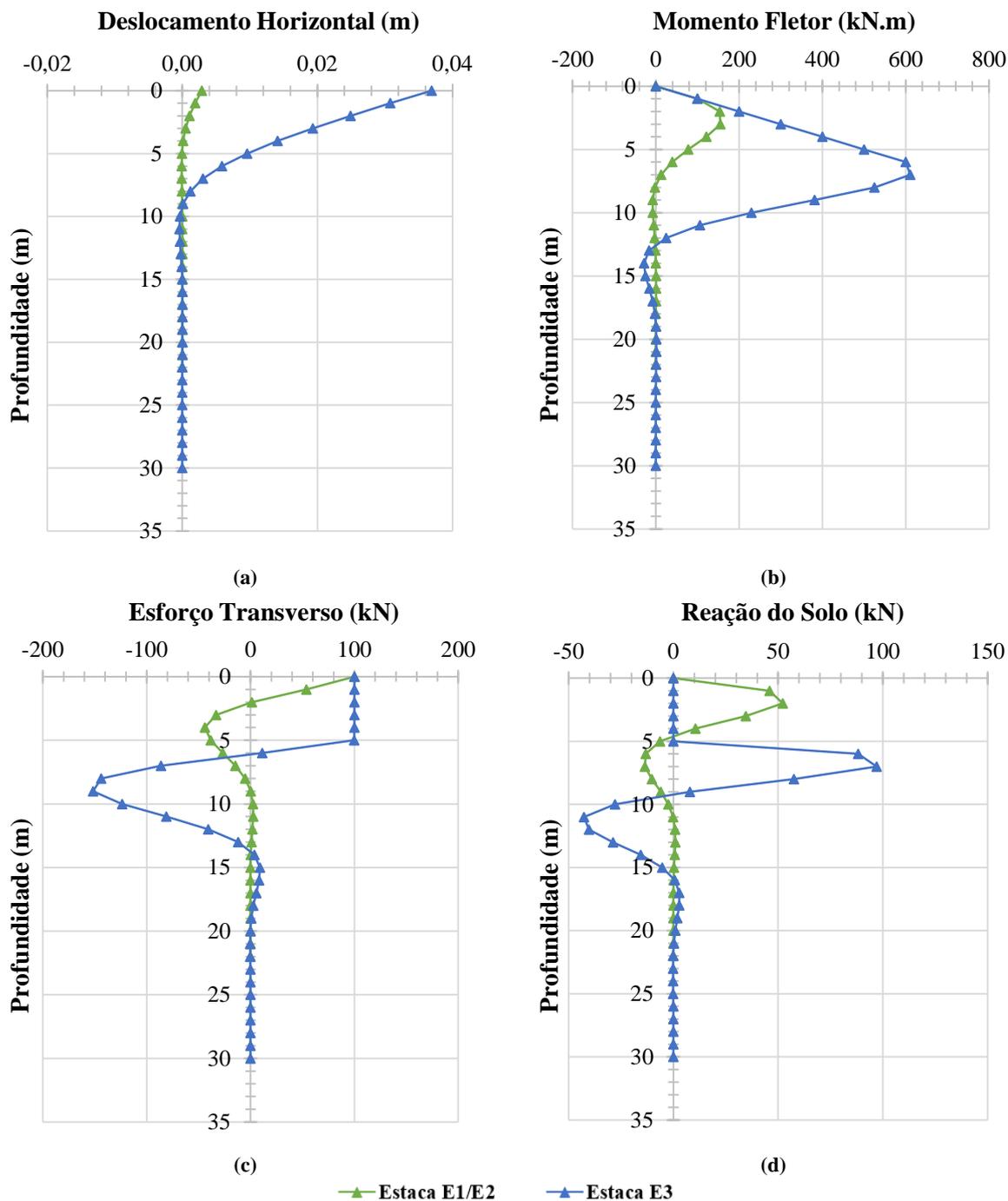


Figura 3.6 – Comparação entre diagramas referentes a E1/E2 e E3 para $F_h=100$ kN.

A análise dos diagramas antecedentes permite reforçar a conclusão que a estaca E3 tem uma rigidez bastante inferior à estaca E1/E2, sendo o deslocamento de E3 no topo da estaca aproximadamente 12 vezes superior em relação a estaca E1/E2.

Até este ponto, foram apenas expostos os resultados relativos aos modelos onde as curvas p - y segundo Murchison e O'Neill (1984) foram empregues. Na Figura 3.7, é possível analisar as curvas carga vs deslocamento horizontal resultantes de curvas p - y segundo Murchison e O'Neill (1984) e segundo Reese et al. (1974), sendo possível avaliar as diferenças de comportamento para as duas propostas.

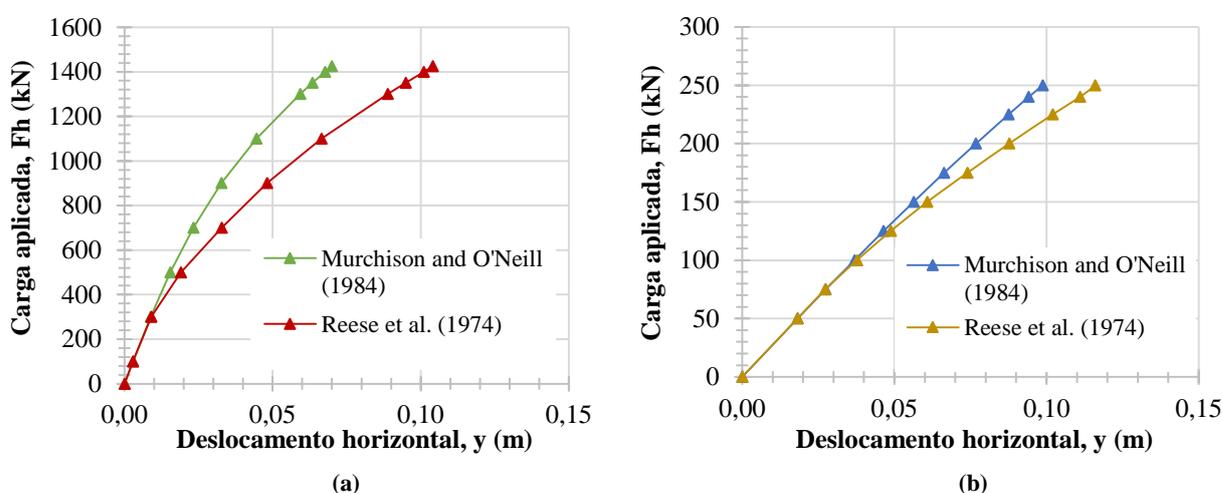


Figura 3.7 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal: Estaca E1/E2 (a) e Estaca E3 (b).

No caso da modelação segundo Murchison e O'Neill (1984), para atingir o deslocamento limite admissível de 36,7 mm, a estaca E1/E2 necessita de uma força horizontal aplicada de aproximadamente 970 kN, 29,3% superior à força necessária para o caso da modelação segundo Reese et al. (1974), tomando essa força o valor de 750 kN. Já no caso de E3, não sendo tão evidente a diferença entre as forças necessárias para atingir o deslocamento de 36,7 mm, pode-se concluir que para ambas as modelações a força será de aproximadamente 100 kN, para que seja alcançado o referido deslocamento. É evidente por observação da figura acima apresentada, que a proposta de Reese et al. (1974) apresenta maiores deslocamentos laterais para os mesmos casos de carga; apresentando assim um comportamento menos rígido, em comparação aos resultados provenientes das curvas p - y propostas por Murchison e O'Neill (1984). Desta forma, e do ponto de vista do dimensionamento, a proposta de Reese et al. (1974) representa uma modelação mais conservadora.

3.3.3 Resultados para modelos de estacas isoladas em superfícies inclinadas

Como já foi mencionado anteriormente, o *FB-Multiplier* não permite ao utilizador a simulação direta de superfícies inclinadas, e de maneira a ultrapassar esta limitação, recorre-se a propostas que estabelecem modificações às curvas p - y desenvolvidas para superfícies horizontais, para que assim seja considerada a influência de uma superfície inclinada no comportamento de estruturas solicitadas lateralmente. O primeiro estudo recairá sobre o método proposto na Norma NF P-94-262 (2012) aplicada às curvas de Murchison e O'Neill (1984) e posteriormente o método de Reese et al. (1974) aplicado às curvas p - y propostas por este autor.

Mediante a utilização de curvas p - y de Murchison e O'Neill (1984), para simular o cenário de estacas instaladas em superfícies horizontais, foram aplicadas modificações segundo o método da Norma NF P94-262 (2012). Tal modificação será aplicada até à profundidade que corresponda a uma distância horizontal de $5B$ entre a face da estaca e a superfície do talude, o que corresponde para as estacas E2 e E3 a uma profundidade de cerca de 2 metros. No caso da estaca E1 não se aplica esta modificação visto que dista da face do talude cerca de 8 metros ($\approx 11,5B$).

Na Figura 3.8 é apresentada uma curva p - y modificada para o primeiro metro de profundidade, referente à Estaca E2, onde o decréscimo da resistência lateral máxima do solo, por aplicação da modificação da Norma NF P94-262 (2012) às curvas de Murchison e O'Neill (1984), foi de 50%.

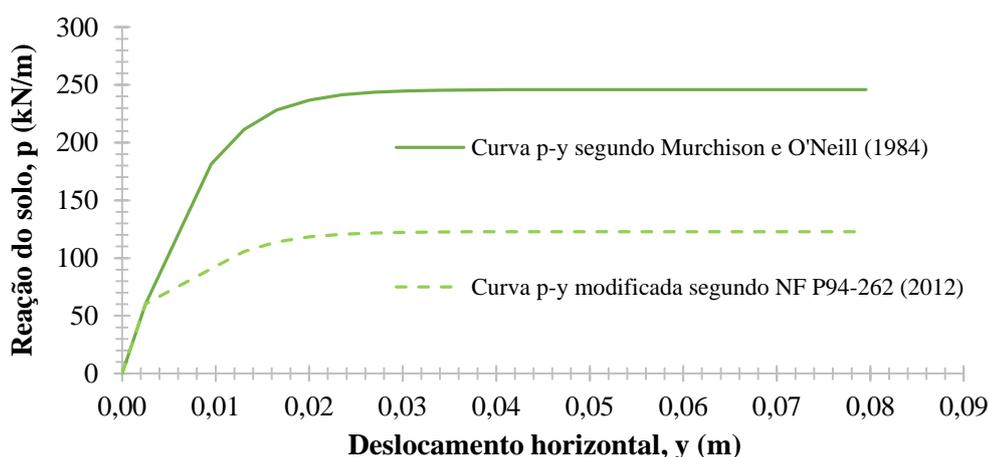


Figura 3.8 – Modificação segundo NF P94-262 (2012) aplicada às curvas p - y de Murchison e O'Neill (1984) para considerar a influência de taludes.

Através da utilização do *software FB-Multiplier*, foram desenvolvidos modelos para ambos os casos (Superfície horizontal e Superfície inclinada) referentes às estacas E2 e E3, onde na Figura 3.9 são apresentadas as respetivas curvas de carga vs deslocamento horizontal.

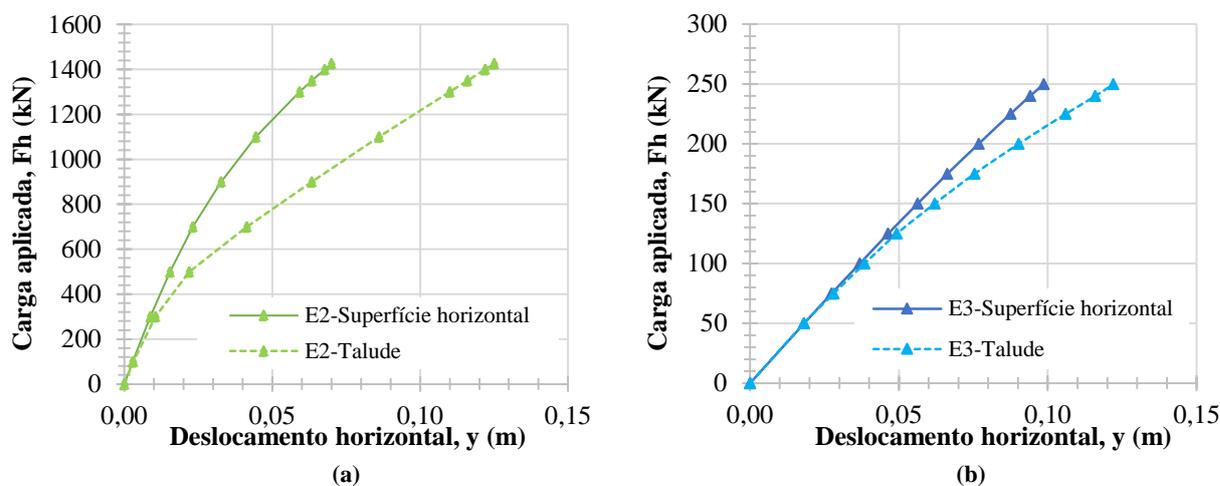


Figura 3.9 – Resultados E2 para curvas p - y de Murchison e O'Neill (1984) modificadas segundo NF P94-262 (2012).

Para a estaca E1/E2 e para o valor de deslocamento horizontal máximo admissível 36,7 mm, a resposta das respectivas estacas será completamente distinta, onde no caso de E2 se encontrar instalada em terreno com superfície horizontal a respetiva força será aproximadamente 980 kN e estando a mesma estaca instalada em talude será necessária uma força de aproximadamente 650 kN para alcançar o mesmo valor de deslocamento. É evidente a redução de rigidez imposta pela consideração de um terreno com superfície inclinada, onde essa rigidez toma o valor de 26,7 MN/m quando E2 se encontra instalada em terreno com superfície horizontal e 17,7 MN/m para a mesma estaca instalada em talude, havendo uma redução de 33,7% da sua rigidez. Para o caso da estaca E3 apesar de evidente a mesma tendência de comportamento, para o deslocamento máximo admissível as duas curvas apresentam uma rigidez muito semelhante, aproximadamente 2,7 MN/m.

A segunda modificação aplicada às curvas p - y segundo Reese et al. (1974) será o método proposto por este autor; deste modo, e para uma profundidade máxima de 10 metros, irá ser aplicada a modificação a cada curva por metro de profundidade. É importante referir que tal procedimento apenas incide nos 10 metros iniciais da camada de solo, visto que a faixa superficial apresenta uma importância determinante no comportamento das estacas, de onde sobrevêm os deslocamentos mais significativos (Portugal,1993). Na Figura 3.10, e para o caso da estaca E2, são apresentadas, para o primeiro metro de profundidade, as respetivas curvas p - y segundo Reese et al. (1974) para terrenos com superfície horizontal e modificada para talude, que irá impor uma redução de aproximadamente 32,6% na resistência lateral máxima do solo.

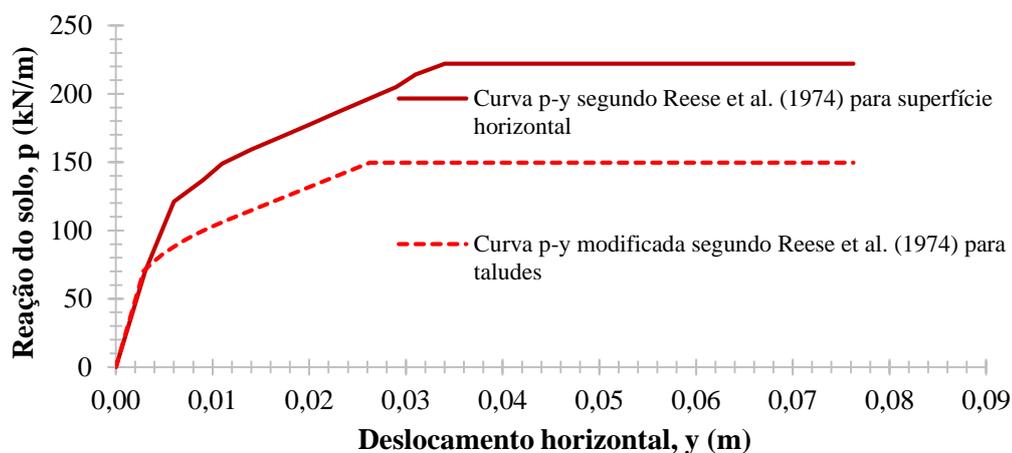


Figura 3.10 – Modificação de curvas p - y segundo Reese et al. (1974) para considerar a influência de taludes.

As respectivas curvas de carga vs deslocamento horizontal para E2 e E3 são apresentadas na Figura 3.11.

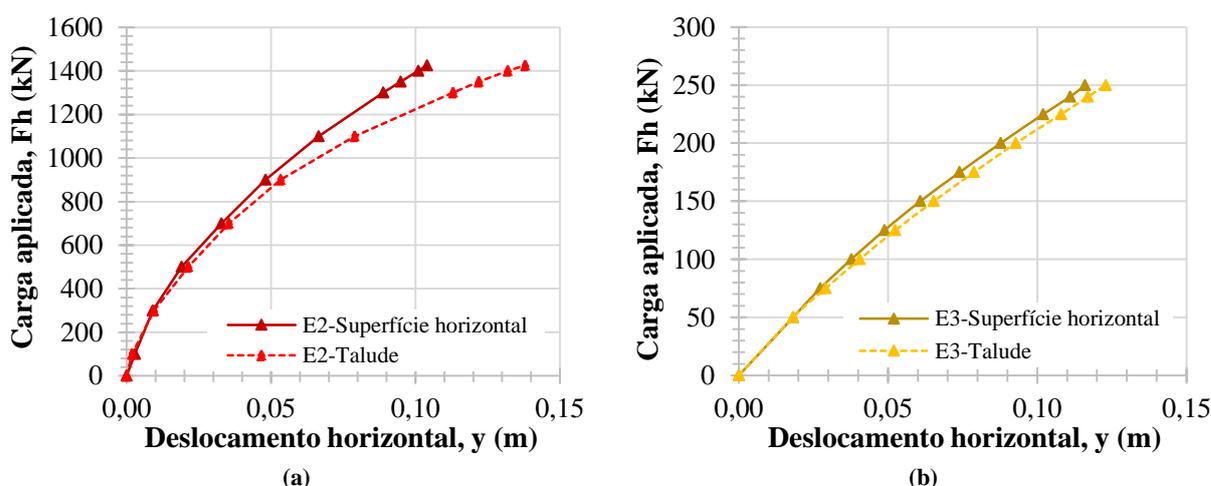


Figura 3.11 – Resultados E2 (a) e E3 (b) para modificação das curvas p - y de Reese et al. (1974) segundo Reese et al. (1974).

O valor de deslocamento de 36,7 mm não apresenta grande variação de comportamento entre as estacas comparadas; deste modo, efetuar-se-á uma comparação para um deslocamento de 100 mm, onde para a estaca E1/E2 instalada em terreno com superfície horizontal corresponde a uma força aplicada de aproximadamente 1390 kN e estando a mesma estaca instalada em talude será necessária uma força de aproximadamente 1225 kN para alcançar o mesmo valor de deslocamento. Para o caso da estaca E3, esse comportamento é menos evidente, onde para o caso de E3 instalada em terreno com superfície horizontal a força correspondente será de 220 kN e quando esta se encontra instalada em talude a força necessária para alcançar o deslocamento de 100 mm será de 210 kN.

Torna-se essencial referir, que para ser possível analisar o comportamento da estaca E1 considerando a influência da proximidade do talude por modificação de curvas $p-y$, seria necessário a aplicação de um método próprio que considerasse todas as particularidades desse mesmo caso. Ou seja, os métodos de modificação supracitados não abrangem este caso em questão, visto que para o método de Reese et al. (1974) é apenas válido para estacas que estejam instaladas na superfície inclinada do talude e não na sua vizinhança; e para o método proposto pela Norma NF P94-262 (2012) o limite máximo a que uma estaca deve estar localizada do talude não pode ser superior a 5B. Assim sendo, e de forma a não tornar os cálculos morosos e confusos, optou-se por não estudar a influência da superfície inclinada em E1, neste *software*. Tal escolha pode ainda ser fundamentada por estudos efetuados outrora por alguns autores, que concluíram que o efeito das superfícies inclinadas no comportamento das estacas deixa de ter relevância para estacas instaladas a uma distância horizontal do talude de aproximadamente 8B (Muthukkumaran, 2014 e Nimityongskul et al., 2012).

