



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE MECÂNICA APLICADA E ESTRUTURAS



ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACAS TORPEDO

RAFAEL NASCIMENTO DA ENCARNAÇÃO

Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

Gilberto Bruno Ellwanger (Orientador)
D. Sc., EP/UFRJ

Maria Cascão Ferreira de Almeida (Orientadora)
D. Sc., EP/UFRJ

Roberto Fernandes de Oliveira
D. Sc., COPPE/UFRJ

Cristiano Santos de Aguiar
M. Sc.

Agosto / 2009

*Dedico este trabalho:
Aos meus pais Vera Lúcia e Ivo.
À minha irmã Danielle.
À Roberta.*

*Os dois maiores dias da vida de um ser humano são
o dia do seu nascimento
e o dia em que ele descobre por que nasceu.*

(Anônimo)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Vera Lúcia e Ivo, e à minha irmã Danielle, pelo apoio, compreensão, carinho e incentivo durante toda a minha vida. Sem vocês, não seria possível...

À Roberta pelo incentivo e companheirismo nos momentos ao longo deste trabalho, nos momentos de alegria e nas dificuldades.

Aos professores Gilberto Bruno Ellwanger e Maria Cascão Ferreira de Almeida, pela orientação, apoio, paciência e amizade durante o período de elaboração deste trabalho.

Ao Cristiano Santos de Aguiar, pela paciência, conselhos, ensinamentos valiosos ao nos últimos meses.

Aos companheiros de graduação, pelos momentos de estudo e descontração que sempre ajudaram a superar os desafios e dificuldades.

À empresa Exactum Consultoria e Projetos e seus colaboradores, pelo incentivo, paciência, companheirismo e aprendizado.

A ANP (Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis), pelo apoio financeiro e oportunidade de aprendizado, através do seu Programa de Recursos Humanos – PRH-35.

Aos amigos, pela compreensão e apoio incondicional.

Enfim, a todos aqueles que de alguma forma me ajudaram, participando direta ou indiretamente, da minha longa jornada da graduação.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Motivação.....	1
1.2	Objetivos deste Trabalho.....	2
1.3	Descrição dos Capítulos	2
2	PLATAFORMAS MARÍTIMAS	4
2.1	Concepções Estruturais	4
2.2	Configurações das Linhas de Ancoragem dos Sistemas <i>Offshore</i> Flutuantes.....	13
2.3	Tipos de Fundações <i>Offshore</i>	14
2.4	Conclusões.....	20
3	METODOLOGIAS DE ANÁLISE	22
3.1	Modelo Elástico Linear para uma Estaca Isolada	22
3.2	Modelo de Winkler.....	25
3.3	Modelo de Winkler Modificado	27
3.4	Método dos Elementos Finitos	31
3.5	Conclusões.....	45
4	APLICAÇÕES	47
4.1	Análise pelo Método dos Elementos Finitos.....	47
4.2	Análise pelo Modelo de Winkler Modificado.....	61
4.3	Resultados	64
4.4	Conclusões.....	83
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	84
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86
	ANEXO A – COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR FÍSICO DO SOLO (CURVAS PROPOSTAS PELO API)	90
	ANEXO B – CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE UMA ESTACA TORPEDO EMBEBIDA EM SOLO ARGILOSO	106

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Modelos de plataformas petrolíferas	4
Figura 2-2 – Campo de petróleo de Summerland, nos EUA	5
Figura 2-3 – Jaqueta sendo transportada ao local de implantação	6
Figura 2-4 – Evolução das plataformas do modelo Jaqueta.....	6
Figura 2-5 – Evolução das plataformas do modelo Torre Complacente.....	7
Figura 2-6 – Transporte da FPSO P-43 à sua locação, na Bacia de Campos / RJ	8
Figura 2-7 – Evolução das plataformas do modelo FPSO	8
Figura 2-8 – Plataforma Semi-Submersível P-18	9
Figura 2-9 – Evolução das plataformas do modelo Semi-Submersível	10
Figura 2-10 – Evolução das plataformas do modelo TLP.....	11
Figura 2-11 – Alguns modelos de Spar-Buoy.....	12
Figura 2-12 – Evolução das plataformas do modelo Spar-Buoy.....	12
Figura 2-13 – Comparação <i>Taut-Leg</i> x Convencional.....	13
Figura 2-14 – Comportamento lateral de uma estaca longa.....	15
Figura 2-15 – Estaca Grauteada.....	15
Figura 2-16 – RHAS utilizado pela PETROBRAS.....	16
Figura 2-17 – Transporte das Estacas de Sucção da Plataforma Spar-Buoy “Perdido”. 16	
Figura 2-18 – Forças atuantes na estaca de sucção durante o processo de instalação	17
Figura 2-19 – Vista de uma Vertical Load Anchor (VLA)	18
Figura 2-20 – Etapas da Instalação de uma VLA.....	18
Figura 2-21 – Estacas Torpedo.....	19
Figura 3-1 – Esquema estrutural de uma estaca livre (a) e uma estaca com rotação restringida no topo (b).....	23
Figura 3-2 – Segmentação da estaca em elementos de viga	24
Figura 3-3 – Estaca vertical discretizada pelo Método de Winkler	25
Figura 3-4 – Discretização da estaca e comprimentos de influência.....	27
Figura 3-5 – Elemento de pórtico espacial	28
Figura 3-6 – Curva tensão-deformação de um material elasto-plástico.....	34
Figura 3-7 – Configuração da curva tensão-deformação de um solo (“Strain-softening”)	35

Figura 3-8 – Modelos utilizados na teoria da plasticidade clássica – (a) elasto-plástico perfeito; (b) rígido-plástico	36
Figura 3-9 – Superfícies de falha de Tresca (a) e Mohr-Coulomb (b) representadas no espaço das tensões principais.....	37
Figura 3-10 – Superfícies de falha de (a) Von Mises e (b) Drucker-Prager representadas no espaço das tensões principais	38
Figura 3-11 – Aproximações do critério de Mohr-Coulomb pelo critério de Drucker-Prager	39
Figura 3-12 – Método Puramente Iterativo	42
Figura 3-13 – Método Incremental-Iterativo	42
Figura 3-14 – Procedimento incremental-iterativo (NRP)	43
Figura 3-15 – Procedimento Incremental-iterativo (NRM).....	44
Figura 4-1 – Vistas gerais do modelo proposto.....	48
Figura 4-2 – Elemento sólido de 8 nós	48
Figura 4-3 – Principais dimensões do modelo desenvolvido.....	49
Figura 4-4 – Malha para uma estaca torpedo: (a) refinamento na região do topo (inclui reforço para as aletas); (b) refinamento na base das aletas.....	52
Figura 4-5 – Comportamento dos elementos de contato.....	53
Figura 4-6 – Malhas geradas para análise de uma estaca torpedo: malha de solo, malha da estaca e malha de solo existente antes da cravação da estaca	55
Figura 4-7 – Detalhes das malhas de elementos finitos: (a) malha da estaca envolvida pelo solo; (b) malha do solo existente antes da cravação da estaca.....	56
Figura 4-8 – Aplicação de carregamento ao topo da estaca	57
Figura 4-9 – Vista geral da estaca analisada (dimensões em metros).....	58
Figura 4-10 – Geometria do modelo em elementos finitos (Topo Enterrado a 8 m)	60
Figura 4-11 – Vista da estaca e adaptações para a análise no PILEMICRO.....	61
Figura 4-12 – Curva de resistência de topo.....	63
Figura 4-13 – Curva T-Z adotada no ANSYS e no PILEMICRO (sem redução axial)...	65
Figura 4-14 – Resultados MEF (sem redução da resistência axial)	65
Figura 4-15 – Curva T-Z adotada no ANSYS (com redução axial).....	66
Figura 4-16 – Resultados MEF (com redução de resistência axial - API).....	67
Figura 4-17 – Comparação MEF (cravação = 6 m).....	68
Figura 4-18 – Comparação MEF (cravação = 8 m).....	68

Figura 4-19 – Comparação MEF (cravação = 10 m).....	69
Figura 4-20 – Resultados MWM (sem redução de resistência axial).....	72
Figura 4-21 – Curva T-Z adotada no PILEMICRO (com redução axial)	73
Figura 4-22 – Resultados MWM (com redução de resistência axial de fator 0,7 - API)..	74
Figura 4-23 – Comparação MWM (cravação = 6 m)	75
Figura 4-24 – Comparação MWM (cravação = 8 m)	75
Figura 4-25 – Comparação MWM (cravação = 10 m)	76
Figura 4-26 – Comparações / Cravação = 6 m (sem redução da resistência axial)	77
Figura 4-27 – Comparações / Cravação = 8 m (sem redução da resistência axial)	78
Figura 4-28 – Comparações / Cravação = 10 m (sem redução da resistência axial)	78
Figura 4-29 – Comparações / Cravação = 6 m.....	80
Figura 4-30 – Comparações / Cravação = 8 m.....	80
Figura 4-31 – Comparações / Cravação = 10 m.....	81
Figura A-1 – Deslocamentos da estaca e reações do solo	91
Figura A-2 – Curva típica de reação de ponta e de topo	92
Figura A-3 – Curva T-Z.....	95
Figura A-4 – Curva P-Y em areias.....	95
Figura A-5 – Valor do módulo de reação lateral k.....	96
Figura A-6 – Valores de C_1, C_2 e C_3.....	97
Figura A-7 – Curva P-Y para argilas moles - carregamentos estáticos	99
Figura A-8 – Curva P-Y para argilas moles – carregamentos cíclicos.....	100
Figura A-9 – Curva P-Y para argilas moles – carregamentos pós-cíclicos.....	100
Figura A-10 – Curva P-Y para argilas rijas – carregamentos estáticos.....	101
Figura A-11 – Coeficientes adimensionais A' e B'.....	102
Figura A-12 – Curva P-Y para argilas rijas – carregamentos cíclicos.....	103

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

Os avanços na tecnologia de prospecção de hidrocarbonetos são um exemplo do crescimento tecnológico da engenharia e têm proporcionado a descoberta de jazidas em águas cada vez mais profundas. Nas estruturas *offshore*, atuam esforços de grande magnitude, portanto, os sistemas de ancoragem têm importância primordial nos projetos. Torna-se fundamental buscar formas de melhor avaliar não só o comportamento geotécnico como também o comportamento estrutural das fundações para estruturas marítimas, levando em consideração o importante aspecto da interação solo-estrutura (Randolph et al., [1]).

Com o objetivo de atingir um grau de confiabilidade desejável ao sistema de ancoragem, a disponibilidade de técnicas computacionais compatíveis com o problema a ser analisado, torna conveniente a utilização de métodos robustos de análises numéricas e sofisticados. Atualmente, é prática corriqueira de projeto o uso de modernas técnicas numéricas baseadas no Método dos Elementos Finitos (MEF) (Cook et al., [2]). Assim, torna-se interessante a análise comparativa dessas técnicas com as metodologias clássicas, que empregam os modelos de *Winkler* (curvas P-Y, T-Z e Q-U) (Velloso & Lopes, [3]).

As aproximações numéricas envolvidas na modelagem distanciam-se do comportamento real, uma vez que estas dependem de modelos capazes de simular eficientemente o comportamento não-linear do solo e o comportamento na interface solo-estaca. Estes importantes aspectos serão abordados neste estudo. Na análise da interação entre solo-estrutura pelo método de *Winkler* Modificado é utilizada uma modelagem do solo por molas. Nas análises pelo Método dos Elementos Finitos são utilizados conceitos da teoria da plasticidade para definir os critérios de ruptura do solo. A análise a partir do MEF permite a consideração de aspectos antes não compreendidos em Metodologias Clássicas, tais como concentrações de tensões e a implementação de modelos constitutivos que melhor representem o comportamento geotécnico de alguns tipos de solos.

Neste trabalho, a análise com o MEF englobou apenas a solução de estacas cravadas em solos coesivos. Foram observadas ainda outras fontes de não-linearidade que influenciam os resultados da análise.

1.2 Objetivos deste Trabalho

O principal objetivo deste trabalho é estudar a metodologia de análise estática de estacas utilizadas como pontos fixos de ancoragem de estruturas *offshore*. Foram verificados os efeitos das não-linearidades físicas, geométricas e de contato nos resultados.

Foram realizadas análises utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), através do programa comercial ANSYS [25]. Os modelos utilizados nas análises com o MEF englobam a simulação tanto da estaca quanto do solo. A utilização deste tipo de análise permite que o comportamento local da estaca, as concentrações de tensões ou deformações excessivas devidas à aplicação da carga, sejam mais precisamente avaliados.

Para a validação dos resultados obtidos a partir das análises pelo MEF, são apresentados os Métodos Clássicos de Análise, em especial, o Modelo de Winkler Modificado (MWM), implementado no programa PILEMICRO (Ellwanger & Aguiar, [4]). Adicionalmente, foi desenvolvida uma planilha de cálculo no programa Mathcad [36], disponibilizada no ANEXO B, para verificar os resultados obtidos.

Foram realizadas comparações entre resultados obtidos aplicando o MEF e os Métodos Clássicos na análise de uma estaca torpedo, embebida em solo coesivo. O MEF, no caso da estaca torpedo, foi de grande utilidade, já que a geometria da estaca é diferente da convencional. Neste caso, então, a metodologia clássica pode não representar o problema de forma adequada, tornando-se assim o estudo com o MEF importante para o entendimento do comportamento deste tipo de estaca.

1.3 Descrição dos Capítulos

O Capítulo 1, a título de introdução, descreve o problema a ser estudado e os objetivos a serem alcançados.

No Capítulo 2 (Plataformas Marítimas) são apresentados os principais modelos de plataformas *offshore*, as configurações e características mais relevantes de seus sistemas e ancoragem, e os tipos de fundações mais utilizados para esses sistemas.

O Capítulo 3 (Metodologias de Análise) apresenta as principais metodologias empregadas para a análise do comportamento de estacas *offshore*. Foram abordadas as metodologias de análise clássicas, desde o modelo elástico linear até o modelo de Winkler e o

modelo de Winkler modificado, que é adotado pela norma americana, API-RP-2A WSD (2005) [5] . Por fim, são apresentados alguns aspectos sobre o método dos elementos finitos, que é uma metodologia bastante moderna e versátil, aplicada na atualidade à grande maioria dos projetos que exigem análises sofisticadas.

O Capítulo 4 (Aplicações) apresenta análises de uma estaca torpedo submetida a carregamento axial, aplicando as metodologias de análise descritas no capítulo anterior. A estaca torpedo analisada é um tipo de estaca curta de geometria diferenciada. Foram feitas análises em solo argiloso, com três diferentes profundidades de cravação. É mostrada uma breve descrição da modelagem em elementos finitos (por meio do programa ANSYS) utilizada neste problema, bem como as premissas adotadas para modelagem do solo, estaca e interface entre ambos. O programa PILEMICRO, desenvolvido pela COPPE, aplica as recomendações da norma API e foi utilizado em algumas análises comparativas.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões finais do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

Importantes aspectos para o desenvolvimento deste trabalho são apresentados em dois anexos: ANEXO A – Comportamento Não-Linear Físico do Solo (Curvas Propostas Pelo API) e ANEXO B – Capacidade de Carga Axial de uma Estaca Torpedo.

2 PLATAFORMAS MARÍTIMAS

2.1 Concepções Estruturais

Para o sucesso de uma operação de exploração de hidrocarbonetos em regiões marítimas, é de fundamental importância a existência de um local na superfície do mar com estabilidade e capacidade para abrigar equipamentos de perfuração de poços, bombeamento e processamento, dentre outras operações. Deste modo, as plataformas marítimas são elementos essenciais nesse processo.

A escolha do tipo de plataforma a ser adotado depende de um minucioso estudo de viabilidade técnico-econômica e ambiental. Pode-se, porém, observar que para exploração em águas rasas e intermediárias (inferiores a 500 metros de lâmina d'água) a solução estrutural adotada, em geral, é a plataforma do tipo fixa e quando a exploração caminha para águas profundas e ultraprofundas, a solução viável técnica e economicamente é a plataforma do tipo flutuante. A Figura 2-1 (Ellwanger, [6]) mostra os principais modelos de plataformas marítimas utilizados até hoje.



Figura 2-1 – Modelos de plataformas petrolíferas

2.1.1 Jaquetas e Torres Complacentes

As primeiras estruturas utilizadas para exploração de petróleo em regiões marítimas eram bastante rústicas, feitas de madeira. As lâminas d'água eram pequenas, raramente passando dos cinco metros. A Figura 2-2 (Ellwanger, [6]) mostra o campo de petróleo de *Summerland*, na costa dos Estados Unidos (1899). Esta foi a primeira região marítima *offshore* onde operações de exploração de petróleo foram realizadas, no fim do século XIX.



Figura 2-2 – Campo de petróleo de Summerland, nos EUA

Com a ascensão da indústria automobilística, o mundo começava a fazer uso, em grande escala, dos motores de combustão interna. Nesse contexto, houve um grande impulso nas pesquisas no sentido de aumentar a oferta de petróleo. Respaladas nos avanços tecnológicos da siderurgia foram projetadas as primeiras plataformas marítimas metálicas. Essas plataformas eram fixas e ficaram conhecidas como Jaquetas. A Figura 2-3 (Ellwanger, [6]) ilustra o transporte de uma jaqueta. A principal característica de uma plataforma fixa é que a superestrutura fica pousada sobre o leito marinho, sendo ancorada ao solo de maneira similar a uma estrutura terrestre usual. A Figura 2-4 (Ellwanger, [6]) apresenta algumas unidades de Jaquetas implantadas indicando suas locações e profundidades. É importante observar que nesse tipo de estrutura, o comprimento e o peso são os principais limitadores para a aplicação, já que ela precisa ser montada antes do lançamento.



Figura 2-3 – Jaqueta sendo transportada ao local de implantação

Visando a exploração em lâminas d'água maiores foram necessárias novas soluções. A primeira tentativa foi inserir algumas alterações no modelo estrutural e na forma de fabricação e implantação das Jaquetas, o que originou o modelo de Torre Complacente. No entanto, este conceito ficou limitado a um conjunto reduzido de unidades, devido ao advento dos sistemas flutuantes. A Figura 2-5 (Ellwanger, [6]) mostra algumas das principais unidades implantadas sob o modelo de Torre Complacente com suas respectivas locações e profundidades.

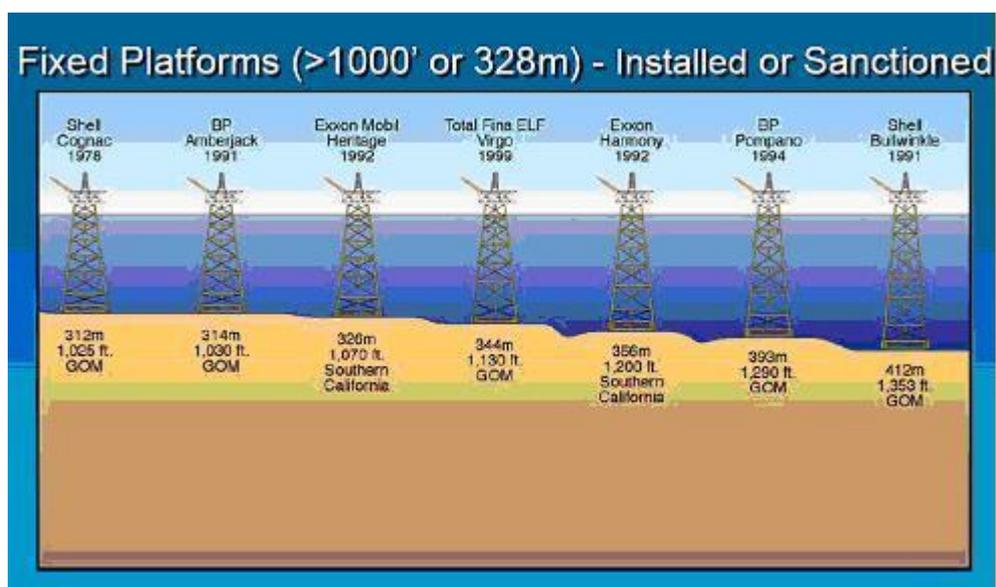


Figura 2-4 – Evolução das plataformas do modelo Jaqueta

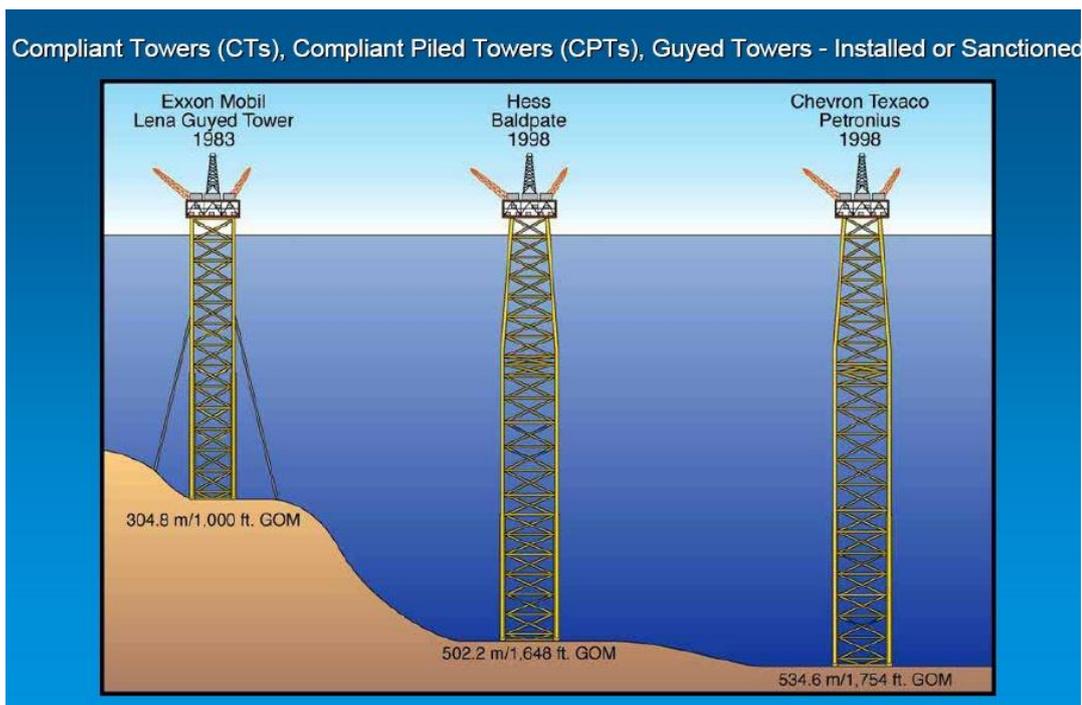


Figura 2-5 – Evolução das plataformas do modelo Torre Compliant

2.1.2 Plataformas FPSO

Nos anos 80, iniciou-se o que seria o grande salto evolutivo na tecnologia de exploração de hidrocarbonetos no mar. Nessa época, começaram a ser desenvolvidos os primeiros sistemas flutuantes de produção. Algumas unidades de transporte (navios) sofreram uma série de adaptações objetivando capacitá-las para substituir as plataformas fixas na função de “cabeça de poço”, conforme mostrado na Figura 2-6 (Ellwanger, [6]). Essas unidades receberam o nome de *FPSO's* (*Floating Production Storage and Offloading* – Flutuação, Produção, Armazenagem e Alívio). As principais vantagens desse modelo de plataforma são sua versatilidade, baixo custo e facilidade de implantação. Rapidamente, essas unidades tornaram-se as mais utilizadas para prospecção e exploração de hidrocarbonetos em todo o mundo. Ao contrário das plataformas fixas, nas plataformas flutuantes a ancoragem ao leito do mar é feita por meio de linhas ligadas a âncoras ou estacas. As estruturas oscilam em torno de um ponto, sob a ação dinâmica dos ventos, ondas e correntes. Assim, o grande desafio é garantir a estabilidade da estrutura durante o período de exploração. A Figura 2-7 (Ellwanger, [6]) mostra as locações e profundidades de algumas das principais unidades implantadas sob o modelo *FPSO*.



Figura 2-6 – Transporte da FPSO P-43 à sua locação, na Bacia de Campos / RJ

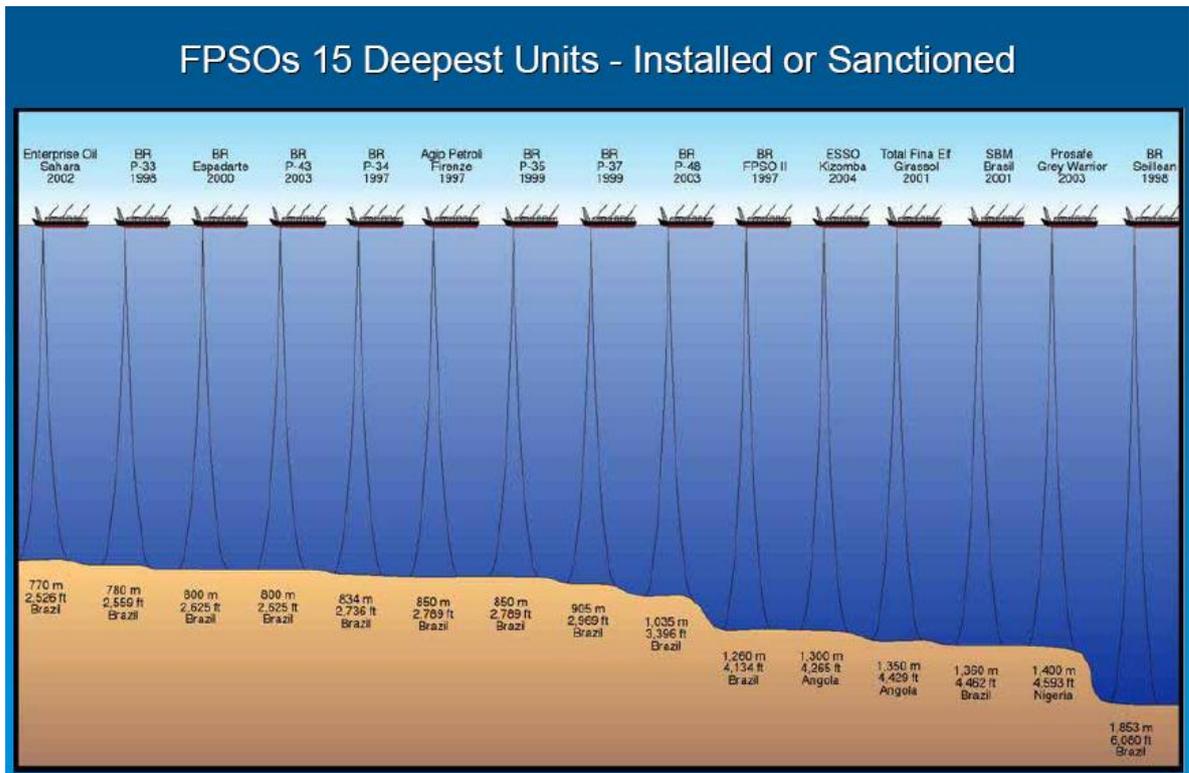


Figura 2-7 – Evolução das plataformas do modelo FPSO

2.1.3 Plataformas Semi-Submersíveis e *MODU's*

Este tipo de plataforma é dotado de flutuadores submarinos, constituídos basicamente de seções vazadas retangulares horizontais, denominadas “*pontoons*”, cuja profundidade pode ser alterada através do bombeio de água para seu tanque de lastro. Sobre estes flutuadores se apóiam as colunas, também chamadas de pernas, que sustentam os conveses, conforme ilustrado na Figura 2-8 (Informe PROCAP, [9]). Elas podem servir para produção ou perfuração. As plataformas de produção ficam fixas numa locação, servindo apenas como “cabeça de poço” (não armazenam óleo, ao contrário dos *FPSO's*). Já as plataformas de perfuração ficam por um curto período numa locação, e são geralmente denominadas *MODU* (*Mobile Offshore Drilling Unit* – Unidade de Perfuração *Offshore* Móvel).

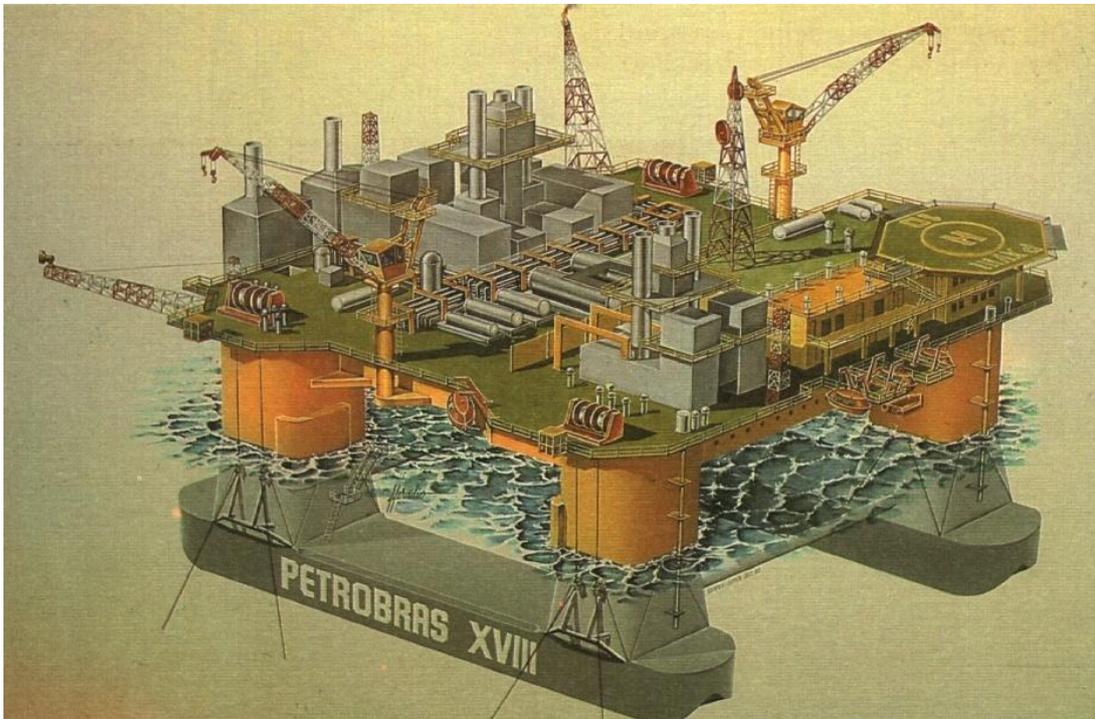


Figura 2-8 – Plataforma Semi-Submersível P-18

A grande vantagem das “Semi-Submersíveis”, com relação às *FPSO's*, é a maior estabilidade sob o efeito das ações dinâmicas do oceano. Estas são estruturas flutuantes largamente empregadas para produção, completação e perfuração *offshore*. A Figura 2-9 (Ellwanger, [6]) mostra as locações e profundidades de algumas das principais unidades implantadas sob o modelo Semi-Submersível.

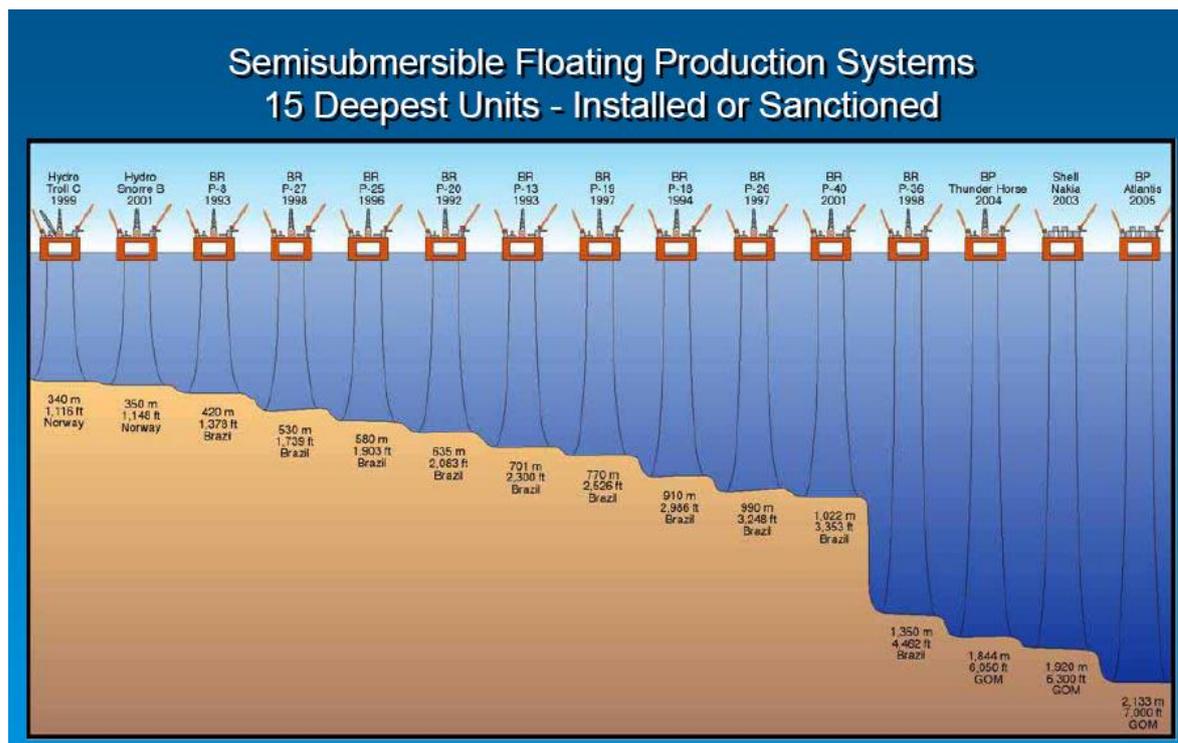


Figura 2-9 – Evolução das plataformas do modelo Semi-Submersível

2.1.4 Plataformas TLP

A *TLP* (*Tension Leg Platform* – Plataforma de Pernas Atirantadas) é um modelo de plataforma complacente, mantida numa posição onde o empuxo é bem maior do que o peso, sendo a diferença absorvida por um conjunto de tendões tracionados com grande rigidez vertical. Na verdade, a *TLP* é uma evolução do conceito de Semi-Submersível, pois seu casco se apóia em *pontoons* e cilindros verticais enrijecidos (*TLP Seminar*, [7]). No entanto, os *pontoons* de uma *TLP* são bem menores do que os correspondentes de uma Semi-Submersível, já que o comportamento é diferenciado. A ancoragem de uma *TLP* é realizada por tendões verticais que podem ser internos às colunas, onde são acoplados ao sistema de tracionamento, ou podem ser externos, onde o tracionamento é realizado pela diminuição do lastro e por um tracionador instalado numa embarcação. Os hidrocarbonetos são trazidos até a superfície através de tubos verticais, denominados “*risers*”. A Figura 2-10 (Ellwanger, [6]) mostra as locações e profundidades de algumas das principais unidades implantadas sob o modelo *TLP*.