3.4 Estacas sob carregamento estático horizontal - Modelo do meio contínuo

A representação do solo através de um modelo do meio contínuo é mais realista comparativamente à modelação do meio discreto, visto que os deslocamentos num dado ponto são influenciados pelas tensões e forças aplicadas noutros pontos do maciço. Esta modelação é definida a partir de pressupostos que simulam o solo em torno da estaca como um material homogéneo e isotrópico. A correta modelação de um maciço como meio contínuo, mesmo que homogéneo, exige a consideração de propriedades variáveis em profundidade. Segundo Brødbæk et al. (2009), os percursos no desenvolvimento de procedimentos que consideravam a continuidade do solo em profundidade foram: Poulos (1971), Banerjee and Davis (1978) e Poulos and Davis (1980) que; considerando o aumento do módulo de deformabilidade em profundidade, elevaram consideravelmente a fiabilidade das análises por este método.

Segundo Barker (2012), alguns investigadores ao longo dos anos desenvolveram propostas baseadas no modelo do meio contínuo através da utilização de análises de elementos finitos, onde o solo era tipicamente modelado com comportamento elasto-plástico.

Para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente, onde o solo é modelado como um meio contínuo, será utilizado o programa de elementos finitos tridimensional, desenvolvido pela empresa *Rocscience, RS3*. Este programa, apesar de recente e ainda pouco conhecido, apresenta grande versatilidade no domínio das análises de obras geotécnicas, tais como: escavações subterrâneas, estruturas de suporte, tuneis, fundações superficiais e profundas, entre outros; dispõe também de uma variedade de modelos que permitem a modelação de diferentes tipos de materiais geotécnicos, como diversos tipos de solos e maciços rochosos.

3.4.1 Considerações gerais do programa RS3

O primeiro passo para o desenvolvimento de modelos no programa *RS3* será a definição da geometria do modelo, baseada na Figura 3.1, apresentada anteriormente. A modelação neste programa condicionou, como referido anteriormente, o estudo de estacas com secção circular instaladas em taludes, sendo nesse cenário apenas exequível a análise de estacas com secção quadrada; desta forma, optou-se pelo estudo geral de estacas quadradas instaladas tanto em superfície horizontal como em talude.

Posteriormente, o programa requer a definição dos parâmetros que caracterizam o comportamento do solo, definindo nesta fase as propriedades físicas referentes ao comportamento elástico prévio à plastificação; este pode ser considerado isotrópico, transversalmente isotrópico, ortotrópico ou hiperbólico. No presente caso, o solo é considerado isotrópico, ou seja, os parâmetros inerentes ao solo são considerados invariáveis nas três direções, sendo as propriedades elásticas deste tipo de material definidas pelo valor do módulo de deformabilidade secante (E_s) e pelo valor do coeficiente de Poisson (ν). É importante salientar, que a consideração do módulo de deformabilidade a variar linearmente em profundidade se apresenta como a abordagem mais realista, sendo essa uma das funcionalidades oferecidas pelo programa. No decorrer da análise numérica desenvolvida para esta dissertação, foi encontrada uma incorreção na base de programação do mesmo, confirmada pela assistência técnica da *Rocscience*. Essa lacuna impediu que fosse considerada a variação em profundidade do módulo de deformabilidade, na fase inicial do presente trabalho. Não obstante, a análise foi conduzida assumindo um valor de E_s constante em profundidade, representando o valor médio do crescimento que deveria ser considerado. De forma sucinta, o Módulo de deformabilidade secante foi determinado através da expressão (3.2) que relaciona E_s com a resistência de ponta, q_c , do ensaio com cone penetrómetro (CPT). Esta correlação é obtida segundo Schmertmann (1970), citado por Fernandes (2011).

$$E_s = \alpha \times q_c \quad (3.2)$$

Segundo EN 1997-2 (2007), o valor da constante α está diretamente relacionado com o tipo de solo e o valor do ensaio do CPT, assumindo neste caso $\alpha = 3$. Para solos arenosos, o valor de q_c pode ser obtido segundo a expressão (3.3), sendo assim possível determinar a expressão final que relaciona o módulo de deformabilidade, E_s , com o indicador de resistência à penetração, N_{SPT} (expressão (3.4))

$$q_c = 0,5 \times N_{SPT} \quad (3.3)$$

$$E_s = 1,5 \times N_{SPT} \quad (3.4)$$

Os valores de N_{SPT} em profundidade podem ser obtidos através das expressões (3.5) e (3.6), sendo σ'_{v0} é a tensão efetiva à profundidade onde N_{SPT} foi determinado e $(\sigma'_{v0})_1 = 100$ kPa.

$$N_{SPT} = \frac{(N_1)_{60}}{C_N} \quad (3.5)$$

$$C_N = \sqrt{\frac{(\sigma'_{v0})_1}{\sigma'_{v0}}} \quad (3.6)$$

De acordo com as expressões anteriormente apresentadas e assumindo como referência o ângulo de resistência ao corte do solo 35° e um valor correspondente de $(N_1)_{60} = 14$, é possível obter a variação de E_s em profundidade. De forma a colmatar a falha evidenciada pelo RS3, optou-se então por considerar um valor que fosse próximo ao valor médio da variação encontrada e coerente com as características do solo estudado, sendo estimado um valor de $E_s = 20$ MPa. De modo a validar o valor adotado, e de acordo com EN 1997-2 (2007), existe uma relação direta entre os valores de ϕ , q_c , E_s e a densidade relativa do solo, onde para valores de $\phi=35^\circ$, $q_c=7$ MPa e para uma areia medianamente densa, o valor de $E_s = 20$ MPa aparenta ser uma boa aproximação, de acordo com o Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Relação entre valores de q_c , ϕ e E_s segundo a densidade relativa do solo (adaptado de EN 1997-2, 2007).

Densidade relativa	Resistência de ponta do CPT (q_c) [MPa]	Ângulo de resistência ao corte (ϕ) [°]	Módulo de deformabilidade (E_s) [MPa]
Muito solta	0,0 – 2,5	29 – 32	<10
Solta	2,5 – 5,0	32 – 35	10 – 20
Medianamente densa	5,0 – 10,0	35 – 37	20 – 30
Densa	10,0 – 20,0	37 – 40	30 – 60
Muito Densa	>20,0	40 – 42	60 – 90

O programa apresenta também a hipótese de consideração do comportamento do solo como plástico, sendo imprescindível definir o critério de rotura e os parâmetros que o definem. Na presente modelação foi utilizado o critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, caracterizado pelo ângulo de resistência ao corte e coesão, sendo este último parâmetro nulo visto tratar-se de um solo arenoso sem cimentação.

A modelação do elemento de suporte pode apresentar duas vias possíveis: com as estacas a serem modeladas por elementos de suporte pré-definidos pelo programa ou modeladas como um material contínuo. Este ponto será retratado com mais detalhe na Subsecção 3.4.2, onde será exposto o tipo de modelação mais congruente do ponto de vista dos resultados obtidos.

Por fim, é definido o carregamento imposto ao modelo, bem como as condições de fronteira a este associadas. A malha de elementos finitos usada para a análise dos casos é definida por elementos tetraédricos de 10 pontos nodais incorporando 4 pontos de Gauss, sendo os resultados obtidos para os pontos de Gauss posteriormente extrapolados para os pontos nodais da malha; este princípio está, por vezes, associado a erros numéricos (Figura 3.12a).

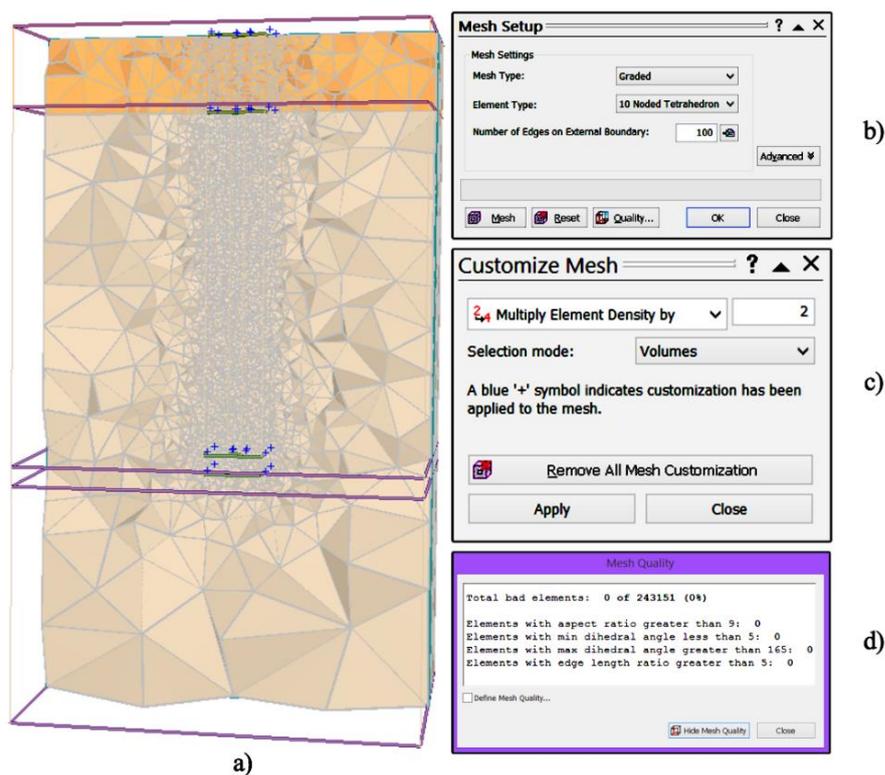


Figura 3.12 – Definição da malha de elementos finitos e verificação de qualidade (RS3).

Como pode ser observado na Figura 3.12b, que representa o *input* de definição da malha de elementos finitos, existe uma funcionalidade identificada como “*Number of Edges on Excavated Boundaries*”, que representa um controlo da densidade de elementos próximos de escavações. Quanto maior for esse número, mais densa será a malha nas proximidades da escavação, e para o caso de não haver escavação, esta funcionalidade permite o aumento da densidade em todo o modelo. A malha pode ainda ser refinada em zonas com maior relevância para a análise ou maior gradiente de tensões/deformações, podendo esse refinamento ser efetuado em volumes, faces, fronteiras ou pontos, de acordo com um multiplicador introduzido pelo utilizador (Figura 3.12c). Por fim, importa referir que o *software* proporciona ainda ao utilizador, uma análise da qualidade da malha que está a ser usada (*Mesh Quality*); podendo ser detetados pontos de má qualidade da malha que originarão erros acrescidos ao cálculo (Figura 3.12d). Todas as malhas de elementos finitos utilizadas no decorrer desta dissertação foram cuidadosamente geradas para evitar a existência de pontos de má qualidade.

3.4.2 Modelação do elemento estaca

De modo a alcançar os melhores resultados e sendo o *RS3* um programa recente e pouco explorado, são de seguida analisadas duas hipóteses distintas para a modelação de estacas: Estaca como elemento de viga unidimensional (*Pile*) e como elemento de volume (Figura 3.13).

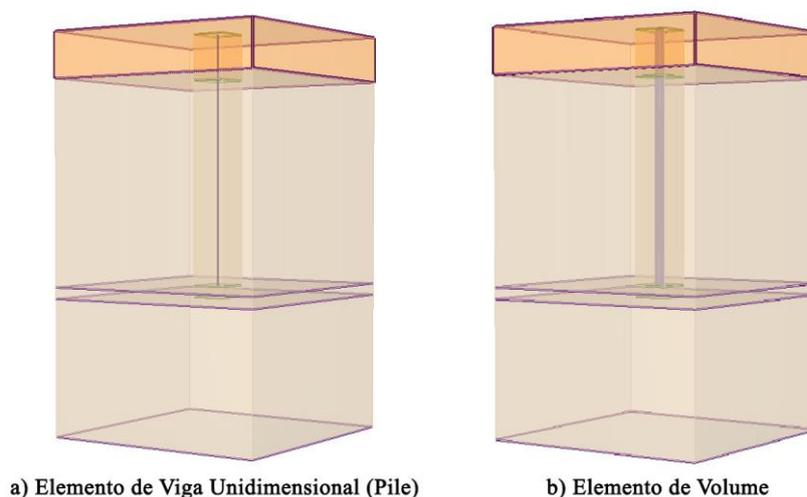


Figura 3.13 – Hipóteses de modelação de Estacas (*RS3*).

Como ponto de partida, as estacas irão ser definidas com base num elemento pré-definido pelo programa, sendo este um elemento *Pile*. Para esta modelação é necessário introduzir propriedades adicionais para que seja tida em conta a resistência, rigidez e propriedades de interação solo-estaca. A definição das características da estaca (Figura 3.14) passa pela adição de algumas propriedades do material que a constitui, tais como: módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson, peso volúmico e o tipo de comportamento do material (plástico ou elástico); são também adicionados parâmetros intrínsecos à geometria da estaca: área e inércia.

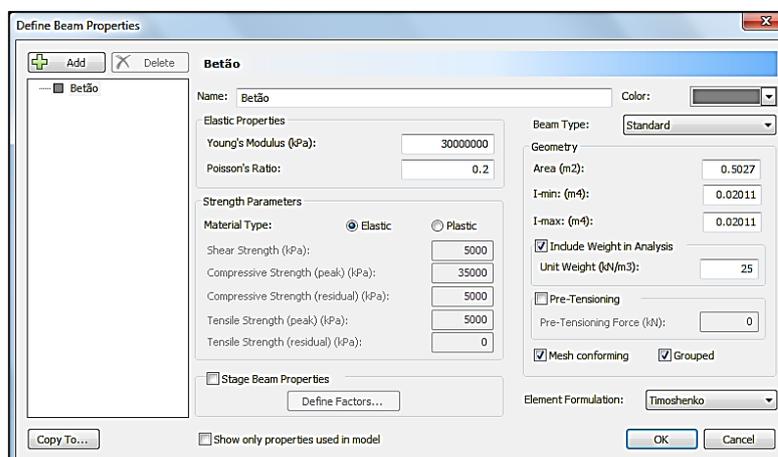


Figura 3.14 – *Input* da definição do material constituinte do elemento de suporte (*RS3*).

A interação entre a estaca e o solo envolvente é definida a partir da ligação entre os pontos nodais pertencentes à estaca e os pontos nodais pertencentes à malha. A Figura 3.15 apresenta o *Input* da caracterização total da interação, tanto pela escolha do tipo de ligação entre ambos, como pela introdução das rigidezes das molas que concretizam a união entre os materiais. É importante salientar que, contrariamente à modelação descrita na Secção 3.3 com o *FB-Multiplier*, as molas aqui empregues apenas têm a funcionalidade de materializar a ligação entre materiais e não a função de simular o comportamento do solo envolvente.

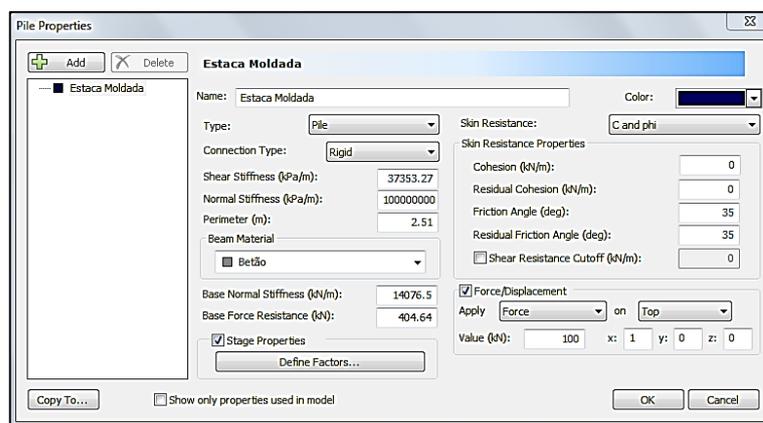


Figura 3.15 – *Input* da definição da interação entre os materiais (RS3).

A rigidez global é definida pelos seguintes parâmetros: *Normal Stiffness*, *Shear Stiffness*, *Base Normal Stiffness* e *Base Force Resistance*, que representam respetivamente a rigidez normal e de corte, nas molas representativas da ligação por atrito lateral; rigidez de ponta e a resistência de ponta resultante da estaca. O valor correspondente à rigidez normal (*Normal Stiffness*) é aquele que impede fisicamente que os dois materiais irrompam os seus limites e penetrem um no outro; para tal, esse valor deve ser elevado. Quanto à rigidez de corte (*Shear Stiffness*), este parâmetro condiciona o atrito lateral do sistema, ou seja, corresponde à tensão de corte necessária para que a estaca deslize 1 unidade de profundidade; toma o valor do declive inicial da curva de transferência *t-z*, tópico abordado na Subsecção 2.3.2. A rigidez da mola que une a ponta da estaca e o solo adjacente, é caracterizada pela *Base Normal Stiffness*, valor referente ao declive inicial da curva de transferência *Q-z*. É também definido o valor máximo admissível da força na ponta da estaca para que esta permaneça na fase elástica, correspondendo este à resistência de ponta total da estaca (*Base Force Resistance*).

A segunda opção de modelação consiste na definição da estaca como elemento de volume, por adição de um material específico a uma fronteira geométrica previamente estabelecida. Esse material irá ser definido de acordo com as características do material constituinte da estaca (Figura 3.16). Como já foi mencionado anteriormente, irão ser analisadas estacas de betão, sendo o material caracterizado pelo módulo de deformabilidade de 30 GPa, coeficiente de

Poisson de 0,2 e peso volúmico de 25 kN/m^3 . O comportamento assumido para o material será elástico, visto que o real objetivo de toda a análise numérica será analisar o comportamento do solo e possível rotura do modelo por cedência deste e não da estaca.

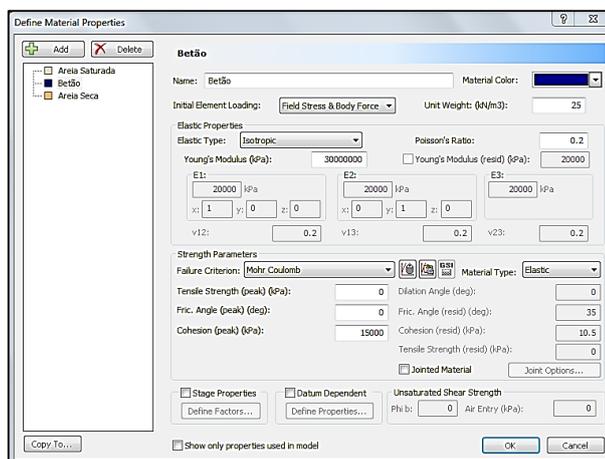


Figura 3.16 – Input da definição do material que constitui a estaca (RS3).

Para o caso de uma estaca modelada como elemento *Pile* os esforços e deslocamentos são obtidos automaticamente através do programa. Por outro lado, a modelação como elemento de volume, não possibilita ao utilizador uma maneira direta de obter tais resultados; para tal, é necessário obter os respetivos valores de deslocamentos horizontais para uma linha central da estaca, sendo posteriormente possível obter os restantes diagramas a partir das derivadas do deslocamento (Figura 3.17). Tal procedimento introduz algum erro nos resultados obtidos, visto ser proveniente de cálculos de derivadas; como exemplo, o diagrama de reação do solo é obtido pela 4ª derivada dos deslocamentos horizontais multiplicada pela rigidez de flexão da estaca, EI .

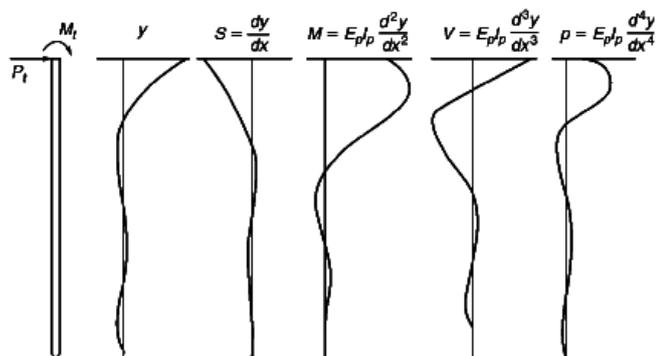


Figura 3.17 – Forma geral dos diagramas obtidos (Reese and Van Impe, 2001).

Uma maneira de reduzir os erros provenientes deste tipo de cálculo é através da derivação de uma função ajustada ao conjunto de pontos obtidos a partir do programa. Tal método exige a

utilização de programas específicos, como o *Matlab*, para que seja obtido um polinómio de grau elevado e com um ajuste razoável aos resultados obtidos. Contudo, a aplicação do método descrito anteriormente torna-se morosa e acrescida de alguma dificuldade, tendo-se então optado por utilizar um método de cálculo mais fácil apesar dos erros que lhe poderão ser inerentes. De maneira a evitar o acréscimo de erros provenientes da derivação do deslocamento lateral da estaca, os diagramas de reação do solo foram obtidos de forma distinta, sendo retirados os valores da tensão normal existente na parte frontal e posterior da estaca, que corresponde a zona de aumento e alívio de tensão, respetivamente. Esses valores subtraídos algebricamente permitem obter uma aproximação mais fidedigna do valor real da reação do solo.

No que concerne ao carregamento, importa referir que a forma de aplicação da carga é distinta nas duas vertentes de modelação. Para o modelo do tipo *Pile* o programa aplica a força de acordo com as características introduzidas pelo utilizador, tais como o ponto de aplicação (cabeça ou base), a magnitude da carga e o vetor que define a direção e o sentido da mesma. Para o caso de uma estaca modelada como elemento de volume, a aplicação da carga é feita a partir da introdução de uma tensão na secção transversal da cabeça da estaca.

Após a modelação dos casos descritos anteriormente, para a geometria da estaca E1/E2 e os casos de carga definidos para o modelo do programa *FB-Multiplier*, obtiveram-se os respetivos diagramas de esforços, bem como curvas carga vs deslocamento horizontal. Esses mesmos resultados foram analisados com o objetivo de definir qual a modelação que é mais apropriada e realista a ser estudada no decorrer desta dissertação. Tais resultados são de seguida apresentados na Figura 3.18 e na Figura 3.19 onde pode ser observada a diferença entre as curvas de carga vs deslocamento horizontal, bem como os esforços obtidos para as 3 modelações, respetivamente.

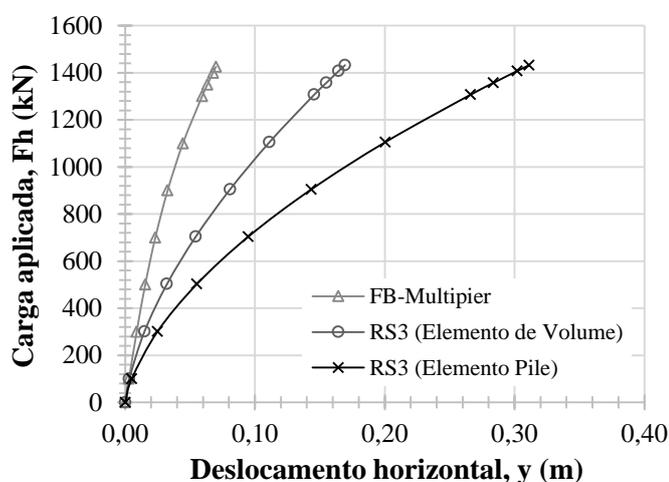


Figura 3.18 – Curvas carga vs deslocamento horizontal na cabeça da estaca E1/E2.

Após a observação da Figura 3.18, a modelação da estaca como um elemento de volume apresenta uma resposta mais rígida em comparação à modelação do elemento de suporte como *Pile*, aproximando-se mais do que foi a resposta da estaca solicitada horizontalmente no programa *FB-Multiplier*. É importante referir, que não era expectável que os resultados fossem iguais, visto que o solo é modelado de forma distinta. Todavia, não sendo conhecida a modelação que mais se aproxima de valores de ensaios de carga, e não sendo o objetivo desta dissertação a comparação com tais resultados, não é possível perceber qual modelação será mais realista. Desta forma, o critério para eleger o tipo de modelação a utilizar, recairá sobre os resultados apresentados na Figura 3.19. Assim sendo, a simplificar a análise, serão apenas analisados os resultados decorrentes da aplicação de uma força horizontal de 500 kN.

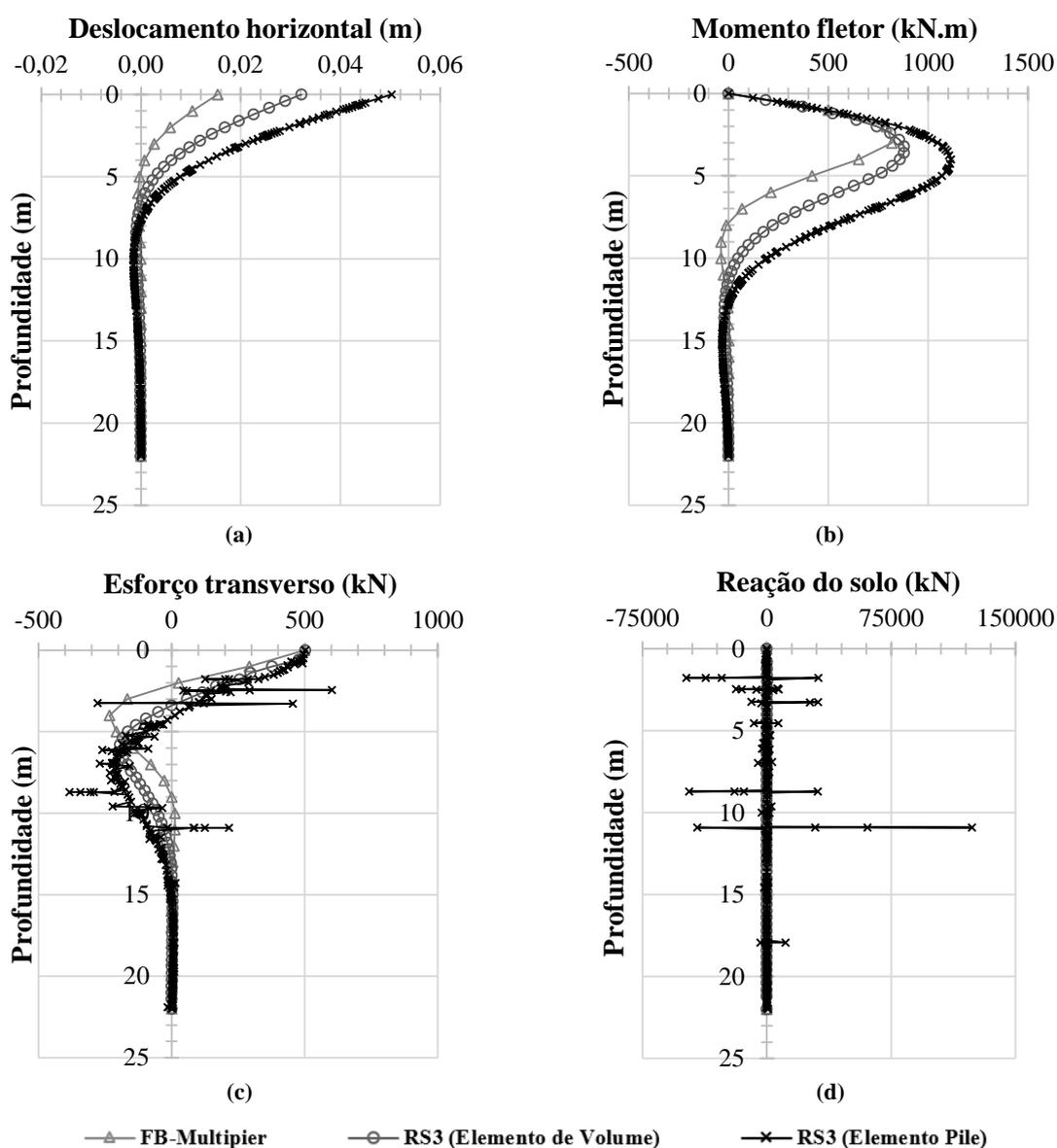


Figura 3.19 – Comparação entre diagramas de esforços para E1/E2.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 3.19c, é possível verificar que a modelação da estaca como um elemento *Pile* origina oscilações em alguns pontos no diagrama de esforço transversal, apesar destas oscilações variarem em torno de valores médios que definem um traçado aparentemente coerente. Para o caso particular da Figura 3.19d, que representa a evolução da reação do solo, novamente para a modelação do tipo *Pile*, resultam diagramas pouco realistas, apresentando picos de valores sem qualquer sentido lógico. O diagrama que apresenta a evolução da reação do solo em profundidade é obtido através da derivada do diagrama de esforço transversal, e como já foi anteriormente mencionado, este método introduz algum erro nos resultados obtidos, originando por vezes um traçado inconstante. Porém, apenas no caso da modelação da estaca como um elemento *Pile* tal é verificado, sendo o traçado exibido completamente distinto do que seria esperado. Na Figura 3.20 é exibida a comparação entre os diagramas de reação do solo decorrente do programa *FB-Multiplier* e a modelação da estaca como elemento de volume, sendo evidente a melhor aproximação entre estes dois tipos de modelação.

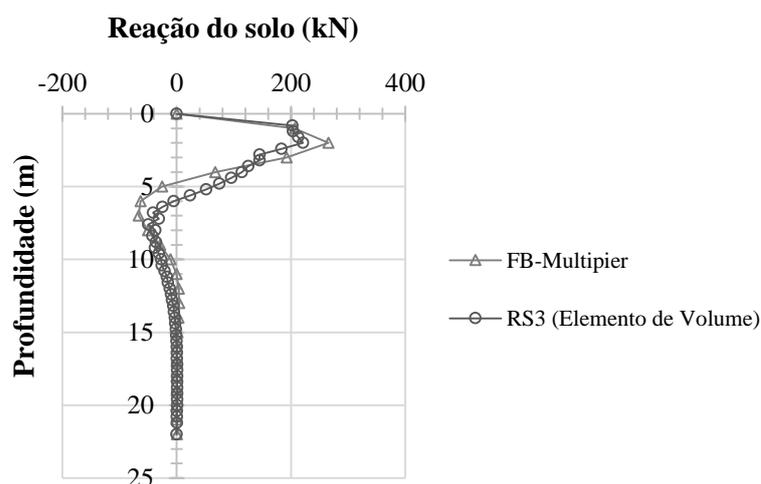


Figura 3.20 – Diagrama de reação do solo em profundidade para E1/E2.

Por conseguinte, a partir deste ponto, todas as análises irão ser baseadas na modelação da estaca como elemento de volume, visto esta apresentar resultados mais coerentes em detrimento à modelação como um elemento *Pile*.

3.4.3 Resultados para estaca isolada em terreno com superfície horizontal

De forma análoga ao que foi desenvolvido para os modelos na Subsecção 3.3.2, o estudo baseado na utilização do programa *RS3* irá seguir as mesmas linhas gerais apresentadas anteriormente. Assim sendo, para os modelos de estacas isoladas E1/E2 e E3 instaladas em terreno com superfície horizontal, foram aplicados os mesmos casos de carga dos modelos elaborados no *FB-Multiplier*, apresentados anteriormente no Quadro 3.2. Tais cargas foram impostas às estacas modeladas como elemento de volume, apresentando os resultados de acordo

com o Quadro 3.4, que definem as curvas carga vs deslocamento para os dois modelos elaborados, apresentadas na Figura 3.21.

Quadro 3.4 – Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas E1/E2 e E3 instaladas em terreno com superfície horizontal para cada caso de carga (RS3).

		Casos de carga									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Estaca	F_h (kN)	100	300	500	700	900	1100	1300	1350	1400	1425
E1/E2	y (mm)	3,1	14,9	32,2	54,3	80,8	111,2	145,6	155,0	164,5	169,4
Estaca	F_h (kN)	50	75	100	125	150	175	200	225	240	250
E3	y (mm)	15,5	24,8	35,2	46,5	58,8	72,0	86,1	101,0	110,2	116,5

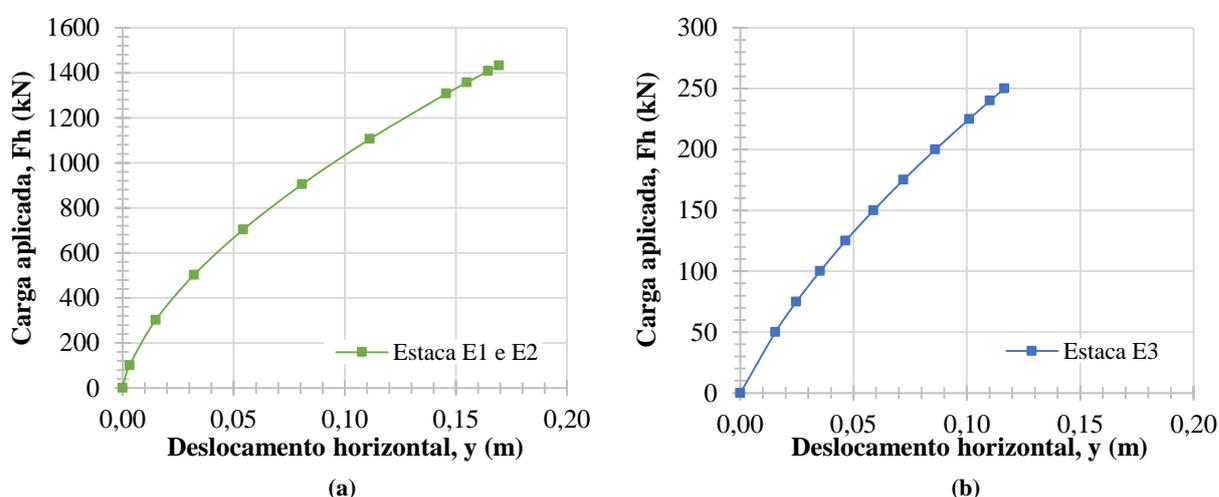


Figura 3.21 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal em terreno com superfície horizontal: (a) E1/E2 e (b) E3.

Os modelos desenvolvidos a partir do programa *RS3* apresentam maiores deslocamentos para os mesmos valores de carga horizontal, o que representa uma menor rigidez na modelação a partir deste programa em comparação ao *FB-Multiplier* (Figura 3.4). A diferença no comportamento verificado para as duas modelações estudadas pode ter como fundamento a distinta consideração da variação do módulo de deformabilidade do solo. No caso da modelação a partir do programa *FB-Multiplier*, o parâmetro E_s é considerado a variar em profundidade em função da constante de reação horizontal do solo, n_h , obtido através da expressão empírica (3.1). No programa *RS3*, E_s é considerado constante em toda a profundidade, tomando o valor médio resultante da variação linear definida pela expressão (3.4), 20 MPa. De forma mais precisa, o valor de E_s no programa *FB-Multiplier*, cresce 24,4 MN/m³ por metro de profundidade, para a faixa superficial do terreno (areia seca); para uma profundidade de 2 metros, E_s toma o valor de 48,8 MPa, cerca de 2,4 vezes superior ao valor utilizado na modelação com o *software RS3*. Para profundidades superiores é cada vez maior a discrepância entre o valor de E_s para ambas

modelações e, para uma profundidade de 10 metros, onde o solo já se encontra submerso, o módulo toma o valor de 195,4 MPa no *FB-Multiplier* ($[24,4 \times 4 \text{ m}]_{\text{areia seca}} + [16,3 \times 6 \text{ m}]_{\text{areia submersa}}$), aproximadamente 9,8 vezes superior ao valor médio de 20 MPa utilizado no *RS3*; esta comparação também demonstra que o parâmetro n_h aumenta rapidamente o valor de E_s em profundidade, revelando de uma forma mais concreta que a elevada rigidez apresentada nos modelos do *FB-Multiplier*, em relação aos resultados do *RS3*, fazem todo o sentido.

No Quadro 3.4, o deslocamento máximo admissível de 36,7 mm é ultrapassado, pelas mesmas razões fundamentadas em 3.3.2. Porém, as estacas exibem deslocamentos máximos aproximadamente 169 mm para E1/E2 e 117 mm para E3, que ultrapassam claramente os 100 mm que é o valor limite independentemente do valor de $h/300$. Para que os deslocamentos sejam inferiores a 100 mm e próximos à gama de valores obtidos em 3.3.2, foram impostos novos casos de carga, inferiores aos anteriores (Quadro 3.5), onde resultam novos valores de deslocamentos horizontais e curvas de carga vs deslocamento (Figura 3.22).

Quadro 3.5 – Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas E1/E2 e E3 instaladas em terreno com superfície horizontal para cada caso de carga (RS3).

		Casos de carga									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Estaca E1/E2	F_h (kN)	150	300	450	525	600	675	712,5	750	787,5	825
	y (mm)	5,5	14,9	27,4	34,8	42,8	51,5	56,1	60,9	65,8	70,8
Estaca E3	F_h (kN)	50	100	125	150	175	187,5	200	206,25	212,5	218,75
	y (mm)	15,5	35,2	46,5	58,8	72,0	79,0	86,2	89,8	93,5	97,3

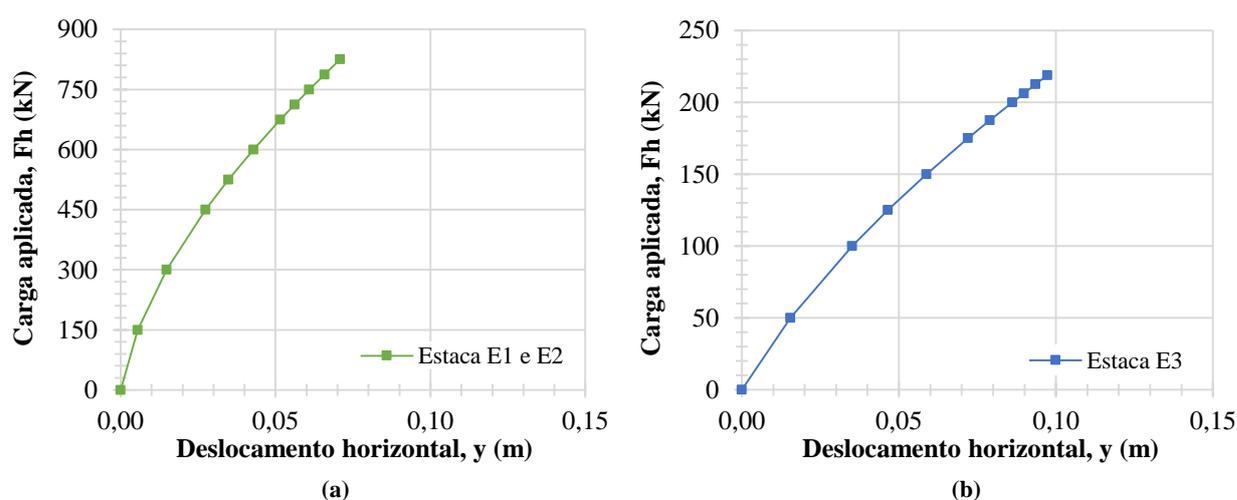


Figura 3.22 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal: Estaca E1/E2 (a) e Estaca E3 (b) instalada em terreno com superfície horizontal.

Na Figura 3.23, é apresentado para a estaca E1/E2, a evolução dos diagramas com o aumento da carga aplicada. À medida que a carga aumenta, os deslocamentos horizontais também aumentam e conseqüentemente os esforços, visto também aumentar a área de mobilização de resistência.