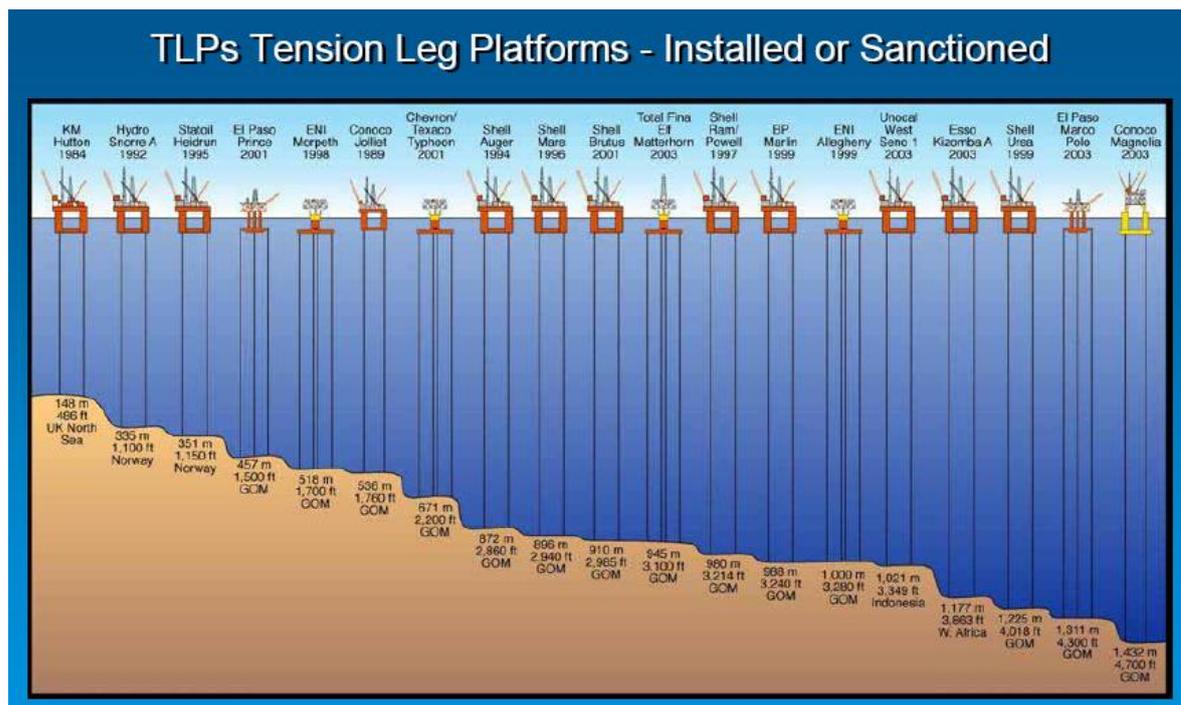


Figura 2-10 – Evolução das plataformas do modelo TLP

2.1.5 Plataformas Spar-Buoy

O sistema *Spar-Buoy* (Bóia-Mastro) consiste de um único cilindro vertical de aço de grande diâmetro, ancorado, operando com um calado de profundidade constante de cerca de 200 metros, o que gera apenas pequenos movimentos verticais (Figura 2-11). Elas são ancoradas de uma forma similar às plataformas Semi-Submersíveis e às FPSO, isto é, através de linhas de ancoragem. Os *risers* são verticais, similares aos da TLP. Uma das grandes vantagens neste conceito é que a parte superior dos *risers* fica abrigada dentro do cilindro da *Spar*, protegida de ondas e correntes onde o efeito sobre os mesmos geralmente é maior. A Figura 2-12 (Ellwanger, [6]) mostra as locações e profundidades de algumas das principais unidades implantadas sob o modelo *Spar-Buoy*.

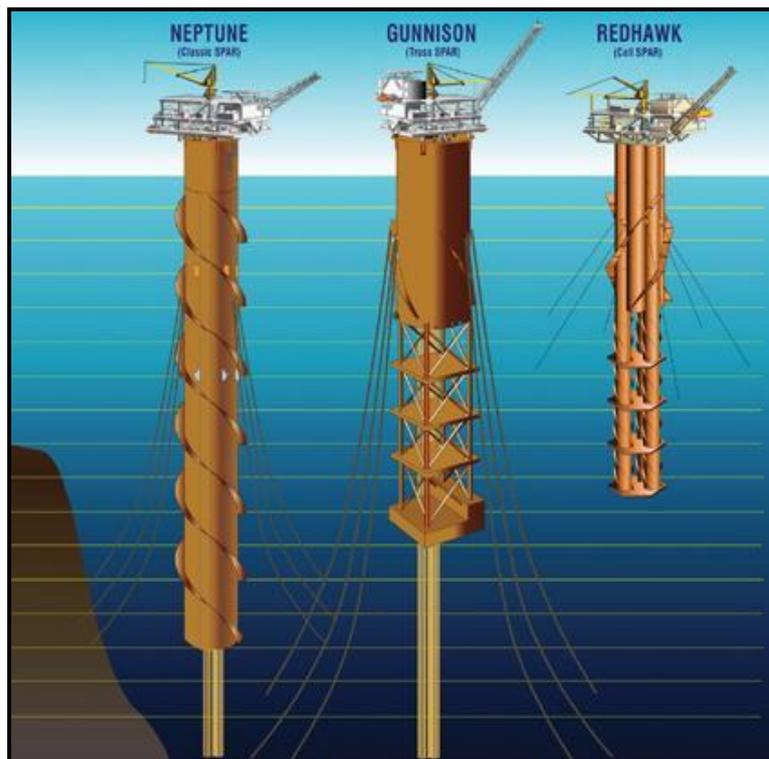


Figura 2-11 – Alguns modelos de Spar-Buoy

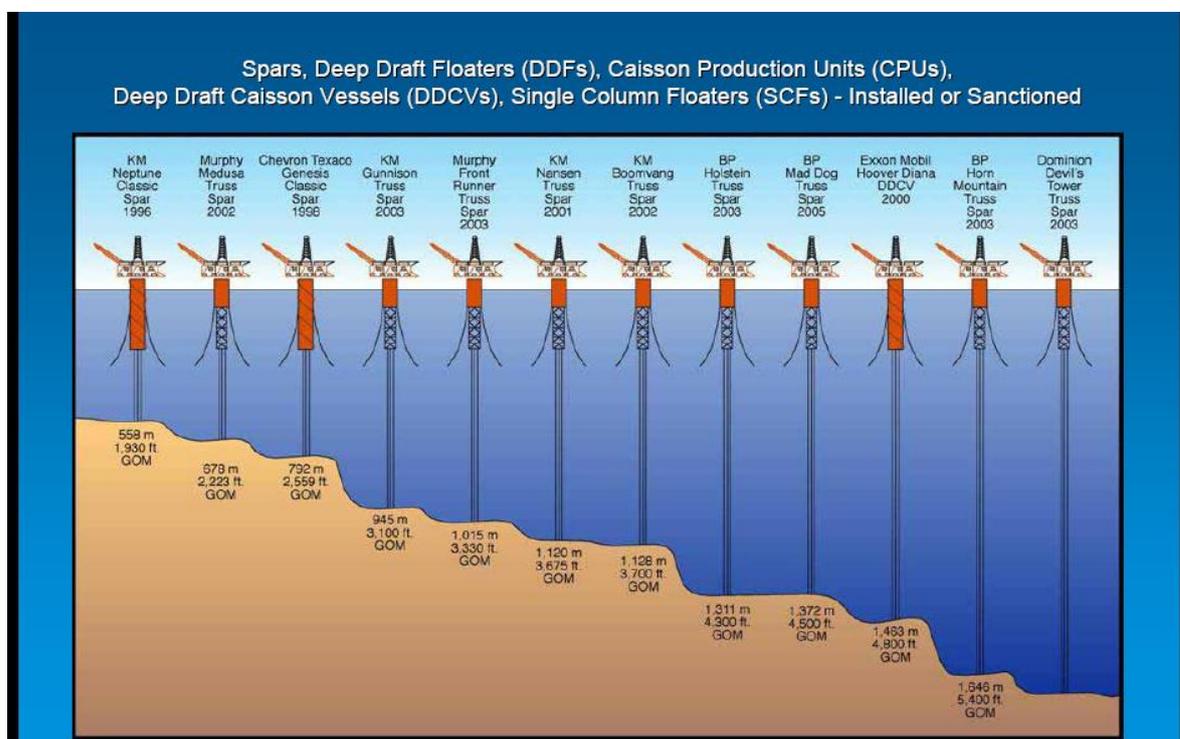


Figura 2-12 – Evolução das plataformas do modelo Spar-Buoy

2.2 Configurações das Linhas de Ancoragem dos Sistemas Offshore Flutuantes

As plataformas flutuantes podem ter suas posições mantidas por diferentes tipos de sistemas de ancoragem, que por sua vez, podem empregar diversos tipos de elementos de fundação como ponto fixo de ancoragem. Os dois principais modelos de configurações adotados usualmente são a catenária convencional e a *taut-leg* (linhas esticadas). A Figura 2-13 (Ellwanger, [6]) mostra uma comparação entre os dois modelos de configurações.

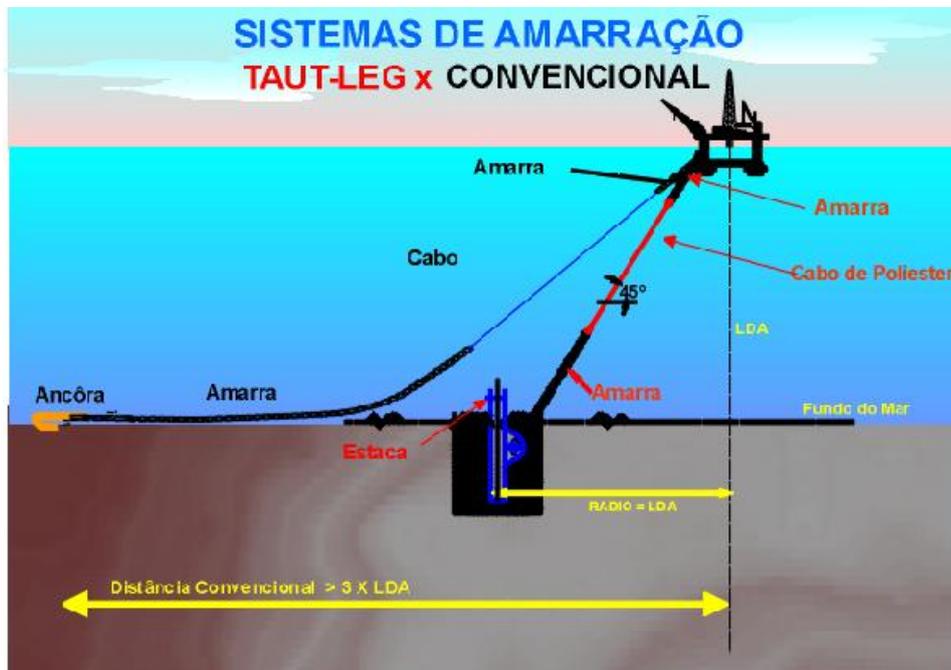


Figura 2-13 – Comparação Taut-Leg x Convencional

As linhas de ancoragem em uma configuração de catenária de peso transmitem, basicamente, cargas horizontais ao sistema de fundação. Este fator introduz maior flexibilidade na seleção do tipo apropriado de elemento de fundação. Entretanto, o raio de ancoragem (distância horizontal, medida no fundo do mar, do centro da plataforma ao ponto fixo de ancoragem) é relativamente grande: aproximadamente duas a três vezes a lâmina d'água. Conseqüentemente, a aplicação de configurações em catenária não é recomendada em águas profundas ou ultraprofundas, devido a dois fatores: o aumento do peso das linhas de ancoragem e problemas de instalação que podem surgir em locais congestionados, isto é, com diversas plataformas muito próximas. Este é o caso da maioria dos campos de petróleo.

A configuração *taut-leg* foi proposta para evitar as inconveniências da configuração em catenária. Esta configuração, onde as linhas não estão soltas, permite o uso de comprimentos menores de linhas. Quando associado ao uso de novos materiais (tais como fibras de poliéster), há redução considerável no peso do sistema de ancoragem. Além disso, devido ao fato de o ponto de fixação das linhas não estar em contato com o fundo do mar, e poder alcançar inclinações em torno de 45°, o raio de ancoragem é tipicamente igual à profundidade da lâmina d'água, sendo consideravelmente menor que em configurações em catenária (Del Vecchio et al., [8]). Entretanto, as configurações *taut-leg* transmitem cargas verticais ao sistema de fundação. Assim, a escolha do tipo de fundação deve levar em conta este fato.

Nas TLP's, apresentadas no item 2.1.4, é utilizado um sistema de ancoragem especial. As linhas de ancoragem são dispostas de modo a formar ângulos de aproximadamente 90° com a horizontal (leito do mar), sofrendo pequenas variações devido às variações nos sentidos e direções dos esforços aplicados. Estas linhas funcionam como tirantes, transmitindo às estacas, principalmente, esforços de verticais de tração.

2.3 Tipos de Fundações *Offshore*

À medida que as pesquisas em torno da utilização das estacas para estruturas *offshore* avançam, novos modelos de fundações vêm sendo propostos. A seguir, são apresentados alguns tipos de estacas utilizados na ancoragem de estruturas *offshore*.

2.3.1 Estacas Pré-Moldadas e Moldadas *In Situ*

São os principais tipos de fundação para Jaquetas, Torres Complacentes e *TLP's*, que são plataformas que apresentam esforços verticais consideráveis e necessitam estacas com grande profundidade. Nessas estacas, a ação das cargas laterais é suportada por aproximadamente um terço do comprimento da estaca, e os dois terços restantes são definidos a partir das cargas verticais que são absorvidas parte pelo atrito lateral e parte pela ponta. Este tipo de estaca possui pequeno diâmetro em relação ao comprimento, sendo denominada estaca longa. Assim, seu comportamento global é dominado pela flexão, até que em certa profundidade se torne praticamente engastada. A Figura 2-14 mostra os deslocamentos laterais deste tipo de estaca quando submetida a um carregamento lateral.

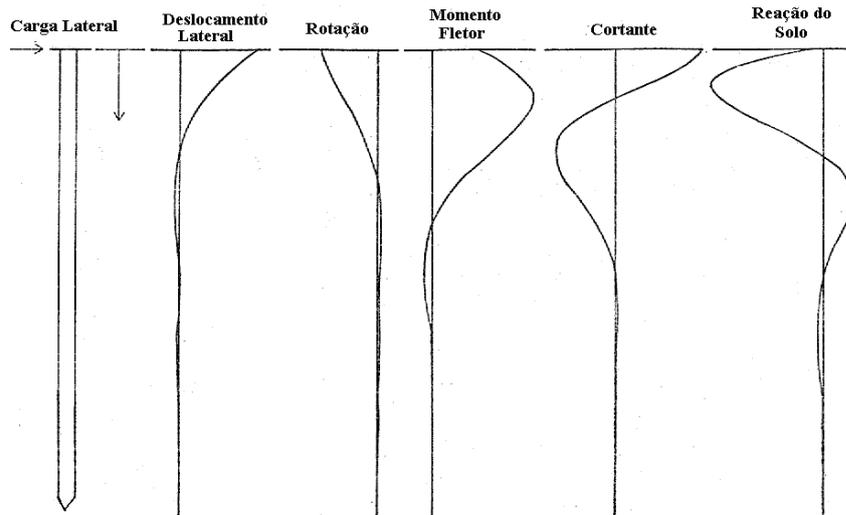


Figura 2-14 – Comportamento lateral de uma estaca longa

As estacas pré-moldadas possuem formato prismático. Podem ser feitas de madeira, aço ou concreto armado. A cravação é dada por impacto, perfuração ou pressão estática.

As estacas moldadas *in situ* são introduzidas no terreno por perfuração, com ou sem molde, ou por cravação do molde. Em alguns casos, o vazio formado entre a estaca e o solo é preenchido com cimento sem contribuição estrutural, sendo denominada estaca grauteada (Figura 2-15). As estacas grauteadas têm sido usadas nas ancoragens de *risers* do tipo torre, também denominados *Risers Híbridos Auto-Sustentáveis* (RHAS) – Figura 2-16 (Informe PROCAP, [9]).

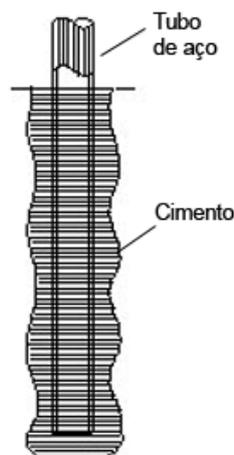


Figura 2-15 – Estaca Grauteada

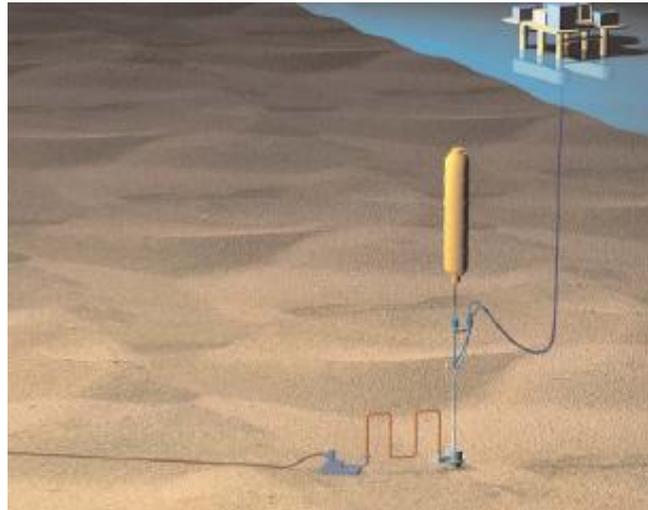


Figura 2-16 – RHS utilizado pela PETROBRAS

2.3.2 Estaca de Sucção

A estaca de sucção é um elemento de fixação cilíndrico, com formato semelhante a um copo invertido. A extremidade superior desta estaca é fechada e a inferior é aberta. A relação entre o comprimento e o diâmetro deste tipo de estaca fica geralmente em torno de cinco. Na Figura 2-17 (H Marine, [13]) são mostradas as Estacas de Sucção utilizadas na ancoragem da plataforma Spar-Buoy “Perdido” ao seu local de implantação, no Golfo do México. Em Perdido, foram utilizadas estacas de 30 m de altura por 6 m de diâmetro. As plataformas semi-submersíveis “P-19” e “P-26” foram fixadas com Estacas de Sucção, na Bacia de Campos.



Figura 2-17 – Transporte das Estacas de Sucção da Plataforma Spar-Buoy “Perdido”

As estacas de sucção são primeiramente lançadas por gravidade até atingirem o solo, cravando neste até uma pequena profundidade. Em sua extremidade superior se localiza uma

bomba (recuperável) que irá retirar água que ficou contida no interior do cilindro. Este processo irá gerar uma diferença de pressão entre o meio externo e o meio interno, que somado ao seu peso próprio, faz com que a estaca penetre no solo marinho. É importante ressaltar que existem forças de atrito lateral tanto na face interna quanto na face externa da saia de penetração, e resistência de ponta que se opõe à cravação, como se pode observar na Figura 2-18 (Santos, [10]).

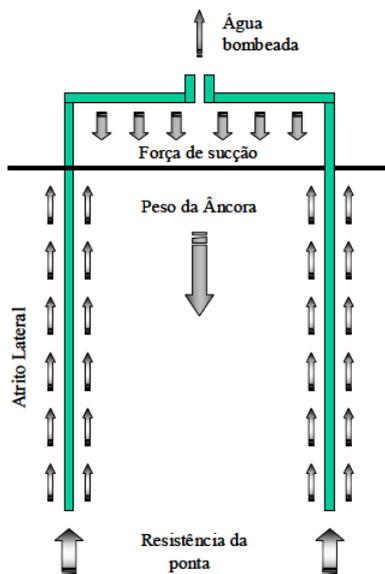


Figura 2-18 – Forças atuantes na estaca de sucção durante o processo de instalação

2.3.3 Vertical Load Anchor – VLA (Âncora para Cargas Verticais)

A VLA é um tipo de âncora que pode suportar os carregamentos verticais, além dos horizontais, ilustrada na Figura 2-19 (Svetmanta VLA, [14]). Sua cravação é feita da seguinte forma: a estaca é lançada ao fundo do mar e depois arrastada com determinado ângulo de cravação que permita sua penetração no solo até a profundidade de cravação de projeto. As etapas de cravação são ilustradas na Figura 2-20 (Vryhof, [11]). A capacidade de carga deste tipo de âncora é governada pelos seguintes parâmetros: a área da placa (ou pata); a penetração da âncora no solo, que é função do tipo de solo (maior penetração em argilas moles e menor penetração em areias); o formato da estaca; e a configuração das linhas de ancoragem (estaca mais recomendada para configuração *taut-leg*). Na Bacia de Campos, este tipo de fundação foi instalado nas plataformas P-27, P-36 e P-40.



Figura 2-19 – Vista de uma Vertical Load Anchor (VLA)

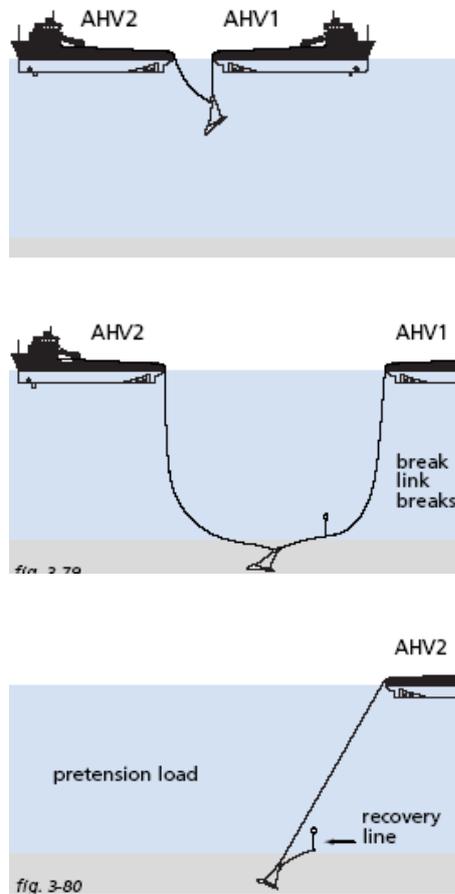


Figura 2-20 – Etapas da Instalação de uma VLA

2.3.4 Estaca Torpedo

O conceito de Estacas Torpedo foi desenvolvido pela PETROBRAS e foi patenteado por esta empresa. Devido à simplicidade de construção e instalação, quando comparado ao de outras soluções, esta tem se mostrado uma ótima solução de baixo custo no caso brasileiro, especialmente em operações de exploração em águas profundas e ultraprofundas (Medeiros Jr., [15]). Estas estacas foram inicialmente aplicadas para ancoragem de *risers* flexíveis, com o objetivo de evitar que as cargas geradas pelas unidades flutuantes fossem transferidas, através dos *risers*, aos equipamentos submarinos. Quando não são ancorados, os *risers* são instalados com um comprimento adicional, que é responsável por absorver essas cargas através da fricção entre as linhas de ancoragem e o solo. Isto leva a um custo adicional.

Este tipo de estaca possui tipicamente seção de aço tubular de ponta cônica. Por ser considerada uma estaca curta, com a razão entre o comprimento e o diâmetro em torno de 10, o tipo torpedo basicamente funciona como um corpo rígido. A presença de aletas laterais ajuda a minimizar o problema da redução de resistência, tanto lateral quanto axial, proporcionando maior área de contato da estaca com o solo (Figura 2-21). Seu interior é preenchido com uma mistura de sucata de aço e concreto, cuja dosagem é efetuada com os objetivos de elevar a massa específica do conjunto e deixar seu centro de gravidade próximo à ponta da estaca, o que é importante na fase de cravação. Na parte superior, existe um olhal que permite que a carga de ancoragem seja aplicada em qualquer direção.



Figura 2-21 – Estacas Torpedo

A cravação deste tipo de estaca é feita por gravidade, através do lançamento em queda livre a partir de certa profundidade como se fosse um torpedo sem explosivos. Para instalação da Estaca Torpedo, necessita-se um único rebocador para realizar o transporte e o lançamento. Essa simplificação significa menor quantidade de meios navais utilizados e tempo de instalação, quando comparado a outros tipos de fundações. Além disso, este tipo de operação não requer operações de arraste, como é o caso das âncoras. Dessa forma, os torpedos podem ser instalados em áreas congestionadas sem que haja interferência das linhas de ancoragem já existentes na região. Verificou-se que o custo de instalação destas estacas não sofre influência significativa da lâmina d'água na qual o sistema é instalado. Isto possibilita a instalação das mesmas em águas ultraprofundas, sem necessitar de equipamentos submarinos especiais ou embarcações de apoio de grande porte. Graças a esses fatores, as Estacas Torpedo vêm se tornando a forma mais econômica de ancorar plataformas *offshore* em águas profundas e ultraprofundas, especialmente em argilas moles, como é o caso da argila normalmente adensada que compõe o solo marinho da Bacia de Campos.

A boa resistência aos esforços axiais é outro atrativo deste tipo de estaca quando é adotada a configuração das linhas de ancoragem em *taut-leg*, ou ainda quando a ancoragem da plataforma é feita por meio de tendões, como é o caso das TLP's. No Brasil, este tipo de fundação foi utilizado ou está previsto para ser utilizado pela PETROBRAS nas seguintes plataformas P50, P51, P53, P57, FPSO Vitória e FPSO Rio de Janeiro (Aguilar, [12]).

2.4 Conclusões

As operações de exploração de hidrocarbonetos no mar dependem de estruturas de suporte capazes de garantir estabilidade e segurança aos equipamentos de superfície e aos operários. As plataformas marítimas são estruturas de grandes dimensões sujeitas a esforços de grandes magnitudes, provenientes da ação dinâmica das ondas, correntes marinhas e outros fenômenos naturais. A evolução dos materiais levou a grandes saltos tecnológicos nas concepções estruturais das plataformas.

As jaquetas e torres complacentes são modelos de plataformas fixas. Estes foram os primeiros modelos de plataformas marítimas a serem utilizados, e são as soluções mais indicadas para águas rasas e intermediárias. A principal limitação para a aplicação das plataformas fixas é o peso próprio da estrutura, que deve ser montada antes do transporte e do

lançamento ao local de operação. Assim, com a descoberta de jazidas em águas profundas e ultraprofundas, ficou inviável operacionalmente o uso das plataformas fixas. Surgiram assim as plataformas flutuantes. Nesse tipo de plataforma, os elementos responsáveis por transmitir os esforços às fundações são as linhas de ancoragem, que devem ser dispostas de forma a garantir pequenos deslocamentos da estrutura frente aos esforços impostos.

A transmissão dos esforços provenientes das linhas de ancoragem ao solo é feita por meio de pontos fixos no leito do mar, as fundações. As tradicionais estacas cravadas ou moldadas são tipicamente utilizadas em águas rasas e intermediárias, já que os custos operacionais com a cravação se elevam consideravelmente em águas mais profundas. As pouco convencionais estacas de sucção, VLA e torpedo são aplicáveis a águas profundas e ultraprofundas. A principal vantagem das estacas torpedo é que ela dispensa equipamento de cravação. As fundações tradicionais e mesmo as VLA's e estacas de sucção têm cada uma um processo de instalação específico, e precisam de equipamentos para auxiliar a cravação. Isto que demanda muito mais tempo e dinheiro.

É importante observar que, especialmente em águas profundas e ultraprofundas, os investimentos em pesquisa têm sido bem sucedidos, gerando grande retorno financeiro às empresas. No Brasil, a Petrobrás tem investido pesado em seus centros de pesquisas e está em busca de soluções alternativas para a exploração nos novos campos de petróleo, recentemente descobertos.

3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE

Este capítulo apresenta os principais métodos clássicos utilizados na análise de uma estaca isolada: o modelo elástico linear, o modelo de Winkler (linear) e o modelo de Winkler modificado (não linear). Estas metodologias serão utilizadas posteriormente para comparação com resultados obtidos utilizando um programa computacional, que aplica o método dos elementos finitos.

3.1 Modelo Elástico Linear para uma Estaca Isolada

O modelo elástico linear foi originalmente proposto por Poulos [16] . Algumas aproximações foram feitas para simplificar o problema, sendo adotadas três hipóteses:

1. Uma única estaca é analisada por vez, ou seja, não é considerado o efeito de grupo;
2. O material da estaca é homogêneo e tem comportamento linear elástico; e
3. O solo que envolve a estaca é homogêneo, contínuo, isotrópico e semi-infinito, sendo representado por um único módulo de elasticidade (E_s) e por um coeficiente de Poisson (ν).

A equação diferencial que rege o problema elástico linear de uma estaca de seção transversal circular embebida num meio homogêneo é:

$$E_e \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + p \cdot d = 0 \quad (3-1)$$

onde : z é a profundidade a partir do topo da estaca;

E_e é o módulo de elasticidade longitudinal da estaca;

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

y é o deslocamento lateral da estaca;

p é a pressão lateral do solo sobre a estaca;

d é o diâmetro da estaca.

3.1.1 Formulação pelo Método da Rigidez

A solução matricial, descrita a seguir, permite que se obtenham deslocamentos, esforços internos e pressões em qualquer ponto da estaca. Além disso, permite a solução de

problemas com condições de contorno diferentes dos dois casos resolvidos por Poulos [16] (estaca com topo livre e estaca com rotação restringida no topo).

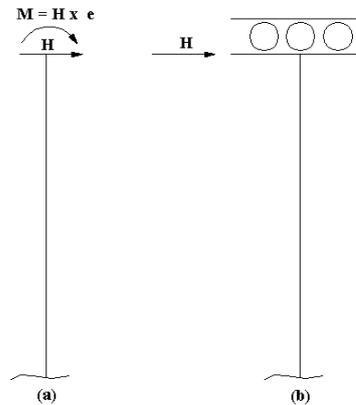


Figura 3-1 – Esquema estrutural de uma estaca livre (a) e uma estaca com rotação restringida no topo (b)

Basicamente, esta formulação consiste em determinar uma matriz de rigidez para o conjunto solo-estaca. Essa matriz é obtida a partir da soma das matrizes de rigidez da estaca e do solo. A estaca é segmentada em elementos de viga (fictícios), onde são considerados dois graus de liberdade: deslocamento lateral e a rotação (Figura 3-2). A rigidez da estaca é calculada a partir do acoplamento das rigidezes de cada um desses elementos de viga. A matriz de rigidez do solo é obtida através da inversão da matriz de flexibilidade do mesmo. Assim, a formulação matricial do método da rigidez tem o seguinte aspecto:

$$[K_e + K_s] \{y\} = \{P\} \quad (3-2)$$

onde : K_e é a matriz de rigidez da estaca;

K_s é a matriz de rigidez do solo, obtida a partir da inversão da matriz de flexibilidade do mesmo. A matriz de flexibilidade é determinada a partir da utilização de expressões deduzidas por Mindlin [18] . Douglas & Davis integraram a solução de Mindlin para o caso horizontal sobre uma área retangular (Douglas & Davis, [17]);

$\{y\}$ é o vetor de deslocamentos nodais;

$\{P\}$ é o vetor de cargas nodais aplicadas.

A matriz de rigidez de cada elemento de viga (fictício) da estaca possui o seguinte aspecto (Gere & Weaver Jr., [19]):

$$k_e = \begin{bmatrix} \frac{12 E_e I}{L^2} & \frac{6 E_e I}{L^2} & -\frac{12 E_e I}{L^2} & \frac{6 E_e I}{L^2} \\ & \frac{4 E_e I_e}{L} & -\frac{6 E_e I}{L^2} & \frac{2 E_e I}{L} \\ \text{simétrica} & & \frac{12 E_e I}{L^2} & -\frac{6 E_e I}{L^2} \\ & & & \frac{4 E_e I}{L} \end{bmatrix} \quad (3-3)$$

onde: L é o comprimento do elemento da estaca, conforme Figura 3-2;

E_e é o módulo de elasticidade do material da estaca;

I é o momento de inércia da seção transversal da estaca.