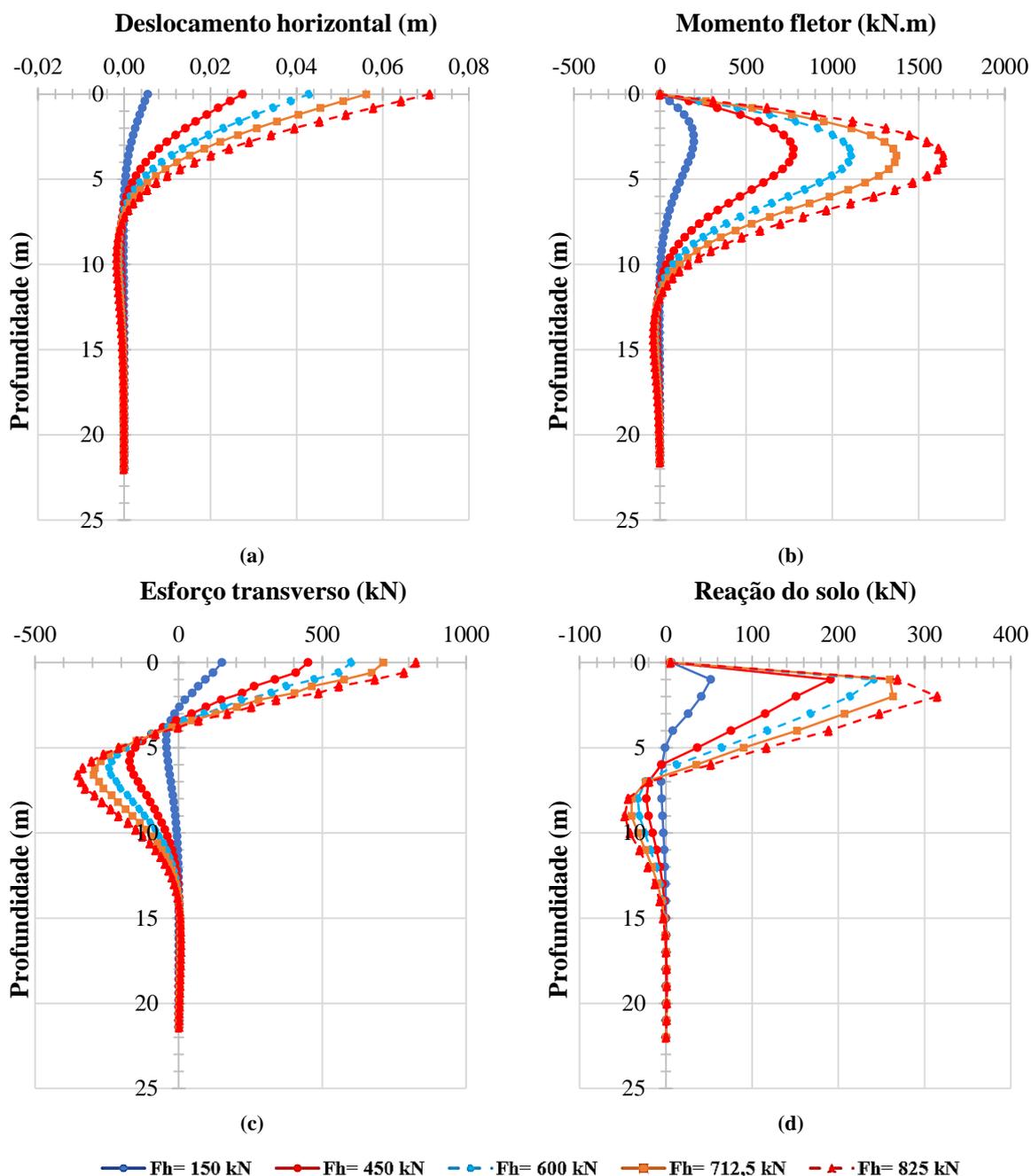


Figura 3.23 – Resultados obtidos a partir do RS3 para E1/E2 instalada em superfície horizontal.

Para um mesmo valor de carga aplicada ($F_h=150$ kN), são apresentados na Figura 3.24 os diagramas comparativos entre o comportamento para as estacas E1/E2 e E3.

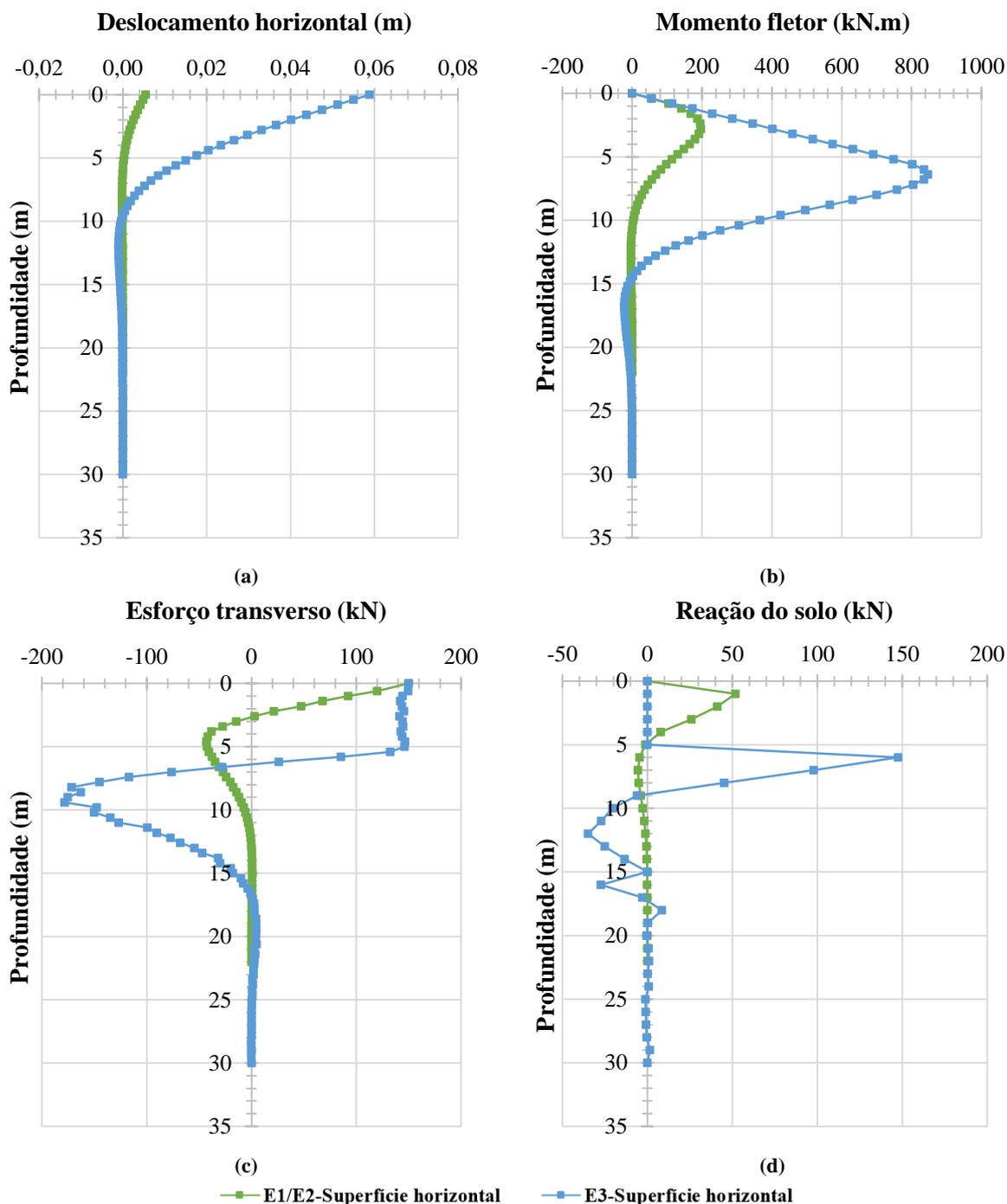


Figura 3.24 – Comparação entre diagramas referentes a E1/E2 e E3 para $F_h=150$ kN.

Para uma mesma força horizontal, depreende-se a partir da figura anterior, que mais uma vez a estaca E3 apresenta maiores deslocamentos horizontais, sendo o deslocamento máximo na cabeça mesma cerca de 10 vezes superior ao deslocamento verificado em E1/E2.

3.4.4 Resultados para estaca isolada em superfície inclinada

Nesta fase, apresenta-se a simulação de estacas isoladas instaladas em taludes, de modo a avaliar a influência deste tipo de superfícies no comportamento das estacas quando solicitadas lateralmente. O RS3 permite ao utilizador uma simulação mais avançada no que concerne à geometria da superfície envolvente (Figura 3.25); assim sendo, serão analisados os três casos de estacas isoladas apresentados anteriormente (E1, E2 e E3), agora instaladas num talude com inclinação 2,25:1 (H:V). Nesta fase, as estacas E1 e E2 irão ser analisadas separadamente, visto estarem instaladas em diferentes zonas do terreno. Os modelos foram também elaborados de acordo com a geometria da Figura 3.1, bem como todos os parâmetros associados ao solo circundante e ao material constituinte da estaca, descritos previamente.

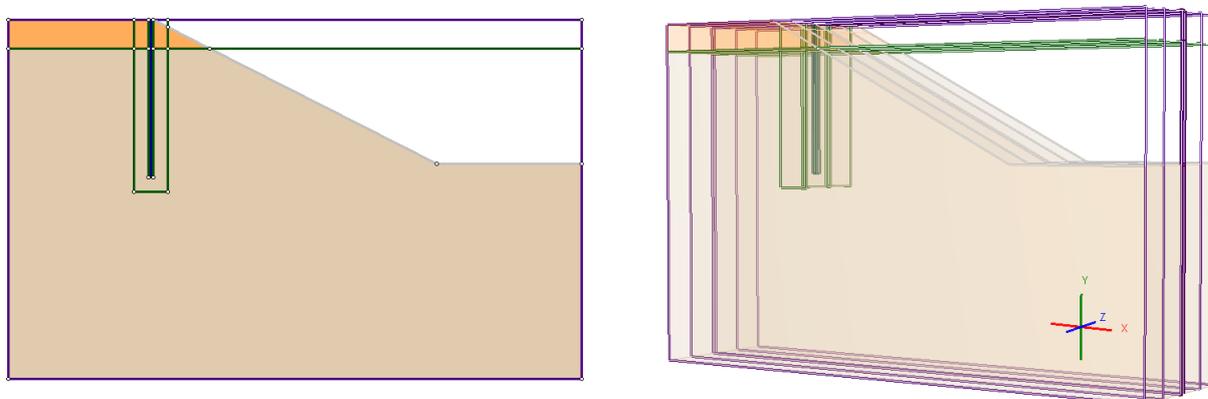


Figura 3.25 – Visualização 2D e 3D de E2 instalada em talude (RS3).

Subsequentemente, são impostos à cabeça das estacas os mesmos 10 casos de carga anteriormente aplicados aos modelos em terreno com superfície horizontal, apresentados no Quadro 3.5. As respetivas cargas são aplicadas no sentido do talude e posteriormente na secção 4.3, variar-se-á o sentido desta. Os deslocamentos associados à aplicação dos casos de carga supramencionados são apresentados no Quadro 3.6, bem como as curvas carga vs deslocamento horizontal para ambas modelações, expostas na Figura 3.26.

Quadro 3.6 – Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas E1, E2 e E3 instaladas em talude.

		Casos de carga									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Estaca	F_h (kN)	150	300	450	525	600	675	712,5	750	787,5	825
E1	y (mm)	4,1	11,1	21,9	28,4	35,5	43,2	47,4	51,6	56,1	60,7
Estaca	F_h (kN)	150	300	450	525	600	675	712,5	750	787,5	825
E2	y (mm)	5,4	17,3	36,8	49,3	63,5	79,5	88,1	97,1	106,6	116,5
Estaca	F_h (kN)	50	100	125	150	175	187,5	200	206,25	212,5	218,75
E3	y (mm)	15,0	35,3	47,9	62,3	78,3	86,9	95,9	100,5	105,2	109,9

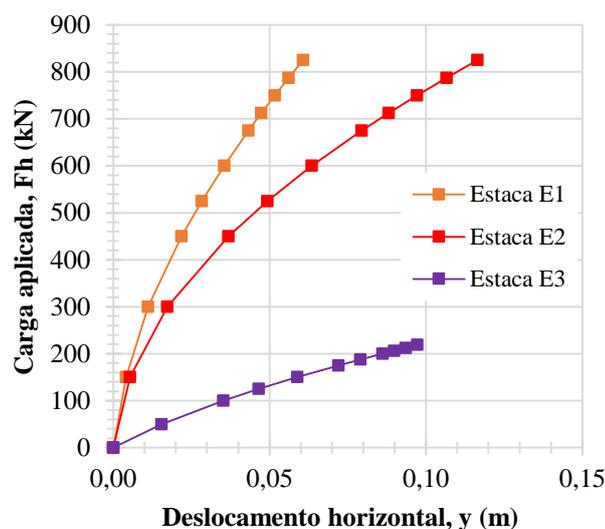


Figura 3.26 – Diagramas de carga vs deslocamento horizontal para Estacas E1, E2 e E3 instaladas em talude.

As curvas de carga vs deslocamento horizontal apresentam a mesma tendência relatada na Subsecção 3.3.2, onde existe um aumento do deslocamento horizontal à medida que a carga aplicada também aumenta, embora esse aumento seja maior na parte inicial da curva e posteriormente é notado uma atenuação do mesmo, devido à perda de rigidez do solo por plastificação deste. Ao analisar as forças correspondentes ao deslocamento admissível de aproximadamente 36,7 mm, para cada estaca, é evidente a diferença entre os resultados. Para E1, E2 e E3 a força necessária para que estas desloquem 36,7 mm ao nível da cabeça, será cerca de 610 kN, 450 kN e 100 kN, respetivamente; onde as rigidezes correspondentes a esse nível de deslocamento serão de 16,6 MN/m, 12,3 MN/m e 2,7 MN/m; apresentando E1 uma rigidez 34,9% superior a E2 e cerca de 500% (5 vezes) a rigidez de E3.

Na Figura 3.27, é mais uma vez apresentada a evolução dos diagramas em função do aumento da carga aplicada, desta vez apenas para a estaca E2. A resposta da estaca quando instalada em talude segue o mesmo princípio aquando da instalação desta em terreno com superfície horizontal, sendo evidente o aumento de deslocamentos horizontais e esforços à medida que a carga aplicada aumenta.

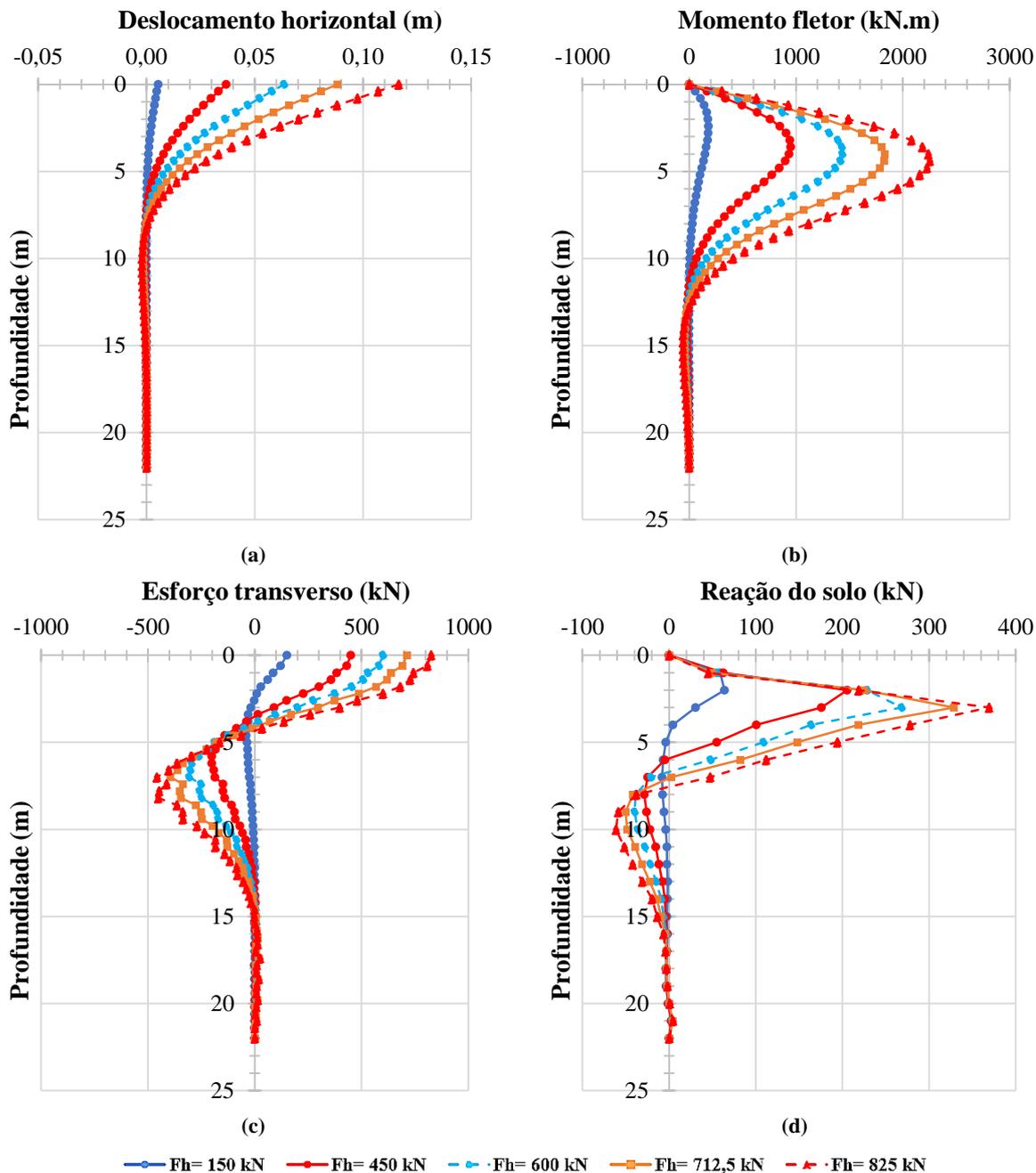


Figura 3.27 – Resultados obtidos a partir do RS3 para E2 instalada em talude.

Na Figura 3.28 será feita uma comparação entre os diagramas resultantes para as 3 estacas analisadas, solicitadas por uma força horizontal de 150 kN.

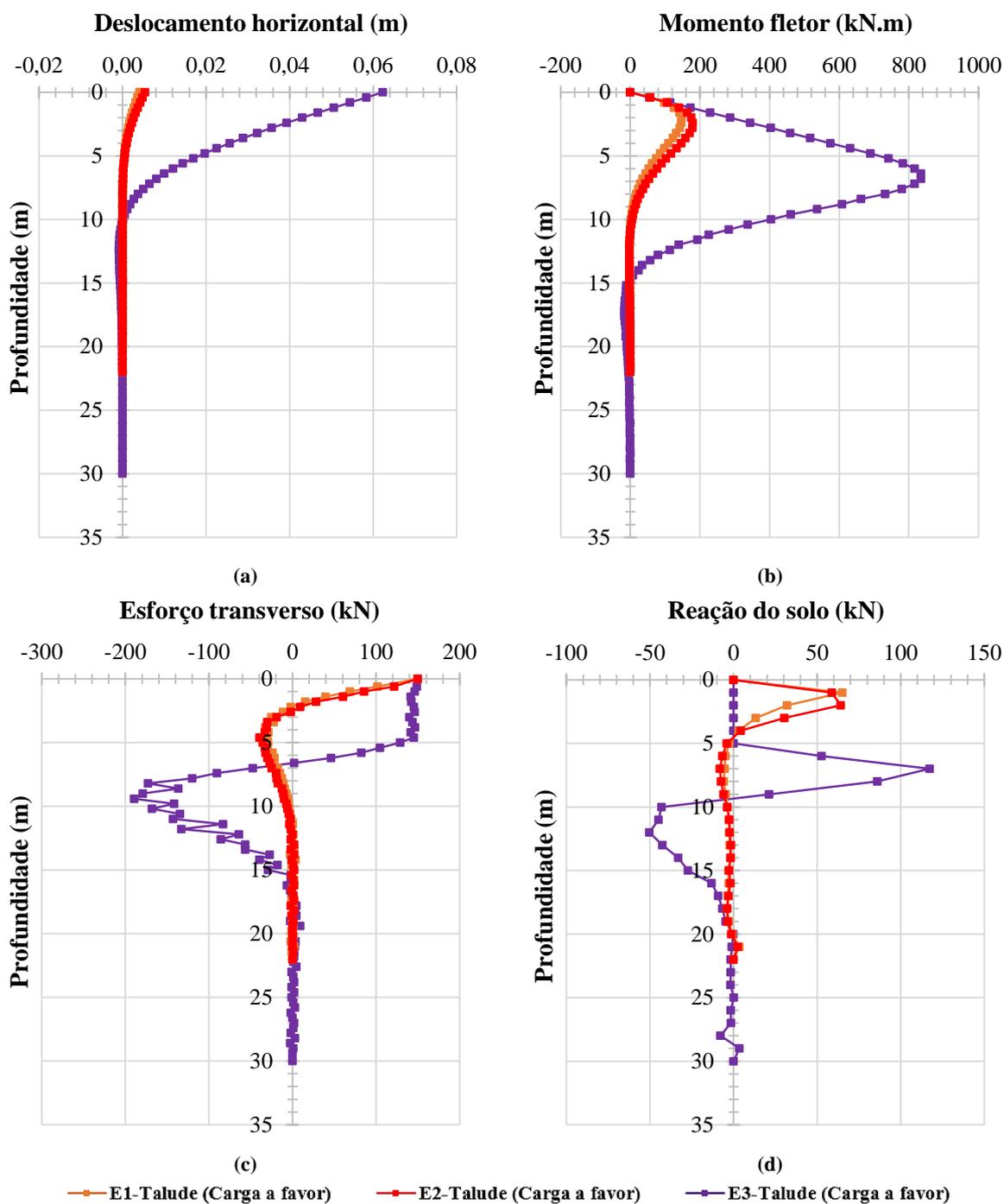


Figura 3.28 – Comparação entre diagramas referentes a E1, E2 e E3 para $F_h=150$ kN.

Apesar da difícil comparação entre os resultados provenientes da estaca E1 e E2, nos diagramas acima apresentados, pode-se concluir que devido à proximidade que E2 está da face do talude, esta apresentará conseqüentemente uma rigidez inferior à estaca E1, como foi comprovado na Figura 3.26. Os diagramas apresentados na Figura 3.28, servem para reforçar as conclusões anteriormente mencionadas e a grande dissimilaridade entre o comportamento de E3 face ao

comportamento das restantes estacas, estando esse comportamento afetado pela instalação de E3 no desenvolvimento do talude e pelo comprimento livre que apresenta.

3.4.5 Resultados para grupo de estacas em superfície inclinada

Nas subsecções anteriores foram analisados, separadamente, os comportamentos das estacas E1, E2 e E3, sujeitas a solicitações horizontais, onde o comportamento de cada uma não era influenciado pela presença das outras estacas instaladas nas imediações. Neste ponto, irá ser analisado o comportamento do grupo de estacas, em que todas passam a estar ligadas por uma grelha de vigas, apoiada nas mesmas, e que por sua vez suportam uma laje, impedindo a rotação livre ao nível das suas cabeças, e onde o comportamento de cada estaca não é indissociável dos comportamentos das restantes (Figura 3.29).

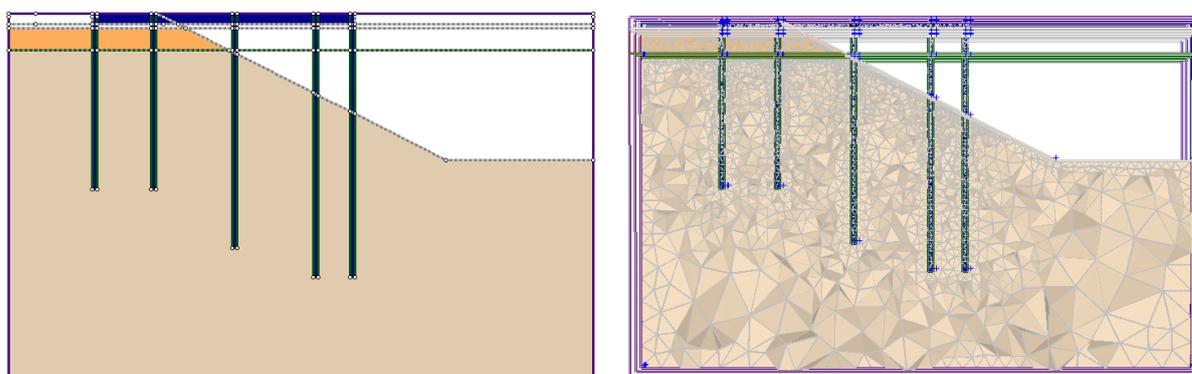


Figura 3.29 – Vista transversal do modelo de grupo de estacas e respetiva malha de elementos finitos, RS3.

O aumento da rigidez, por se tratar de um grupo de estacas, requer que os casos de carga sejam superiores aos apresentados nas análises de estacas isoladas; assim sendo, foram aplicados à laje os casos de carga apresentados no Quadro 3.7. Visto que as estacas que compõem o grupo não têm a mesma rigidez, a carga que irá ser aplicada à laje distribuir-se-á desigualmente pelas várias estacas; para tal, foi necessário avaliar o esforço transversal transmitido à cabeça de cada uma das estacas, para o caso de carga máxima, sendo assim possível determinar a percentagem de carga que cada uma suporta. A distribuição de forças é igualmente apresentada no Quadro 3.7, onde a distribuição das cargas para as várias estacas foi realizada considerando que estas percentagens se mantiveram constantes. Os valores abaixo apresentados são mais uma vez referentes a cargas aplicadas a favor da inclinação do talude.

Quadro 3.7 – Distribuição de carga pelas várias estacas integrantes do grupo.

Casos de carga – Fh (kN)										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Laje	660	1320	1650	1980	2310	2640	2970	3300	3465	3630
Distribuição de carga										
E1 (46,8%)	308,9	617,8	772,2	926,6	1081,1	1235,5	1390,0	1544,4	1621,6	1698,8
E2 (34,2%)	225,7	451,4	564,3	677,2	790,0	902,9	1015,7	1128,6	1185,0	1241,5
E3 (11,9%)	78,5	157,1	196,3	235,6	274,9	314,2	353,4	392,7	412,3	432,0
E4 (4,2%)	27,7	55,4	69,3	83,2	97,0	110,9	124,7	138,6	145,5	152,5
E5 (2,9%)	19,1	38,3	47,8	57,4	67,0	76,6	86,1	95,7	100,5	105,3

A distribuição de cargas acima apresentada e os deslocamentos horizontais associados, para as estacas E1, E2 e E3, dão origem às curvas carga vs deslocamento horizontal apresentadas na Figura 3.30.

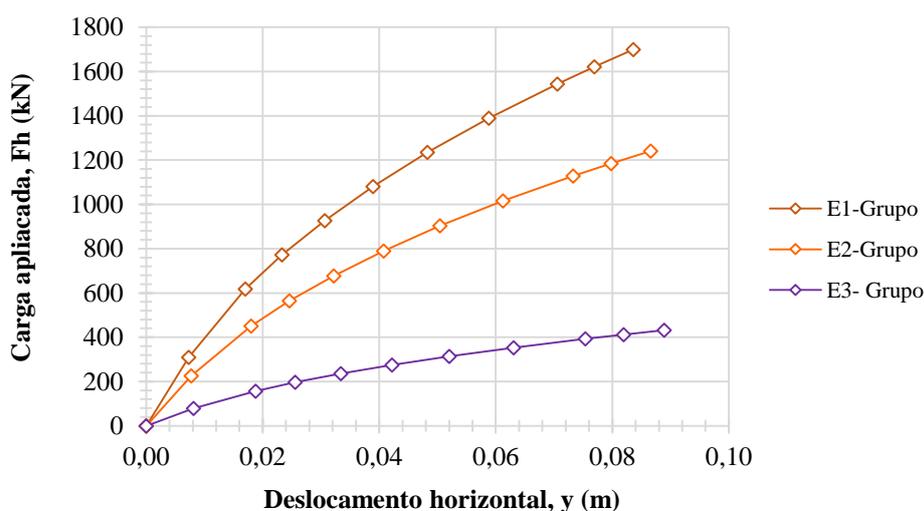


Figura 3.30 – Comparação entre diagramas de carga vs deslocamento horizontal para estacas em grupo.

Como seria expectável a resposta das estacas quando integradas num grupo está relacionada com a distribuição da carga aplicada para as várias estacas através da laje, que por sua vez está relacionada com a rigidez de cada uma destas; ou seja, a estaca E1 sendo a estaca com maior rigidez, devido à distância a que esta se encontra instalada da face do talude, será aquela que suporta maior percentagem de carga; contrariamente, a estaca E3 recebe uma carga muito inferior em relação às estacas E1 e E2, por a sua rigidez ser consideravelmente menor.

4 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

4.1 Introdução

Em seguimento aos resultados expostos no capítulo anterior, neste capítulo será feita a análise e comparação dos resultados obtidos. Inicialmente, comparar-se-ão os resultados obtidos através dos programas de cálculo automático *FB-Multipier* e *RS3*, de modo a ser possível perceber quais são as características e dissemelhanças em cada tipo de modelação do solo. Posteriormente, ir-se-ão explorar, em particular, os resultados provenientes das análises tridimensionais desenvolvidas apenas no *software RS3*, onde numa primeira abordagem foram impostas variações na inclinação da superfície do terreno, resultando em casos de estacas instaladas em terreno com superfície horizontal e em talude. Uma outra abordagem será focalizada na importância da variação do sentido da carga aplicada, ou seja, a diferença entre pressionar a estaca contra a inclinação do talude e a favor desta. Será também analisado o comportamento de um grupo de estacas, ligadas por um maciço de encabeçamento que induz um encastramento ao nível da cabeça das mesmas, sujeitas a solicitações horizontais. Por fim, será abordada, de forma resumida, a questão da consideração do módulo de deformabilidade do solo a variar em profundidade.

4.2 *FB-Multipier* vs *RS3*

Nesta secção ir-se-á finalmente proceder à comparação direta entre os resultados para as duas formas distintas de modelação do solo apresentadas no Capítulo 2. No que concerne à modelação do solo como meio discreto, irão ser analisados os resultados provenientes das duas hipóteses de formulação para a resistência lateral do solo, onde as curvas p - y são formuladas pelo método proposto por Reese et al. (1974) e Murchison e O'Neill (1984).

4.2.1 Curva carga vs deslocamento horizontal

Relativamente às curvas carga vs deslocamento horizontal, são apresentadas na Figura 4.1 as correspondentes curvas para as estacas E1/E2 e E3, instaladas em terreno com superfície horizontal. Como já foi mencionado anteriormente, para a análise de estacas em terreno com superfície horizontal, as estacas E1 e E2 têm o mesmo modelo representativo; e para o caso de estacas instaladas em taludes, o caso E1 não foi analisado a partir do programa *FB-Multipier*, não sendo então objeto de estudo.

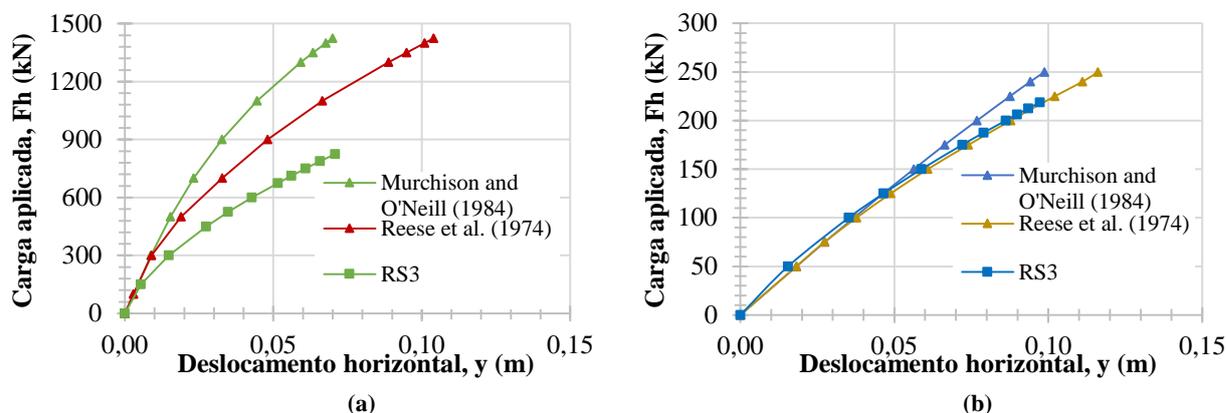


Figura 4.1 – Curvas carga vs deslocamento horizontal para terreno com superfície horizontal: (a) Estaca E1/E2 e (b) Estaca E3.

No caso da estaca E1/E2 e para o limite de deslocamento máximo de 36,7 mm, o modelo segundo Murchison e O’Neill (1984), requer a aplicação de uma força de 970 kN que representa uma rigidez do solo de 26,4 MN/m; para o caso do modelo segundo Reese et al. (1974), a força horizontal requerida será de 750 kN, representando assim uma rigidez de 20,4 MN/m; por fim o modelo desenvolvido no RS3 a força horizontal toma o valor de 540 kN e respectiva rigidez de 14,7 MN/m. Deste modo, a estaca E1/E2 com modelação segundo Murchison e O’Neill (1984), apresenta uma rigidez 29,4% superior relativamente à modelação segundo Reese et al. (1974); e por sua vez, será 79,6% maior que a rigidez resultante da modelação a partir do RS3. No caso de E3, não existe uma discrepância evidente no comportamento dos vários tipos de modelação para o deslocamento admissível, sendo o valor da rigidez aproximadamente 2,7 MN/m, valor esse consideravelmente inferior aos obtidos para a estaca E1/E2.

Quanto à simulação de superfícies inclinadas, são apresentadas na Figura 4.2 as curvas carga vs deslocamento horizontal para as estacas E2 e E3 segundo as 3 modelações mencionadas anteriormente.

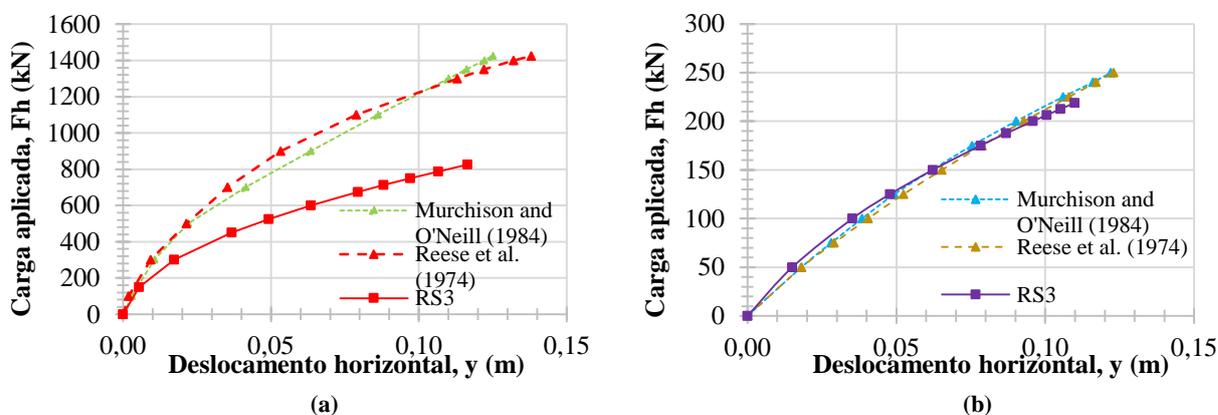


Figura 4.2 – Curvas carga vs deslocamento horizontal para talude: (a) Estaca E2 e (b) Estaca E3.

Relativamente à estaca E2 (Figura 4.2a), numa fase inicial, o modelo de Reese et al. (1974) apresenta maior rigidez em detrimento ao modelo de Murchison e O'Neill (1984), e para os casos de carga finais é apresentado um comportamento contrário, devendo-se ao facto de ambas curvas serem sujeitas a modificações distintas para ter em conta a presença de um talude nas imediações da estaca. No entanto, os resultados que provêm do programa *RS3* apresentam uma menor mobilização de resistência lateral comparativamente aos resultados decorrentes do programa *FB-Multiplier*. Mais uma vez tendo como ponto de partida o deslocamento máximo limite de 36,7 mm, para a modelação do solo segundo Reese et al. (1974), a força requerida para que se alcance o referente deslocamento é de aproximadamente 715 kN, apresentando uma rigidez de 19,5 MN/m; no caso da modelação de Murchison e O'Neill (1984) a força toma o valor de 650 kN, sendo a sua rigidez 17,7 MN/m; finalmente para a modelação no *RS3*, a força reduz para 450 kN e exibe uma rigidez de 12,3 MN/m. No caso da estaca E3 (Figura 4.2b), os resultados obtidos são pouco conclusivos, visto que o comportamento de todos os modelos para os casos de carga iniciais são semelhantes, daí a proximidade das curvas. Para o deslocamento máximo limite a rigidez apresentada por ambas modelações ronda o valor de 2,7 MN/m, visto a força aplicada ser de aproximadamente 100 kN. Para um deslocamento de 100 mm, é possível ainda denotar uma maior rigidez para os modelos desenvolvidos no *FB-Multiplier* em relação ao modelo oriundo do *RS3*, sendo essa diferença muito pequena.

Em suma, os modelos onde o solo é simulado como um meio discreto apresentam uma resposta mais rígida em relação aos resultados alcançados pelo modelo onde o solo é simulado como meio contínuo; mais uma vez, esta resposta estará diretamente relacionada com o rápido crescimento de *Es* em profundidade para o meio discreto, que se opõem à consideração do mesmo parâmetro constante em profundidade no meio contínuo.

4.2.2 Curvas *p-y*

As curvas *p-y* representam a relação entre um determinado deslocamento horizontal e a reação do solo em função deste; sendo possível representar o comportamento do solo perante solicitações horizontais. A faixa superficial de solo apresenta-se como a porção mais importante no comportamento deste, apresentando maiores deslocamentos devido à sua menor resistência. As curvas *p-y* referentes a tais camadas irão ser aquelas que representarão de melhor forma o comportamento do solo, e à medida que a profundidade aumenta, com a diminuição dos deslocamentos e conseqüentemente da reação do solo, os valores passam a não caracterizar corretamente as curvas *p-y*, visto que as variáveis (*p* e *y*) têm tendência a anular-se.

É importante referir que relativamente ao *software FB-Multiplier*, as curvas *p-y* são geradas automaticamente, ao passo que para o *software RS3*, é necessário determinar tais curvas a partir dos deslocamentos horizontais e da subtração das tensões normais na parte frontal e posterior

da estaca. Como os modelos estudados consideram estacas de secção transversal quadrada, as tensões de corte nas faces laterais poderão contribuir para a resistência do solo, p ; contudo esta contribuição não foi considerada nas curvas p - y por se considerar que esta será pequena face à contribuição das tensões normais. Posto isto, de seguida são apresentadas, na Figura 4.3, as curvas p - y referentes às estacas E1/E2 e E3 instaladas em terreno com superfície horizontal, para os dois primeiros metros de profundidade, sendo os melhores valores representativos para curvas p - y .

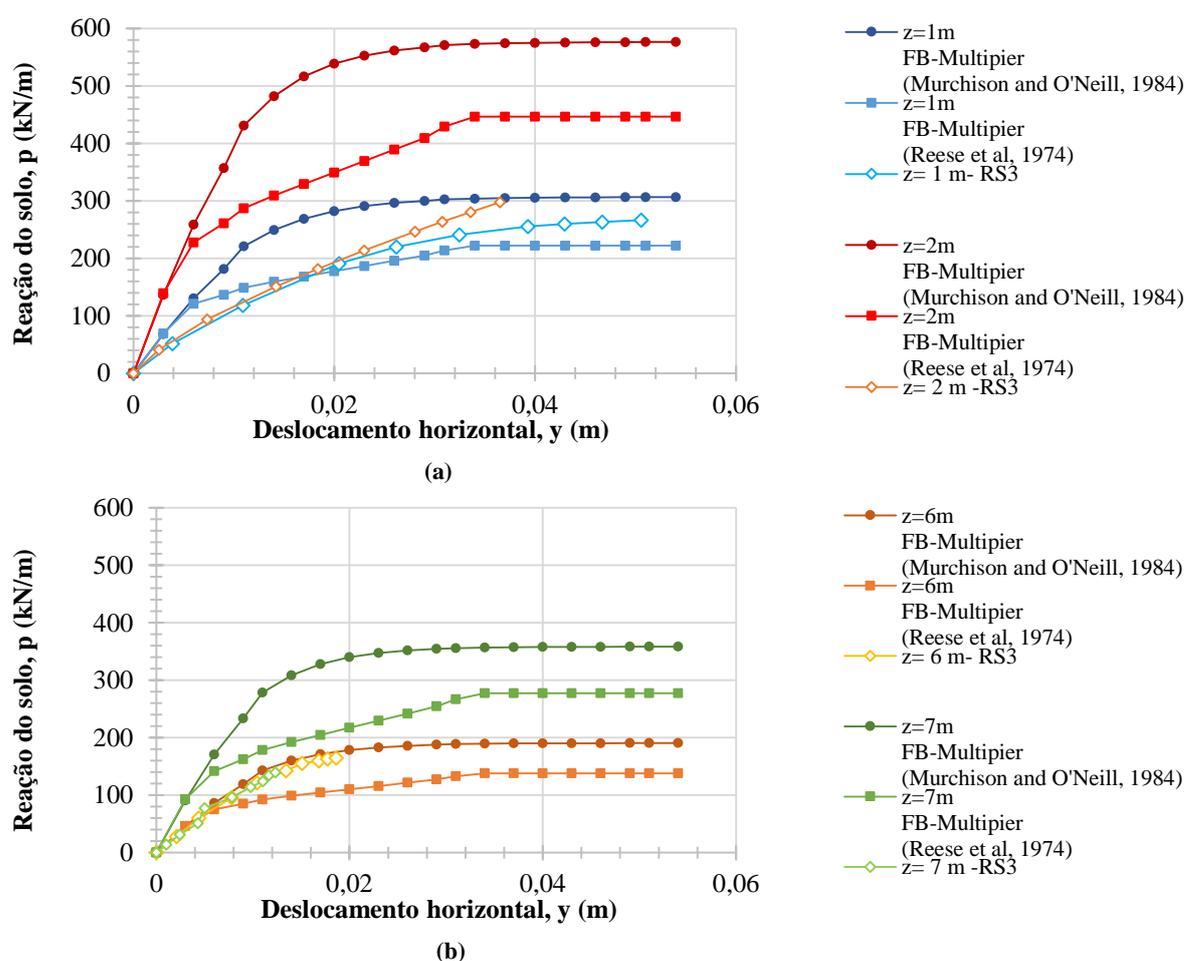


Figura 4.3 – Comparação entre curvas p - y referentes aos programas *FB-Multiplier* e *RS3* para terreno com superfície horizontal: (a) E1/E2 e (b) E3.