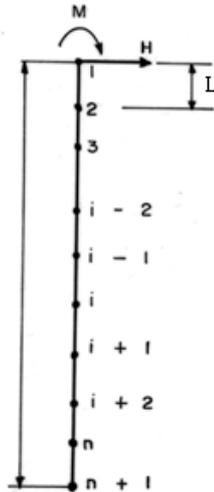


Figura 3-2 – Segmentação da estaca em elementos de viga

A partir da solução da Equação Matricial (3-2), obtêm-se diretamente os deslocamentos laterais e as rotações. A partir da matriz de rigidez do segmento de estaca – Equação (3-3), os esforços cortantes e momentos fletores nas extremidades de cada segmento são obtidos na forma clássica do método da rigidez. Calculados os esforços cortantes, podem-se obter as reações do solo ao longo da estaca.

Este procedimento proposto para a solução Elástica Linear tem uma restrição importante. Não podemos utilizá-lo quando estamos lidando com solos não homogêneos ou de comportamento não linear, devido a uma restrição imposta pelas equações de equilíbrio da matriz de flexibilidade. A obtenção da matriz de flexibilidade tem como hipótese a homogeneidade do solo que circunda a estaca.

3.2 Modelo de Winkler

Este modelo foi originalmente proposto para estudar o comportamento de fundações contínuas do tipo vigas de fundação apoiadas sobre o solo. Esse é um problema denominado viga sobre base elástica. Diversos casos de carregamentos e condições de contorno foram analisados em alguns trabalhos clássicos (Timoshenko & Gere, [20] e Hetényi, [21]).

O método parte da hipótese simplificada de que o solo é um meio elástico e sua reação lateral por unidade de comprimento é função única e exclusiva do deslocamento daquele ponto na correspondente direção. Desta forma, o solo passa a ser representado por coeficientes de reação, que podem ter comportamento constante ou variável ao longo da profundidade. Esses coeficientes são equivalentes a molas lineares que representam fisicamente a reação do solo na face da estaca conforme mostra a Figura 3-3 (Aguiar, [12]). Estes coeficientes são determinados a partir de ensaios de campo, sendo válidos apenas para o tipo de solo ensaiado e para a região onde o ensaio foi feito.

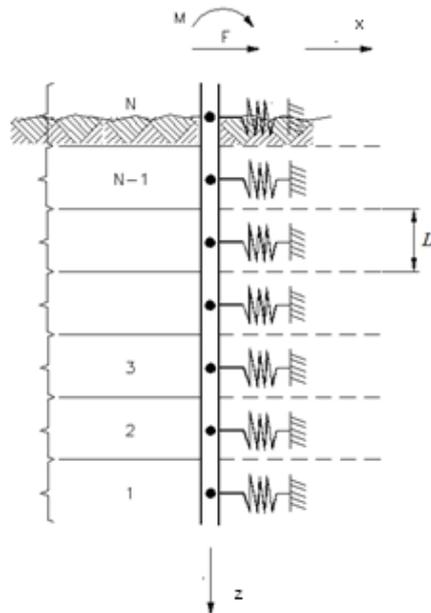


Figura 3-3 – Estaca vertical discretizada pelo Método de Winkler

Para representar o solo, é utilizado o modelo de análise proposto por Winkler (Velloso & Lopes, [3]). A relação entre a pressão lateral e o deslocamento lateral é feita através de um coeficiente de reação lateral, da seguinte forma:

$$p = k_h \cdot d \tag{3-4}$$

onde:

k_h é o coeficiente de reação lateral do solo (dimensão: FL^{-3}).

Já no caso de uma carga vertical, a relação entre a pressão da reação de ponta e do atrito estaca-solo e o deslocamento vertical é feita através de um coeficiente de reação vertical, da seguinte forma:

$$q = k_v w \quad (3-5)$$

onde: q é a pressão da reação de ponta e do atrito estaca-solo;

k_v é o coeficiente de reação vertical do solo (dimensão FL^{-3});

w é o deslocamento vertical da estaca.

Ambos os coeficientes de reação, k_h e k_v , podem ser constantes ou variáveis com a profundidade, nesse caso podendo ser expressos como funções da profundidade, z , através de uma lei de variação.

A Equação (3-1) rege este problema. Para um carregamento lateral, podemos reescrevê-la, substituindo a pressão lateral “ p ” da Equação (3-4):

$$E_e I \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot d \cdot y = 0 \quad (3-6)$$

A equação acima pode ser resolvida analítica ou numericamente. A solução analítica é possível apenas para o caso de uma distribuição uniforme de k_h . No caso de um k_h variável ao longo da profundidade, a Equação (3-6) deve ser resolvida por algum método numérico, como o método dos elementos finitos, por exemplo. Hetényi resolveu a Equação (3-6) analiticamente, analisando diversas condições de contorno para o caso de vigas sobre bases elásticas (Hetényi, [21]).

Há algumas vantagens em utilizar o modelo de Winkler. A primeira delas é a possibilidade de representar várias camadas de solo através da mudança do coeficiente k_h ao longo da profundidade. Outra vantagem é a possibilidade de utilizar uma estaca com propriedades físicas e geométricas variáveis ao longo da profundidade. É possível também aplicar diversas condições de contorno, assim como aplicar cargas ao longo da estaca e não em um ponto específico, como o topo, por exemplo.

3.3 Modelo de Winkler Modificado

O modelo de Winkler original pode ser modificado de tal forma a representar a não linearidade física do solo. A maioria das fundações *offshore* em estacas longas foram projetadas utilizando esta metodologia, denominada método de Winkler modificado. Para aplicar esse modelo, foram definidas curvas experimentais que representam o comportamento não linear do solo. São as curvas dos tipos: P-Y, para a reação lateral; T-Z, para o atrito solo-estaca no carregamento axial; e Q-U, para a reação de ponta. O ANEXO A apresenta as curvas mais amplamente aceitas na atualidade, propostas pelo *API (American Petroleum Institute)*, descritas na norma *API-RP-2A-WSD (2005)* [5]. O API realiza atualizações periódicas de suas normas, conforme são publicados novos resultados experimentais e pesquisas sobre as curvas. Esta proposta é a adotada na maioria dos projetos de fundações de estruturas *offshore*.

Na modelagem aplicando o modelo de Winkler (ver Figura 3-3), a estaca é dividida em segmentos conectados por nós, associando-se a cada nó uma mola linear com rigidez:

$$K = k_h \cdot d \cdot L_i \quad (3-7)$$

onde: L_i é o comprimento de influência de cada mola.

O comprimento de influência L_i é determinado de acordo com a posição do nó analisado, como pode ser visto na Figura 3-4.

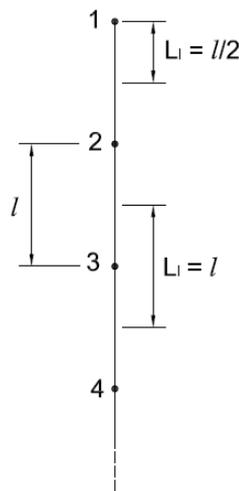


Figura 3-4 – Discretização da estaca e comprimentos de influência

Neste trabalho, a aplicação do modelo de Winkler é realizada através do programa PILEMICRO (Ellwanger & Aguiar, [4]), desenvolvido pela COPPE/UFRJ e de propriedade da PETROBRAS. Este programa faz a análise da estaca e do solo através dos parâmetros definidos pelo API na versão atualizada em 2005 da norma API. A estaca é modelada por elementos de pórtico espacial (Figura 3-5) (Aguiar, [12]) com não linearidade geométrica.

A solução através do método dos elementos finitos, utilizando elementos de pórtico tridimensionais, conforme implementação do programa PILEMICRO, permite também a introdução de molas não-lineares, para simular este tipo de efeito do solo. Conforme mencionado anteriormente, esta metodologia de aplicação é, geralmente, chamada de modelo de Winkler modificado.

Basicamente, o programa PILEMICRO resolve um sistema do mesmo tipo referido na Equação Matricial (3-2).

$$[K_e + K_s] \{y\} = \{P\} \quad (3-2)$$

onde : K_e é a matriz de rigidez da estaca, dada pela Equação (3-8), considerando elemento de pórtico espacial (Figura 3-5);

K_s é a rigidez não linear do solo, dada em função da profundidade “z”, aplicada nas direções correspondentes às reações do solo;

$\{P\}$ e $\{y\}$ são os mesmos vetores descritos anteriormente (item 3.1.1).

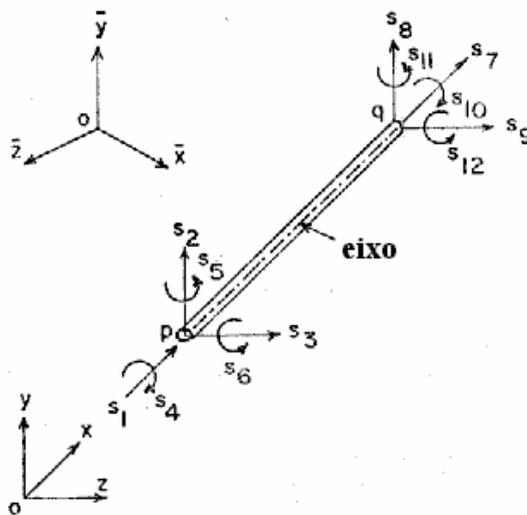


Figura 3-5 – Elemento de pórtico espacial

A matriz de rigidez de um elemento de pórtico espacial é dada a seguir (Gere & Weaver Jr., [19]):

$$K_e = \begin{bmatrix} \frac{E_e A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{E_e A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12 E_e I_z}{L^2(1+\Phi_y)} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6 E_e I_z}{L^2(1+\Phi_y)} & 0 & -\frac{12 E_e I_z}{L^2(1+\Phi_y)} & 0 & 0 & 0 & \frac{6 E_e I_z}{L^2(1+\Phi_y)} \\ \frac{12 E_e I_y}{L^2(1+\Phi_z)} & 0 & -\frac{6 E_e I_y}{L^2(1+\Phi_z)} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12 E_e I_y}{L^2(1+\Phi_z)} & 0 & -\frac{6 E_e I_y}{L^2(1+\Phi_z)} & 0 & 0 \\ \frac{G_e I_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{G_e I_x}{L} & 0 & 0 \\ \frac{(4+\Phi_z) E_e I_y}{L(1+\Phi_z)} & 0 & 0 & 0 & \frac{6 E_e I_y}{L^2(1+\Phi_z)} & 0 & \frac{(2-\Phi_z) E_e I_y}{L(1+\Phi_z)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{(4+\Phi_y) E_e I_z}{L(1+\Phi_y)} & 0 & \frac{6 E_e I_z}{L^2(1+\Phi_y)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(2-\Phi_y) E_e I_z}{L(1+\Phi_y)} & 0 & 0 \\ \frac{E_e A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12 E_e I_z}{L^2(1+\Phi_y)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6 E_e I_z}{L^2(1+\Phi_y)} & 0 & 0 \\ \frac{12 E_e I_y}{L^2(1+\Phi_z)} & 0 & \frac{6 E_e I_y}{L^2(1+\Phi_z)} & 0 & 0 & 0 & \frac{6 E_e I_y}{L^2(1+\Phi_z)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{G_e I_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{(4+\Phi_z) E_e I_y}{L(1+\Phi_z)} & 0 & \frac{(4+\Phi_z) E_e I_y}{L(1+\Phi_z)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{(4+\Phi_y) E_e I_z}{L(1+\Phi_y)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3-8)$$

onde: $E_e A$ é a rigidez axial da estaca;

$E_e I_y$ é a rigidez à flexão, em torno do eixo y (ver Figura 3-5), da seção da estaca;

$E_e I_z$ é a rigidez à flexão, em torno do eixo z (ver Figura 3-5), da seção da estaca;

L é o comprimento do elemento;

G_e é o módulo de elasticidade transversal da estaca;

I_x é o momento de inércia polar da seção transversal da estaca;

ϕ_y e ϕ_z são fatores que dependem do formato da seção.

Na versão atual do programa PILEMICRO é possível a consideração da rigidez não linear geométrica do elemento através da introdução da matriz de rigidez não linear geométrica (Benjamim, [22]), como descrito no manual do usuário do programa PILEMICRO (Ellwanger & Aguiar, [4]). Esta matriz é apresentada a seguir:

$$Kg = \begin{bmatrix} Kg_{1,1} & Kg_{1,2} & Kg_{1,3} & 0 & Kg_{1,5} & Kg_{1,6} & Kg_{1,7} & Kg_{1,8} & Kg_{1,9} & 0 & Kg_{1,11} & Kg_{1,12} \\ & Kg_{2,1} & 0 & Kg_{2,1} & 0 & Kg_{2,1} & Kg_{2,1} & Kg_{2,1} & 0 & Kg_{2,1} & 0 & Kg_{2,12} \\ & & Kg_{3,1} & Kg_{3,1} & Kg_{3,1} & 0 & Kg_{3,1} & 0 & Kg_{3,1} & Kg_{3,1} & Kg_{3,1} & 0 \\ & & & Kg_{4,1} & Kg_{4,1} & Kg_{4,1} & 0 & Kg_{4,1} & Kg_{4,1} & Kg_{4,1} & Kg_{4,1} & Kg_{4,1} \\ & & & & Kg_{5,5} & 0 & Kg_{5,5} & 0 & Kg_{5,5} & Kg_{5,5} & Kg_{5,5} & 0 \\ & & & & & Kg_{6,6} & Kg_{6,6} & Kg_{6,6} & 0 & Kg_{6,6} & 0 & Kg_{6,6} \\ & & & & & & Kg_{7,7} & Kg_{7,7} & Kg_{7,7} & 0 & Kg_{7,7} & Kg_{7,7} \\ & & & & & & & Kg_{8,8} & 0 & Kg_{8,8} & 0 & Kg_{8,8} \\ & & & & & & & & Kg_{9,9} & Kg_{9,9} & Kg_{9,9} & 0 \\ & & & & & & & & & Kg_{10,10} & Kg_{10,10} & Kg_{10,10} \\ & & & & & & & & & & Kg_{11,11} & 0 \\ & & & & & & & & & & & Kg_{12,12} \end{bmatrix} \quad (3-9)$$

onde:

$$\begin{aligned} Kg_{1,1} &= -\frac{F_1}{l} & Kg_{1,2} &= -\frac{F_2}{l} & Kg_{1,3} &= -\frac{F_3}{l} \\ Kg_{1,5} &= -\frac{F_5}{l} & Kg_{1,6} &= -\frac{F_6}{l} & Kg_{1,7} &= -Kg_{1,1} \\ Kg_{1,8} &= -Kg_{1,2} & Kg_{1,9} &= -Kg_{1,3} & Kg_{1,11} &= F_3 + \frac{F_5}{l} \\ Kg_{1,11} &= -F_2 + \frac{F_6}{l} \\ Kg_{2,2} &= -\frac{12I_z F_1}{l^3 A_x} - \frac{6F_1}{5l} & Kg_{2,4} &= \frac{F_3}{2} + \frac{F_5}{l} & Kg_{2,6} &= -\frac{6I_z F_1}{l^2 A_x} - \frac{F_1}{10} \\ Kg_{2,7} &= Kg_{1,8} & Kg_{2,8} &= -Kg_{2,2} & Kg_{2,10} &= -Kg_{2,4} \\ Kg_{2,12} &= Kg_{2,6} \\ Kg_{3,3} &= -\frac{12I_y F_1}{l^3 A_x} - \frac{6F_1}{5l} & Kg_{3,4} &= -\frac{F_2}{2} + \frac{F_6}{l} & Kg_{3,5} &= \frac{6I_z F_1}{l^2 A_x} + \frac{F_1}{10} \\ Kg_{3,7} &= Kg_{1,9} & Kg_{3,9} &= -Kg_{3,3} & Kg_{3,10} &= -Kg_{3,4} \\ Kg_{3,11} &= Kg_{3,5} \\ Kg_{4,4} &= -\frac{I_x F_1}{A_x l} & Kg_{4,5} &= \frac{F_2 l}{12} & Kg_{4,6} &= \frac{F_3 l}{12} \\ Kg_{4,8} &= Kg_{2,10} & Kg_{4,9} &= Kg_{3,10} & Kg_{4,10} &= -Kg_{4,4} \\ Kg_{4,11} &= -Kg_{4,5} & Kg_{4,12} &= -Kg_{4,6} \\ Kg_{5,5} &= -\frac{4I_y F_1}{l A_x} - \frac{2IF_1}{15} & Kg_{5,7} &= -Kg_{1,5} & Kg_{5,9} &= -Kg_{3,5} \\ Kg_{5,10} &= -Kg_{4,5} & Kg_{5,11} &= -\frac{2I_y F_1}{l A_x} + \frac{IF_1}{30} \\ Kg_{6,6} &= -\frac{4I_z F_1}{l A_x} + \frac{2IF_1}{15} & Kg_{6,7} &= -Kg_{1,6} & Kg_{6,8} &= -Kg_{2,6} \\ Kg_{6,10} &= -Kg_{4,6} & Kg_{6,12} &= -\frac{2I_z F_1}{l A_x} + \frac{IF_1}{30} \\ Kg_{7,7} &= Kg_{1,1} & Kg_{7,8} &= Kg_{1,2} & Kg_{7,9} &= Kg_{1,3} \\ Kg_{7,11} &= -Kg_{1,11} & Kg_{7,12} &= -Kg_{1,12} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll}
Kg_{8,8} = Kg_{2,2} & Kg_{8,10} = Kg_{2,4} & Kg_{8,12} = -Kg_{2,12} \\
Kg_{9,9} = Kg_{3,3} & Kg_{9,10} = Kg_{3,4} & Kg_{9,11} = Kg_{5,9} \\
Kg_{10,10} = Kg_{4,4} & Kg_{10,11} = Kg_{4,5} & Kg_{10,12} = Kg_{4,6} \\
Kg_{11,11} = Kg_{5,5} & Kg_{12,12} = Kg_{6,6} &
\end{array}$$

onde: L é o comprimento do elemento;

I_x , I_y e I_z são os momentos de inércia em torno dos eixos x , y e z , respectivamente;

A_x é a área da seção transversal;

F_1 , F_2 , F_3 , F_5 e F_6 são os esforços nas direções numeradas de acordo com a Figura 3-5.

Os esforços nas demais direções são funções destes esforços.

3.4 Método dos Elementos Finitos

A análise estrutural de uma estrutura consiste em definir um modelo matemático que descreva o seu comportamento. Esse tipo de análise requer simplificações e aproximações, de forma que haja compatibilidade com a realidade. As principais etapas de uma análise estrutural são:

1. Definição das variáveis que governam o problema a ser analisado;
2. Formulação de equações matemáticas que reflitam o equilíbrio estático e cinemático da estrutura;
3. Resolução dos sistemas formados por estas equações;
4. Interpretações dos resultados obtidos.

Usualmente é possível descrever o comportamento de um sistema estrutural através de um modelo matemático composto por um conjunto de equações diferenciais e das condições de contorno pertinentes. Para um sistema contínuo, entretanto, o número de incógnitas é infinito, e a solução analítica se torna inviável para problemas reais, tornando necessária a sua representação através de um sistema discreto aproximado, com um número finito de graus de liberdade.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) foi desenvolvido com base nesta idéia e é utilizado para a solução sistemática de problemas de engenharia. Não faz parte do escopo deste trabalho uma descrição completa do MEF, serão apenas esclarecidos alguns dos

parâmetros utilizados na modelagem do problema abordado, bem como critérios de ruptura utilizados. Cook [2] descreve de forma bastante abrangente este método.

No MEF, o contínuo é subdividido em pequenas regiões ou “elementos”, o equilíbrio é estabelecido para cada elemento isoladamente e a solução consiste no cálculo da interação entre os elementos. Na formulação de um elemento finito, são definidos os deslocamentos que descrevem o comportamento do sistema e estabelecidas equações de equilíbrio que correspondam a esses deslocamentos desconhecidos. Os elementos finitos são definidos a partir de nós que definem o seu contorno. Dessa forma, é obtida uma matriz de rigidez do elemento, que relaciona valores de forças nodais a deslocamentos nodais unitários nas direções correspondentes (Vaz, L.E., [24]).

A versatilidade do método para resolver problemas de engenharia permite que sejam representadas estacas com geometrias não convencionais, solos não homogêneos e com a consideração da plasticidade. Neste trabalho, algumas análises numéricas foram efetuadas empregando o sistema ANSYS [25] , que é um programa comercial baseado no MEF.

3.4.1 Fontes de não-linearidades

Em uma análise linear, a matriz de rigidez e o vetor de cargas externas são considerados independentes do vetor de deslocamentos, e supomos que os materiais empregados apresentam comportamento elástico linear. Uma estrutura apresenta comportamento não-linear quando não ocorre proporcionalidade entre o carregamento aplicado e a resposta do sistema a este carregamento. No caso de uma análise não-linear a matriz de rigidez e o vetor de cargas externas são considerados como função dos deslocamentos e o material é regido por uma equação constitutiva não-linear. Esse tipo de comportamento pode ter origem geométrica, física ou de contato (Cook, [2] e Bathe, [28]). Os tipos de não-linearidade são comentados a seguir:

- **Geométrica:** Neste caso o comportamento não-linear da estrutura é caracterizado por grandes deslocamentos, mas pequenas deformações específicas e mudanças de curvatura. A mudança de configuração geométrica da estrutura sob ação das cargas, ou as imperfeições geométricas iniciais tais como, desvios da geometria idealizada e / ou excentricidade das cargas aplicadas são efeitos de não-linearidade geométrica considerados na formulação das equações de equilíbrio e na expressão do deslocamento;

- **Física:** A não-linearidade física vem do comportamento do material da estrutura, quando submetido a tensões crescentes, de se plastificar, adquirindo dessa forma, tensões residuais. No caso de ser atingida a tensão de escoamento, a estrutura passa a sofrer deslocamentos sob carga constante levando à ruptura;
- **Contato:** Os elementos de contato por si só já apresentam não-linearidade, isto se deve ao fato da “troca de estado” que acontece durante a análise, pois inicialmente uma região não está em contato com outra e no decorrer da análise passa a estar, ou vice-versa. As rigidezes normais e tangenciais das superfícies em contato dependem substancialmente da existência ou não do contato entre as mesmas.

3.4.2 Conceito de Plasticidade

Muitos problemas de engenharia são resolvidos aplicando métodos que utilizam a teoria da elasticidade linear. Estes modelos são relativamente simples e, no caso de interação solo-estaca, não são capazes de representar o comportamento real do conjunto, sobretudo em situações onde o carregamento atinge magnitudes elevadas. Desta forma, numa modelagem pelo método dos elementos finitos é convencional o uso da teoria da plasticidade permite a melhor representação do solo, o que conduz a resultados bem próximos à realidade.

Para melhor ilustrar o comportamento tensão-deformação de materiais elasto-plásticos, a Figura 3-6 mostra o estado de tensões uniaxial de um solo submetido a uma compressão simples. Neste diagrama, pode-se perceber a existência de três níveis de tensão:

- Tensão limite de proporcionalidade σ_{prop} ;
- Tensão de escoamento σ_{esc} e;
- Tensão de ruptura σ_{rupt} .

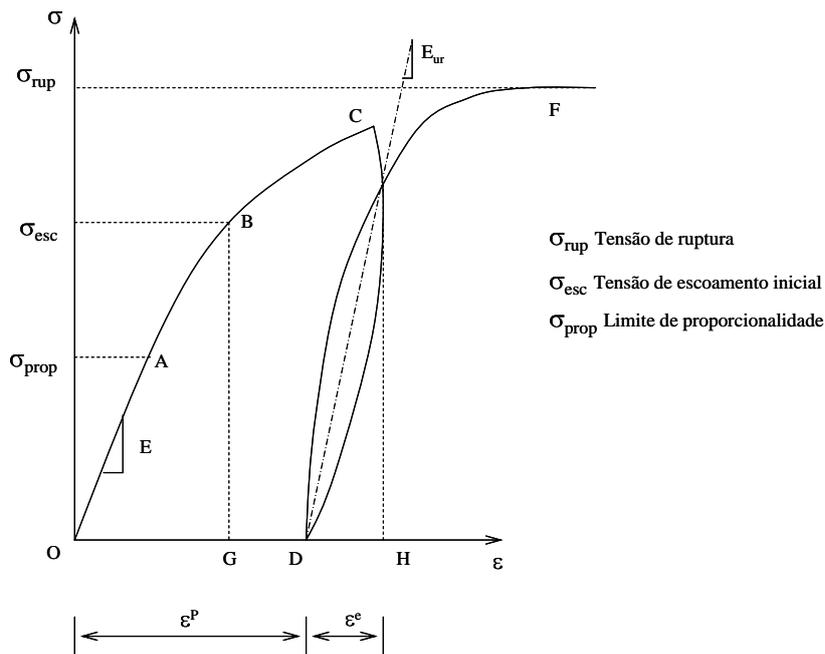


Figura 3-6 – Curva tensão-deformação de um material elasto-plástico

Enquanto o material tem pequenas deformações, para valores de tensões abaixo de σ_{prop} , as tensões e deformações permanecem relacionadas por uma função linear com coeficiente angular igual ao módulo de elasticidade do material (E). Nesta região, tensões e deformações mantêm-se proporcionais, até atingir o ponto A, chamado limite de proporcionalidade. Até este ponto, a teoria da elasticidade linear é válida.

O domínio elástico estende-se geralmente até o ponto B o qual é caracterizado pelo início das deformações plásticas, ou irreversíveis. A tensão correspondente ao ponto B é chamada de tensão de escoamento inicial, σ_{esc} . O aumento das tensões após o início do escoamento é chamado de encruamento ou endurecimento (*strain-hardening*). A partir do ponto B, tem início o escoamento do material ou domínio plástico, dando início às grandes deformações. Até o ponto B, as equações da teoria da elasticidade podem ser válidas, porém entre os pontos A e B (σ_{prop} e σ_{esc}), a proporcionalidade deixa de existir sendo o material elástico não linear. Nesta região, deve ser considerada a variação do módulo de elasticidade do material.

Num eventual descarregamento total do corpo de prova a partir do ponto A, é esperado que ele retorne à sua configuração geométrica inicial, com deformações nulas. No caso em que o corpo de prova seja descarregado a partir do ponto C, a curva seguirá a linha descendente CD. Assim, ao final do descarregamento, observa-se que o material teve uma

deformação plástica OD. Recarregando-se o corpo a partir do ponto D, obtém-se uma trajetória que se desvia da anterior; neste caso, o módulo elástico de descarregamento-recarregamento (E_{ur}) pode ser sensivelmente maior que o módulo elástico inicial (E). Ao continuar o carregamento, a tensão continua aumentando, sendo atingido um limite no ponto F correspondente à tensão de ruptura ou colapso do material (σ_{rup}).

A configuração da curva tensão-deformação vai depender do tipo de solo, do tipo de carregamento aplicado e de sua velocidade, além de outros fatores inerentes aos ensaios. Na Figura 3-7, é mostrada outra curva típica dos solos onde ocorre uma diminuição de tensões após a resistência de pico, sendo seu comportamento chamado de enfraquecimento ou amolecimento (*strain-softening*).

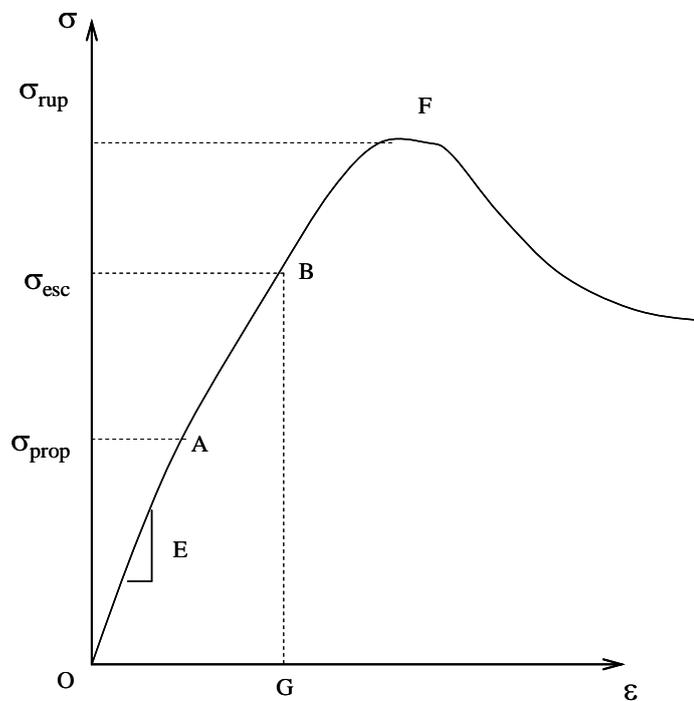


Figura 3-7 – Configuração da curva tensão-deformação de um solo (“Strain-softening”)

Geralmente, a representação da plasticidade em solos não engloba o endurecimento ou o amolecimento do material. Assim, pode-se concluir que o comportamento do solo é de um modo geral elástico e plástico. Na teoria de plasticidade clássica, o solo é representado como sendo elasto-plástico perfeito ou rígido plástico (Figura 3-8).

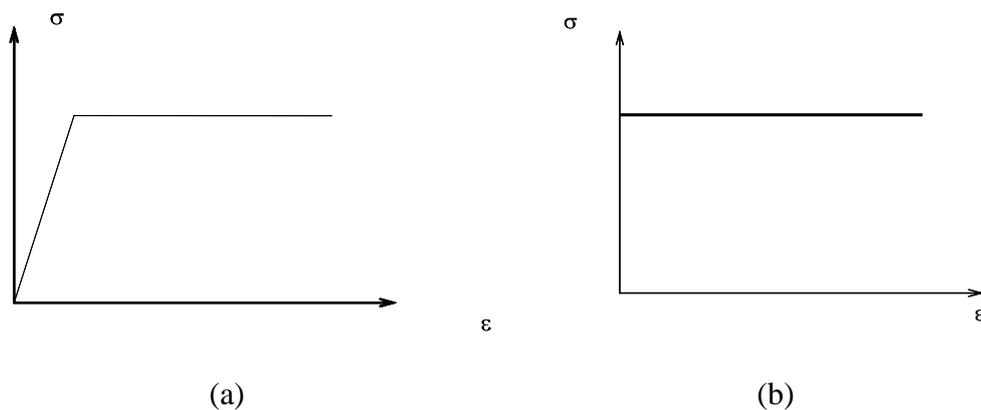


Figura 3-8 – Modelos utilizados na teoria da plasticidade clássica – (a) elasto-plástico perfeito; (b) rígido-plástico

Nas situações uniaxiais representadas até aqui, a tensão de escoamento é facilmente visualizada, já que existe apenas uma direção. No caso multi-axial, como é na representação tridimensional estudada neste trabalho, o escoamento é definido por uma função de escoamento, que é dependente do estado de tensões, conforme a seguinte relação:

$$F(\tilde{\sigma}) = 0 \tag{3-10}$$

onde: $\tilde{\sigma}$ é a matriz que representa o estado de tensões.

Um estado de tensões é comumente representado por suas três tensões principais ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). Quando um material se encontra na região elástica significa que, de acordo com o seu estado de tensões, $F(\tilde{\sigma}) < 0$.

3.4.3 Comportamento não-linear físico do solo

Em mecânica dos solos, o conceito de plasticidade é adotado na modelagem do comportamento não-linear físico do solo. Para a definição de um material elasto-plástico, além da função de escoamento, é necessária a definição de uma lei de fluxo para a determinação da direção da deformação plástica do material para cada estado de tensão. Esta direção das deformações plásticas incrementais em cada estado de tensões é definida a partir de uma lei de fluxo que pode ser expressa em função de um potencial plástico. Quando a superfície deste potencial plástico coincide com a superfície do critério de escoamento, a lei

de fluxo é dita associativa, caso contrário esta lei é chamada de não associativa. Alguns autores têm propostas bastante difundidas acerca da representação deste comportamento. A seguir, serão descritas algumas destas propostas.

Nos problemas usuais, em análises baseadas em tensões totais, usualmente, empregam-se os modelos propostos por Tresca. Já nas análises baseadas em tensões efetivas, o modelo de Mohr-Coulomb é amplamente utilizado. As superfícies de falha geradas por esses critérios, contudo, têm formato prismático (Tresca) ou cônico com base hexagonal (Mohr-Coulomb) quando representadas no espaço das tensões principais, conforme ilustra a Figura 3-9 (Potts & Zdravkovic, [30]). Os vértices desses hexágonos implicam, computacionalmente, a existência de singularidades na função de escoamento que geram relativo esforço computacional para serem tratadas.

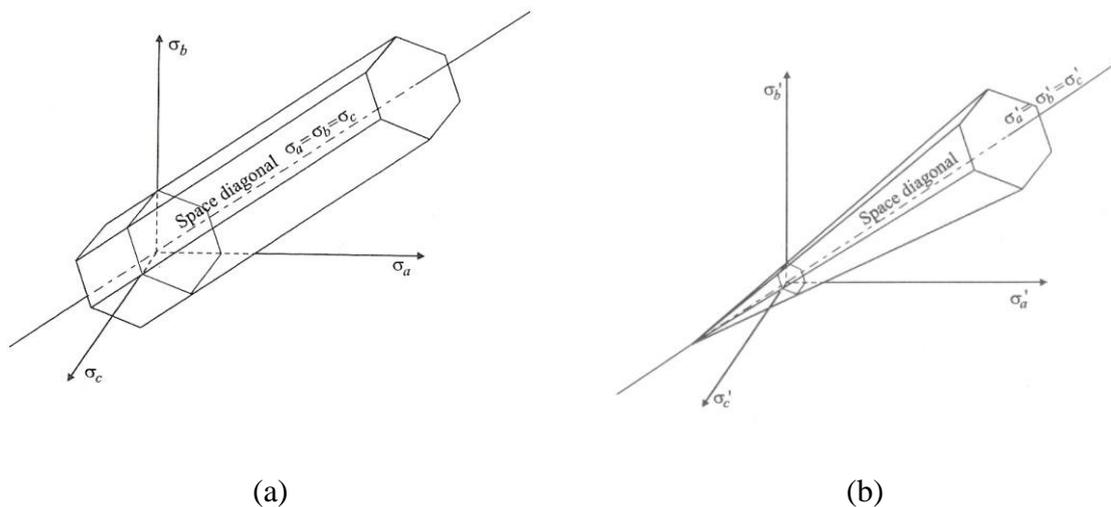


Figura 3-9 – Superfícies de falha de Tresca (a) e Mohr-Coulomb (b) representadas no espaço das tensões principais

A superfície ou critério de falha proposta por Drucker-Prager, por outro lado, é um cone com base circular e, portanto, contínua. Esta superfície é utilizada em análises baseadas em tensões efetivas, proposto por Terzaghi, ao passo que, em análises baseadas em tensões totais, têm-se uma superfície cilíndrica, também contínua, e que representa o critério estabelecido por Von Mises. As dificuldades computacionais existentes na implementação do critério de Mohr-Coulomb ou de Tresca, portanto, não existem na implementação do critério de Drucker-Prager ou de Von Mises e, assim, esses últimos são amplamente utilizados em análises baseadas no método dos elementos finitos. A Figura 3-10 (Potts & Zdravkovic, [30]) ilustra os dois critérios.