É evidente em ambas imagens que com o aumento da profundidade se verifica um aumento da resistência lateral do solo, sendo essa tendência prolongada às restantes profundidades. Um aspeto importante das curvas anteriores é a diferença evidente entre a rigidez inicial para as curvas p - y resultantes do *FB-Multiplier* e do *RS3*, apresentando as primeiras um declive maior e que aumenta com a profundidade.

De forma análoga ao que foi exposto na figura anterior, na Figura 4.4, são feitas comparações entre curvas p - y referentes às estacas E2 e E3 instaladas em talude para o primeiro metro de profundidade.

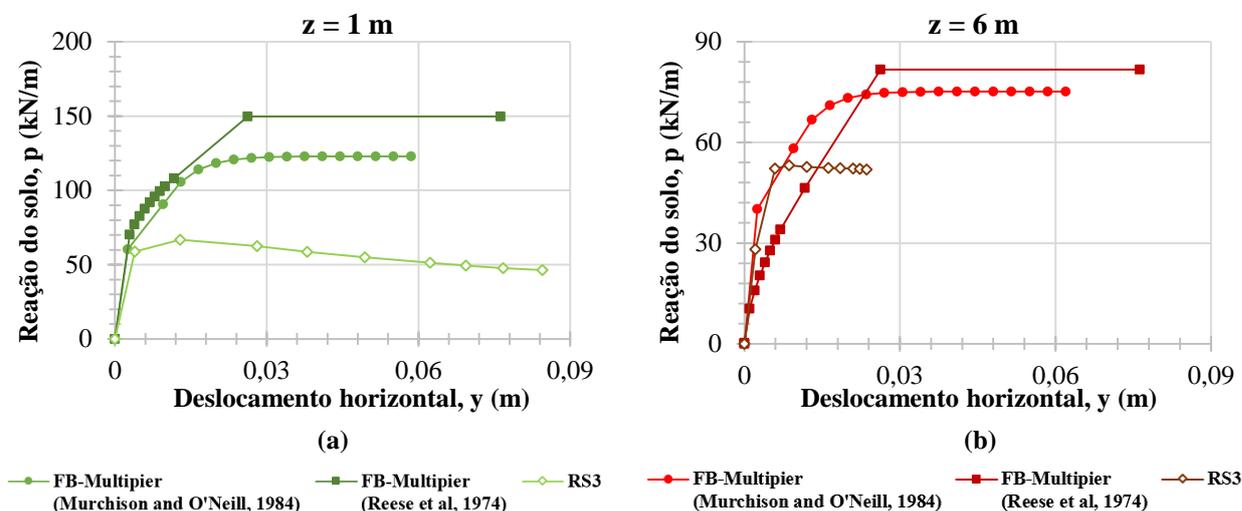


Figura 4.4 – Comparação entre curvas p - y referentes aos programas *FB-Multiplier* e *RS3* para talude: (a) Estaca E2 e (b) Estaca E3.

As curvas apresentadas na figura anterior demonstram claramente que a modificação segundo NF P94-262 (2012), aplicada às curvas de Murchison e O’Neill (1984), comparativamente à modificação proposta por Reese et al (1974) aplicada às curvas do mesmo autor, apresentam uma menor redução de rigidez e da capacidade lateral na consideração de superfícies inclinadas, facto analisado anteriormente. No caso da estaca E2, a capacidade máxima lateral do solo, é bastante superior nas modelações provenientes do *FB-Multiplier*, tomando o valor de 149,7 kN/m para o caso de Reese et al (1974); 122,9 kN/m para Murchison e O’Neill (1984) e 66,9 kN/m para a modelação a partir do *RS3*. A mesma tendência é verificada para os modelos da estaca E3, embora com valores substancialmente inferiores de capacidade lateral máxima; onde para Reese et al (1974) o valor será de aproximadamente 81,7 kN/m, segundo Murchison e O’Neill (1984) 75,1 kN/m e para a modelação no *RS3* cerca de 53,0 kN/m. Uma particularidade encontrada nas curvas anteriores será um pequeno decréscimo de resistência verificado para as modelações provindas do *software RS3*, estando esta redução relacionada com a deformação própria do talude; apesar de em menor escala e pouco perceptível, essa mesma tendência é encontrada também na Figura 4.4b.

4.3 Influência de superfícies inclinadas no comportamento das estacas

Grande parte dos estudos desenvolvidos ao longo dos anos recaíram sobre a análise do comportamento de estacas sujeitas a solicitações horizontais instaladas em terreno com superfície horizontal. No que concerne à investigação baseada no comportamento de estacas

instaladas em superfícies inclinadas, existe um número limitado de estudos desenvolvidos, sendo ainda um assunto abordado por poucos investigadores (Muthukkumaran, 2014). Alguns estudos realizados neste âmbito foram desenvolvidos pelos seguintes autores: Mezazigh and Levacher (1998), Ng and Zhang (2001), Zhang et al. (2004), Muthukkumaran et al. (2008), Begum et al. (2008) e Begum and Muthukkumaran (2009); onde é possível compreender as diferenças inerentes ao comportamento de estacas instaladas em terreno com superfície horizontal e inclinada, destacando a diferente proporção de volume das cunhas ativas e passivas entre ambos os casos. Para o caso de uma estaca instalada em talude, solicitada no sentido do mesmo, o volume da cunha passiva irá ser menor em comparação ao caso da mesma estaca estar instalada em terreno com superfície horizontal, estando tal medida dependente da inclinação própria do talude. (Figura 4.5).

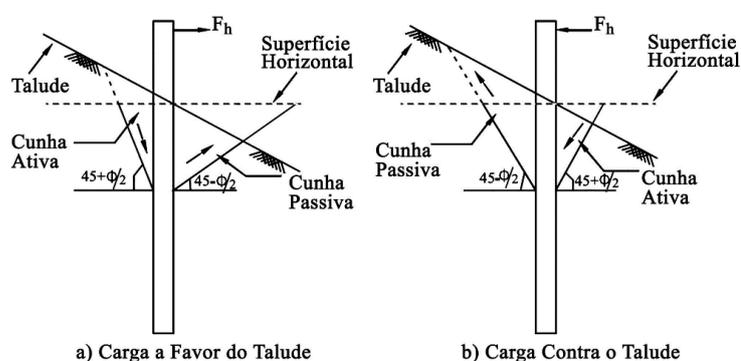


Figura 4.5 – Cunhas ativas e passivas para estacas instaladas em terreno com superfície horizontal e em talude.

De acordo com o que foi mencionado anteriormente, e tendo por base a Figura 4.5, é evidente que para o caso de uma estaca instalada em terreno com superfície horizontal, a cunha passiva irá apresentar maior volume e a cunha ativa menor volume em comparação ao caso da mesma estaca encontrar-se instalada em talude (Carga a favor). O volume de cunha passiva representa a porção de solo que sofre compressão devido à deformação da estrutura, sendo responsável pela estabilidade da estrutura e ajudando a restringir os deslocamentos desta; por outro lado, o volume de cunha ativa reproduz a porção de solo que tende a “empurrar” a estrutura, ou seja, quando uma estaca sofre deslocamentos horizontais, existe do lado da cunha ativa uma tendência de expansão do solo, em que este acrescenta, conseqüentemente, deslocamentos horizontais à estrutura devido à pressão que exerce no sentido do deslocamento. Posto isto, seria expectável que para o caso de estacas instaladas em taludes, estas apresentassem maiores deslocamentos, para uma mesma carga, comparativamente aos casos de superfície horizontal.

Nesta secção, é também estudada a influência da variação do sentido das forças horizontais aplicadas; tornando-se fundamental este estudo no contexto de estruturas portuárias, visto que as estacas que suportam o cais são solicitadas principalmente em dois sentidos horizontais

opostos. Deste modo, para o caso de uma estaca instalada em talude, sujeita a uma solicitação com sentido a favor da inclinação do mesmo (Figura 4.5a), formar-se-á uma cunha passiva de menor volume comparativamente ao caso da solicitação ser aplicada contra a inclinação do talude. Contrariamente, no caso da cunha ativa, esta apresenta menor volume para o caso da solicitação ser aplicada contra a inclinação do talude (Figura 4.5b). Resumidamente, uma estaca solicitada no sentido da inclinação do talude apresenta um menor volume de cunha passiva e um maior volume de cunha ativa; por conseguinte, a mesma estaca quando solicitada contra o sentido da inclinação do talude, irá apresentar um maior volume de cunha passiva e menor de cunha ativa, particularidades que irão afetar significativamente o comportamento das estacas.

Neste contexto, torna-se imprescindível proceder à comparação entre os resultados obtidos anteriormente, para o caso onde as estacas E1, E2 e E3 estão fundadas em terreno com superfície horizontal e em talude, e para o último caso fazendo variar o sentido da força aplicada. Os resultados analisados serão provenientes da análise tridimensional de elementos finitos. A primeira análise comparativa foca-se nos resultados obtidos para a estaca E1, onde a respetiva curva de carga vs deslocamento é apresentada de seguida na Figura 4.6.

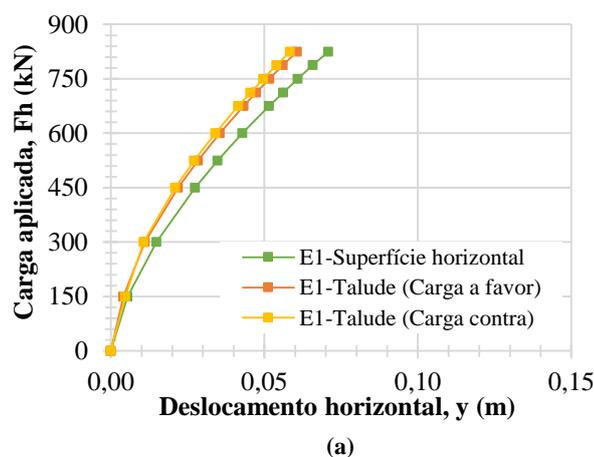


Figura 4.6 – Curva carga vs deslocamento horizontal para Estaca E1.

Para o caso particular da estaca E1, é verificado um comportamento contrário ao descrito anteriormente, verificando-se uma maior mobilização de resistência lateral para o caso onde E1 se encontra instalada a 8 metros da face do talude, apresentando conseqüentemente menores deslocamentos laterais. Encontrando-se a estaca E1 instalada a uma distância considerável da face do talude, este possivelmente não irá influenciar de forma relevante o seu comportamento, e sendo a diferença entre os deslocamentos horizontais máximos cerca de 1 cm, pode-se concluir que apresentam um comportamento semelhante, estando possivelmente tal incongruência associada a erros numéricos provenientes da malha de elementos finitos. No que concerne à aplicação da carga no sentido contra a inclinação do talude, é visível uma grande conformidade entre os comportamentos que resultam da aplicação da solicitação a favor e

contra a inclinação do talude; essa resposta era expectável, mais uma vez devido à irrelevante influência da superfície inclinada no seu comportamento. Essa teoria pode ser sustentada com os resultados apresentados na Figura 4.7, onde os diagramas apresentam resultados praticamente simétricos para ambos os sentidos de aplicação da força.

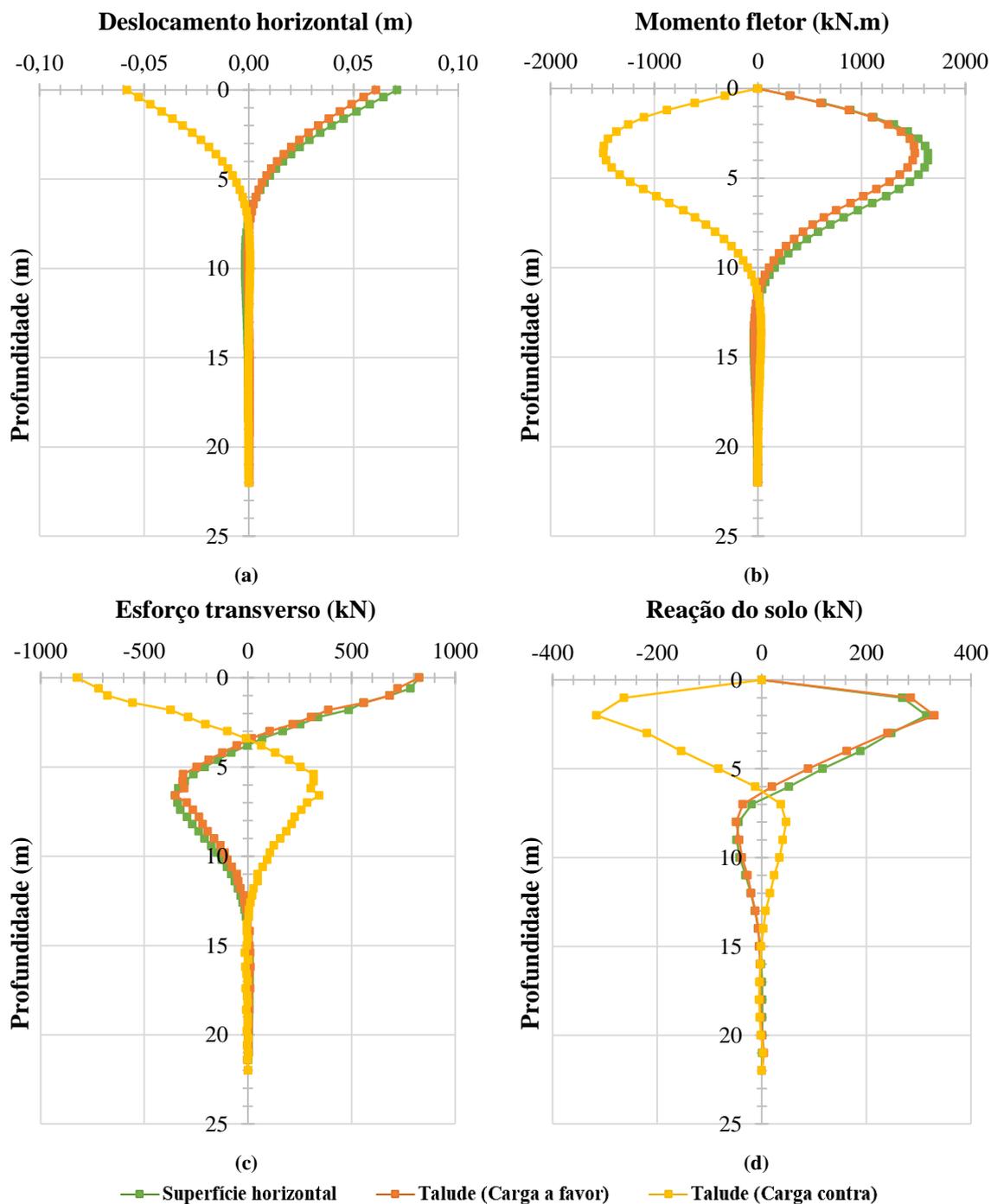


Figura 4.7 – Comparação entre diagramas para estaca E1.

De seguida são apresentados as curvas de carga vs deslocamento horizontal referentes às estacas E2 e E3 (Figura 4.8).

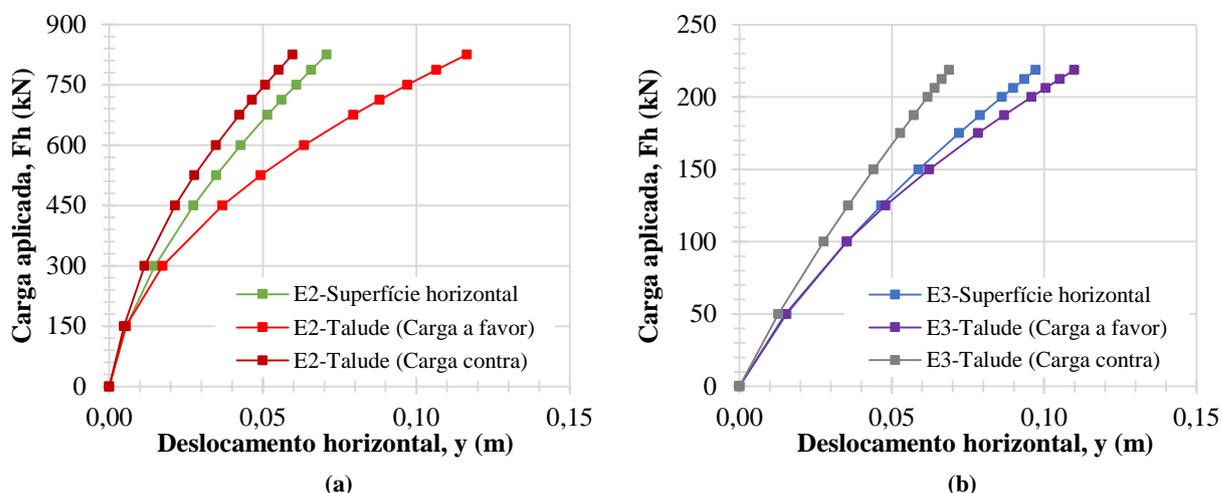


Figura 4.8 – Curvas carga vs deslocamento horizontal referente a: (a) Estaca E2 e (b) Estaca E3.

Para os casos E2 e E3, estas exibem uma tendência de comportamento expectável, onde os modelos de estacas instaladas em taludes com carga aplicada a favor da inclinação do mesmo apresentam maiores deslocamentos em relação às estacas instaladas em terreno com superfície horizontal; e por conseguinte os deslocamentos para cargas aplicadas no sentido contra a inclinação do talude são os que apresentam os menores valores. No caso particular da estaca E2, e para o deslocamento admissível de 36,7 mm, a força aplicada ao nível da cabeça da estaca instalada em talude com carga a favor será de 400 kN, que é aproximadamente 25,9% inferior à força referente à estaca instalada em terreno com superfície horizontal (540 kN), sendo ambas cargas inferiores à carga concernente ao sentido contra a inclinação do talude, que será de 620 kN. Tal facto deve-se a uma menor tensão de confinamento e por conseguinte uma menor resistência do terreno à solicitação imposta, visto o volume da cunha passiva para o caso em talude ser muito menor. Relativamente aos modelos para a estaca E3, e para o mesmo valor admissível, a força necessária associada ao modelo de estaca em talude com carga no sentido da inclinação e em terreno com superfície horizontal é praticamente a mesma, tomando o valor de 100 kN, que representa um valor bastante inferior aos apresentados para E2. Já para E3 instalada em talude com carga contra o sentido do mesmo a força será de 130 kN.

Quanto aos diagramas de deslocamento horizontal e esforços, serão analisados para as estacas E2 e E3 o caso de carga 10, que representa a carga máxima horizontal aplicada. Para a estaca E2 o escalão de carga 10 representa uma força horizontal aplicada de 825 kN, e no caso da estaca E3 de 218,75 kN (Figura 4.9 e Figura 4.10).

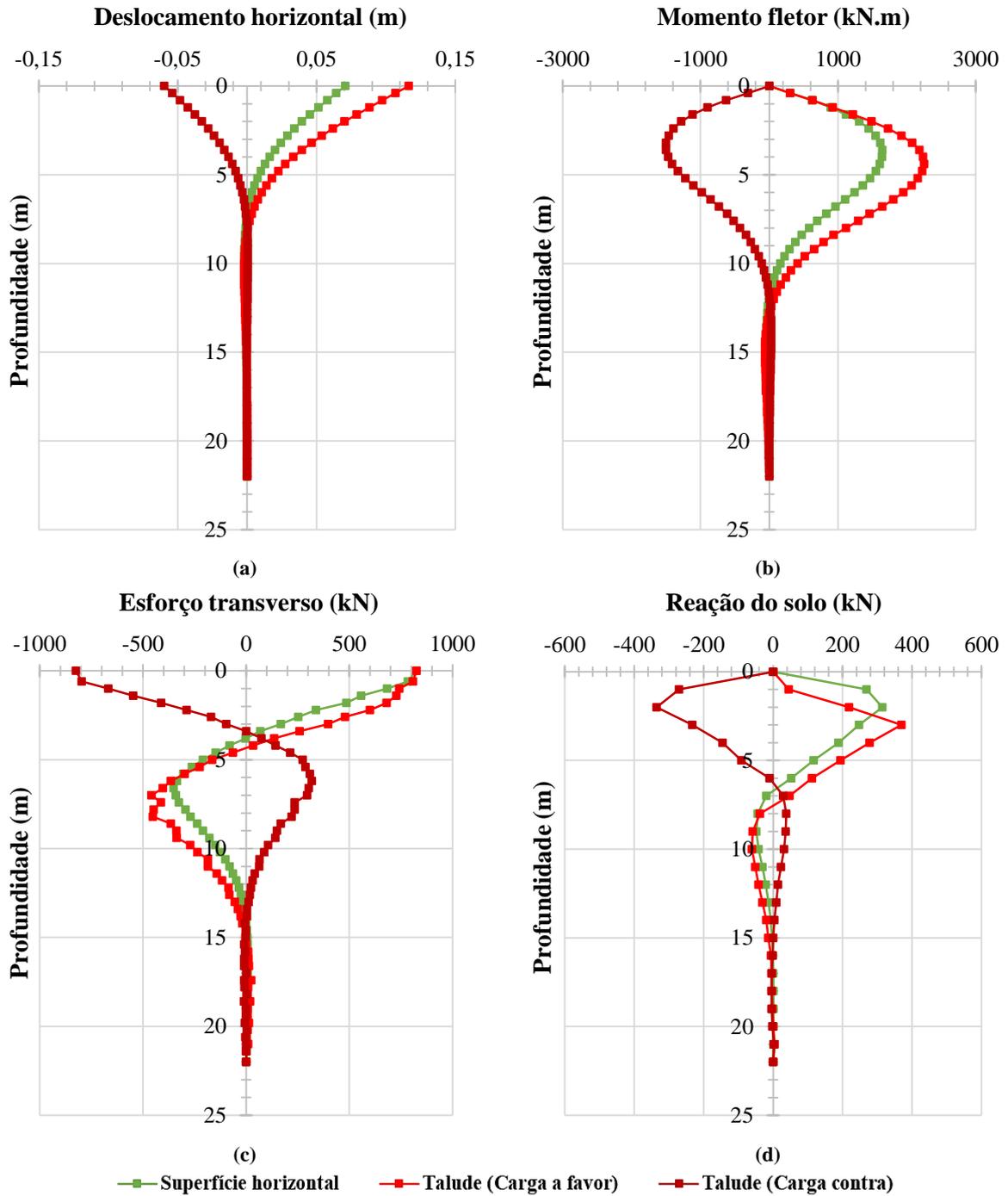


Figura 4.9 – Comparação entre diagramas para estaca E2.

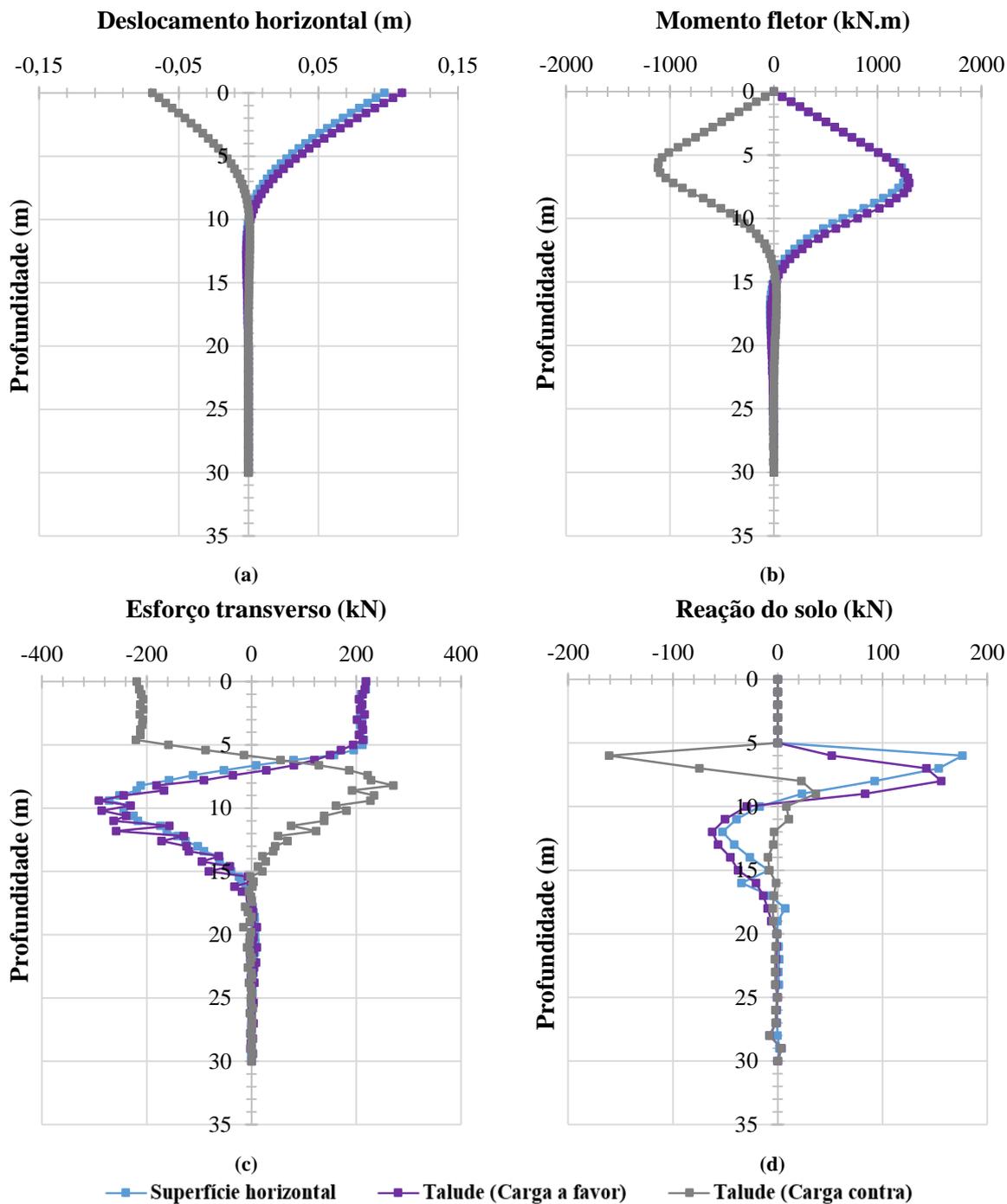


Figura 4.10 – Comparação entre diagramas para estaca E3.

É evidente, a partir da análise dos diagramas anteriormente expostos, que uma estaca instalada em talude com força aplicada no sentido da inclinação do mesmo irá apresentar maiores deslocamentos e conseqüentemente maiores esforços. A redução do volume de terreno na parte

frontal da estaca originará uma perda de resistência e conseqüentemente um comportamento menos rígido.

De acordo com o caso apresentado para E2, o deslocamento máximo ao nível da cabeça da estaca instalada em talude com carga a favor é aproximadamente 64,5% superior ao deslocamento verificado para a mesma estaca instalada em terreno com superfície horizontal e por sua vez 95,1% superior ao valor absoluto do deslocamento verificado quando esta se encontra instalada em talude e solicitada contra este. Já no que concerne ao momento fletor máximo, quando E2 se encontra instalada em talude com carga a favor deste, existe um aumento de 37,1% do momento fletor máximo em relação à mesma estaca instalada em terreno com superfície horizontal, e é por conseguinte 50% superior ao valor absoluto de E2 instalada em talude e com aplicação de carga contra a inclinação deste. É ainda importante referir, que no diagrama de momento fletor para E2 instalada em talude com carga a favor, o seu ponto máximo ocorre para uma maior profundidade em relação aos outros modelos; ou seja, a profundidade correspondente ao ponto de momento fletor máximo será tanto maior quanto maior for a inclinação do talude. Esse aumento de profundidade está diretamente relacionado com a redução da massa passiva de solo à frente da estaca, e assim sendo a carga lateral aplicada à estaca é transferida para pontos mais profundos.

Relativamente aos resultados apresentados para E3, apesar de não ser tão evidente alguns dos aspetos descritos anteriormente, é verificada a mesma tendência de resultados, embora em menor escala. No entanto, o deslocamento ao nível da cabeça de E3 instalada em talude com carga aplicada a favor do mesmo é 12,9% superior ao deslocamento referente a E3 instalada em terreno com superfície horizontal e 59,7% superior ao valor absoluto do deslocamento para o caso de estar E3 instalada em talude e solicitada contra o mesmo. Por conseguinte, o valor do momento fletor máximo para E3 instalada em talude com carga a favor é 3% superior ao modelo de superfície horizontal e 16% superior ao valor absoluto do momento fletor verificado para E3 instalada em talude e com carga aplicada contra o sentido deste

De seguida são apresentadas comparações entre curvas p - y para os casos E1, E2 e E3, relativos ao primeiro metro de profundidade de estaca enterrada, de forma a verificar que influência terá a superfície inclinada neste tipo de curvas e a variação do sentido da força (Figura 4.11).

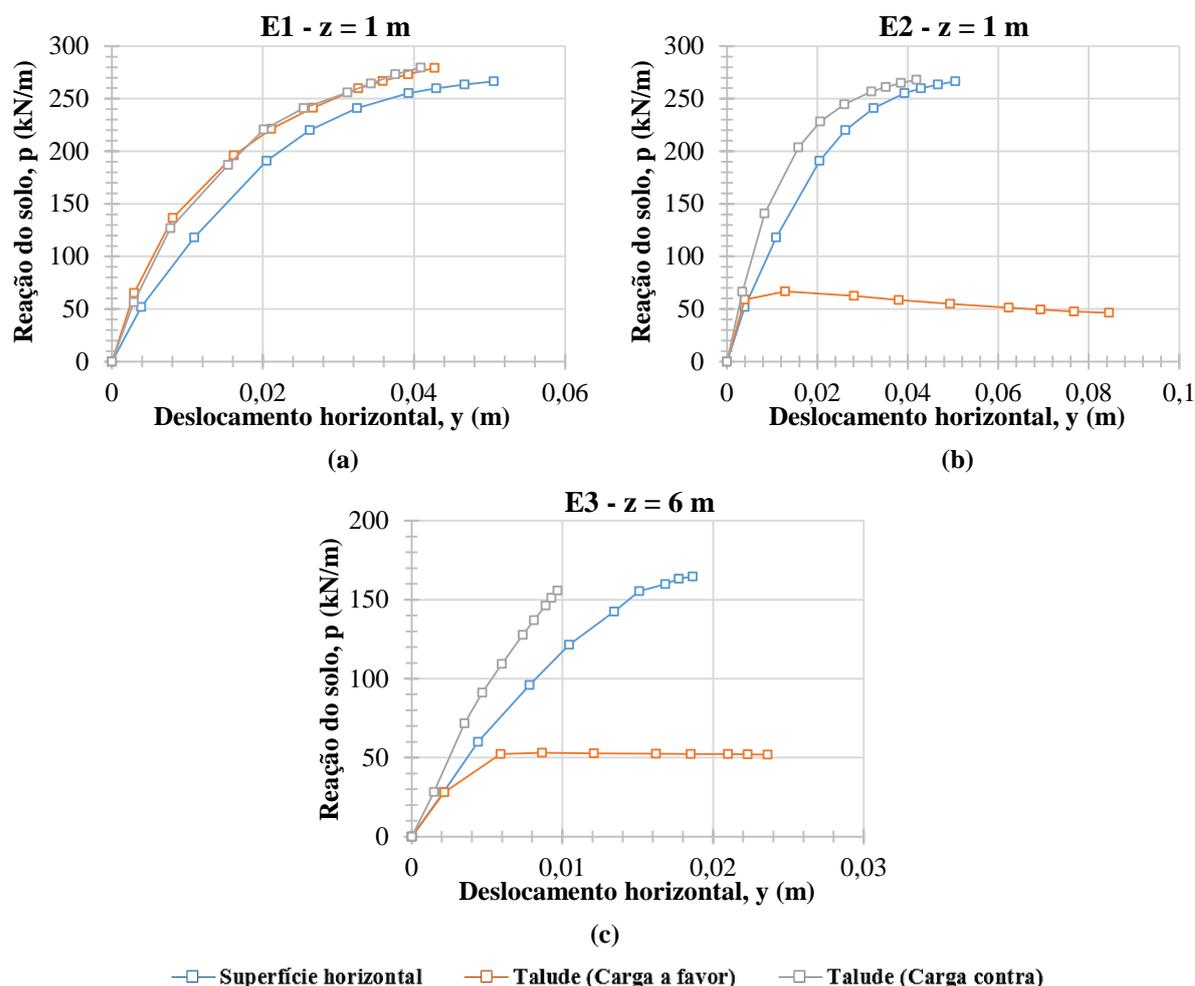


Figura 4.11 – Comparação entre curvas p - y para estaca instalada em terreno com superfície horizontal e talude (Carga a favor e contra): (a) Estaca E1, (b) Estaca E2 e (c) Estaca E3.

Quando a estaca se encontra instalada em talude e com carga aplicada a favor do sentido deste, é evidente uma redução significativa da resistência lateral do solo em relação à superfície horizontal. Quanto aos resultados respeitantes à instalação das estacas em talude, mas solicitadas contra este, obtém-se um aumento evidente da resistência, devido à redução significativa do volume de cunha ativa que se irá formar. O comportamento descrito anteriormente não será evidente para o caso da estaca E1 visto que independentemente do sentido da aplicação o seu comportamento será bastante semelhante. Mais uma vez, o pequeno decréscimo de resistência verificado na Figura 4.11b será proveniente da deformação própria do talude, que resultará num alívio da tensão de confinamento; apesar de em menor escala e pouco perceptível essa mesma tendência é encontrada também na Figura 4.11c.

4.4 Influência do encastramento

Neste ponto é fundamental compreender qual será a influência no comportamento das estacas quando estas se encontram encastradas no topo ou quando esse mesmo ponto se encontra livre de restrições de movimento. Um aspeto importante a referir, será a diferença entre os modelos analisados de estaca isolada instalada em talude; onde até ao presente ponto, todos os resultados consideravam uma única estaca instalada e solicitada; nesta fase, para estudar o comportamento de estacas instaladas no talude, e de modo a avaliar o seu comportamento isoladamente, todas as estacas são instaladas, mas apenas a estaca alvo de estudo é solicitada.

Na Figura 3.30, é feita a comparação entre o comportamento de cada uma das estacas quando parte integrante do grupo ou quando estão a trabalhar isoladamente, sendo aplicados casos de carga anteriormente apresentados no Quadro 3.7 e no Quadro 3.6, respetivamente.

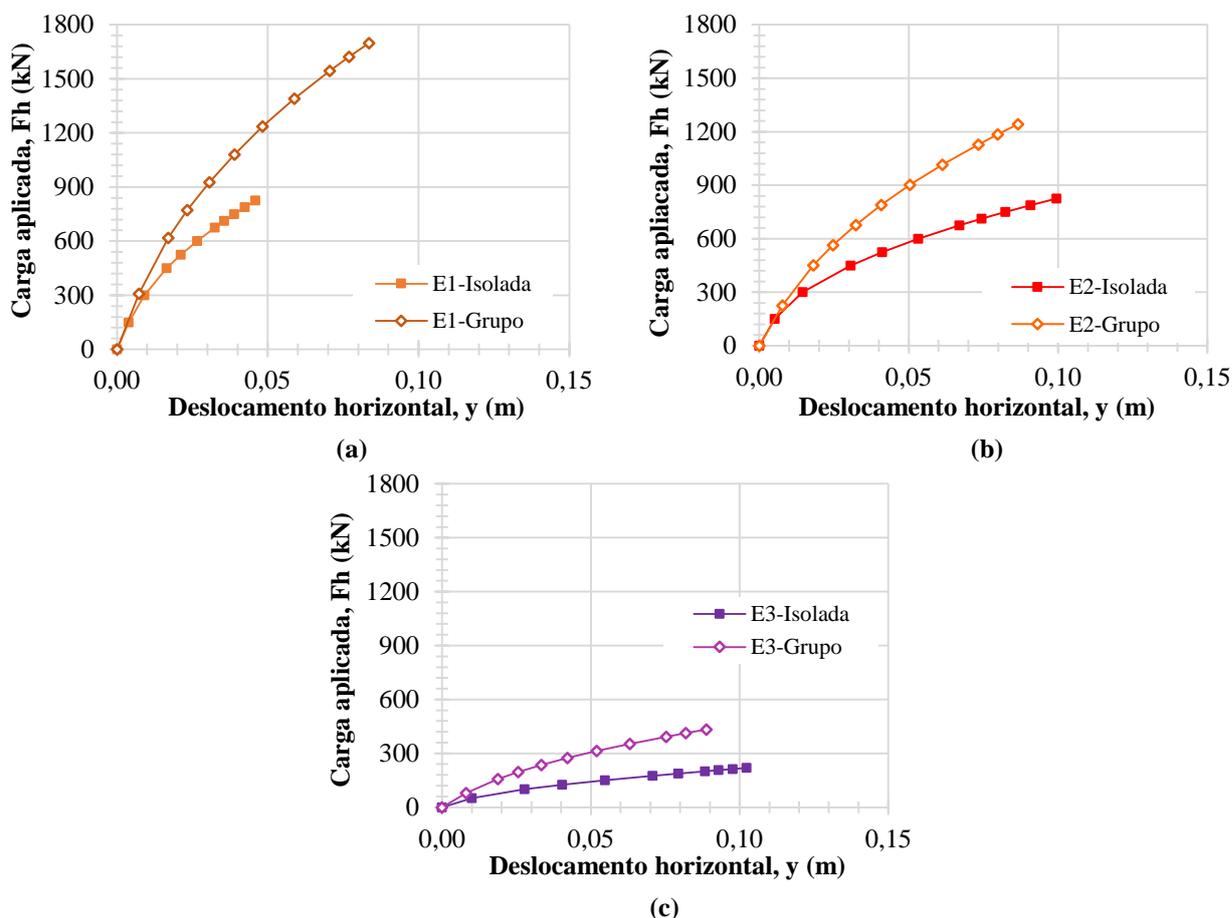


Figura 4.12 – Comparação entre diagramas de carga vs deslocamento horizontal para estacas isoladas e em grupo: Estaca E1 (a), Estaca E2 (b) e Estaca E3 (c).

É evidente um aumento significativo da rigidez para E1 e E2, onde para o deslocamento máximo admissível de 36,7 mm, a estaca E1 apresenta um aumento de cerca de 30,3% na força

aplicada para atingir o referido deslocamento, e no que concerne à rigidez para esse nível de deslocamento, E1 quando parte integrante de um grupo apresentará uma rigidez de 28,3 MN/m e para a mesma estaca a trabalhar isoladamente a sua rigidez será de 19,7 MN/m. Já no caso particular da estaca E2, o aumento da rigidez será ligeiramente maior, aproximadamente 33,2%. Por fim, no caso da estaca E3, para o mesmo deslocamento admissível, a estaca quando parte integrante de um grupo apresenta um aumento de rigidez de 51,5%, sendo a estaca onde é evidente a maior influência do encastramento imposto pela laje.