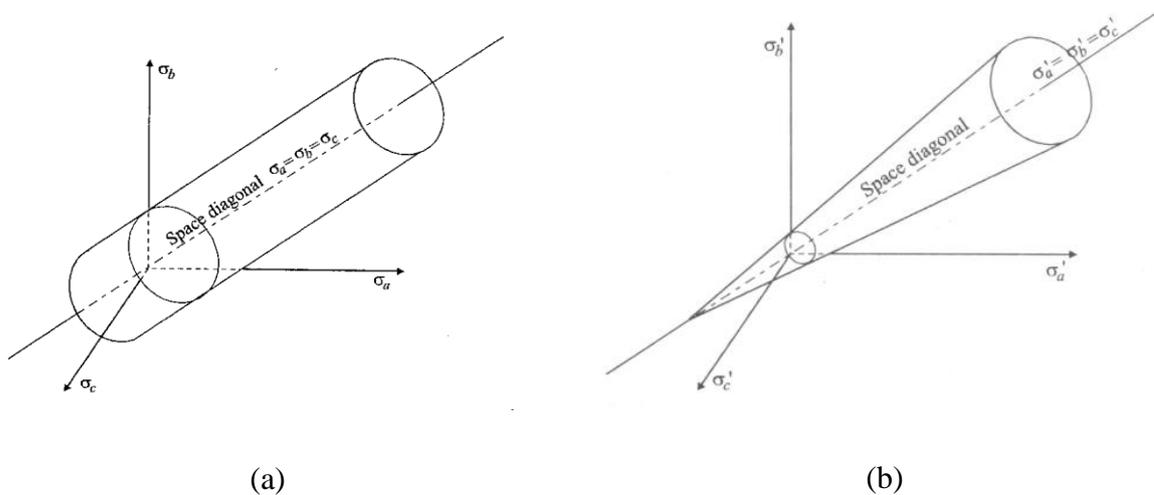


Figura 3-10 – Superfícies de falha de (a) Von Mises e (b) Drucker-Prager representadas no espaço das tensões principais

A superfície ou critério de falha de Drucker-Prager, mostrada na Figura 3-10, é dada pela expressão a seguir (Chen & Baladi, [29]):

$$F = \sqrt{J_2} + \alpha \cdot I_1 - k_{DP} = 0 \quad (3-11)$$

onde: J_2 é o segundo invariante do tensor de deformações;

I_1 é o primeiro invariante do tensor de tensões;

α e k_{DP} são parâmetros de ajuste do modelo.

Este critério pode aproximar a superfície cônica hexagonal do critério de Mohr-Coulomb desde que se escolha adequadamente os parâmetros α e k_{DP} . Basicamente, duas aproximações são sugeridas (Wang & Sittar, [31]), como apontado na Figura 3-11 (Potts & Zdravkovic, [30]):

- Na primeira, a base do cone de Drucker-Prager circunscreve o hexágono proposto pelo critério de Mohr-Coulomb. Nessa situação existem duas possibilidades: o cone passa pelos pontos de máxima tração (cone de extensão) ou o cone passa pelos pontos de máxima compressão (cone de compressão).
- Na segunda, a base do cone de Drucker-Prager está inscrita no hexágono sugerido pelo critério de Mohr-Coulomb.

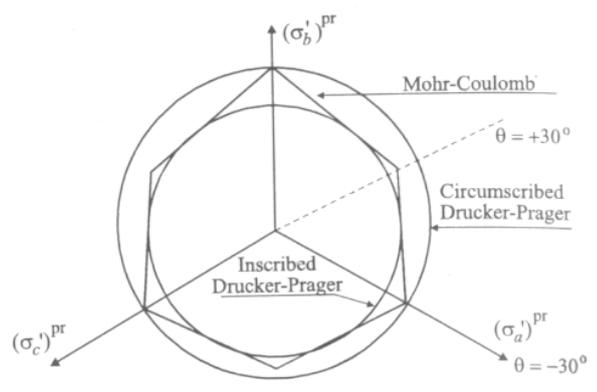


Figura 3-11 – Aproximações do critério de Mohr-Coulomb pelo critério de Drucker-Prager

Em função dessas aproximações, os parâmetros α e k_{DP} indicados na Equação (3-11) são calculados em função do ângulo de atrito interno e da resistência não drenada do solo. Esses parâmetros, juntamente com o parâmetro β , função do ângulo de dilatância ψ , são indicados na Tabela 3-1. Assume-se, além da superfície de falha estabelecida na Equação (3-11), uma função de potencial plástico da forma:

$$Q = \sqrt{J_2} + \beta \cdot I_1 - k_{DP} = 0 \quad (3-12)$$

onde: β é um parâmetro associado à dilatação volumétrica do solo após a plastificação. Esse parâmetro, apresentado na Tabela 3-1 (Wang and Sittar, [31]), é função do ângulo de dilatância ψ .

Aproximação	Parâmetros para o critério de Drucker-Prager		
	α	β	k_{DP}
Cone circunscrito (extensão)	$\frac{2 \cdot \sin \phi}{\sqrt{3} \cdot [1 + \sin \phi]}$	$\frac{2 \cdot \sin \psi}{\sqrt{3} \cdot [1 + \sin \psi]}$	$\frac{6 \cdot c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3} \cdot [1 + \sin \phi]}$
Cone circunscrito (compressão)	$\frac{2 \cdot \sin \phi}{\sqrt{3} \cdot [1 - \sin \phi]}$	$\frac{2 \cdot \sin \psi}{\sqrt{3} \cdot [1 - \sin \psi]}$	$\frac{6 \cdot c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3} \cdot [1 - \sin \phi]}$
Cone inscrito	$\frac{\sin \phi}{\sqrt{3} \cdot \sqrt{3 + \sin^2 \phi}}$	$\frac{\sin \psi}{\sqrt{3} \cdot \sqrt{3 + \sin^2 \psi}}$	$\frac{3 \cdot c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3} \cdot \sqrt{3 + \sin^2 \phi}}$

Tabela 3-1 – Parâmetros para aproximação entre o critério de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb

Quando o ângulo de dilatância do solo é igual ao ângulo de atrito interno, a função de potencial plástico, Equação (3-12), é igual à função que expressa o critério de falha pelo critério de Drucker-Prager, Equação (3-11), e tem-se uma função de potencial plástico associada. Caso os ângulos sejam distintos, têm-se uma função de potencial plástico não-associada. É interessante notar que, para solos puramente coesivos, o critério de Drucker-Prager equivale ao critério de Von Mises, ilustrado na Figura 3-10, expresso por (Chen & Baladi, [29]):

$$F = \sqrt{J_2} - k_{VM} = 0 \quad (3-13)$$

onde: k_{VM} é um parâmetro da superfície de falha dado por:

$$k_{VM} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (3-14)$$

onde: σ_y é a tensão de falha do material.

Para solos puramente coesivos, o ângulo de atrito interno é nulo e, assim, o parâmetro α também é nulo em qualquer uma das aproximações indicadas na Figura 3-11 (vide Tabela 3-1). Por conseqüência, a parcela hidrostática associada ao critério de falha de Drucker-Prager, Equação (3-11), é eliminada e os critérios de Von Mises, Equação (3-13), e o critério de Drucker-Prager se igualam fazendo $k_{VM} = k_{DP}$, ou seja:

Para o cone circunscrito (extensão ou compressão):

$$\sigma_y = 2 \cdot S_u \quad (3-15)$$

Para aproximações pelo cone inscrito:

$$\sigma_y = \sqrt{3} \cdot S_u \quad (3-16)$$

3.4.4 Procedimento de solução

Em geral, as malhas de elementos finitos desenvolvidas para a análise de estacas torpedo, dependendo do grau de refinamento, envolvem de 100000 a 500000 graus de liberdade. Nestas análises, são considerados diversos efeitos, já citados neste texto, como por exemplo: o comportamento não-linear físico do solo e não-linearidades de contato (interface

solo-estaca). Logo, a solução do sistema de equações formado demanda um número de iterações considerável para convergência.

Portanto, observa-se que o custo computacional e o tempo de processamento são bastante elevados nestes procedimentos. Desta forma, é necessário escolher adequadamente o método de solução para o sistema de equações formado a partir da definição da malha em elementos finitos e seus critérios de parada. Tendo em vista as características do problema, foi adotado, neste trabalho, o método esparso, descrito por Bathe [28].

Além disso, considera-se que um determinado passo de carga atinge convergência quando a norma L2 (euclidiana) do vetor de resíduo de forças é inferior a 0,1% da norma L2 do vetor de forças inicial (Bathe, [28]). Cabe ressaltar que, para facilitar o processo de convergência, passos variáveis de carga são empregados. À medida que a rigidez do solo diminui, o incremento de carga é reduzido automaticamente para evitar problemas numéricos durante o procedimento de solução.

Soluções não-lineares utilizando algoritmos lineares

Para se fazer uma análise não-linear (Crisfield, [32]) é necessário realizar uma série de análises lineares, e a cada novo ciclo de iterações procura-se obter melhores aproximações. O carregamento aplicado para um novo ciclo será a diferença entre a carga aplicada e as forças resistentes causadas pela deformação da estrutura (vetor de desequilíbrio ou de resíduo). É possível adotar um método puramente iterativo, que consiste em aplicar o carregamento com seu valor total e realizar iterações sucessivas até atingir o equilíbrio.

A Figura 3-12 ilustra o procedimento para um sistema de um grau de liberdade. Os eixos x e y representam, respectivamente, o deslocamento e a força aplicada. A rigidez é a inclinação da curva, reavaliada a cada nova iteração. O carregamento aplicado será o valor da diferença entre a carga aplicada e o valor da curva (força interna do sistema) para o deslocamento encontrado. Este carregamento é chamado de desequilíbrio da estrutura ao final de uma iteração, ou ainda resíduo. Em um sistema linear, após a realização de apenas um ciclo, o desequilíbrio é zero. Inclusive ao final da análise não é usual verificar se os esforços dos elementos somados num único vetor global de forças internas equilibram o carregamento aplicado.

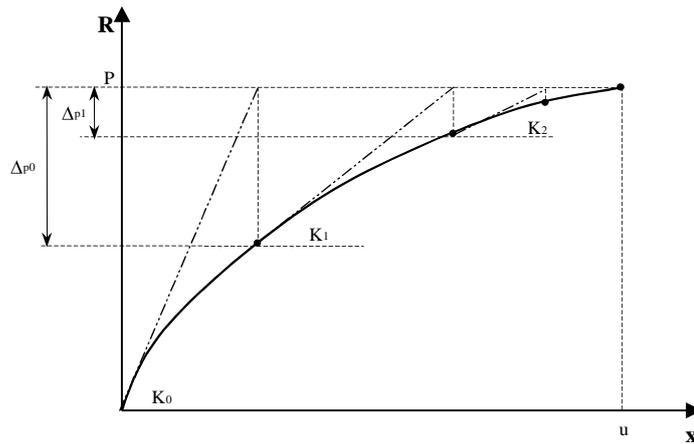


Figura 3-12 – Método Puramente Iterativo

Em alguns casos aplica-se o carregamento de forma incremental, ou seja, um carregamento é aplicado com pequenos incrementos (entre um e dez por cento do carregamento total, por exemplo), até que seja atingido o carregamento total. Para cada novo nível de carga, é avaliada a necessidade de realizar novas iterações. Quando em nenhum momento são realizadas novas iterações, o método é dito puramente incremental, senão, temos um algoritmo incremental-iterativo, conforme mostra a Figura 3-13.

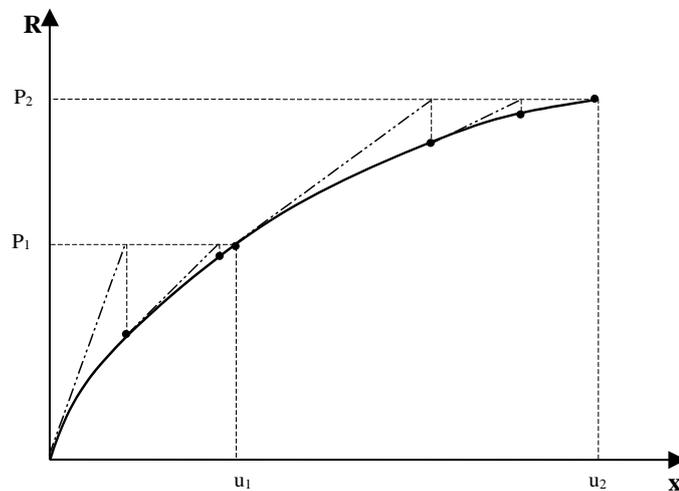


Figura 3-13 – Método Incremental-Iterativo

Procedimento Incremental-Iterativo

O processo incremental corresponde à utilização de uma técnica iterativa para a solução de sistemas de equações algébricas não-lineares, tal como o método de Newton-Raphson e suas derivações, que adotam a linearização baseada na série de Taylor truncada e

iteram com a matriz de rigidez tangente. Para isto, as equações de equilíbrio são escritas na seguinte forma:

$$\mathbf{K}^{(k)} \delta \mathbf{u}^{(k)} = \mathbf{F} - \mathbf{R}^{(k-1)} \quad (3-17)$$

$$\mathbf{R}^{(k)} = \mathbf{R}^{(k-1)} + \delta \mathbf{u}^{(k)} \quad (3-18)$$

onde: k representa um contador de iterações;

δu o incremento de deslocamentos entre cada iteração.

No Método de Newton-Raphson Padrão (NRP), a matriz de rigidez tangente é reavaliada em todas as iterações, como mostra a Figura 3-14. Assim, a convergência se torna mais rápida, no entanto, para sistemas com muitos graus de liberdade, os custos com montagem e decomposição da matriz são elevados, fazendo com que esta opção nem sempre seja a mais eficiente.

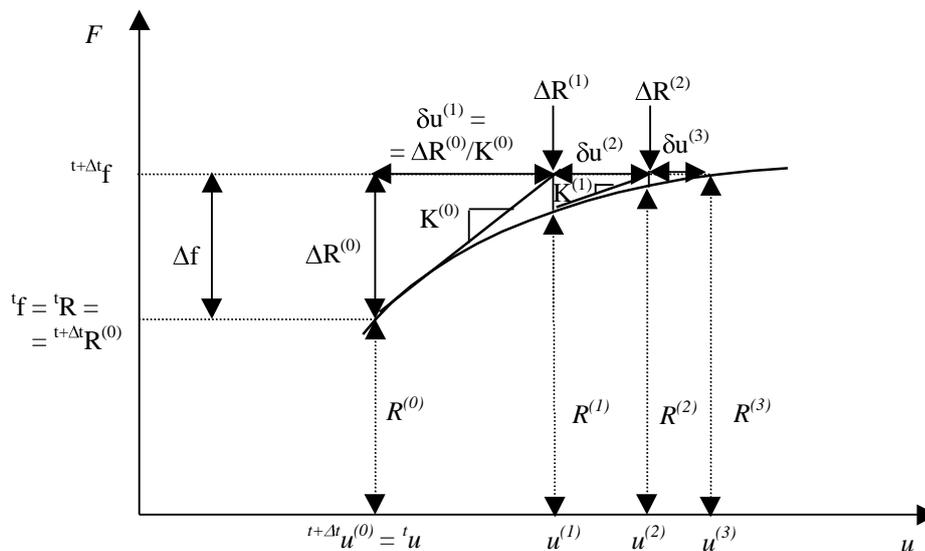


Figura 3-14 – Procedimento incremental-iterativo (NRP)

Na variante conhecida como o Método de Newton-Raphson Modificado (NRM), a matriz de rigidez tangente permanece constante durante determinado número de iterações, como mostra a Figura 3-15. A reavaliação da matriz pode ser feita apenas no início de cada passo da análise, ou ao início de passos escolhidos arbitrariamente. Com isso, temos um

menor custo computacional para sistemas com muitos graus de liberdade, pois são evitadas várias reavaliações e decomposições de matrizes tangentes.

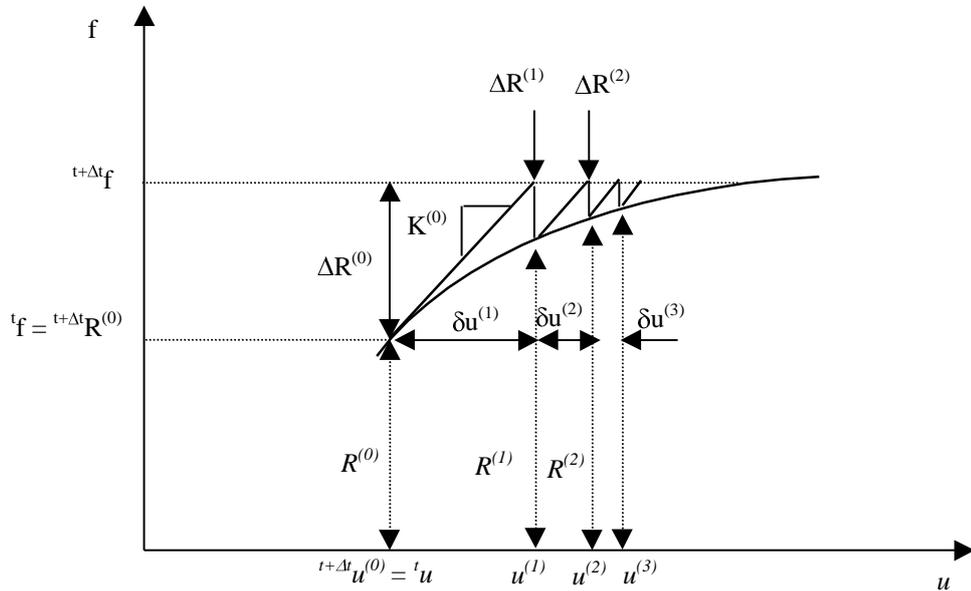


Figura 3-15 – Procedimento Incremental-iterativo (NRM)

Em suma, em uma análise não-linear, a solução não pode ser diretamente obtida por um grupo de equações lineares, a matriz de rigidez deve ser atualizada a cada passo de carga. Apesar disso uma estrutura que apresente fontes de não-linearidade pode ser analisada utilizando-se uma série iterativa de aproximações lineares, mas com as devidas correções. O *software* utilizado no presente projeto (ANSYS) utiliza-se do processo iterativo de Newton-Raphson. No *software* cada iteração é denominada de “*equilibrium iteration*”.

O Método de Newton-Raphson converge (não necessariamente) a uma solução usando a equação:

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad (3-19)$$

onde: $[K_i^T]$ é a matriz de rigidez tangente;

$\{\Delta u_i\}$ é o incremento de deslocamento;

$\{F^a\}$ é o vetor de forças externas aplicadas;

$\{F_i^{nr}\}$ é o vetor de forças internas.

Para análises não-lineares, é necessária mais de uma iteração de Newton-Raphson para se obter a solução. Assim, procedemos da seguinte forma:

1. Assumimos um deslocamento inicial, $\{u_i\}$. Na primeira iteração tem-se que $\{u_0\} = 0$;
2. Atualiza-se a matriz de rigidez tangente $[K_i^T]$ e o vetor das forças internas $\{F_i^{nr}\}$ para a nova configuração $\{u_i\}$;
3. Calcula-se $\{\Delta u_i\}$ através da equação de Newton-Raphson $[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\}$;
4. Adiciona-se $\{\Delta u_i\}$ ao $\{u_i\}$ com o intuito de se obter a nova aproximação $\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\}$;
5. Repete-se os passos de 2 a 4 até a obtenção da convergência.

3.5 Conclusões

Em exemplos reais, raramente o solo pode ser assumido homogêneo, o que inviabiliza diretamente a utilização do modelo elástico linear de Poulos. Porém, este método é base dos conceitos da interação solo-estrutura. Portanto, ele deve ser corretamente entendido antes de partir-se para a utilização de modelos mais sofisticados. Uma aplicação amplamente difundida deste modelo está na consideração do efeito de grupo, em modelos que combinam a teoria da elasticidade e o modelo de Winkler modificado (Focht & Koch, [34]).

Em estruturas *offshore*, as magnitudes das ações sobre as estruturas chegam a valores extremos, devido às condições ambientais e profundidades de lâmina d'água. Estas ações conduzem a deslocamentos relativos elevados entre a estaca e o solo, que implicam num comportamento não-linear do conjunto solo-estaca. Desta forma, há a necessidade de utilizar o modelo de Winkler modificado nas análises. Neste modelo, o comportamento do solo (lateral, axial e de ponta) é descrito através de curvas experimentais. Atualmente, a proposta mais aceita para estas curvas é a da norma API.

Prakash & Sharma [27] estudaram o modelo elástico linear e o modelo de Winkler. Eles apresentam um resumo de vantagens e desvantagens, comparando o emprego dos dois modelos. Essa comparação é reproduzida na Tabela 3-2 abaixo:

MODELO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
ELÁSTICO LINEAR	<ol style="list-style-type: none"> 1. É uma hipótese mais realista. 2. Pode fornecer soluções para solos com módulo de elasticidade variável com a profundidade e solos estratificados. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. É difícil determinar as deformações em um problema prático e o módulo de elasticidade do solo que a elas corresponde. 2. Requer mais experiência de campo.
WINKLER	<ol style="list-style-type: none"> 1. É relativamente simples. 2. Pode incorporar não-linearidades; variação do coeficiente de reação com a profundidade; aplicação a solo estratificado. 3. É utilizado na prática de projetos há muito tempo. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ignora a continuidade do solo. 2. O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.

Tabela 3-2 – Modelo Elástico Linear x Modelo de Winkler

No projeto de estruturas complexas, com detalhes complicados ou detalhes que conduzem a elevados fatores de concentração de tensões, são necessárias análises mais sofisticadas. Nestes casos, o método dos elementos finitos deve ser utilizado para modelar o conjunto solo-estrutura, buscando obter resultados próximos da realidade. Ainda assim, uma análise preliminar do problema através de metodologias clássicas pode servir como indicação inicial para a geração da malha de elementos finitos.

4 APLICAÇÕES

Este capítulo apresenta aplicações de alguns dos modelos teóricos anteriormente descritos, desde as metodologias clássicas (Modelo de Winkler Linear e Não-Linear) até as metodologias modernas (Método dos Elementos Finitos com Modelagem Sólida). Uma estaca torpedo submetida a carregamentos axiais, embebida em solo argiloso é analisada. Os modelos de análise foram definidos de forma que comparações entre os resultados obtidos, aplicando diferentes metodologias, pudessem ser feitas. Estes modelos foram idealizados para análises de interação solo-estrutura. Logo, é pressuposto que a estaca resista estruturalmente aos carregamentos aplicados. A análise estrutural deste tipo de estaca não faz parte do escopo deste trabalho.

4.1 Análise pelo Método dos Elementos Finitos

Para a análise a partir do método dos elementos finitos, foi utilizado o programa comercial ANSYS [25]. Este programa proporciona a modelagem sólida tridimensional. O modelo em elementos finitos descrito a seguir é o resultado de diversas pesquisas realizadas pela equipe do LACEO / COPPE / UFRJ e foi apresentado em (Aguiar et al., [23]).

4.1.1 Aspectos gerais sobre o modelo em elementos finitos

A análise de estacas torpedo usualmente envolve os seguintes aspectos:

- Determinação da capacidade de carga dessas estacas cravadas em solos coesivos e/ou não-coesivos totalmente saturados considerando cargas atuantes em qualquer direção. Deve-se também levar em conta o comportamento não-linear físico e geométrico do solo e da estaca.
- Avaliação das tensões que se desenvolvem ao longo da estaca torpedo.

Para atingir esses objetivos, propõe-se um modelo baseado no método dos elementos finitos. O modelo procura representar a estaca, o comportamento não-linear do solo e a interação entre solo e estaca. Observada a tridimensionalidade da estrutura proposta, o modelo é todo construído utilizando elementos sólidos isoparamétricos e, na interface de contato solo-estaca, são empregados elementos de contato do tipo superfície-superfície. A Figura 4-1

apresenta vistas gerais de uma das malhas de elementos finitos e nos itens a seguir todo o modelo é descrito (Aguiar et al., [23]).

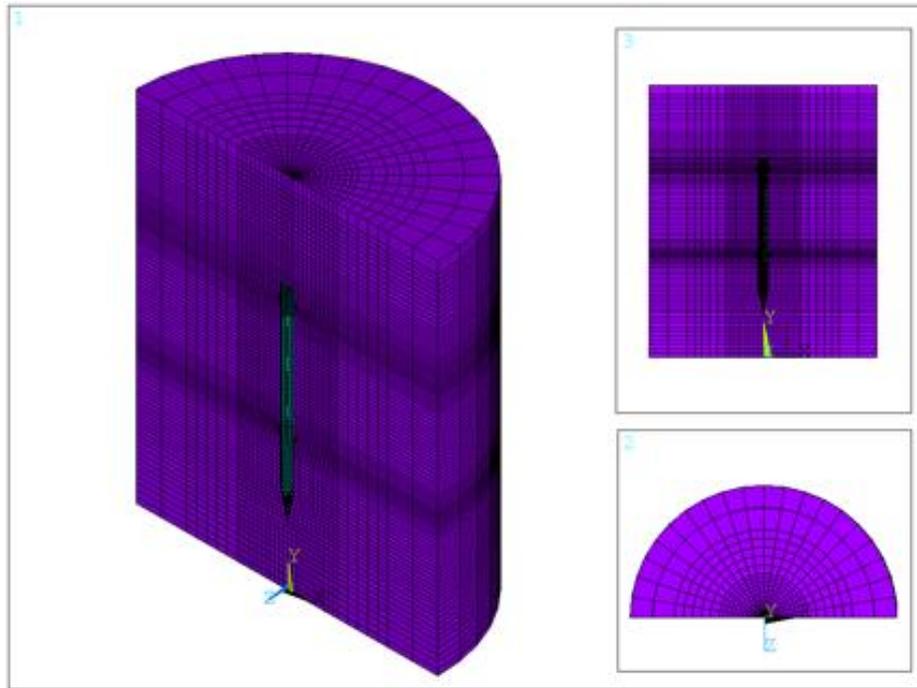


Figura 4-1 – Vistas gerais do modelo proposto

4.1.2 Modelagem do solo

Definição do tipo de elemento e características gerais das malhas de elementos finitos

O maciço de solo foi modelado através de elementos sólidos isoparamétricos hexaédricos ou prismáticos com até oito nós, mostrado na Figura 4-2 (ANSYS, [25]) e três graus de liberdade por nó: translações nas direções X , Y e Z .

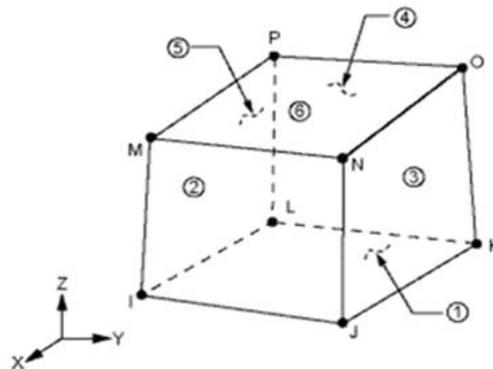


Figura 4-2 – Elemento sólido de 8 nós

O solo é modelado de forma que as variações de esforços e tensões nas extremidades do modelo sejam desprezíveis, podendo este ser considerado, para fins de análise, um maciço “infinito” de solo. As dimensões mostradas na Figura 4-3 devem ser tais que esta condição seja satisfeita.

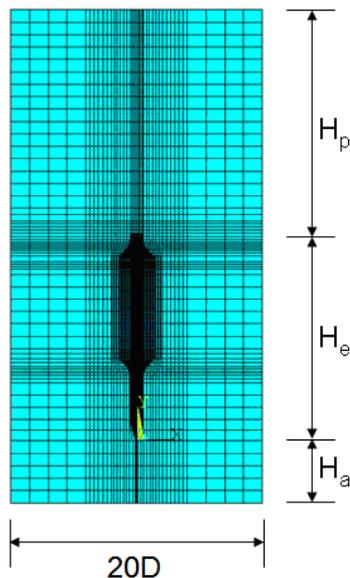


Figura 4-3 – Principais dimensões do modelo desenvolvido

onde: D é o diâmetro da estaca analisada. O modelo é formado por elementos dispostos em camadas, ou fatias, ao longo de um cilindro, com diâmetro equivalente a 20 vezes o diâmetro da estaca analisada;

H_p é a profundidade de penetração do topo da estaca no solo, ou simplesmente, profundidade de penetração;

H_e é o comprimento da estaca;

H_a é um comprimento adicional, abaixo da estaca, adotado 5 metros.

A cada camada de elementos pode ser atribuído um conjunto de propriedades específicas o que viabiliza a representação de propriedades físicas variáveis com a profundidade. É importante destacar que as paredes deste “cilindro de solo” têm os deslocamentos laterais restringidos, enquanto a base do cilindro tem todos os deslocamentos restringidos. Desta forma, evita-se que o modelo fique hipostático e, com as dimensões adotadas, garante-se que essas condições de contorno não afetem de forma significativa o comportamento do modelo.

Definição das propriedades físicas

O solo é considerado um material isotrópico com propriedades físicas variáveis com a profundidade. Assim, para definição da matriz constitutiva desses elementos, é suficiente atribuir valores para o módulo de Young e para o coeficiente de Poisson desse material.

No modelo desenvolvido, dois tipos de comportamento do solo podem ser estudados:

- **Comportamento totalmente drenado:** situação na qual não há variação nas poro-pressões, implicando a igualdade entre tensões efetivas e tensões totais. Deste modo, a matriz constitutiva do elemento é construída a partir de propriedades físicas efetivas, ou seja, o módulo de Young e o coeficiente de Poisson drenados.
- **Comportamento totalmente não-drenado:** situação na qual a matriz constitutiva é expressa em termos de propriedades físicas totais, ou seja, a matriz constitutiva é formulada como a soma da parcela relacionada às tensões efetivas com a parcela relacionada às poro-pressões. Neste caso, trabalha-se com módulo de Young e coeficiente de Poisson não-drenados.

Essas propriedades podem ser obtidas diretamente através de ensaios experimentais ou de correlações disponíveis na literatura. Com relação ao módulo de Young, o modelo é capaz de lidar com qualquer distribuição fornecida. Deve ser dada atenção especial à escolha do coeficiente de Poisson, que se relaciona ao coeficiente de empuxo em repouso, que por sua vez define seu estado de tensões iniciais, através da expressão (Wang & Sittar, [31]):

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (4-1)$$

onde: ν é o coeficiente de Poisson;

K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso do solo.

Em análises totalmente não-drenadas com o solo saturado não há variação de volume, ou seja, o solo é um material incompressível. Como o maciço de solo é modelado com propriedades isotrópicas, este comportamento seria representado igualando o coeficiente de Poisson não-drenado a 0,5. Esta medida, contudo, traria problemas numéricos graves, pois todos os termos não nulos da matriz constitutiva do elemento tenderiam a infinito (Potts & Zdravkovic, [30]). Para evitar este problema, usualmente adota-se um valor para o coeficiente de Poisson não-drenado entre 0,49 e 0,50.

Em análises não-drenadas, portanto, o solo será considerado como um material não-linear, quase-incompressível. Conseqüentemente, é possível ocorrer o travamento volumétrico da malha de elementos finitos. Para evitar este problema, duas medidas foram adotadas no desenvolvimento do modelo:

- Refinamento da malha de elementos finitos nas regiões com solicitações mais intensas. Nas regiões onde se espera a plastificação do solo, adotaram-se elementos com dimensões variando entre 10 cm e 25 cm. Essas regiões são o entorno da estaca (massa de solo afastada de até um diâmetro em relação às aletas) e o topo. A transição até regiões menos solicitadas é feita suavemente através de elementos com dimensões entre 25 cm a 50 cm e, nas regiões mais afastadas, elementos com dimensões máximas de até 1 m são empregados.
- Utilização do método de integração numérica conhecido como *enhanced strain*, no qual tanto o travamento por cortante quanto o travamento volumétrico são prevenidos com a adição de 13 graus de liberdade internos aos elementos (ANSYS, [25]).

Modelagem do comportamento não-linear físico

Na modelagem do comportamento não-linear físico do solo foi adotado o modelo de Drucker-Prager, descrito no capítulo 3 (item 3.4).

4.1.3 Modelagem da estaca

A estaca é modelada com elementos sólidos hexaédricos e/ou prismáticos isoparamétricos análogos aos utilizados para representar o solo e, portanto, capazes de considerar tanto o comportamento não-linear geométrico quanto físico da estrutura.

Na construção da malha de elementos finitos, elementos com dimensões máximas variando entre, aproximadamente, 3 cm e 20 cm são utilizados. No corpo da estaca, tipicamente, consideram-se de 8 a 10 divisões circunferenciais, 2 divisões na espessura e um elevado nível de refinamento da malha na região do topo da estaca, incluindo a parte superior das aletas, e, também, junto à base das aletas. As aletas são modeladas assumindo 2 divisões na espessura, entre 6 e 15 divisões ao longo de sua largura e, ao longo do comprimento, a malha elaborada para as aletas acompanha aquela proposta para o corpo da estaca. A Figura 4-4 ilustra detalhes da malha proposta para uma típica estaca torpedado.

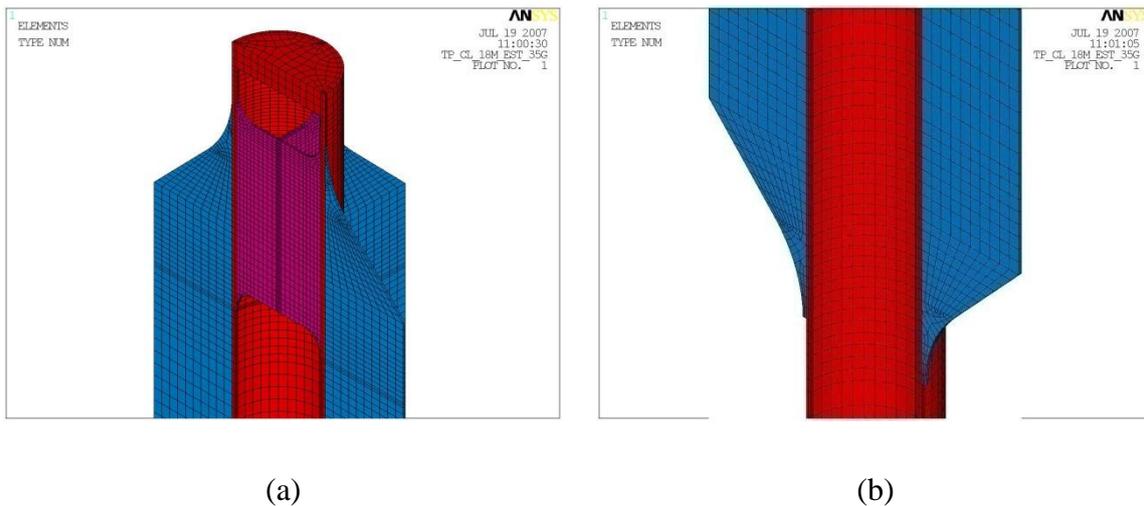


Figura 4-4 – Malha para uma estaca torpedo: (a) refinamento na região do topo (inclui reforço para as aletas); (b) refinamento na base das aletas

Na modelagem das estacas, para se prevenir o travamento por cortante, a integração dos elementos que formam a estaca será sempre realizada através do método *enhanced strain* (ANSYS, [25]).

4.1.4 Interface solo-estaca

Conforme comentado no capítulo 3 (item 3.4.1), o contato entre superfícies é uma das fontes de não-linearidades deste tipo de análise. Assim, devemos escolher cuidadosamente o modelo de contato a ser adotado. No modelo adotado, as superfícies que estão em contato devem satisfazer as seguintes condições (ANSYS, [25]):

- Não há penetração entre ambas;
- Podem ser transmitidas forças normais de compressão e forças de atrito entre as superfícies em contato;
- Normalmente, não são transmitidas forças normais de tração;
- As superfícies estão livres para se separarem em qualquer instante da análise.

Assim, a interação entre o solo e a estaca é garantida no modelo através de elementos de interface que permitem tanto a perda de contato entre o solo e a estaca quanto grandes deslizamentos relativos. Esses elementos são conhecidos como elementos de contato do tipo superfície-superfície. O comportamento deste tipo de elemento é ilustrado na Figura 4-5 (ANSYS, [25]).

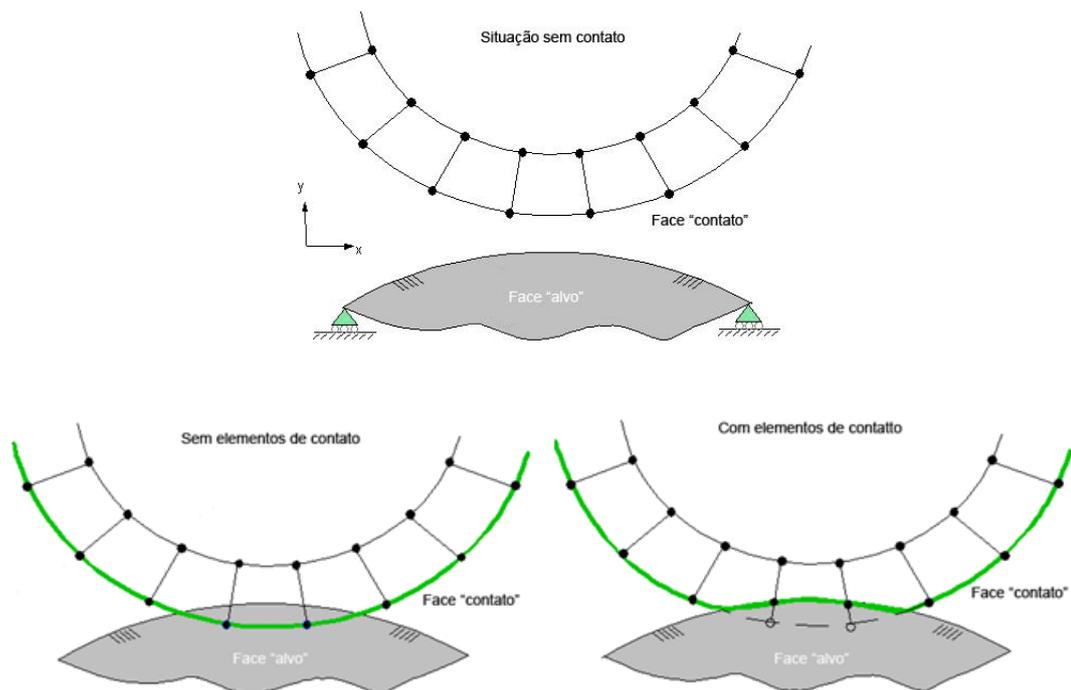


Figura 4-5 – Comportamento dos elementos de contato

Os elementos de contato do tipo superfície-superfície são definidos por um par de elementos associados: elementos “mestres”, que usualmente são posicionados sobre a superfície mais rígida; e elementos “escravos”, que são posicionados tipicamente sobre a superfície mais flexível. A detecção do contato entre as superfícies é feita através da técnica das *pinballs* e as forças de contato são avaliadas a cada iteração pelo método das penalidades (Quaranta Neto, [33]).

Os elementos “escravos” acompanham a distribuição dos elementos mestres, porém, para possibilitar a modelagem de adesão variável ao longo da profundidade, cada “fatia” de solo em contato com a estaca e com propriedades físicas distintas recebe um grupo de elementos “escravos” distinto. Assim, dependendo da posição do par “escravo-mestre”, diferentes propriedades serão consideradas.

Um primeiro aspecto a ser observado é a penetrabilidade. Os elementos “escravos” não podem penetrar nos elementos “mestres”, porém os “mestres” podem penetrar nos elementos “escravos”. Deste modo, deve-se estabelecer um valor limite para a penetração entre os elementos. No modelo aqui proposto, considera-se admissível um valor equivalente a 0,1 % da menor espessura dos elementos em contato.

Para garantir que a condição de penetrabilidade não seja violada, utiliza-se o método das penalidades. Nesse método, molas fictícias são posicionadas ao longo das superfícies em

contato. Quando o contato é estabelecido, os elementos “mestres” penetram nos elementos “escravos” e, então, forças de penalidade são calculadas e, tipicamente, aplicadas nos nós ou pontos de integração desses elementos. Essas forças são proporcionais à penetração e a um fator de penalidade, que pode ser compreendido como a rigidez da mola fictícia gerada. Essa rigidez, denominada rigidez normal de contato, é avaliada no modelo pela expressão:

$$K_N(z) = \frac{E_{solo}(z)}{t_c} \quad (4-2)$$

onde: E_{solo} é o módulo de Young do solo;

t_c é a menor espessura entre os elementos em contato.

Outro aspecto importante diz respeito ao atrito ou adesão entre a estaca e o solo. No modelo proposto, diferentes condições de contato podem ser estabelecidas entre a estaca e o solo:

- Solo e estaca perfeitamente aderidos: nessa situação as demais superfícies em contato estão perfeitamente aderidas, ou seja, não há deslizamento relativo ou perda de contato entre a estaca e o solo.
- Solo e estaca com adesão limitada: aqui, utiliza-se o modelo de atrito de Mohr-Coulomb para governar o deslizamento relativo entre as superfícies podendo haver ou não perda de contato entre a estaca e o solo.

Na hipótese de adesão limitada, admite-se que a máxima tensão cisalhante admissível na interface de contato é dada por (API, [5]):

$$f \leq \alpha S_u + K_0 \cdot p_0 \tan \delta \quad (4-3)$$

onde: p_0 é a pressão efetiva no solo no ponto em questão;

α é o fator de adesão;

δ é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo, dado por:

$$\delta = \phi - 5^\circ \quad (4-4)$$

Como serão feitas análises apenas para solos coesivos, a segunda parcela da Equação (4-3), relativa ao atrito entre solo e estaca para solos não coesivos, não será considerada neste trabalho.

Para cálculo do fator de adesão, foi utilizada a seguinte formulação (API, [5]):

$$\alpha = \begin{cases} 0.5 \cdot \psi^{0.5}, & \psi \geq 1.0 \\ 0.5 \cdot \psi^{0.25}, & \psi < 1.0 \end{cases} \quad (4-5)$$

onde:

$$\psi = \frac{S_u}{p_o} \quad (4-6)$$

4.1.5 Geração do estado de tensões iniciais no solo

Um importante aspecto na determinação da capacidade de carga de estacas é a geração do estado de tensões iniciais no solo, ou seja, a determinação das tensões atuantes no solo, prévias à aplicação de qualquer carregamento sobre a estaca.

No modelo elaborado, não é simulada a cravação da estaca e, assim, as análises iniciam com a estaca já cravada na posição desejada e com tensões no solo puramente devidas ao peso próprio do maciço, isto é, não se considera qualquer perturbação no campo de tensões devida à presença da estaca.

Para geração desse estado de tensões inicial, durante a construção da malha de elementos finitos, constroem-se três diferentes “estruturas”: o maciço de solo que envolve a estaca, a estaca propriamente dita e, também, o volume de solo que estava presente previamente à cravação da estaca. A Figura 4-6 ilustra as malhas geradas.

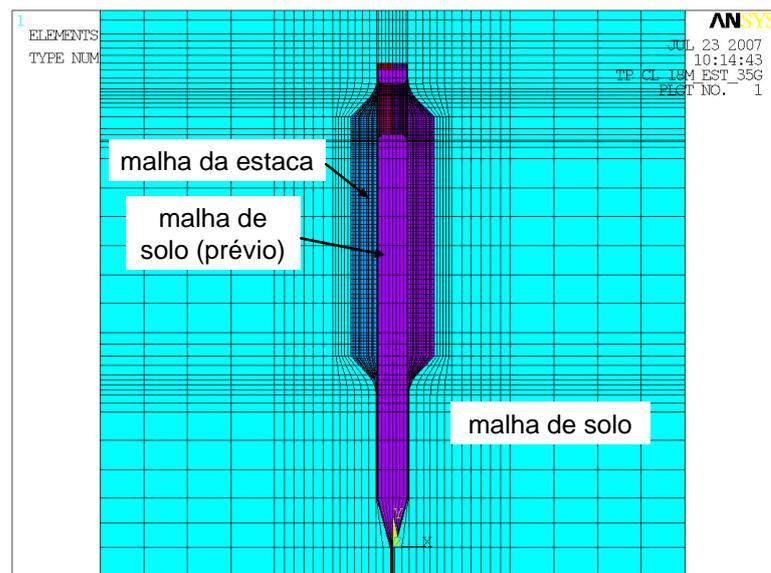


Figura 4-6 – Malhas geradas para análise de uma estaca torpedo: malha de solo, malha da estaca e malha de solo existente antes da cravação da estaca

A malha da estaca e a malha do solo que previamente ocupava seu lugar são geradas superpostas, porém são desconectadas, ou seja, não possuem nós comuns. O mesmo se pode dizer em relação a essas duas malhas e a malha do solo que as envolve, como ilustrado na Figura 4-6. A interação solo-estaca é feita através de elementos de contato, conforme apontado no item 4.1.4. Já a ligação entre a malha de solo que envolve a estaca e a malha de solo previamente existente é feita através do acoplamento entre os nós comuns às duas malhas, como indicado na Figura 4-7.

É importante ressaltar que as “fatias” de elementos presentes na malha de solo que será substituída pela malha da estaca têm propriedades físicas (elásticas apenas) iguais às “fatias” de elementos na malha de solo. Deste modo, acoplando os nós coincidentes e havendo correspondência entre as propriedades físicas no maciço de solo, quando a gravidade atuar, todo o maciço se deformará proporcionalmente.

Gerando a malha desta forma, inicialmente, faz-se uma análise na qual os elementos da estaca estão desativados e apenas a gravidade atua sobre os elementos ativos, ou seja, apenas os elementos pertencentes ao solo. Ao fim desta análise, o estado de tensões iniciais, devido ao seu próprio peso, é obtido. Para a determinação da capacidade de carga da estaca basta, em um segundo passo de análise, desativar os elementos do solo que se encontram posicionados na região da estaca e ativar os elementos da estaca. Assim, com a aplicação da carga desejada, obtém-se a resposta da estrutura.

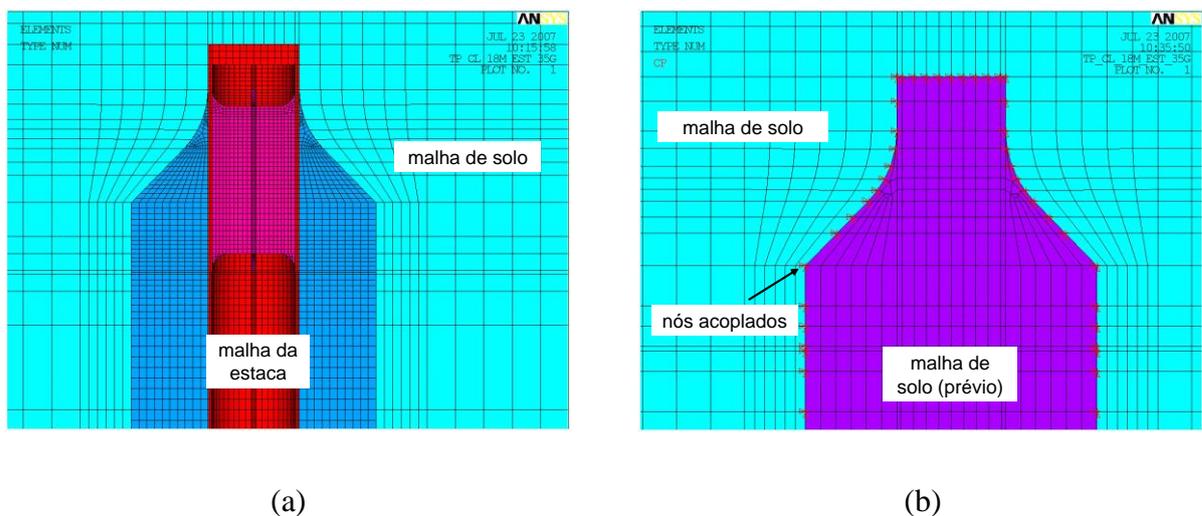


Figura 4-7 – Detalhes das malhas de elementos finitos: (a) malha da estaca envolvida pelo solo; (b) malha do solo existente antes da cravação da estaca

4.1.6 Aplicação da carga e condições de contorno

A carga na estaca é aplicada em um nó ligado rigidamente ao seu corpo. A Figura 4-8 ilustra a aplicação de uma carga no topo de uma estaca torpedado. Nessa figura, nota-se a presença de elementos de pórtico auxiliares que ligam o nó de aplicação da carga ao topo, considerado rígido, da estaca. Os elementos de pórtico servem apenas para criar “graus de liberdade” no nó de aplicação da carga para que esse, através de equações de restrição ao movimento, seja rigidamente ligado aos nós do topo da estaca.

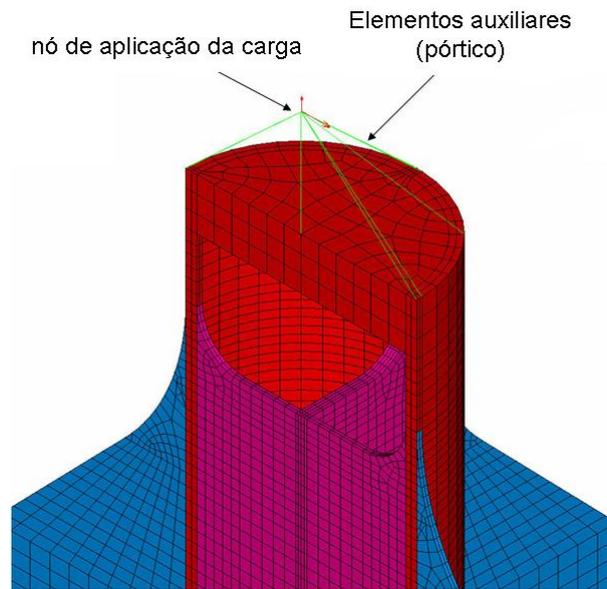


Figura 4-8 – Aplicação de carregamento ao topo da estaca

Outras cargas importantes são o peso próprio do solo sobre a estaca, levado em conta na geração do estado de tensões iniciais, e o peso próprio da estaca. Para levar em conta o peso da estaca, deve-se realizar um passo de carga prévio à aplicação da carga propriamente dita no qual a gravidade atua simultaneamente sobre o solo e a estaca. É importante, neste passo, calcular um peso específico para a estaca equivalente àquele existente na estrutura real, já que alguns aspectos da estrutura, sem relevância sob o ponto de vista estrutural tais como lastro interno e alguns elementos acessórios, não são representados.

O modelo permite também a geração de estruturas integrais, ou seja, tanto o solo quanto a estaca são modelados sem se valer de qualquer simetria, ou estruturas parciais, que se valem da simetria de carga e geometria. Nos modelos simétricos, os deslocamentos perpendiculares ao plano de simetria devem ser restringidos.

4.1.7 Implementação do modelo proposto

O modelo descrito nos itens anteriores foi introduzido em um programa, para desenvolvimento da malha de elementos finitos, denominado ESTACAS. Esse programa gera malhas para posterior análise através do programa ANSYS. No programa ANSYS, foram utilizados os seguintes elementos finitos: SOLID185 para simular a estaca e o solo; e CONTA174 e TARGE170 para simular o contato entre o solo e a estaca.

4.1.8 Descrição das análises realizadas

O modelo analisado é referente a uma estaca torpedo típica, com quatro aletas dispostas a cada 90 graus. O plano de aplicação da carga aplicada (F_a) encontra-se entre duas aletas, formando um ângulo de 45° com as mesmas. O ângulo de inclinação (α) da carga aplicada é de 90° (carga vertical ou de arrancamento). A estaca modelada tem um comprimento total de 17,2 m (incluindo a ponta de 2,1 m de comprimento) e seção vazada, com diâmetro externo de 1,067 m e paredes de 3,8 cm de espessura. Ela possui quatro aletas maciças ao longo de 11,1 m em seu comprimento, que têm comprimento variável (entre zero e 90 cm) e espessura de 3,8 cm. O peso total da estaca foi avaliado em 850,0 kN. Na Figura 4-9 é apresentada uma vista frontal (a) e uma vista em planta da estaca modelada (b). A Tabela 4-1 mostra um resumo dos dados da estaca.

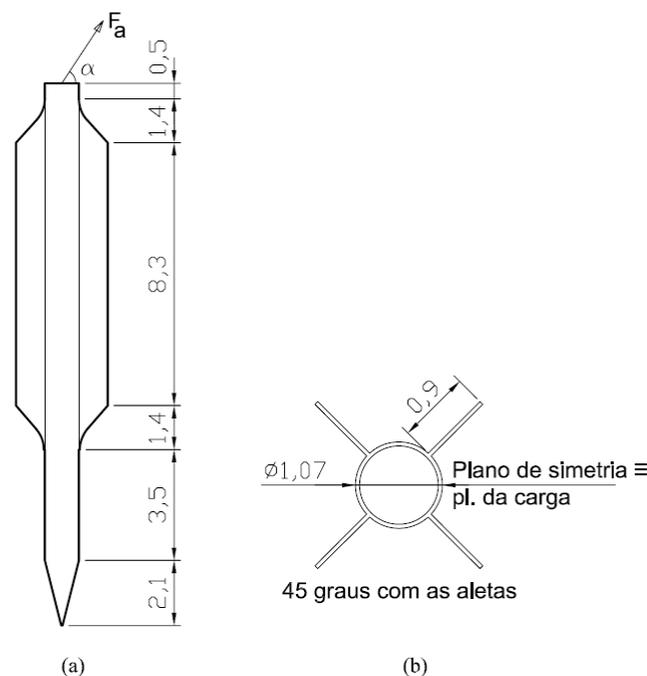


Figura 4-9 – Vista geral da estaca analisada (dimensões em metros)

DADOS DA ESTACA	
Espessura da parede	3,8 cm (1,5 pol.)
Diâmetro externo	106,7 cm (42 pol.)
Comprimento total (inclui a ponta)	1720,0 cm
Espessura da aleta	3,8 cm (1,5 pol.)
Comprimento máximo da aleta	90,2 cm (35,5 pol.)
Comprimento da ponta	210,0 cm
Peso total	850,0 kN
$E_{aço}$	205000 MPa
$\nu_{aço}$	0,30
α	90 graus

Tabela 4-1 – Informações da Estaca Analisada

O solo utilizado nesta análise é uma argila com resistência não drenada variável ao longo da profundidade seguindo a seguinte equação:

$$S_u(z) = 6 + 2 \cdot z \text{ kPa} \quad (4-7)$$

onde: z é a profundidade medida a partir do leito marinho, em metros, e positivo ao longo da profundidade no solo.

O módulo de elasticidade do solo varia linearmente com a resistência não drenada e a partir de ensaios realizados é considerado:

$$E_u(z) = 550 \cdot S_u(z) \quad (4-8)$$

Como o solo encontra-se saturado, o coeficiente de Poisson não-drenado adotado foi igual a 0,49. O peso específico submerso do solo adotado é igual a 6,0 kN/m³.

A partir de estudos prévios, verificou-se que a estaca modelada apresenta uma penetração, medida a partir do topo, de aproximadamente 8 metros. Assim, foi feita uma variação dessa profundidade. Foram adotados os seguintes valores para a profundidade de penetração: 6 metros, 8 metros e 10 metros, a fim de avaliar o impacto da profundidade de cravação na capacidade de carga. A Figura 4-10 destaca a malha de elementos finitos gerada para a profundidade de penetração de 8 metros. Outras malhas semelhantes foram geradas para as demais profundidades de cravação em estudo.

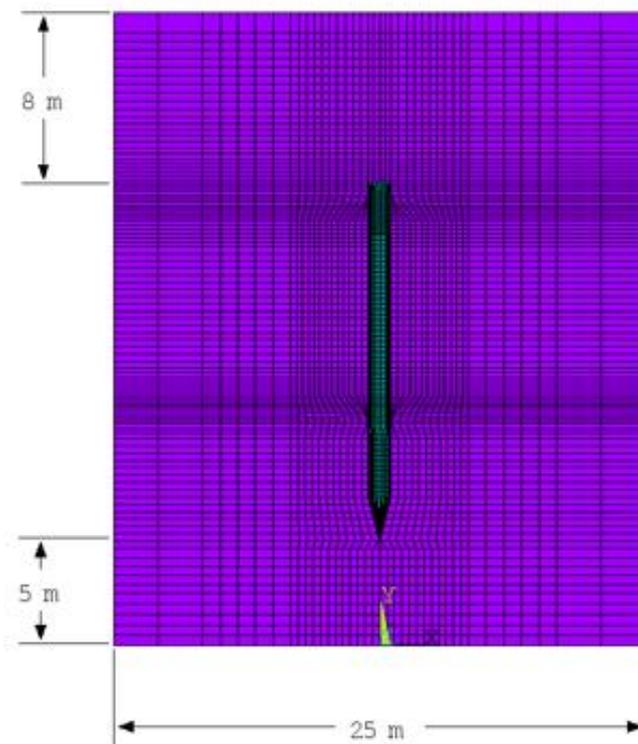


Figura 4-10 – Geometria do modelo em elementos finitos (Topo Enterrado a 8 m)

Foram analisadas 3 profundidades de penetração: 6 metros, 8 metros e 10 metros. As características das malhas utilizadas encontram-se na *Tabela 4-2*.

CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS	Profundidade de Penetração do Topo da Estaca = 6 m			Profundidade de Penetração do Topo da Estaca = 8 m			Profundidade de Penetração do Topo da Estaca = 10 m		
	Número de nós	Número de elementos	Total de graus de liberdade	Número de nós	Número de elementos	Total de graus de liberdade	Número de nós	Número de elementos	Total de graus de liberdade
Estaca	7145	4692	21435	7145	4692	21435	7145	4692	21435
Solo	42334	38200	127002	43134	38960	129402	44334	40100	133002
Solo interno	3940	3420	11820	3940	3420	11820	3940	3420	11820
Total*	53420	59382	160260	54220	60142	162660	55420	61282	166260

* o total inclui os elementos de contato e o pórtico de aplicação da carga

Tabela 4-2 – Características dos modelos

A análise foi realizada com a aplicação da carga no topo da estaca, assumindo o valor inicial da carga igual a 2,5 % da carga total. Os incrementos adotados foram: incremento máximo igual a 10 % da carga total a aplicar e incremento mínimo 1 % da carga total a aplicar.

4.2 Análise pelo Modelo de Winkler Modificado

O modelo clássico de Winkler modificado (MWM) está implementado no programa PILEMICRO (Ellwanger & Aguiar, [4]), que vem sendo desenvolvido desde 1978, no compilador FORTRAN [35] e, atualmente, utiliza as recomendações da API. A entrada deste programa é basicamente composta dos dados estruturais da estaca (propriedades do material e geometria) e o tipo de solo onde a estaca se encontra. O programa permite a consideração de várias camadas de solo e variação das propriedades do solo com a profundidade.

É importante ressaltar que a norma API faz recomendações para o caso particular de uma estaca de geometria regular (formato cilíndrico). Porém, a estaca torpedo tem um formato irregular, com aletas em determinado trecho. Desta forma, torna-se interessante avaliar a influência desta variação de geometria nos resultados das análises.

4.2.1 Aspectos gerais do modelo

O modelo desta análise foi definido para a representar de forma realista o modelo em elementos finitos definido no item 4.1. Algumas ligeiras modificações na geometria da estaca foram necessárias. Nesta modelagem, não será representada a variação do comprimento das aletas em suas extremidades (em linhas pontilhadas na Figura 4-11). Ao invés disso, foi adotada uma aproximação para esta variação, conforme visto na Figura 4-11. A ponta da estaca (também pontilhada na Figura 4-11) não foi modelada.

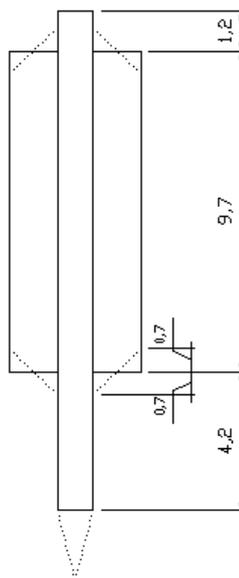


Figura 4-11 – Vista da estaca e adaptações para a análise no PILEMICRO

Para calcular as curvas T-Z, propostas pelo API, o programa PILEMICRO faz uma aproximação. Na região das aletas, é calculado um diâmetro que propicie uma área lateral equivalente à área de contato da estaca com o solo (que é igual à soma das áreas laterais das aletas e do cilindro da estaca).

4.2.2 Validação do programa PILEMICRO

Com o objetivo de validar os resultados do programa PILEMICRO, foi elaborada a planilha: “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”, com o software comercial MATHCAD [36] . Este software foi escolhido por permitir a visualização de equações, funções e resultados parciais em cada uma das várias etapas de cálculo.

Nesta planilha, disponibilizada no ANEXO B, é feito o cálculo detalhado da resistência de uma estaca Torpedo, utilizando as recomendações da norma API-RP-2A/WSD (2005). Assim, podemos comparar esses resultados com aqueles obtidos na saída do programa PILEMICRO, tendo em vista a validação do modelo proposto. Os resultados foram bastante satisfatórios e são utilizados para efeitos de comparação no item 4.3.

4.2.3 Modelagem no programa PILEMICRO

Conforme comentado anteriormente, os dados do programa PILEMICRO são fornecidos por um arquivo de entrada, por meio de leitura seqüencial das informações. Foram analisadas três profundidades de cravação do topo da estaca: 6 m, 8 m e 10 m (mesmas profundidades utilizadas nas modelagens em elementos finitos). Os carregamentos foram aplicados de forma incremental, com passos de 1% da carga. O número de iterações por incremento foi limitado a 100. A seguir, são apresentados os principais dados de entrada inseridos no programa, com ênfase nos dados relevantes na análise de capacidade de carga ao arrancamento de uma estaca isolada:

- Versão da norma API-RP-2A/WSD: 2005;
- Tipo de análise: não linear;
- Número de camadas de solo: 1;
- Tipo de curva P-Y: estática;
- Pressão efetiva no topo da camada de solo: 0;
- Classificação do solo: argila média;

- Profundidade da camada de solo: 26 m, 28 m e 30 m (para as profundidades de penetração de 6 m, 8 m e 10 m, respectivamente), conforme recomendação feita no item 4.1.1 e Figura 4-3;
- Peso específico submerso do solo: $6,0 \frac{kN}{m^3}$ (conforme descrito no item 4.1.8);
- Resistência não drenada no topo da camada de solo: 5,0 kPa – Equação (4-7);
- Resistência não drenada no final da camada de solo: 57,0 kPa, 61,0 kPa e 65,0 kPa (para as profundidades de penetração de 6 m, 8 m e 10 m, respectivamente) – Equação (4-7);
- Ângulo de atrito interno do solo (solo argiloso): 0° ;
- Ângulo de atrito entre solo e estaca, Equação (4-4): 0° ;
- Coeficiente de Poisson do solo (carregamento não drenado): 0,49;
- Resistência de topo máxima (Q_p na *Figura 4-12*): 303,9 kN, 374,9 kN e 445,8 kN (para as profundidades de penetração de 6 m, 8 m e 10 m, respectivamente). Estes valores são calculados na planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”, levando em conta um fator N_c ajustado para estacas torpedo (conforme descrito no item 4.3.2);
- Deslocamento vertical para mobilização da resistência de topo máxima (Z_{TOPO} na *Figura 4-12*), adotado 0,1 % do diâmetro da estaca (*Figura 4-12*) (API, [5]): 1,067 mm;

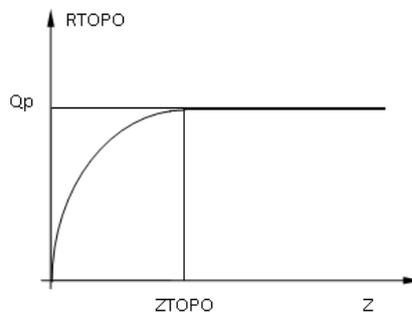


Figura 4-12 – Curva de resistência de topo

- Segmentação da estaca: 15 segmentos de 1 m e o segmento final (inferior) de 0,1 m. Totalizando 15,1 m, conforme mostrado na Figura 4-11;
- Restrições nodais: rotação em torno do eixo da estaca, no nó final.
- Foi realizado um procedimento incremental-iterativo (conforme descrito no item 3.4.4). A carga de ruptura é aquela para a qual o procedimento para de convergir.
- Os incrementos foram fixados em 1 % do carregamento máximo a aplicar no topo da estaca e o número de iterações foi limitado a 100 por incremento.

4.3 Resultados

Os resultados das análises dos modelos anteriormente descritos são apresentados em três etapas:

Na primeira etapa, é avaliada a influência da profundidade de penetração na resistência ao arrancamento da estaca. Serão feitas análises aplicando o método dos elementos finitos (MEF) e o modelo de Winkler modificado (MWM), para três profundidades de cravação (6 m, 8 m e 10 m). Os resultados das análises são apresentados através de curvas força-deslocamento.

Na segunda etapa, é avaliada a influência dos fatores de redução das curvas T-Z, propostos pela norma API-RP-2A/WSD (2005). No caso de argilas, a norma propõe que, para grandes deslocamentos, as curvas T-Z (resistência axial) tenham uma redução relativa a um valor de pico entre 70 % e 90 %. Este comportamento é mais bem descrito no ANEXO A. Porém, a reprodução deste comportamento no programa de elementos finitos utilizado neste trabalho (ANSYS) é bastante complexa. Desta forma, foram buscadas alternativas mais simples para representar o comportamento do solo nas análises pelo MEF.

Foram feitas duas análises para cada metodologia, em cada uma das profundidades de cravação propostas: uma delas levando em conta uma redução de resistência de 70 % do valor de pico para grandes deslocamentos; e outra desconsiderando esta redução, ou seja, o valor de pico é mantido para grandes deslocamentos. Deste modo, foram rodadas duas análises aplicando o MEF (utilizando o programa ANSYS); e outras duas análises aplicando o MWM (utilizando o programa PILEMICRO).