A tendência de comportamento anteriormente apresentada poderá ser justificada com base na Figura 4.13, que de modo exemplificativo, apresenta as deformadas para o caso onde E2 se encontra encastrada a nível da cabeça e quando esta se encontra livre de restrições, para uma mesma carga de 825 kN, em que a estaca encastrada consegue solicitar terreno a maiores profundidades e apresenta conseqüentemente menores deslocamentos na faixa mais superficial e maiores numa faixa mais profunda, em relação a estaca livre de restrições. Deste modo, o encastramento incute um aumento na rigidez da fundação.

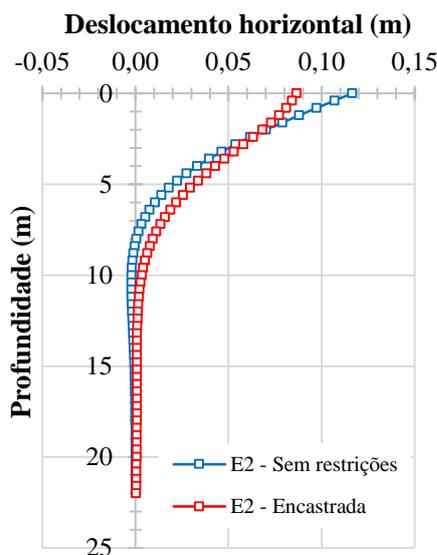


Figura 4.13 – Diferença entre deformadas para estaca E2 sem restrições e encastrada ao nível da cabeça.

É importante referir que um modelo que simula o comportamento de várias estacas unidas por um maciço de encabeçamento (laje) poderá sofrer influências tanto do efeito de grupo, exposto na Secção 2.4, como do encastramento imposto ao nível da cabeça. Para compreender a influência do efeito de grupo na resposta das respectivas estacas, foi desenvolvido um modelo onde as estacas E1, E2, E3, E4 e E5 se encontram mais uma vez instaladas de acordo com a disposição apresentada na Figura 3.1, mas apresentando estas rotação livre ao nível da cabeça, devido à ausência de um maciço de encabeçamento; ou seja, as referidas estacas não se encontram ligadas entre si, sendo desta vez simultaneamente solicitadas. Não sendo tal análise

o objetivo fulcral deste trabalho, apenas serão apresentados os resultados referentes a uma única estaca, E1, onde foram aplicados os casos de carga apresentados anteriormente no Quadro 3.6. Esta análise tem como objetivo concluir se a distância que separa as estacas é relevante para o comportamento destas como um grupo. Os resultados obtidos são comparados com os anteriores no Quadro 4.1, bem como as curvas carga vs deslocamento horizontal, apresentadas na Figura 4.14.

Quadro 4.1 – Comparação entre deslocamentos horizontais para diferentes modelos de E1.

		Casos de carga									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
F_h (kN)		150	300	450	525	600	675	712,5	750	787,5	825
y (mm)	E1-Isolada	3,9	9,1	16,5	21,2	26,6	32,5	35,6	38,9	42,4	46,0
	E1-Efeito de grupo	4,7	10,7	20,9	27,1	34,0	41,5	45,5	49,6	53,9	58,3
	E1-Encastrada	7,3	17,0	23,3	30,1	39,0	48,3	58,8	70,6	76,9	83,6

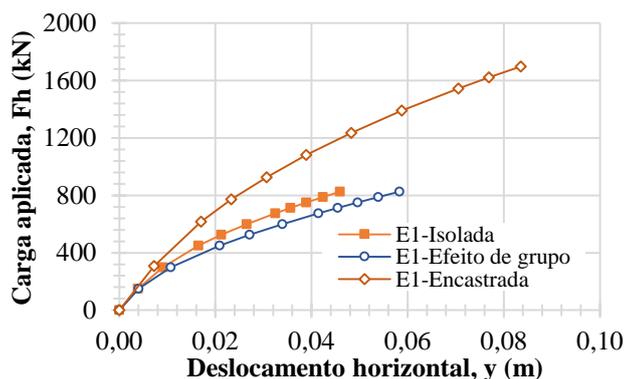


Figura 4.14 – Comparação entre curvas de carga vs deslocamento horizontal para E1 isolada ou integrante de um grupo de estacas.

Os resultados do gráfico anterior sugerem que a influência do efeito de grupo no modelo onde todas estacas se encontram solicitadas em simultâneo é limitado. A curva de carga vs deslocamento horizontal apresentada na Figura 4.14, mostra que o comportamento de E1 quando solicitada isoladamente é semelhante ao comportamento da mesma estaca quando solicitada simultaneamente com as restantes estacas no mesmo talude, onde os deslocamentos máximos de E1 para o efeito de grupo são ligeiramente superiores aos verificadas para E1 isolada. Apenas quando todas as estacas se encontram unidas pelo maciço de encabeçamento é que existe uma diferença no comportamento da estaca. Destes resultados, infere-se que o encastramento adquirido pela materialização do maciço de encabeçamento é mais influente na capacidade resistente das estacas do que o efeito de grupo resultante do afastamento entre as mesmas. Estes resultados comprovam a teoria exposta na Secção 2.4, onde segundo Cox et al. (1974), citado por Meneses (2007), o espaçamento entre estacas passa a ser desprezável, quando

a distância entre os centros das estacas distam cerca de $6B$; e para este caso específico as estacas E1 e E2 que distam entre si 8 metros ($\approx 11,4B$).

4.5 Influência da variação do módulo de deformabilidade em profundidade

Como referido na Subsecção 3.4.1, no início do trabalho foi encontrado uma incorreção no *software RS3*, impossibilitando a modelação do E_s a variar em profundidade. No decorrer do desenvolvimento desta dissertação, foi disponibilizada pela *Rocscience* uma versão atualizada do *software*, sendo o erro anteriormente descrito corrigido. Por motivos temporais, não sendo possível refazer todos os cálculos previamente apresentados, julgou-se pertinente fazer uma breve análise com a consideração do E_s a variar com a profundidade z . A variação considerada para E_s segue o pressuposto descrito em 3.4.1, resultando na aproximação linear apresentada na seguinte expressão:

$$E_s = 10 + 1,25 z \quad (4.1)$$

Posto isto, e apenas para o caso de E1/E2 instalada em terreno com superfície horizontal, foi elaborado um modelo de modo a comparar tal influência, sendo impostos os mesmos casos de carga previamente apresentados no Quadro 3.5. Na Figura 4.15 apresentam-se os diagramas de carga vs deslocamento horizontal para os dois tipos de modelações.

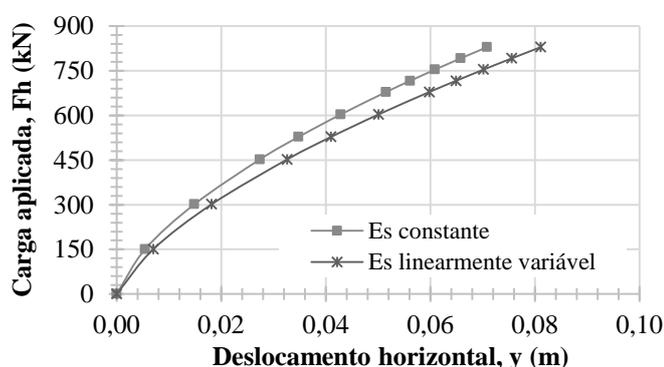


Figura 4.15 – Comparação entre curvas carga vs deslocamento horizontal para E2 com E_s constante e linearmente variável em profundidade.

A comparação entre as duas formas de modelação apresenta uma distinção em relação à rigidez do solo; ou seja, para os mesmos níveis de carga, quando E_s é considerado constante em profundidade ($E_s=20$ MPa) os deslocamentos verificados ao nível da cabeça são menores do que os deslocamentos conferidos para o modelo com E_s a variar de acordo com a expressão (4.1). Sendo o módulo de deformabilidade um parâmetro que representa uma medida de rigidez do material, e assumindo um módulo contante em toda a sua profundidade igual ao valor médio da sua variação linear, os modelos para E_s constante irão apresentar uma maior rigidez inicial em comparação ao modelo para E_s variável e, posteriormente, com o elevado crescimento de E_s em função de n_h , a rigidez será muito inferior à verificada no modelo com E_s a variar em profundidade.

5 CONCLUSÕES

Com o desenvolvimento da presente dissertação, procurou-se analisar o comportamento de um cais suportado por estacas sob ações horizontais. Esta análise envolveu várias particularidades pertinentes a serem estudadas tais como: influência do tipo de modelação do solo circundante (meio discreto e meio contínuo), influência de superfícies inclinadas no comportamento de estacas isoladas sob ação estática horizontal, influência do sentido da carga aplicada às mesmas estacas e a análise do comportamento de um grupo de estacas. Dos estudos que foram efetuados, existem algumas ilações que não podem deixar de ser assinaladas.

No que concerne à modelação do solo como meio discreto, as análises efetuadas na Secção 3.3 evidenciam que o método de curvas p - y segundo Murchison e O'Neill (1984) apresenta uma resposta mais linear em relação aos resultados obtidos por utilização das curvas p - y segundo Reese et al. (1974). Sendo as curvas de Murchison e O'Neill (1984) uma aproximação do que outrora foi proposto por Reese et al. (1974), as alterações impostas ao traçado de tais curvas reduzem a resistência última lateral do solo.

As modificações impostas às curvas p - y para que seja considerada a influência da proximidade de um talude no comportamento das estacas revelam que o método de modificação segundo Reese et al. (1974) impõe ao solo uma menor redução da sua resistência última lateral, para o caso particular estudado, sendo maior a redução imposta pela Norma Francesa (NF P94-262, 2012).

A comparação direta entre as duas formas distintas de modelação do solo circundante exige que alguns pontos sejam cuidadosamente analisados, visto que a diferente forma de consideração da variação de E_s em profundidade induz uma grande discrepância entre o comportamento observado. O módulo de deformabilidade do solo será tanto maior quanto maior a profundidade para o caso do solo ser modelado como meio discreto, o que irá induzir uma resistência substancialmente elevada comparativamente à modelação do meio contínuo. Desta forma, os resultados provenientes do programa *FB-Multipier* apresentam um comportamento mais rígido e conseqüentemente menores valores de deslocamentos e esforços, relativamente aos resultados alcançados por meio do *RS3*. A grande disparidade entre os resultados obtidos para os dois programas, assenta essencialmente nos parâmetros e modelos reológicos utilizados para cada caso e, sendo considerado de igual forma o crescimento do módulo de deformabilidade em profundidade, a resposta obtida pelo *RS3* seria conseqüentemente mais rígida, aproximando-se mais dos resultados do *FB-Multipier*.

Quanto à análise do comportamento de estacas instaladas em terreno com superfície horizontal ou superfície inclinada foi denotado, como esperado, que a instalação de estacas em taludes com solicitação no sentido do mesmo, reduzem a capacidade lateral do solo, originando assim, para os mesmos níveis de solicitação maiores deslocamentos e esforços. A redução da porção de solo na parte frontal da estaca impõe que a transmissão da carga seja feita a profundidades superiores, daí que os valores máximos dos esforços ocorram a maiores profundidades para o caso das estacas estarem instaladas em taludes e carregadas no sentido a favor do mesmo.

No caso de serem impostas às estacas solicitações contra a inclinação do talude, é evidente um aumento da rigidez do solo relativamente aos modelos onde a mesma estaca se encontrava instalada em terreno com superfície horizontal. Tais resultados são procedentes da variação entre os volumes de cunhas ativas e passivas gerados para cada caso, como foi explicado na Secção 4.3.

Os resultados obtidos para a estaca E1, permitem reforçar as conclusões provindas da bibliografia, onde é evidente que quando a distância entre uma estaca e a face do talude é superior a aproximadamente $10B$, a influência da inclinação do terreno será praticamente irrelevante no comportamento das estacas.

No que diz respeito à análise de um grupo de estacas, o encastramento imposto pela laje e vigas longitudinais permite que as estacas solicitem terreno a maiores profundidades, o que origina uma maior restrição de deslocamentos ao nível da cabeça das mesmas, aumentando consequentemente a resistência lateral observada. O estudo efetuado na Secção 4.4 permitiu também concluir, que o efeito de grupo será irrelevante para os níveis os espaçamentos apresentados, que reforçam os fundamentos teóricos apresentados na bibliografia.

5.1 Propostas para desenvolvimentos futuros

Finalizado este trabalho sugerem-se alguns tópicos que representam propostas interessantes a desenvolver futuramente, no âmbito do tema estudado, tais como:

- Análise com E_s a variar linearmente em profundidade;
- Uma análise que englobe solicitações mais realistas, ou seja, adição de solicitações verticais;
- O estudo da vertente sísmica para este tipo de estruturas;
- Uma comparação direta entre resultados provindos do RS3 com ensaios à escala real, de forma a validar de forma mais rigorosa o recente programa.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- API RP 2A-WSD (1987). “Recommended Practice for Planning, Design and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design”. 7th ed., Washington, E.U.A.
- Banerjee, P.K. and Davies, T.G. (1978). “The Behavior of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in Non-Homogeneous Soils.” *Geotechnique*, Vol. 28 (3), pp. 309-326.
- Barker, P. (2012). “Effects of Soil Slope on the Lateral Capacity of Piles in Cohesionless Soils”. M.S Thesis, School of Civil and Construction Engineering, Oregon State University, USA.
- Begum, A. and Muthukkumaran, K. (2009). “Experimental Investigation on Single Model Pile in Sloping Ground Under Lateral Load”. *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 3(1), pp. 133–146.
- Begum, A., Seethalakshmi, P. and Muthukkumaran, K. (2008). “Lateral Load Capacity of Single Pile Located at Slope Crest.” *Indian Geotechnical Journal*, Vol. 38(3), pp. 278–294.
- Brødbæk, K., Møller, M., Sørensen, S., and Augustesen, A. (2009). “Review of p - y relationships in cohesionless soil”. DCE Technical Reports, N° 57, Department of Civil Engineering, Aalborg University.
- Brown, A., Turner, T., and Castelli, J. (2010). “Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods”. Report No. FHWA NHI-10-016. Washington: Federal Highway Administration (FHWA).
- BS 6349-2:2010. (2010). “Maritime Works – Part 2: Code of Practice for the Design of Quays Walls, Jetties and Dolphins”. CB/502, BSI, London.
- Castro, F. (2013). “Análise não Linear de Plataformas Fixas Offshore do Tipo Jaqueta de Aço: Estudo e Aplicação do Método Quasi-Estático Pushover”. Dissertação pra obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Coduto, D. (2001). “Foundation Design Principles and Practices”. Prentice Hall, New Jersey.
- Cox, R.; Reese, L. and Grubbs, R. (1974). “Field testing of laterally loaded piles in sand”. Proc. Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper n° 2079.
- Coyle, H. and Reese, L. (1966). “Load transfer for axially loaded piles in clay”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 92 (SM2, 4702): 1-26.
- Coyle, H. and Sulaiman, I. (1967). “Skin friction for steel piles in sand”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 93 (SM6, 5590): 261-278.
- Dinheiro digital@ (2015). <http://dinheirodigital.sapo.pt/>. Diário digital, Lisboa.

-
- EN 1997-2. (2007). “Eurocode 7 – Geotechnical Design – Part 2: Ground Investigation and Testing”.
- Fernandes, M. (2011). “Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica, Volume 2”. 1ª Edição, FEUP, Porto.
- Fleming, W., Weltman, A., Randolph, M., and Elson, W. (1992). “Piling engineering”. John Willy and Sons, New York.
- Kraft, L., Focht, J. and Amerasinghe, S. (1981).” Friction capacity of piles driven into Clay”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 107 (GT11): 1521-1541.
- Matlock, H. (1970). “Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay”. Proceedings, Second Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 577-594.
- McClelland, B. e Focht, J. (1956) “Soil modulus for laterally loaded piles”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 82, SM4, pp. 1-22.
- Meneses, P. (2007). “Grupos de Estacas Sob Ações Horizontais – Análise com Recurso a Multiplicadores-p”. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Mezazigh, S., and Levacher, D. (1998). “Laterally Loaded Piles in Sand: Slope Effect on *P-Y* Reaction Curves”. Canadian Geotechnical Journal, 35(3), 433–441.
- Mirzoyan, D. (2007). “Lateral resistance of piles at the crest of slope in sand”. M.S. thesis, Brigham Young University, Department of Civil and Environmental Engineering, Utah.
- Murchison, M. and O’Neill, W. (1984). "Evaluation of *P-Y* Relationships in Cohesionless Soils". Analysis and Design of Pile Foundations, proceedings of a symposium sponsored by the ASCE Geotechnical Engineering Division, ASCE National Convention, San Francisco, CA, pp. 174-191.
- Muthukkumaran, K. (2014). “Effect of Slope and Loading Direction on Laterally Loaded Piles in Cohesionless Soil”. ASCE-International Journal of Geomechanics, 14(1), 1-7.
- Muthukkumaran, K., Sundaravadivelu, R., and Gandhi, R. (2008). “Effect of Slope on *P-y* Curves Due to Surcharge Load.” Soils and Foundations, Vol. 48(3), 353–361.
- NF P94-262 (2012). “Norme Française – Justification des ouvrages géotechniques – Fondations Profondes”. Association Française de Normalisation (AFNOR), France.
- Ng, W. and Zhang, M. (2001). “Three-dimensional Analysis of Performance of Laterally Loaded Sleeved Piles in Sloping Ground”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:6(499).
- Nimityongskul, N., Barker, P. and Ashford, S. (2012). “Effects of Soil Slope on Lateral Capacity os Piles in Cohesive and Cohesionless Soils”. Final Report of a Research project Funded by Caltrans under Facilities Contract No. 59A0645, Oregon State University/Kiewit.
- Pinto, P. (2000), “Comportamento de Grupos de Estacas em Solos Arenosos Sob Solicitações Horizontais,” Proceedings VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, pp. 625-633.
-

-
- Pinto, P. (2014). “Fundações profundas – Cargas Laterais”. Apontamentos Projeto de Estrutura e Fundações. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Portugal, J. (1993). “Análise e Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Cargas Laterais”. Relatório 75/93 – NF, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.
- Portugal, J. (1994). “Dimensionamento de Estacas Solicitadas Lateralmente. O método das Curvas $p-y$ ”. GEOTECNIA- Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Poulos, H. (1971). “Behavior of Laterally Loaded Piles: I – Single Piles”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, p. 711-731.
- Poulos, H. and Davis, E. (1980). “Pile Foundation Analysis and Design”. John Wiley and Sons, New York.
- Reese, L., Cox W. and Koop, F. (1974). “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”. Proceedings of the Sixth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas.
- Reese, L., Isenhower, W. and Wang, Shin-Tower. (2006). “Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations”. John Wiley & Sons, USA.
- Reese, L. and Van Impe, W. (2001). “Single piles and pile groups under lateral loadings”. A. A. Balkema, Rotterdam.
- Ribeiro, T. (2011). “Processos de Construção e Fiscalização de Obras Portuárias”. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Construções Cíveis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- Rogêdo, P. (2004). “Estacas submetidas a solicitações laterais- Cálculo pelo Método dos Elementos Finitos”. GEOTECNIA- Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Santos, J. (2008). “Fundações por Estacas – Ações horizontais”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Sawant, V., Shukla, S. (2012). “Three-Dimensional Finite Element Analysis of Laterally Loaded Piles in Sloping Ground”. Indian Geotechnical Journal, Vol. 42, Number 4.
- Seed, H. and Reese, L. (1957). “The action of soft clay along friction piles”. Transactions, ASCE 122 (2882): 731-754. (Reprinted: Seed, H. (1990). In Mitchell, J.K. (ed.), Vancouver: BiTech. Selected Papers, 1: 1-36).
- Tuna de Sousa, C. (2006). “Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Ações horizontais”. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- Varatojo, P. (1986). “Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais”. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2002). “Fundações. v. 2, 1 ed”, Editora COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Zhang, M., Ng, W., and Lee, J. (2004). “Effects of Slope and Sleeving on the Behavior of Laterally Loaded Piles”. Soils and Foundations, Vol. 44, nº 4, 99-108.
-