Na terceira etapa, procuramos avaliar o comportamento da estaca durante o carregamento. São abordadas as peculiaridades das curvas força-deslocamento, para uma mesma profundidade de penetração, utilizando os dois modelos de cálculo. Enfim, são apontados os principais aspectos que levam às discrepâncias nos comportamentos das curvas.

4.3.1 Resultados das análises pelo MEF

Foram criados modelos em elementos finitos com modelagem sólida conforme proposto no item 4.1. Os modelos foram analisados para as três profundidades de penetração do topo da estaca sugeridas, com e sem a consideração de redução das curvas T-Z propostas pela norma API.

- MEF – SEM REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL

Estas análises foram realizadas sem a consideração de uma resistência de pico seguida de uma redução de resistência pós-pico, sugerida pela norma API. A Figura 4-13 destaca a curva T-Z adotada nesta análise (em vermelho). A curva sugerida pela norma API para solos coesivos é mostrada em linha tracejada. Os resultados são apresentados na Figura 4-14 e na Tabela 4-3, a seguir.

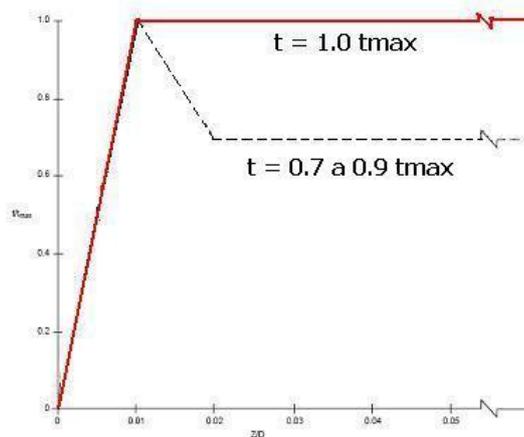


Figura 4-13 – Curva T-Z adotada no ANSYS e no PILEMICRO (sem redução axial)

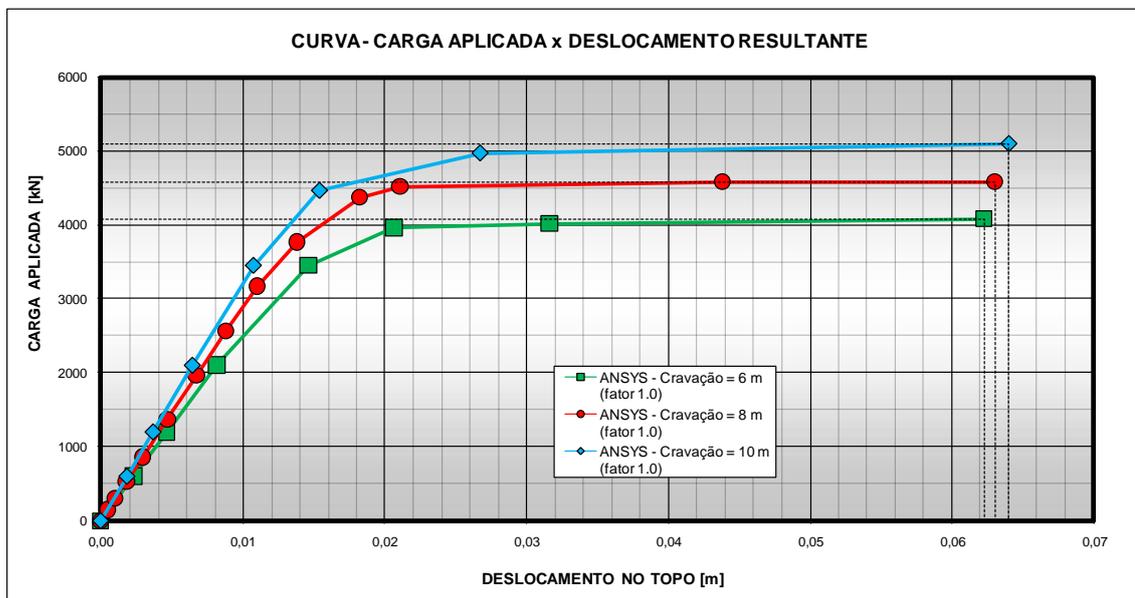


Figura 4-14 – Resultados MEF (sem redução da resistência axial)

Nestas curvas, podemos observar claramente uma região de comportamento aproximadamente elástico e outra região de plastificação. Os deslocamentos máximos

observados nestas análises foram da ordem de 6 centímetros, com o patamar de escoamento atingido para deslocamentos entre 2 e 3 centímetros. As cargas últimas observadas, para as três profundidades de penetração da estaca, ficaram entre 4075 e 5100 quilonewtons, com intervalos em torno de 510 quilonewtons. A seguir, é apresentada uma tabela com o resumo dos resultados.

RESULTADOS DO ANSYS (sem redução)	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
Deslocamento Máximo (m)	0.06225	0.06300	0.06400
Carga Última (kN)	4076.2	4578.8	5095.3

Tabela 4-3 – Resumo de resultados MEF (sem redução da resistência axial)

- MEF – CONSIDERANDO UMA REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL

Conforme mencionado anteriormente, a norma API propõe uma redução da resistência axial de solos argilosos para grandes deslocamentos. Porém, esse comportamento é de difícil representação no modelo aqui desenvolvido. Para considerar esse efeito, a solução adotada foi ignorar o pico de resistência sugerido na norma API. O fator de minoração adotado foi 70 % da resistência de pico. A Figura 4-15 destaca a curva T-Z adotada nesta análise (em vermelho). O pico de resistência ignorado nesta análise é mostrado em linha tracejada. Podemos observar que esta consideração é bastante conservadora. Os resultados são apresentados na Figura 4-16 e Tabela 4-4, a seguir.

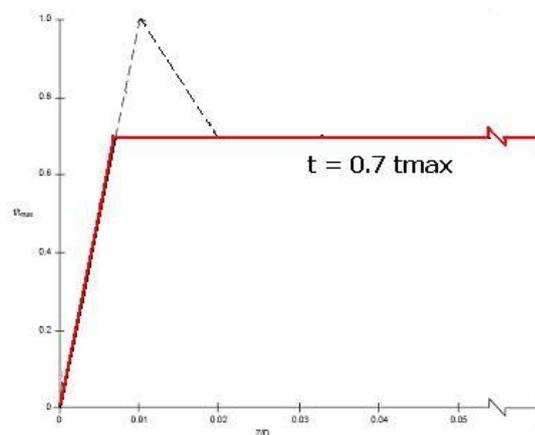


Figura 4-15 – Curva T-Z adotada no ANSYS (com redução axial)

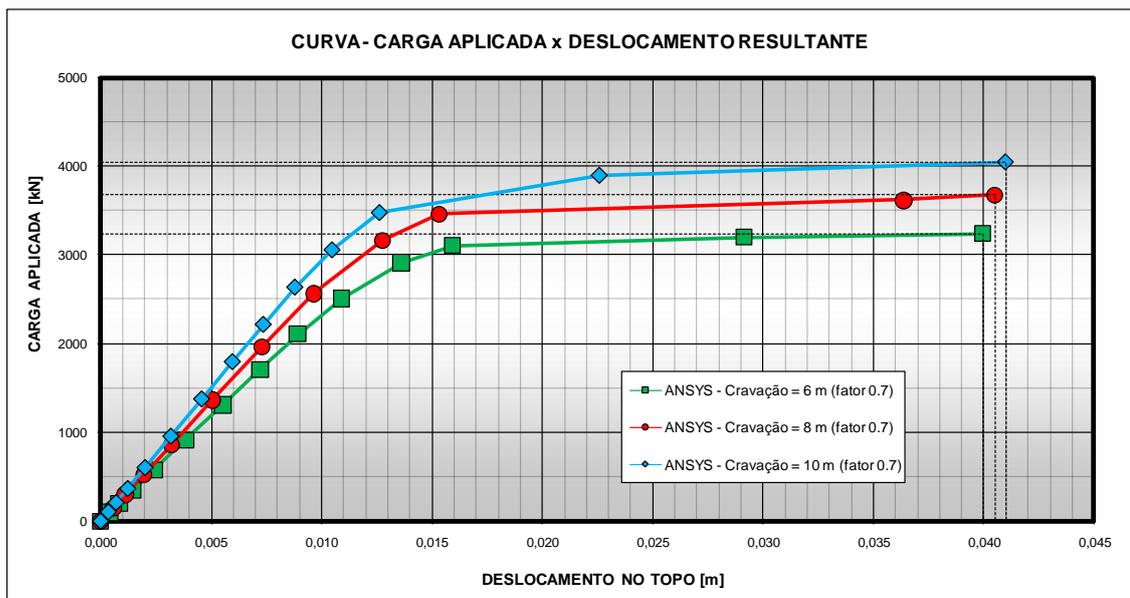


Figura 4-16 – Resultados MEF (com redução de resistência axial - API)

Nestas curvas, podemos observar claramente uma região de comportamento elástico e outra região de plastificação, assim como nas análises anteriores. Os deslocamentos máximos observados nestas análises foram da ordem de 4 centímetros, com o patamar de escoamento sendo atingido com deslocamentos entre 1 e 2 centímetros. As cargas últimas observadas, para as três profundidades de penetração da estaca, ficaram entre 3240 e 4050 quilonewtons, com intervalos em torno de 400 quilonewtons. A seguir, é apresentada uma tabela com o resumo dos resultados.

RESULTADOS DO ANSYS (fator 0.7)	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
Deslocamento Máximo (m)	0.03995	0.04050	0.04100
Carga Última (kN)	3242.5	3678.8	4049.1

Tabela 4-4 – Resumo de resultados MEF (com redução de resistência axial)

- MEF – CONSIDERANDO UMA REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL X SEM REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL

As comparações entre os resultados das análises no ANSYS, com e sem a consideração de redução de resistência axial são apresentados nas três figuras a seguir.

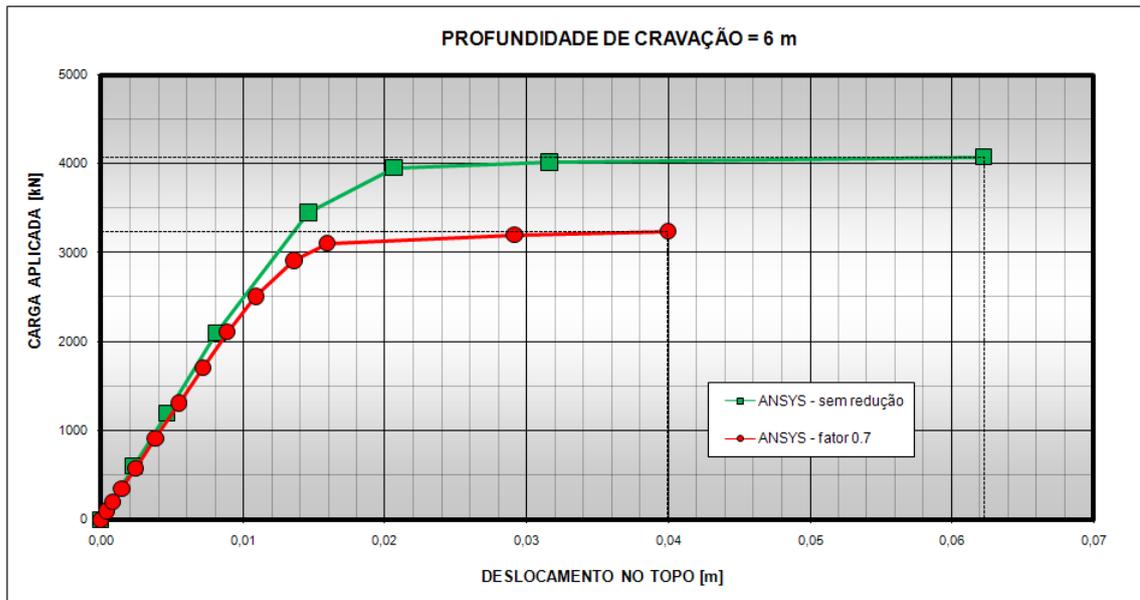


Figura 4-17 – Comparação MEF (cravação = 6 m)

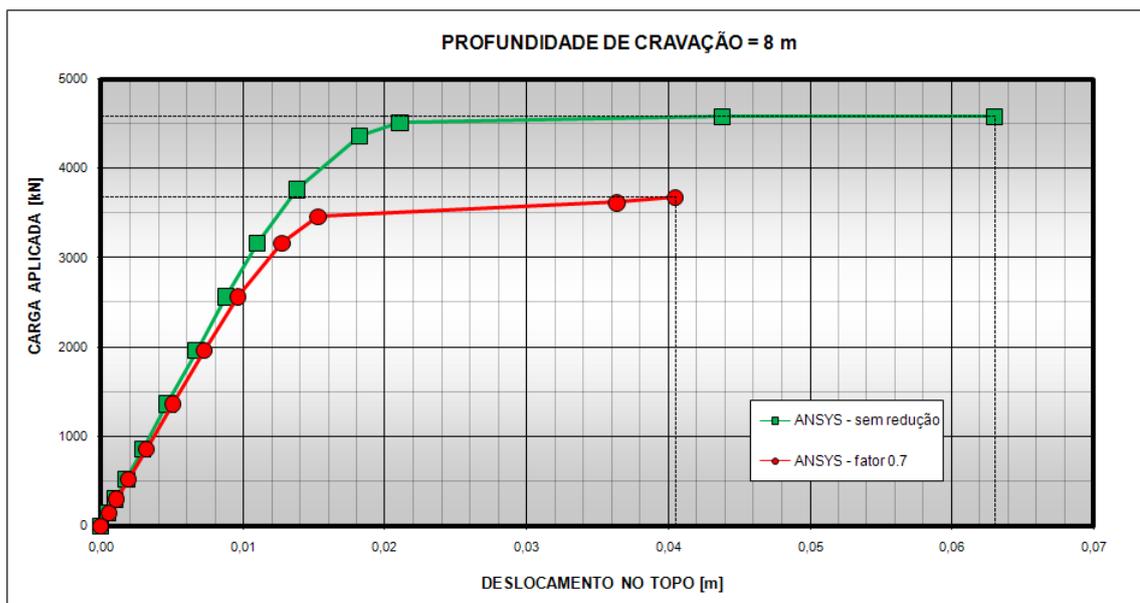


Figura 4-18 – Comparação MEF (cravação = 8 m)

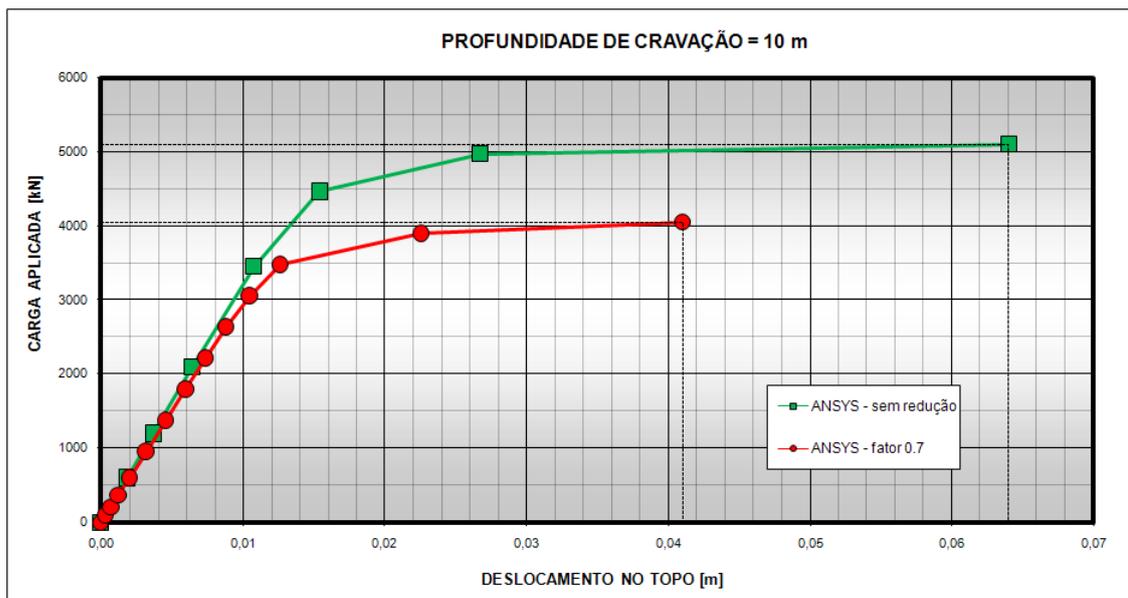


Figura 4-19 – Comparação MEF (cravação = 10 m)

As diferenças entre as cargas últimas observadas ficaram entre 830 e 1050 quilonewtons, para as profundidades de penetração da estaca de 6 metros, 8 metros e 10 metros, respectivamente. A seguir, é apresentada uma tabela com o resumo dos resultados.

RESULTADOS	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
Carga Última – s/ redução axial (kN)	4076.2	4578.8	5095.3
Carga Última – c/ redução axial (kN)	3242.5	3678.8	4049.1
DIFERENÇA (kN)	833.7	900.0	1046.3
DISCREPÂNCIA RELATIVA* (%)	20.5	19.7	20.5

* Valor de referência: Carga Última s/ redução axial

Tabela 4-5 – Resumo das comparações MEF

4.3.2 Resultados das análises pelo modelo MWM

Foram criados modelos para análise no programa PILEMICRO, aplicando o modelo de Winkler modificado, conforme proposto no item 4.2. Os modelos foram analisados com as três profundidades de penetração do topo da estaca sugeridas, com e sem a consideração de redução das curvas T-Z propostas pela norma API. As cargas últimas são comparadas com aquelas obtidas na planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo” (ANEXO B).

Para validar as comparações entre resultados, foi sugerido um ajuste no fator de cálculo da resistência de topo da estaca. A norma API propõe que a resistência de topo limite da estaca (por unidade de área) seja calculada conforme a expressão abaixo:

$$q_p \leq N_c \times S_u \quad (4-9)$$

onde: N_c é um fator empírico adimensional (adotado 9, para solos coesivos).

A resistência de topo total é dada pela expressão:

$$Q_p \leq q_p \times A_t \quad (4-10)$$

onde: A_t é a área do topo da estaca e das aletas.

As resistências de topo calculadas nos modelos em elementos finitos foram bem superiores às aquelas calculadas com o fator N_c sugerido pela norma API. Essa diferença é dada pelo fato de este coeficiente foi ajustado para uma estaca de geometria regular, que não é o caso das estacas torpedo. Assim, foi ajustado um fator “ N_c ” para estes modelos, de forma que a resistência de topo calculada na planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”. Esta correlação foi feita de acordo com a expressão abaixo:

$$N_c^{\text{ajustado}} = N_c^{\text{API}} \times \frac{Q_p^{\text{MEF}}}{Q_p^{\text{API}}} = 9 \times \frac{Q_p^{\text{MEF}}}{Q_p^{\text{API}}} \quad (4-11)$$

onde: N_c^{API} é o fator adimensional sugerido pela norma API (igual a 9);

Q_p^{API} é o valor da resistência de topo, calculado conforme a Equação (4-3) – com o valor de N_c^{API} ;

Q_p^{MEF} é a resistência de topo calculada pelo MEF;

$N_c^{ajustado}$ é o fator N_c ajustado para a resistência de topo calculada pelo MEF.

A resistência de topo calculada pelo MEF é igual à força última aplicada no modelo em elementos finitos, descontando o atrito lateral total, o peso da estaca e o peso do solo sobre a estaca. O atrito lateral total deve ser igual àquele calculado na planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”. Os cálculos foram feitos conforme a expressão abaixo:

$$Q_p^{MEF} = F^{MEF} - T - P_{estaca} - P_{solo} \quad (4-12)$$

onde: F^{MEF} é a carga última aplicada no modelo em elementos finitos;

T é o atrito lateral total calculado na planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”;

P_{estaca} é o peso total da estaca (adotado 850 quilonewtons);

P_{solo} é o peso do solo sobre a estaca (função da profundidade de cravação);

Assim, temos um resumo destes cálculos apresentado na tabela abaixo. O valor do fator adimensional (N_c) ajustado é tomado como a média entre os valores calculados para as três profundidades de cravação. Este valor de “ N_c médio” foi adotado em todas as análises pelo MWM, tanto utilizando o PILEMICRO quanto a planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”.

	AJUSTE RESISTÊNCIA DE TOPO		
	6 m	8 m	10 m
F MEF [kN]	4076.2	4580.8	5095.3
T [kN]	2896.0	3315.0	3734.0
P_{estaca} [kN]	850.0	850.0	850.0
P_{solo} [kN]	32.2	42.9	53.6
Q_p MEF [kN]	298.0	372.9	457.7
Q_p API (N_c=9) [kN]	159.0	196.0	233.0
ΔQ_p [kN]	139.0	176.9	224.7
N_c ajustado	16.869	17.123	17.680
N_c médio	17.2		

Tabela 4-6 – Ajuste da resistência de topo

As resistências de topo calculadas nas análises pelo MWM (com o fator N_c ajustado) aproximam-se daquelas calculadas pelo MEF, conforme mostrado na tabela abaixo. Desta forma, as resistências de topo não terão grande influência nas diferenças entre as cargas últimas encontradas através das duas metodologias aplicadas.

RESISTÊNCIA DE TOPO AJUSTADAS			
	6 m	8 m	10 m
Q_p MEF [kN]	298.0	372.9	457.7
Q_p API (ajustado) [kN]	303.9	374.9	445.8
ΔQ_p [kN]	5.9	2.0	11.9
DISCREPÂNCIA RELATIVA* (%)	2.0	0.5	2.6

* Valor de referência: Q_p MEF

Tabela 4-7 – Resistência de topo ajustadas

- MWM SEM REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL

A curva T-Z adotada nesta análise é idêntica àquela apresentada na Figura 4-13. Os resultados do PILEMICRO e da planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo” são apresentados na Figura 4-20 e na Tabela 4-8.

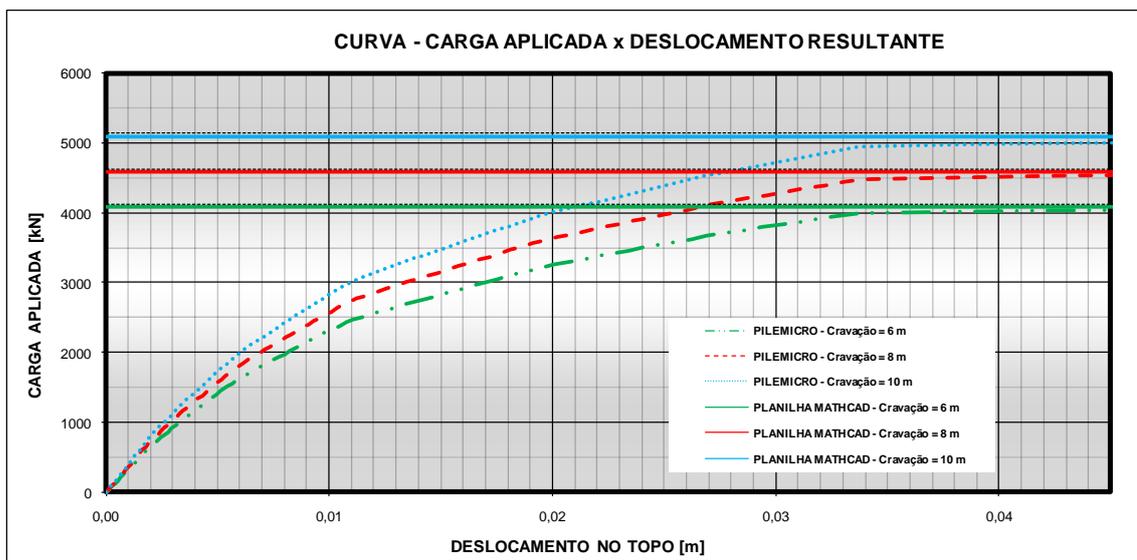


Figura 4-20 – Resultados MWM (sem redução de resistência axial)

As cargas últimas observadas foram: 4125, 4625 e 5150 quilonewtons, para as profundidades de penetração de 6 metros, 8 metros e 10 metros, respectivamente. Os resultados do cálculo com a planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”, para a resistência axial foram: 4082, 4583 e 5083 quilonewtons. Podemos considerar estes resultados aceitáveis, já que apresentaram desvios inferiores a 70 kN e baixas discrepâncias relativas (inferiores a 1,5 %).

A seguir, é apresentada uma tabela com o resumo dos resultados.

RESULTADOS (sem redução axial)	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
Carga Última - PILEMICRO (kN)	4125.0	4625.0	5150.0
Carga Última - Planilha MATHCAD (kN)	4082.0	4583.0	5083.0
DIFERENÇAS (kN)	43.0	42.0	67.0
DISCREPÂNCIA RELATIVA (%)	1.1	0.9	1.3

* Valor de referência: Carga Última - Planilha MATHCAD

Tabela 4-8 – Resumo de resultados MWM (sem redução de resistência axial)

- MWM – CONSIDERANDO UMA REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL (fator 0,7)

A curva T-Z adotada nestas análises é aquela proposta pela norma API. Esta curva esta descrita no ANEXO A e ilustrada na Figura 4-21. Os resultados são apresentados na Figura 4-22 e na Tabela 4-9.

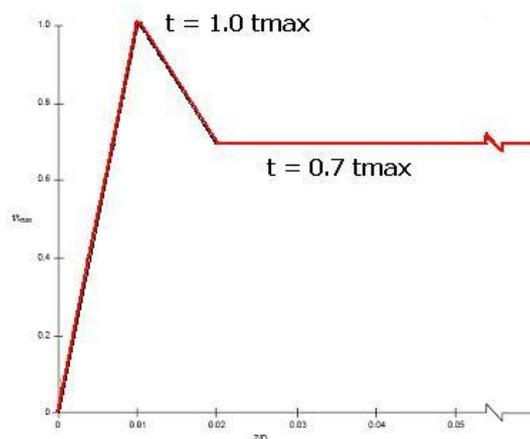


Figura 4-21 – Curva T-Z adotada no PILEMICRO (com redução axial)

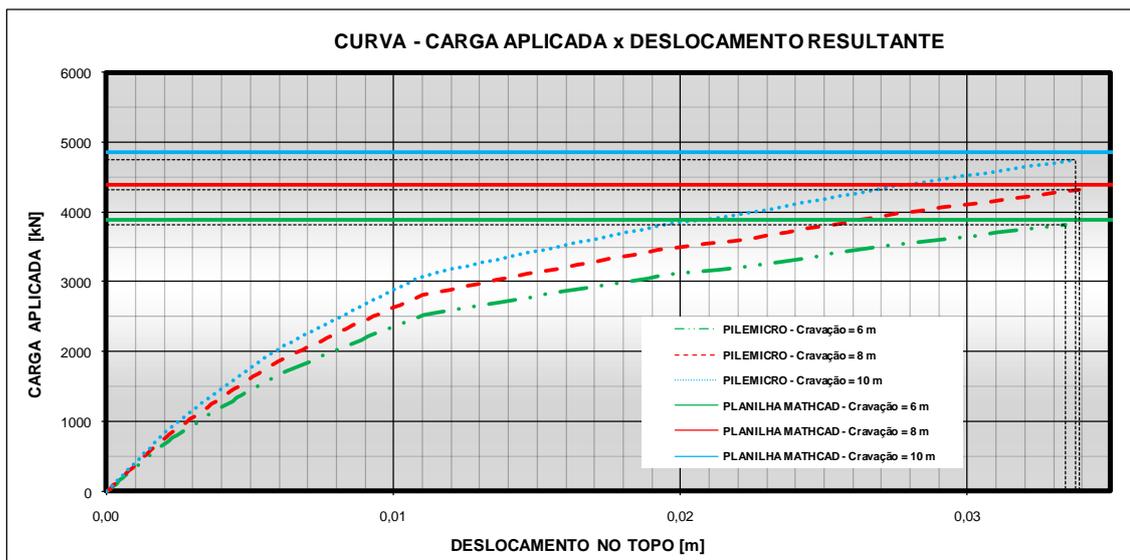


Figura 4-22 – Resultados MWM (com redução de resistência axial de fator 0,7 - API)

As cargas últimas observadas foram: 3825, 4325 e 4750 quilonewtons, para as profundidades de penetração da estaca de 6 metros, 8 metros e 10 metros, respectivamente. Os resultados do cálculo com a planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo” (ANEXO B), para a resistência axial foram: 3896, 4392 e 4863 quilonewtons. Podemos considerar estes resultados aceitáveis, já que apresentaram desvios entre 65 e 115 kN e baixas discrepâncias relativas (inferiores a 2,5 %). A seguir, é apresentada uma tabela com o resumo dos resultados.

RESULTADOS (com redução axial)	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
Carga Última - PILEMICRO (kN)	3825.0	4325.0	4750.0
Carga Última - Planilha MATHCAD (kN)	3896.0	4392.0	4863.0
DIFERENÇAS (kN)	71.0	67.0	113.0
DISCREPÂNCIA RELATIVA (%)	1.8	1.5	2.3

* Valor de referência: Carga Última - Planilha MATHCAD

Tabela 4-9 – Resumo de resultados MWM (com redução de resistência axial - fator 0,7)

- MWM – CONSIDERANDO A REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL (fator 0,7) X SEM REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL

As comparações entre os resultados das análises no PILEMICRO, com e sem a consideração de redução de resistência axial da norma API são apresentadas nas três figuras a seguir.

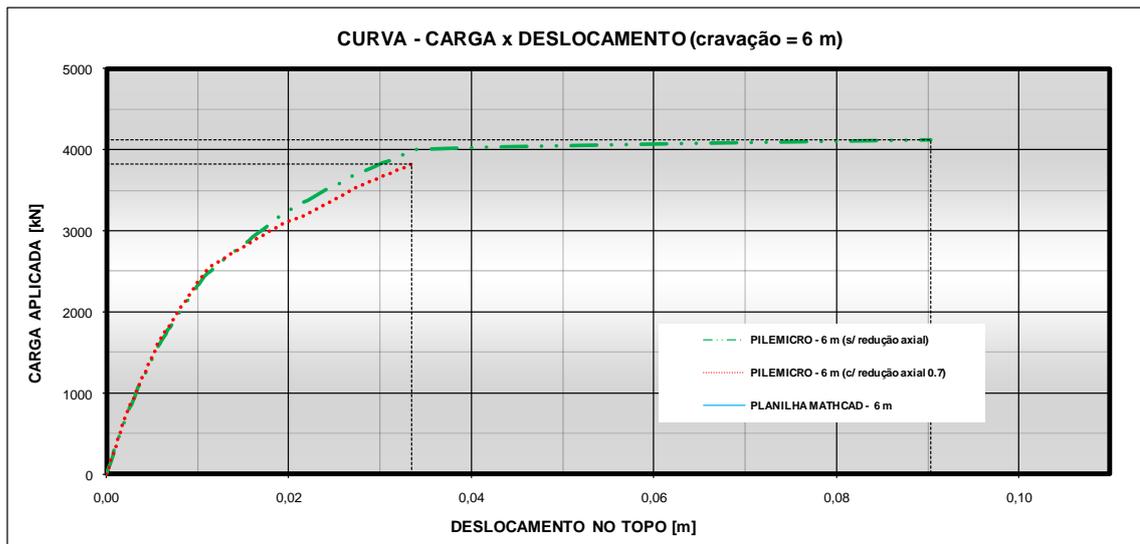


Figura 4-23 – Comparação MWM (cravação = 6 m)

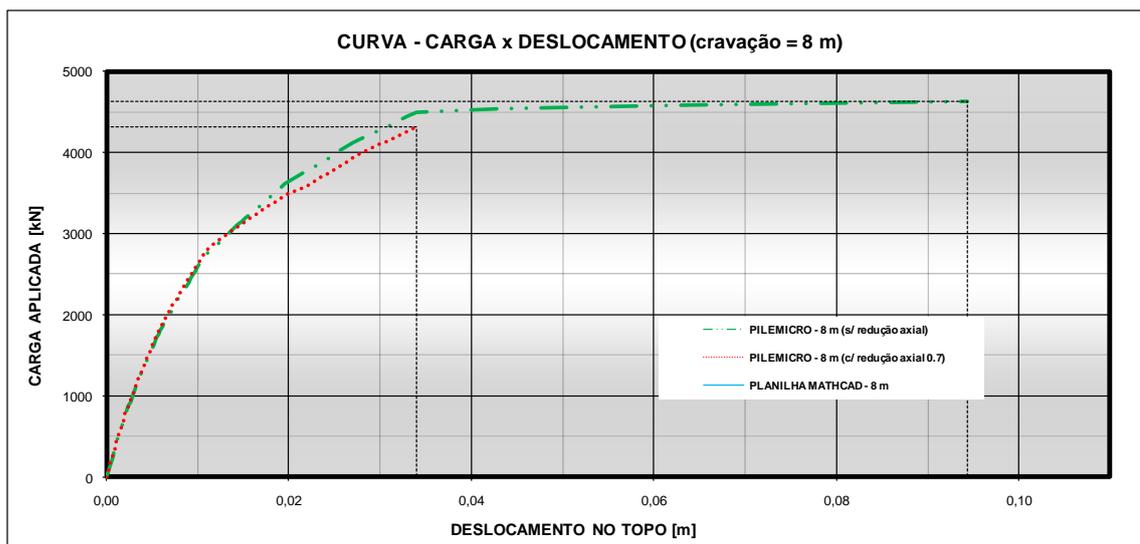


Figura 4-24 – Comparação MWM (cravação = 8 m)

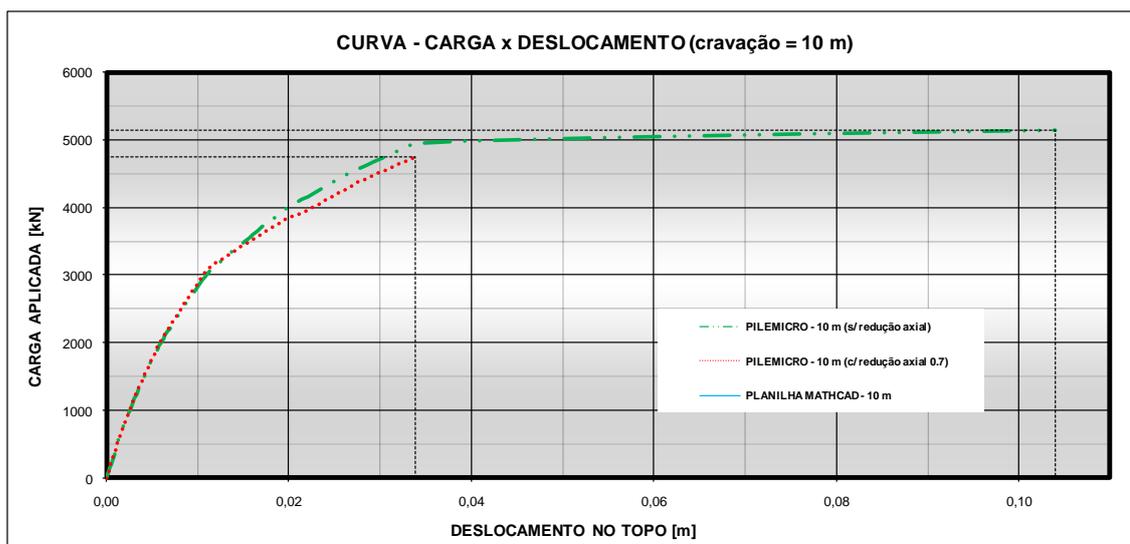


Figura 4-25 – Comparação MWM (cravação = 10 m)

As diferenças entre as cargas últimas observadas foram: 300, 300 e 400 quilonewtons, para as profundidades de penetração da estaca de 6 metros, 8 metros e 10 metros, respectivamente. A principal diferença encontrada nestes resultados foi o valor limite para os deslocamentos, que ficaram entre 9 e 11 centímetros nas análises sem redução de resistência, porém não chegaram a 4 centímetros nas demais análises. A seguir, é apresentada uma tabela com o resumo dos resultados.

COMPARAÇÕES PILEMICRO	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
Carga Última – s/ redução axial (kN)	4125.0	4625.0	5150.0
Carga Última – c/ redução axial (kN)	3825.0	4325.0	4750.0
DIFERENÇA (kN)	300.0	300.0	400.0
DISCREPÂNCIA RELATIVA (%)	7.8	6.9	8.4

* Valor de referência: Carga Última – c/ redução axial

Tabela 4-10 – Resumo das comparações MWM (PILEMICRO)

4.3.3 Comparação entre metodologias

- SEM REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL

Agora serão comparados os resultados obtidos dos modelos em MEF e MWM, sem considerar a redução de resistência lateral das argilas para grandes deslocamentos, conforme proposta da norma API. Os resultados foram mais próximos entre si, o que era esperado, pois, como citado anteriormente, a modelagem em elementos finitos deste trabalho não considera esta redução de resistência. Os resultados para as três profundidades de penetração são apresentados graficamente, nas três figuras a seguir.

Uma primeira observação quanto a estes resultados é relativa ao formato das curvas apresentadas. Para um determinado nível de carregamentos aplicados, os deslocamentos calculados pelo MEF foram bastante superiores àqueles calculados pelo MWM. Este comportamento é justificado pela forma como a plastificação do solo é considerada nos dois métodos. O MEF utiliza uma metodologia baseada na teoria da plasticidade enquanto o MWM se utiliza de resultados empíricos para aproximar esse fenômeno.

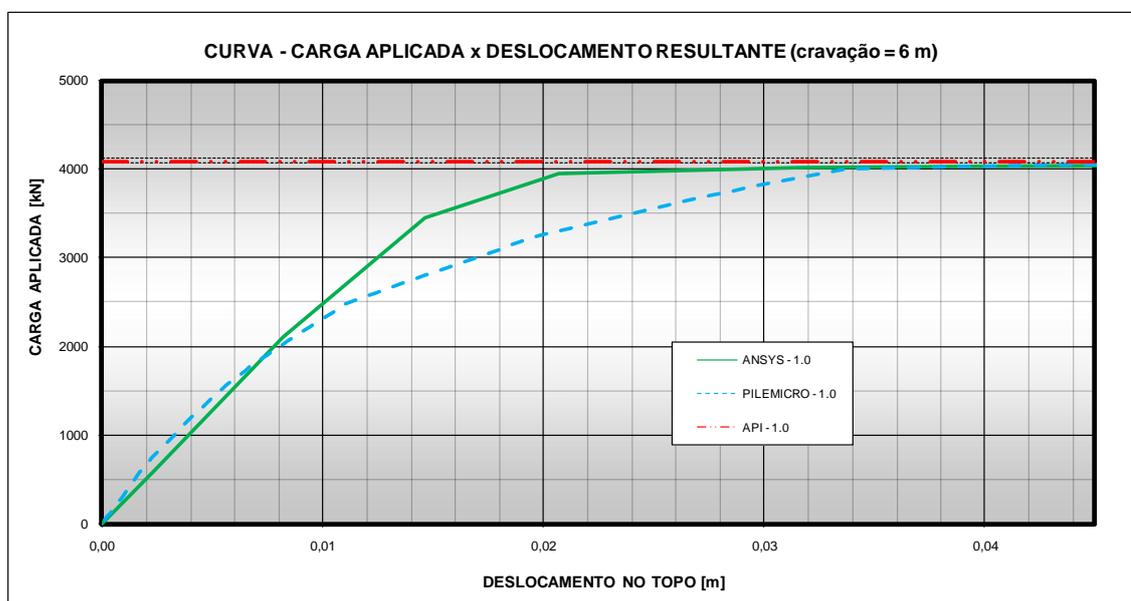


Figura 4-26 – Comparações / Cravação = 6 m (sem redução da resistência axial)

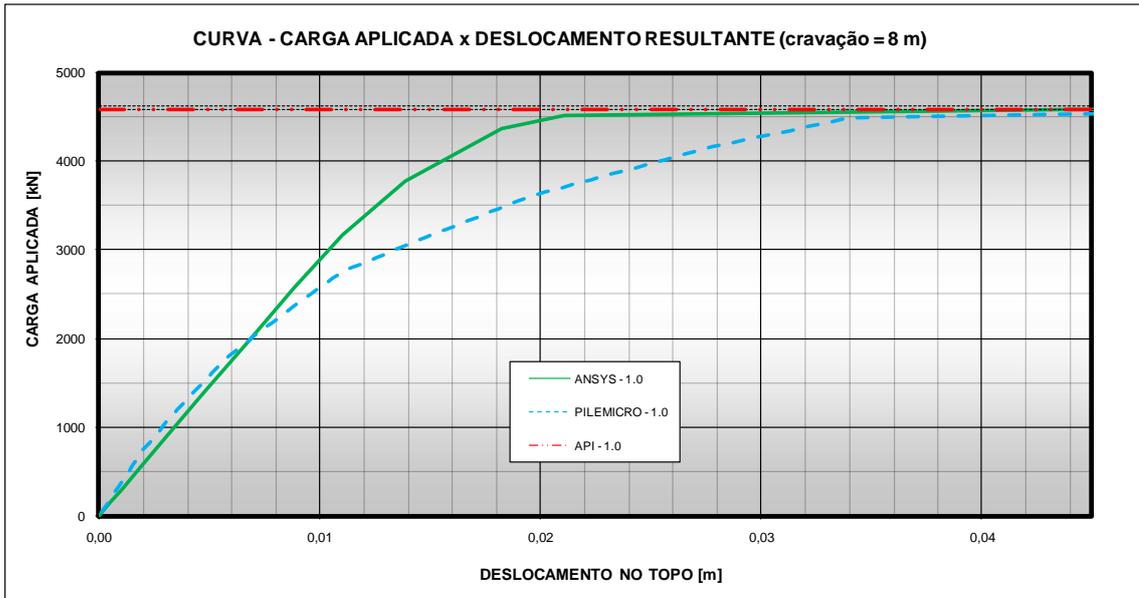


Figura 4-27 – Comparações / Cravação = 8 m (sem redução da resistência axial)

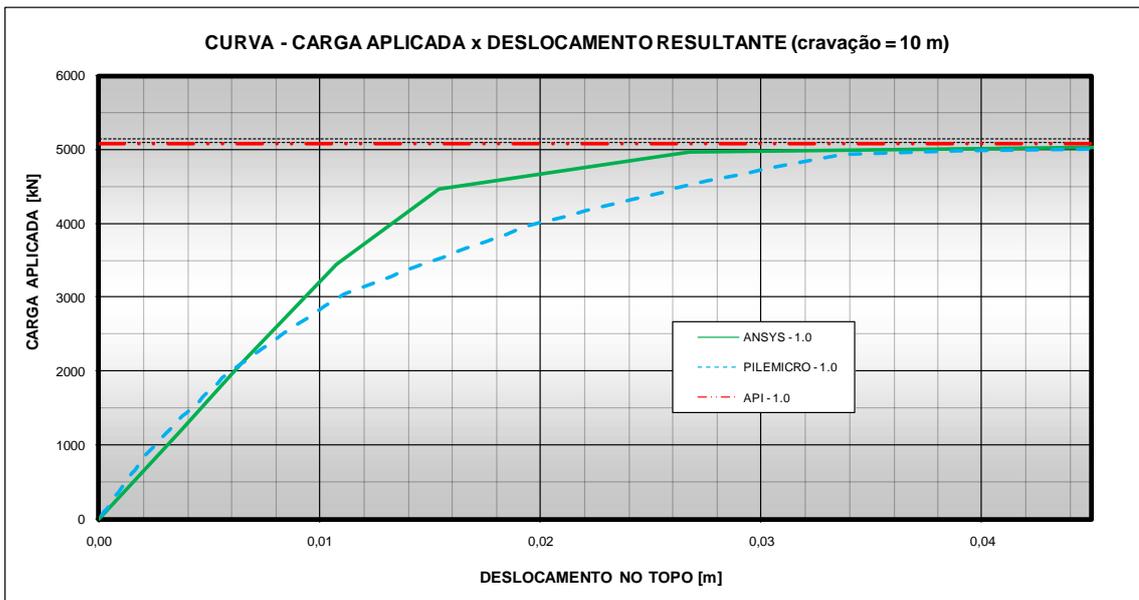


Figura 4-28 – Comparações / Cravação = 10 m (sem redução da resistência axial)

As tabelas abaixo apresentam, de forma resumida, os resultados dos três gráficos anteriores. Lembrando que estes são os resultados desconsiderando as recomendações sobre a redução de resistência lateral da norma API. A Tabela 4-11 faz comparações entre os resultados do ANSYS e PILEMICRO, e a Tabela 4-12 compara os resultados do ANSYS e planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”.

RESULTADOS	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
Carga Última – ANSYS	4076.2	4580.8	5095.3
Carga Última – PILEMICRO	4125.0	4625.0	5150.0
DIFERENÇA (kN)	48.8	44.2	54.7
DISCREPÂNCIA RELATIVA* (%)	1.2	1.0	1.1

Tabela 4-11 – Resumo das comparações / ANSYS x PILEMICRO (sem redução da resistência axial)

RESULTADOS	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
Carga Última – ANSYS	4076.2	4580.8	5095.3
Carga Última – PLANILHA API	4082.0	4582.6	5083.2
DIFERENÇA (kN)	5.8	1.8	12.1
DISCREPÂNCIA RELATIVA* (%)	0.1	0.0	0.2

Tabela 4-12 – Resumo das comparações / ANSYS x Planilha MATHCAD (sem redução da resistência axial)

Podemos observar que, sem a consideração de redução de resistência lateral, os resultados dos modelos em elementos finitos (ANSYS) foram muito mais próximos daqueles obtidos nas análises pelo MWM (PILEMICRO). As diferenças caíram bastante, ficando entre 44 e 55 quilonewtons. As discrepâncias relativas também caíram, ficando em torno de 1 %. Quando comparados aos resultados da planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”, os resultados são ainda mais próximos, apresentando diferenças entre 5 e 13 quilonewtons com discrepâncias relativas insignificantes.

- **CONSIDERANDO UMA REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AXIAL**

A seguir são apresentadas comparações entre os resultados obtidos das análises pelas duas metodologias tratadas neste capítulo. Aqui são comparados os resultados obtidos dos modelos em MEF (considerando a redução de resistência axial e sem considerar a mesma – conforme proposto nos itens anteriores) e MWM (considerando a redução de resistência axial das argilas para grandes deslocamentos – conforme proposto na norma API). O objetivo da

apresentação dos resultados desta forma é mostrar que a carga última calculada pelo MWM está dentro do intervalo dos resultados do MEF.

Os resultados, para as três profundidades de penetração são novamente apresentados graficamente, nas três figuras a seguir.

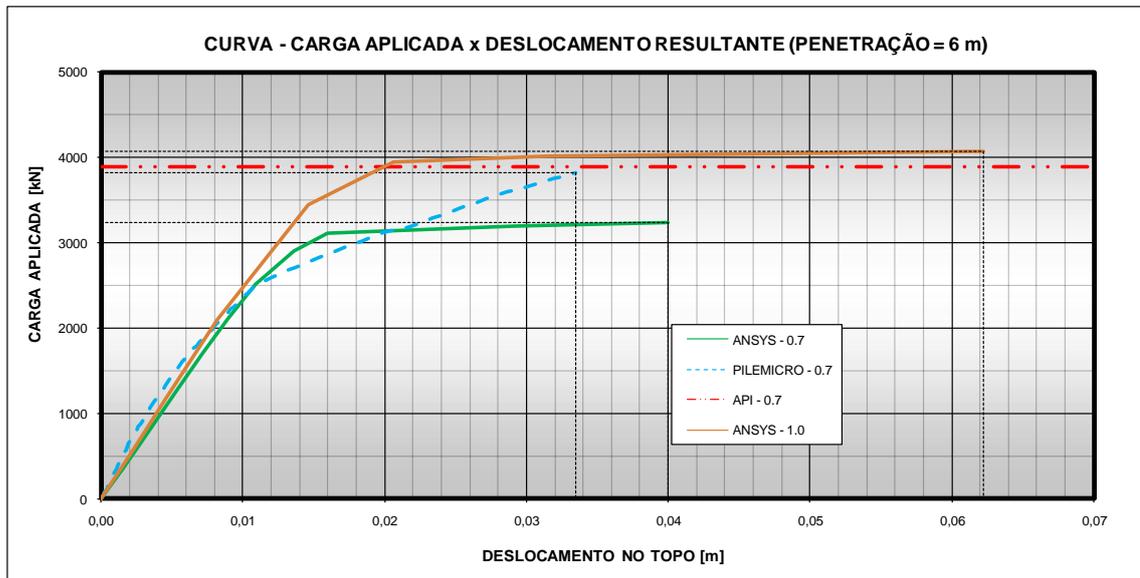


Figura 4-29 – Comparações / Cravação = 6 m

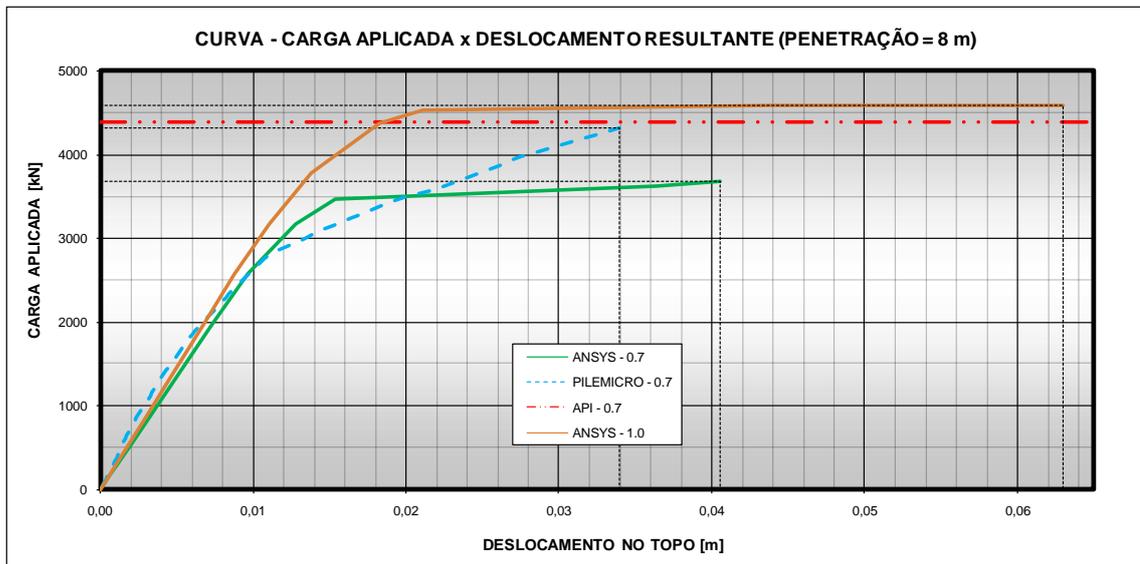


Figura 4-30 – Comparações / Cravação = 8 m

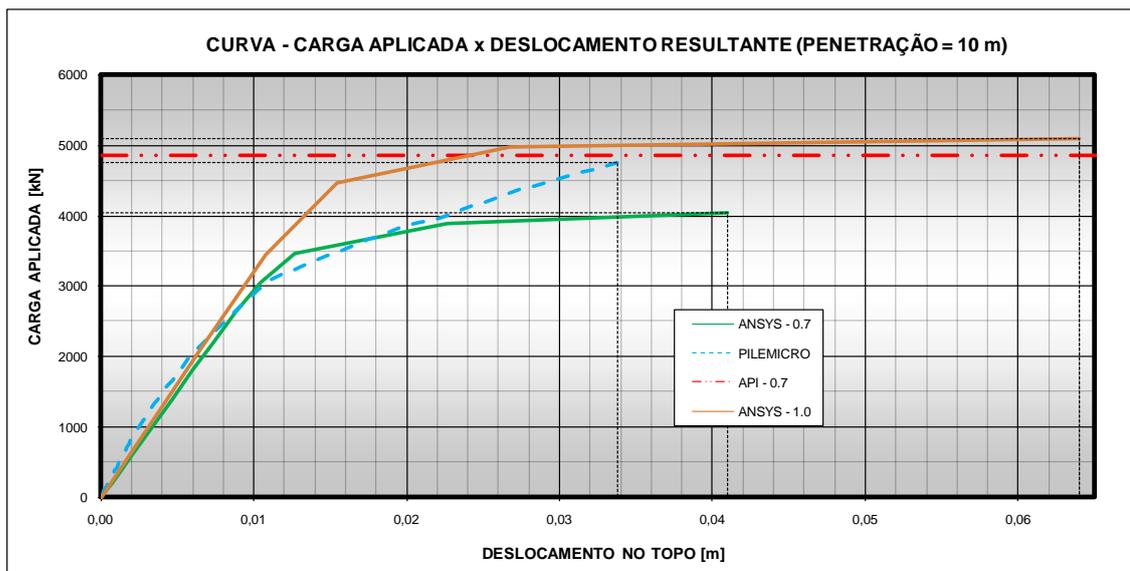


Figura 4-31 – Comparações / Cravação = 10 m

As tabelas abaixo apresentam, de forma resumida, os resultados dos três gráficos anteriores. Lembrando que estes são os resultados considerando as recomendações sobre a redução de resistência lateral da norma API (fator 0,7). A Tabela 4-13 faz comparações entre os resultados do ANSYS e do PILEMICRO e planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”, todos considerando a redução da resistência axial (fator 0,7). A Tabela 4-14 compara os resultados do ANSYS (desconsiderando a redução da resistência axial) e do PILEMICRO (considerando a redução da resistência axial).

RESULTADOS - CARGAS ÚLTIMAS	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
ANSYS – c/ redução axial (kN)	3242.5	3678.8	4049.1
PILEMICRO – c/ redução axial (kN)	3825.0	4325.0	4750.0
DIFERENÇA (kN)	582.5	646.3	700.9
DISCREPÂNCIA RELATIVA* (%)	18.0	17.6	17.3

Tabela 4-13 – Comparações / ANSYS X PILEMICRO (ambos com redução axial)

RESULTADOS - CARGAS ÚLTIMAS	Profundidade de Cravação		
	6 m	8 m	10 m
ANSYS – s/ redução axial (kN)	4076.2	4580.8	5095.3
PILEMICRO – c/ redução axial (kN)	3825.0	4325.0	4750.0
DIFERENÇA (kN)	251.2	255.8	345.3
DISCREPÂNCIA RELATIVA* (%)	6.2	5.6	6.8

Tabela 4-14 – Comparações / ANSYS (sem redução axial) X PILEMICRO (com redução axial)

Os resultados das análises pelo MWM (PILEMICRO e planilha “Cálculo da capacidade axial de Estacas Torpedo”) foram bastante inferiores àqueles obtidos nas análises pelo MEF (ANSYS), quando foi feita uma redução da resistência axial em ambos. As diferenças ficaram entre 582 e 701 quilonewtons. As discrepâncias relativas também foram elevadas ficando entre 17 e 18 %.

Porém, os mesmos resultados do MWM, quando comparados com os resultados do MEF sem redução de resistência, são bem mais satisfatórios. As diferenças entre os resultados foram menores, ficando entre 250 e 350 quilonewtons. As discrepâncias relativas também reduziram, ficando abaixo de 7 %.

O objetivo da apresentação destes resultados foi avaliar o grau de conservadorismo da redução da resistência axial inserida nas análises por elementos finitos (ANSYS). Os resultados levam a crer que esta redução foi excessiva. Torna-se necessário ajustar um coeficiente de redução para o modelo em elementos finitos (entre 0,7 e 1,0 – próximo de 1,0), preferencialmente baseado em resultados experimentais, que melhor reflita a redução de resistência proposta na norma API.

4.4 Conclusões

As modelagens propostas, apesar das simplificações adotadas, apresentaram resultados bastante satisfatórios e coerentes com as propostas da norma API. Os resultados aqui apresentados validam estes modelos de cálculo. Ao analisarmos os resultados, devemos levar em conta o fato de que as considerações da norma API relativas às curvas P-Y, T-Z e Q-U vêm de correlações e ajustes de resultados empíricos. Estes resultados foram obtidos para estacas com geometrias regulares, o que não é o caso da estaca torpedo. Porém, as análises aqui realizadas nos levam a acreditar que, feitos os devidos ajustes, as recomendações da norma podem levar a resultados bem próximos da realidade. No entanto, para o caso de geometria irregular, é desejável o uso de modelos mais sofisticados, em elementos finitos. Assim, as recomendações da norma devem servir apenas como uma indicação inicial para os resultados destes modelos.

Identificamos que a principal diferença entre os dois métodos de cálculo é a forma de considerar a plastificação do solo. Isto levou a um comportamento bastante diferente entre as curvas de resistência obtidas através das diferentes metodologias de análise, apesar de os resultados finais tenderem a valores parecidos. Nos exemplos onde foi desconsiderada a redução de resistência axial para grandes deslocamentos, as diferenças entre as resistências calculadas pelos dois métodos de análise não ultrapassaram 50 quilonewtons, com discrepâncias relativas sempre abaixo de 2 %.

A norma API recomenda, para solos argilosos, uma queda da resistência axial (curva T-Z) após o pico de resistência, o que ocorre para valores elevados de deslocamentos relativos. Porém, torna-se difícil a modelagem deste comportamento no programa utilizado nas análises pelo MEF (ANSYS). No fim do capítulo, foi feito um estudo sobre a implementação de uma redução de resistência axial no modelo em elementos finitos proposto. Com esta consideração, as diferenças entre as resistências calculadas pelos dois métodos de análise ficaram bastante elevadas ultrapassando 550 quilonewtons, com discrepâncias relativas acima de 15 %. Os resultados do MEF ficaram conservadores. Deste modo, chegamos à conclusão de que é necessário ajustar coeficientes de redução da resistência axial para o MEF (maior que 0,7), baseados em dados experimentais para cada caso de carregamento e para cada tipo de solo, já que uma redução de 70 % na resistência lateral é muito conservadora, quando comparada àquela proposta pela norma API.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As Estacas Torpedo vêm sendo amplamente utilizadas na ancoragem de plataformas marítimas em campos de petróleo brasileiros. A PETROBRÁS patenteou esta solução de fundação e tem investido em estudos ligados a este tema (Medeiros Jr., [15]). Em operações de exploração em águas profundas e ultraprofundas esta solução apresenta baixa relação custo-benefício. A execução e fabricação são bastante simples e o custo é baixo, se comparado ao de outras soluções. As aletas conferem à estaca um ganho significativo de resistência aos esforços axiais e laterais, graças ao aumento da área de contato entre solo e estaca. Este é um grande atrativo deste tipo de estaca quando é adotada a configuração das linhas de ancoragem em *taut-leg*, ou ainda quando a ancoragem da plataforma é feita por meio de tendões, como é o caso das TLP's.

A previsão dos mecanismos de interação entre solo e estrutura é importante na análise da capacidade de carga de uma estaca. Assim, torna-se um desafio modelar o comportamento não-linear físico do solo e as demais fontes de não-linearidades nas análises. O método de análise de Winkler, aplicado na norma API, e o método dos elementos finitos consideram o comportamento do solo de formas distintas. O primeiro se vale de correlações empíricas, expressas através de curvas (P-Y, T-Z e Q-U), e o outro aplica a teoria da plasticidade. Neste trabalho, foram mostradas as peculiaridades de cada um destes modelos de cálculo e feitas comparações entre os resultados obtidos através de ambos os métodos.

Neste trabalho, foram feitas análises de estacas torpedo embebidas em solos puramente coesivos, submetidas apenas a carregamentos axiais. Os resultados mostraram que as premissas da norma API, inicialmente propostas para estacas de geometria regular, podem ser aplicadas ao caso de Estacas Torpedo, desde que alguns fatores de correlação sejam devidamente ajustados. Nas análises realizadas, foram encontradas diferenças aceitáveis entre as capacidades de carga calculadas pelos dois métodos de análise (MWM e MEF), quando foram desconsideradas as recomendações da norma API quanto à queda de resistência axial para grandes deslocamentos em argilas (ver curva T-Z – ANEXO A). A modelagem deste comportamento de resistência axial é difícil no programa utilizado nas análises pelo método dos elementos finitos. A solução adotada neste trabalho, para representar este comportamento no modelo em elementos finitos, foi avaliada como conservadora. Os resultados da modelagem pelo MEF, ao considerarmos este comportamento (de queda da resistência axial),

foram bem inferiores aos da modelagem pelo MWM. Assim, foi sugerido um coeficiente de ajuste para as análises pelo método dos elementos finitos, que deve ser avaliado para cada situação de carregamento e para cada tipo de solo, preferencialmente, baseado em dados experimentais.

O modelo de cálculo proposto neste trabalho foi idealizado para análises de interação solo-estrutura, sendo razoável para a determinação da capacidade geotécnica da estaca. Logo, é pressuposto que a estaca resista estruturalmente aos carregamentos aplicados. A análise estrutural deste tipo de estaca requer uma modelagem mais refinada em elementos finitos. As variações de geometria inserem elevados fatores de concentração de tensões que precisam ser identificados corretamente. Uma modelagem mais detalhada geraria um tempo de processamento demasiadamente elevado, desnecessário para os objetivos deste trabalho.

Como sugestões para trabalhos futuros, temos:

- Análises da capacidade de carga (geotécnica) de Estacas Torpedo submetidas a carregamentos laterais;
- Interação entre carregamentos axiais e laterais;
- Análises da capacidade de carga (geotécnica) de Estacas Torpedo embebidas em solos não coesivos;
- Análise da cravação de Estacas Torpedo;
- Análises da capacidade de carga (estrutural) de Estacas Torpedo embebidas em diversos tipos de solo, submetidas a carregamentos axiais e laterais;
- Análise de cravação e capacidade de carga de estacas torpedo, através de resultados experimentais obtidos de modelagens centrífugas com modelos reduzidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] RANDOLPH, M., CASSIDY, M., GOURVENEC, M., ERBRICH, C., *The Challenges of Offshore Geotechnical Engineering, Invited State of the Art Report, 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, Osaka, Japan, 2005.
- [2] COOK, R. D., MALKUS, D. S., PLESHA, M. E., *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, 3ª edição, John Wiley & Sons, 1989.
- [3] VELLOSO, D. A. & LOPES F. R., **Fundações**, Vol. 2 – Fundações Profundas, Cap. 15, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.
- [4] ELLWANGER, G. B. & AGUIAR, C. S., **Manual do Usuário do Programa PILEMICRO**, Relatório interno, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2000.
- [5] API (American Petroleum Institute), *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design (API-RP-2A WSD)*, 20ª Ed., EUA, 2005.
- [6] ELLWANGER, G. B., **Tecnologias de Exploração de Petróleo**, Apostila MBP (pós-graduação executiva em petróleo), Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [7] TLP SEMINAR, ASME-Division, Houston, EUA, 1992.
- [8] DEL VECCHIO, C. J. M., PIAZZA, M. R., KOMURA, A. T., FERREIRA, O. C. G. & PALAZZO, F. G., *Taut Leg Mooring Systems for Deep Water, International Offshore Engineering*, pp. 433-440, Rio de Janeiro, Brasil, 1995.
- [9] INFORME PROCAP 3000, Nº 27, **Riser Híbrido Auto-Sustentável para águas profundas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [10] SANTOS, A. L. F., **Âncoras de Sucção**, Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1997.
- [11] VRYHOF, *anchors Manual*, Krimpen ad YJssel, Amsterdam, Países Baixos, 2000.
- [12] AGUIAR, C. S., **Interação Solo-Estrutura de Fundações Offshore do Tipo Estaca**, Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- [13] H MARINE, Material de divulgação, *“Perdido Project”*, 03/10/2008.

- [14] SVETMANTA VLA, **Estacas VLA**, Disponível em: <
http://www.vryhof.com/pdf/stevmanta_manual.pdf>, Acesso em: 04/04/2009.
- [15] MEDEIROS JR., C. J. “Low Cost Anchor System for Flexible Risers in Deep Waters”.
Offshore Technology Conference, 2002
- [16] POULOS, H. G., DAVIS, E. H., *Pile foundation analysis and design*, Cap. 8, John
Wiley & Sons, Nova Iorque, EUA, 1980;
- [17] DOUGLAS, D. I. & DAVIS, E. H., *The movement of buried footings due to moment
and horizontal load and the movement of anchor plates geot*, Vol. 14, pp. 115-132,
1964.
- [18] MINDLIN, R. D., *Force at a point in the interior of a semi-infinite solid*, *Journal of
Applied Physics*, Vol. 7, nº 5, pp. 195-202, 1936.
- [19] GERE, J. M. & WEAVER JR., W., *Analysis of framed structures*, Litton educational
publishing, Nova Iorque, EUA, 1965.
- [20] TIMOSHENKO, S. P. & GERE, J. M., **Resistência dos Materiais**, vol.2, LTC, 1998.
- [21] HETÈNYI, M., *Beams on Elastic Foundations – Theory with applications in the
fields of civil and mechanical engineering*, Vol. 15, 8ª Ed., *University of Michigan
Studies*, Michigan, EUA, 1967.
- [22] BENJAMIN, A. C., **Análise não-linear geométrica de pórticos tridimensionais pelo
método dos elementos finitos**, Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil,
1982.
- [23] AGUIAR, C. S., ELLWANGER, G. B., SOUSA, J. R. M., PORTO, E. C., MEDEIROS
JR., C. J. DE, FOPPA, D. & ENCARNAÇÃO, R. N., **Modelagem da interação solo-
estrutura de estacas do tipo torpedo pelo método dos elementos finitos**, Artigo,
Congresso Ibero Latino Americano de Modelagem Computacional em Engenharia
(CILAMCE), Maceió, Brasil, 2008.
- [24] VAZ, L.E., **Notas de aula da disciplina método dos elementos finitos**,
DME/EP/UFRJ, 2008.
- [25] PROGRAMA ANSYS, INC., *Theory Reference*, versão 10.0, 2005.

- [26] CUNHA, J. S., **Análise do efeito de grupo de estacas em estruturas offshore**, Tese de M. Sc., Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1998.
- [27] PRAKASH, S. & SHARMA, H. D., **Pile foundation in engineering practice**, John Wiley & Sons Inc., Nova Iorque, EUA, 1990.
- [28] BATHE, K. J., **Finite Element Procedures**. 1^a edição, Prentice Hall Inc., EUA, 1996.
- [29] CHEN, W. F. & BALADI, G. Y., **Soil Plasticity: Theory and Implementation**, 1^a edição, Elsevier Science Publishers B. V., Países Baixos, 1985.
- [30] POTTS, D. M. & ZDRAVKOVIC, L., **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering**, 1^a edição, Thomas Telford Publishing, Grã-Bretanha, 1999.
- [31] WANG, G. & SITAR, N., **Numerical Analysis of Piles in Elasto-Plastic Soils Under Axial Loading**, *Proceedings of the ASCE Engineering Mechanics Conference*, Newark, EUA, 2004.
- [32] CRISFIELD, M. A., **Nonlinear Finite Elements Analysis of Solids and Structures**, John Wiley & Sons, vol. 1, EUA, 1991.
- [33] QUARANTA NETO, F., **Modelagem de Problemas Contacto-Impacto Empregando Formulações Penalizadas do Método dos Elementos Finitos**. Tese de D. Sc., Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.
- [34] FOCHT JR., J. A. & KOCH, K. J., **“Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups”**, *Annual Offshore Technology Conference (OTC)*, Artigo: OTC 1896-MS, Houston, EUA, 1973.
- [35] FORTRAN, **Compaq Visual Fortran6.5 Reference**, Compaq Computer Corporation, EUA, 2000.
- [36] MATHCAD, **Mathcad user’s guide**, Mathsoft Engineering & Education, Cambridge, EUA, 1999.
- [37] MATLOCK, H., **Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay**, *Annual Offshore Technology Conference (OTC)*, Artigo: OTC 1204, Houston, EUA, 1970.

- [38] REESE, L. C., COX, W. R. & KOOP, F. D., *Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles on Stiff Clay*, *Annual Offshore Technology Conference (OTC)*, Artigo: OTC 2312, Houston, EUA, 1975.

ANEXO A – COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR FÍSICO DO SOLO (CURVAS PROPOSTAS PELO API)

Introdução

A representação do comportamento não-linear físico do solo é um tema abordado em diversas pesquisas acadêmicas em todo o mundo. Ao longo dos anos, os resultados de uma vasta quantidade de ensaios, realizados em diversos tipos de solos, em diferentes regiões do mundo, formaram um grande banco de dados. Isto proporcionou o surgimento de curvas empíricas, representativas do comportamento do solo. O Instituto Americano de Petróleo (API – American Petroleum Institute) propôs uma normalização para essas curvas. Atualmente, esta proposta é adotada em quase todos os grandes projetos de plataformas marítimas. A comunidade científica e tecnológica promove amplas discussões acerca das curvas do API, que por sua vez realiza revisões periódicas dessas curvas, adaptando-as aos resultados de novas pesquisas. A norma API-RP-2A-WSD [5] reúne estas curvas e teve última atualização no ano de 2005.

O modelo de Winkler, aplicado na modelagem do solo, é baseado na análise estática não-linear da estaca apoiada por molas que representam o comportamento lateral, o atrito lateral e a resistência de ponta da estaca (Figura A-1). Na determinação da resposta de uma plataforma *offshore* submetida a carregamentos estáticos é mandatório que seja considerado o comportamento não-linear do solo na interação solo-estrutura. As estacas são modeladas através de elementos de pórtico espacial. A rigidez do solo é fornecida por curvas, funções não-lineares, do tipo:

- **P-Y**, que relacionam a **reação p do solo** por unidade de comprimento com o **deslocamento lateral**;
- **T-Z**, que relacionam o **atrito lateral** despertado com o **deslocamento axial**;
- **Q-U (ou Q-Z)**, que expressam a **resistência de ponta** em função do **deslocamento axial**.

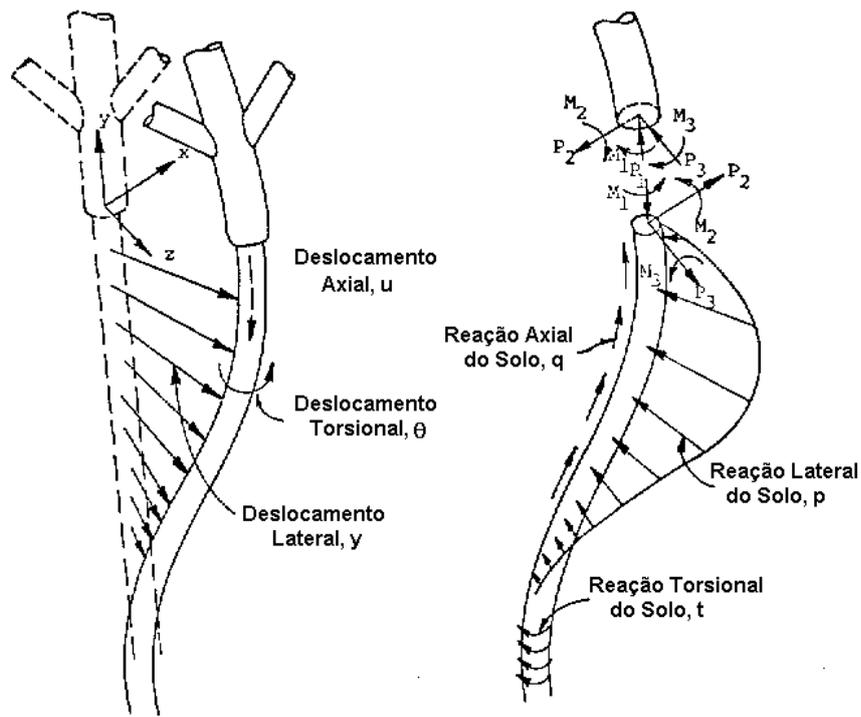


Figura A-1 – Deslocamentos da estaca e reações do solo

A norma API especifica dois tipos de solo: areia e argila. Qualquer outro tipo de solo deve ser especificado diretamente através das curvas P-Y, T-Z e/ou Q-U (Q-Z), obtidas através de ensaios específicos, em substituição às previamente calculadas.

Curvas Q-Z em areias e argilas

A forma das curvas Q-Z é idêntica para areias e argilas, segundo a norma API, sendo ambas as curvas constituídas pelos mesmos pares de valores ($q_i; z_i$) fornecidos pela Tabela A-1. A curva Q-Z em areias e argilas apresenta o seguinte aspecto (Figura A-2):

z_i / D	q_i / q_{\max}
0,002	0,25
0,013	0,50
0,042	0,75
0,073	0,90
0,100	1,00

Tabela A-1 – Valores de z_i / D e q_i / q_{\max}

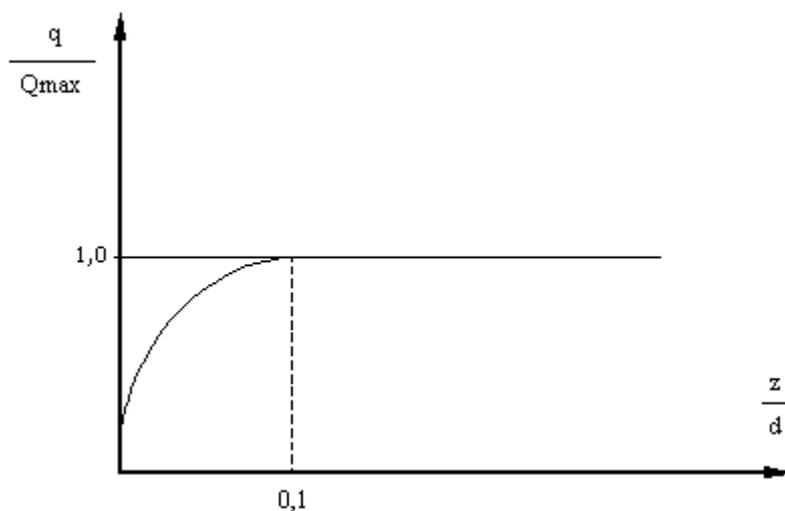


Figura A-2 – Curva típica de reação de ponta e de topo

O deslocamento da ponta da estaca é limitado segundo a seguinte equação:

$$Z_u = 0,10.d \tag{A-1}$$

onde: Z_u é o deslocamento máximo de ponta permitido;

d é o diâmetro externo da estaca;

Curvas T-Z em areias

As curvas T-Z em areias são constituídas de três pares de valores (t_i, z_i) , onde os valores de z_i e t_i / t_{max} são fixos, conforme a Tabela A-2:

i	z_i (m)	t_i / t_{max}
1	0,00	0,00
2	0,00254 (0,1 pol)	1,00
3	∞	1,00

Tabela A-2 – Valores de z_i e t_i / t_{max}

Os valores de t_i e t_{max} são obtidos mediante as expressões:

$$t_i = \pi.d.\min\left\{ \begin{matrix} \sigma'_{\theta} \times c; \\ f_{max} \end{matrix} \right. \tag{A-2}$$

$$t_{max} = K.p_0.\tan\left\{ \begin{matrix} \sigma'_{\theta} \\ \phi \end{matrix} \right. \tag{A-3}$$

onde : t_i é o atrito lateral mobilizado entre o solo e a estaca;

η é um fator adimensional;

c é a resistência ao cisalhamento na profundidade da ponta considerada;

f_{\max} é o valor máximo para o atrito lateral por unidade de comprimento;

t_{\max} é o atrito lateral máximo;

K é o coeficiente de pressão do solo, usualmente adotado igual a 0,8;

p_0 é a pressão efetiva calculada no ponto considerado;

δ é o ângulo de atrito entre o solo e a estaca, dado pela seguinte equação:

$$\delta = \phi' - 5^\circ \quad (\text{A-4})$$

onde: ϕ' é o ângulo de atrito do solo;

A Tabela A-3 relaciona alguns valores típicos de delta (δ) aos seus valores de atrito lateral unitário (f_{\max}) correspondentes. O aspecto da curva é mostrado na Figura A-3.

Delta (δ)	f_{\max} (kPa)
35°	114,8
30°	95,8
25°	81,5
20°	67,1
15°	48,0

Tabela A-3 – Valores de f_{\max} em função de δ

Curvas T-Z em argilas

Para o cálculo da reação T-Z de atrito lateral estaca-solo, levam-se em consideração a redução de resistência do solo após atingir o máximo atrito lateral. Este máximo ocorre para um deslocamento z igual a 1% do diâmetro. A redução, que acontece devido à deterioração do solo é de 30%. As curvas T-Z em argilas são constituídas de oito pares (t_i , z_i), sendo z_i fixos, fornecidos pela Tabela A-4.

i	z_i / D	t_i / t_{\max}
1	0,0000	0,00
2	0,0016	0,30
3	0,0031	0,50
4	0,0057	0,75
5	0,0080	0,90
6	0,0100	1,00
7	0,0200	0,70 a 0,90
8	∞	0,70 a 0,90

Tabela A-4 – Valores de z_i / D e t_i / t_{\max}

Os valores de t_i e t_{\max} são obtidos mediante as expressões:

$$t_i = \pi \cdot d \cdot f_i \quad (A-5)$$

$$t_{\max} = \alpha \cdot S_u \quad (A-6)$$

onde: f_i é atrito lateral por unidade de comprimento, dado por:

$$f_i = \alpha \times c \times \eta_i \quad (A-7)$$

onde: S_u é a resistência não drenada do solo no ponto considerado;

α é um fator adimensional, dado pela equação:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,5 \times \psi^{-0,50} & \text{para } \psi \leq 1,0 \\ \alpha &= 0,5 \times \psi^{-0,25} & \text{para } \psi > 1,0 \end{aligned} \quad (A-8)$$

sendo a constante ψ , calculada por:

Erro! Não é possível criar objetos a partir de códigos de campo de edição. (A-9)

Observação importante: os valores correspondentes aos pontos 7 e 8 (patamar de escoamento) podem variar entre 0,7 e 0,9; e dependem de uma série de ensaios de laboratório. O aspecto da curva é mostrado na Figura A-3 (API, [5]).

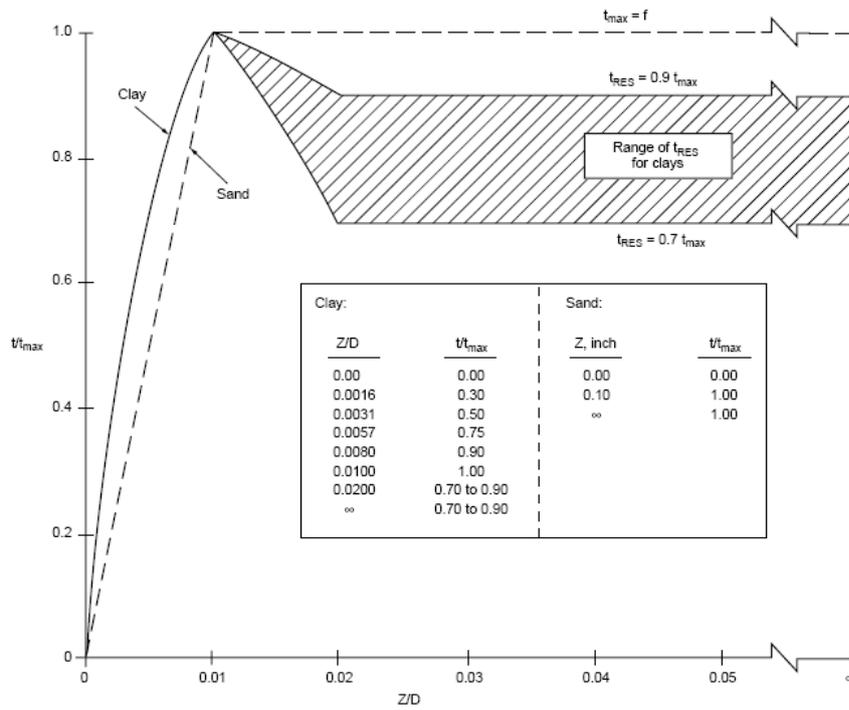


Figura A-3 – Curva T-Z

Curvas P-Y em areias

Para representar a curva P-Y em areias, é recomendada a seguinte equação:

$$p(y) = A'' \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{k_h \cdot z}{A \cdot p_u} y\right) \quad (\text{A-10})$$

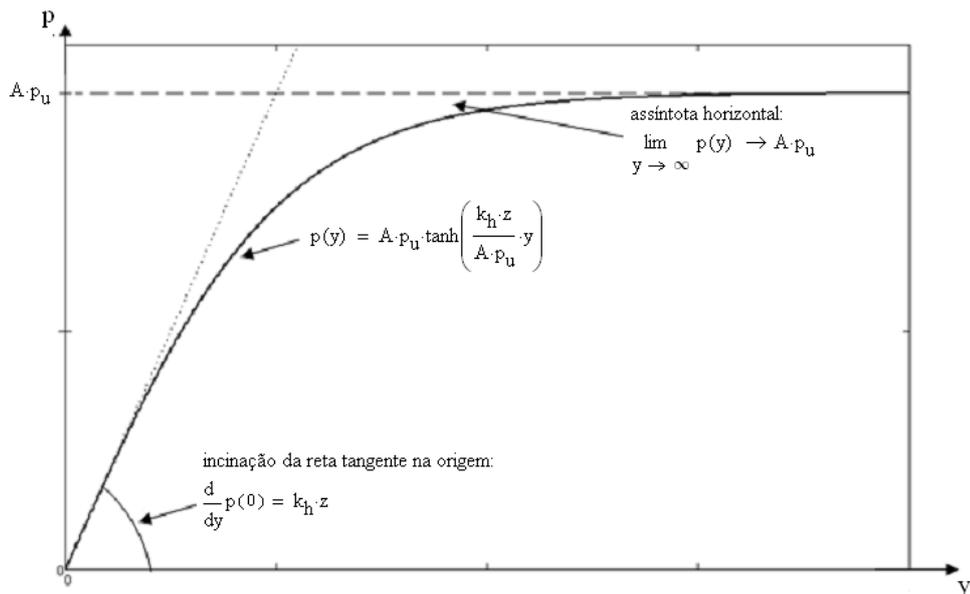


Figura A-4 – Curva P-Y em areias

onde: p é a reação ao deslocamento lateral por unidade de comprimento;

y é o deslocamento lateral na posição considerada;

k_h é o módulo de reação lateral do solo, dado pelo ábaco da Figura A-5 (Velloso & Lopes, [3]);

z é a profundidade da seção;

A é um fator utilizado para considerar o efeito de carregamentos cíclicos, dado por:

$$A = 0,9 \quad (\text{para carregamentos cíclicos})$$

$$A = \left(3 - 0,8 \frac{z}{d} \right) \geq 0,9 \quad (\text{para carregamentos estáticos}) \quad (\text{A-11})$$

p_u é a reação máxima por unidade de comprimento; sendo dada pela Equação (A-12) para pequenas profundidades (p_{us}) e pela Equação (A-13) para grandes profundidades (p_{ud}).

$$p_{us} = C_1 \cdot z + C_2 \cdot d \cdot \gamma' \cdot z \quad (\text{A-12})$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot d \cdot \gamma' \cdot z \quad (\text{A-13})$$

onde: γ' é o peso específico submerso do solo;

z é a profundidade da camada de solo considerada

d é o diâmetro externo da estaca;

C_1 , C_2 e C_3 são constantes, obtidas a partir do ábaco da Figura A-6 (Velloso & Lopes, [3]), em função de do ângulo de atrito interno do solo, ϕ' ;

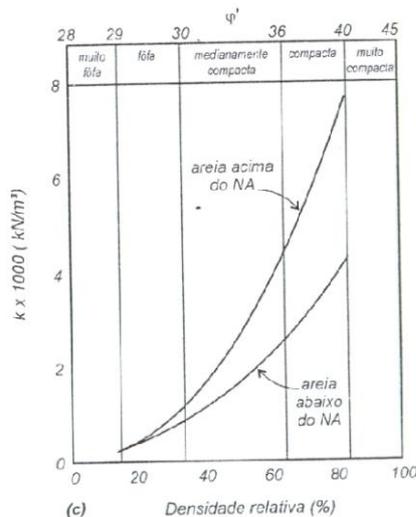


Figura A-5 – Valor do módulo de reação lateral k

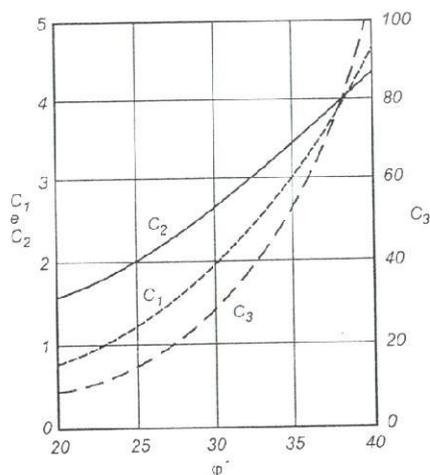


Figura A-6 – Valores de C₁, C₂ e C₃

É importante observar que mesmo numa análise estática deve-se utilizar a curva cíclica, pois a mesma contempla o fato do conjunto estaca-solo estar submetido a cargas dinâmicas em decorrência da atuação das ondas e do vento. Somente em situações muito especiais utiliza-se a curva estática.

Curvas P-Y em argilas moles e médias

Para representar o comportamento lateral de argilas moles e médias, o API recomenda as curvas baseadas nos ensaios realizados por Matlock, apresentados em 1970 [26]. A capacidade de suporte lateral de uma argila varia entre três vezes a resistência não drenada, S_u , na superfície até nove vezes a S_u a uma profundidade igual a Z_R , e é dada pelas seguintes equações:

$$\begin{aligned}
 p_u &= 3 \cdot S_u + \gamma \cdot z + J \frac{S_u \cdot z}{D} & \text{para } z < Z_R \\
 p_u &= 9 \cdot S_u & \text{para } z \geq Z_R
 \end{aligned}
 \tag{A-14}$$

onde: S_u é a resistência não-drenada da argila;

γ é o peso específico submerso da argila;

J é um coeficiente adimensional empírico (J varia entre 0,25 e 0,5);

z é profundidade da estação;

D é o diâmetro externo da estaca;

Z_R é a profundidade para a qual p_u é igual a 9 vezes a resistência não drenada (S_u).

Logo:

$$Z_R = \frac{6.D}{\frac{D.\gamma}{S_u} + J} \quad (\text{A-15})$$

A distância y_c é dada por:

$$y_c = 2,5 \cdot \varepsilon_c \cdot d \quad (\text{A-16})$$

onde: ε_c deformação limite do regime linear, tomada como a deformação associada à metade da pressão de ruptura do solo. É a deformação específica correspondente à metade da máxima diferença das tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$) obtida no ensaio triaxial não drenado (UU). Este é um parâmetro de ajuste, definido a partir de ensaios ou de valores tipicamente utilizados na prática. Para argila média, que é o solo analisado neste trabalho, o valor adotado é de 0,01. Para argila mole, adota-se geralmente ε_c igual a 0,02.

Segundo proposta de Matlock, são adotadas diferentes curvas para três condições de carregamento: estático, cíclico e pós-cíclico. Para os carregamentos estáticos, de pequena duração, a curva P-Y é construída com o auxílio da Tabela A-5 e mostrada graficamente na Figura A-7 (Velloso & Lopes, [3]).

PONTO	p / p _u	y / y _c
O	0.00	0.00
C	0.50	1.00
-	0.72	3.00
E	1.00	8.00
-	1.00	∞

Tabela A-5 – Valores de p/p_u e y/y_c para o caso de carregamento estático

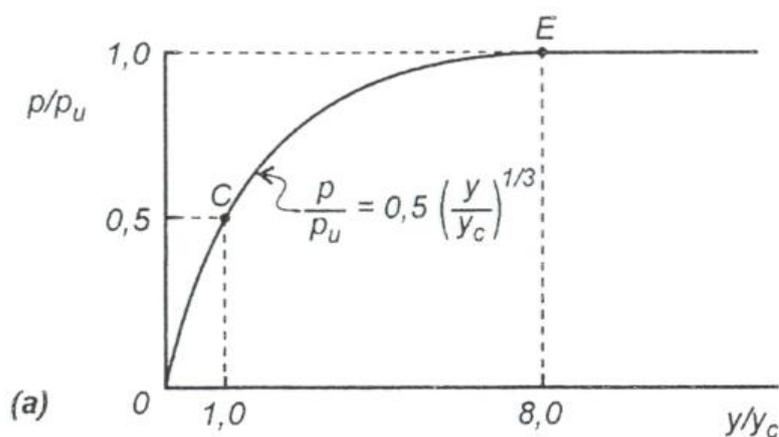


Figura A-7 – Curva P-Y para argilas moles - carregamentos estáticos

Para o caso de carregamento cíclico (situação que ocorre durante uma tormenta), se a profundidade de assentamento da estaca é maior que Z_R , a curva P-Y é construída com o auxílio da Tabela A-6. Esta curva é mostrada graficamente na Figura A-8 (Velloso & Lopes, [3]). As mesmas observações feitas sobre o caráter cíclico das curvas P-Y em areias continuam válidas neste caso.

PONTO	p / p_u	y / y_c
O	0.00	0.00
C	0.50	1.00
D	0.72	3.00
-	0.72	∞

Tabela A-6 – Valores de p/p_u e y/y_c para o caso de carregamento cíclico ($z > Z_R$)

Para o caso de carregamento cíclico, se a profundidade de assentamento da estaca é menor que Z_R , a curva P-Y é construída com o auxílio da Tabela A-7. Esta curva é mostrada graficamente na Figura A-8 (Velloso & Lopes, [3]), a seguir:

PONTO	p / p_u	y / y_c
O	0.00	0.00
C	0.50	1.00
D	0.72	3.00
F	$0.72 (z / Z_R)$	15.00
-	$0.72 (z / Z_R)$	∞

Tabela A-7 – Valores de p/p_u e y/y_c para caso de carregamento cíclico ($z < Z_R$)

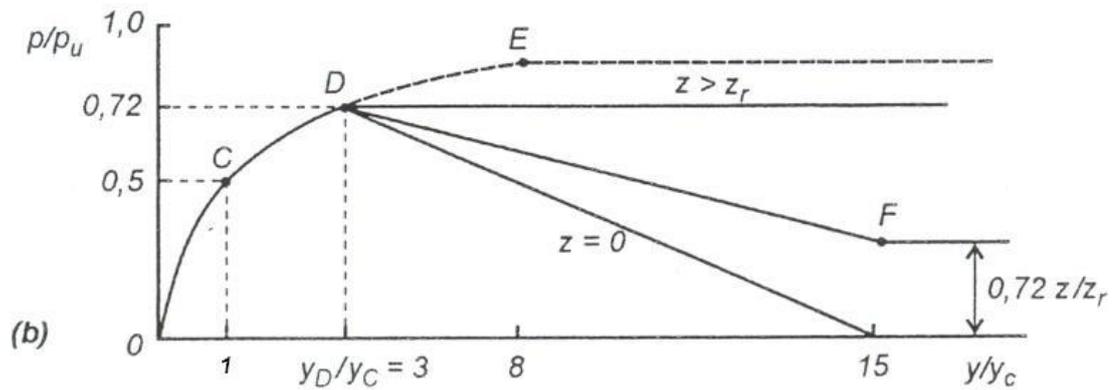


Figura A-8 – Curva P-Y para argilas moles – carregamentos cíclicos

O carregamento pós-cíclico ocorre após o carregamento cíclico, com valores menores. A curva P-Y, para este caso, é mostrada graficamente na Figura A-9 (Velloso & Lopes, [3]). O ponto A corresponde ao máximo deslocamento anteriormente atingido (carregamento cíclico), a partir do qual se deu o descarregamento. A inclinação da reta AB é a mesma da reta OC.

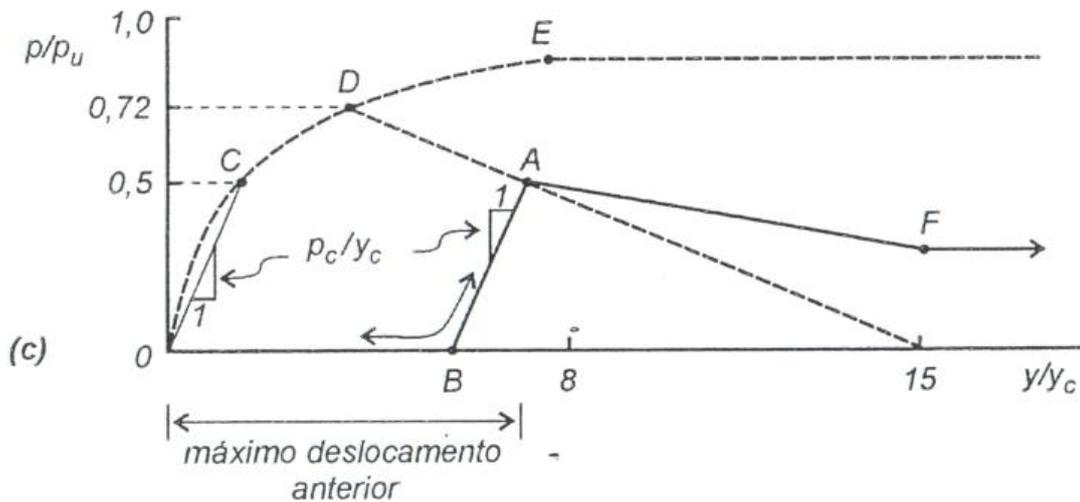


Figura A-9 – Curva P-Y para argilas moles – carregamentos pós-cíclicos

onde: p é a resistência ao deslocamento lateral (dimensão: FL^{-1});

y é o deslocamento lateral.

Na norma API, as ordenadas p são dadas na dimensão FL^{-2} .

Curvas P-Y em argilas rijas

A norma API não apresenta formulários sobre curvas P-Y em argilas rijas. Somente cita trabalhos publicados no congresso anual de tecnologia *offshore* (*Annual Offshore Technology Conference – OTC*) como referências para o comportamento não-linear desse tipo de solo. A seguir, são apresentadas as curvas e considerações de Reese et al. [38].

São recomendadas duas curvas para representar o comportamento de argilas rijas: uma para carregamentos estáticos, de pequena duração, e outra para carregamentos cíclicos. Tanto para o caso estático como para o caso cíclico, tem-se um pequeno trecho linear com a rigidez equivalente ao produto entre coeficiente de reação horizontal, k_h , e o diâmetro da estaca, d . O coeficiente de reação lateral é dado em função da resistência não-drenada, S_u , e do tipo de carregamento (cíclico ou estático), conforme a Tabela A-8 abaixo.

VALORES DE k_h [kN/m ³] e ε_c	S_u [kN/m ²]		
	48,9 - 97,7	97,7 – 195,5	195,5 - 391,0
$k_{h,s}$ (estático)	138.524,0	277.048,0	554.096,0
$k_{h,c}$ (cíclico)	55.410,0	110.819,0	221.638,0
ε_c	0,007	0,005	0,004

Tabela A-8 – Valores de k_h e ε_c em função de S_u e do tipo de carregamento

A curva estática é constituída por cinco trechos: além do trecho linear inicial retilíneo, a curva é constituída por mais duas parábolas e duas retas, conforme Figura A-10 (Velloso & Lopes, [3]).

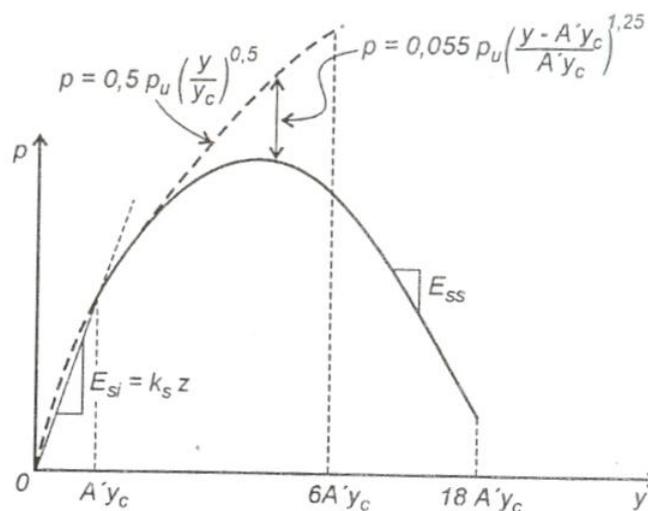


Figura A-10 – Curva P-Y para argilas rijas – carregamentos estáticos

O trecho retilíneo inicial é definido pela Equação (A-17), válida para ($y \leq A' \cdot y_c$).

$$p = k_s \cdot z \cdot y \quad (\text{A-17})$$

onde: A' é um coeficiente adimensional empírico, retirado do gráfico da Figura A-11 (Reese et al., [38]), em função da relação entre z e D ;

y_c é a abscissa para a qual, em um carregamento estático, a resistência lateral é igual à metade da resistência última, sendo dado pela Equação (A-18) abaixo.

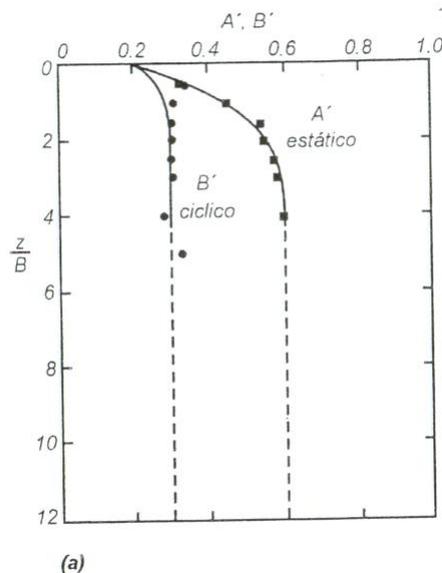


Figura A-11 – Coeficientes adimensionais A' e B'

$$y_c = 2,5 \cdot \varepsilon_c \cdot D \quad (\text{A-18})$$

onde: ε_c é a deformação limite do regime linear, sendo dada, para argilas rijas, na Tabela A-8 acima.

D é o diâmetro da estaca;

A primeira parábola é dada pela Equação (A-19), válida entre a interseção com a curva definida pela Equação (A-22) e o ponto onde $y = A' \cdot y_c$. Caso não ocorra a interseção com a reta, vale a parábola:

$$p = 0,5 \cdot p_u \cdot \sqrt{\frac{y}{y_c}} \quad (\text{A-19})$$

onde: p é a resistência lateral do solo (dimensão FL^{-2});

p_u é a resistência lateral última do solo em função da profundidade z , sendo adotado o menor valor entre as Equações (A-20) e (A-21) a seguir.

$$p_{u1} = 2.S_u.D + \left(\gamma'.D + 2,83.S_u \right) z \quad (A-20)$$

$$p_{u2} = 11.S_u.D \quad (A-21)$$

A segunda parábola, válida no intervalo $A'.y_c \leq y \leq 6.A'.y_c$, apresenta a seguinte expressão:

$$p = \left[0,5 \sqrt{\frac{y}{y_c}} - 0,055 \left(\frac{y - A'.y_c}{y_c} \right)^{1,25} \right] \cdot p_u \quad (A-22)$$

O trecho linear seguinte, definido pela Equação (A-23), é válido para $6.A'.y_c \leq y \leq 18.A'.y_c$:

$$p = \left[0,5 \sqrt{6.A'} - 0,411 - \frac{0,0625}{y_c} \left(y - 6.A'.y_c \right) \right] \cdot p_u \quad (A-23)$$

O trecho linear final, válido para $18.A'.y_c < y$, é definido pela Equação (A-24):

$$p = \left(0,5 \sqrt{6.A'} - 0,411 - 0,75.A' \right) \cdot p_u \quad (A-24)$$

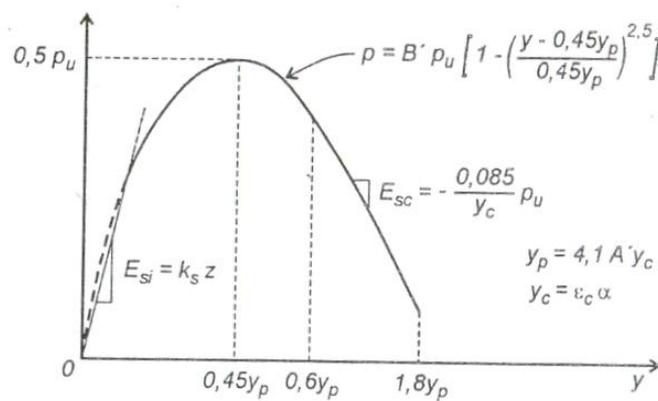


Figura A-12 – Curva P-Y para argilas rijas – carregamentos cíclicos

A curva cíclica é constituída por quatro trechos: além do trecho linear inicial, a curva é constituída por mais uma parábola e duas retas, conforme ilustra a Figura A-12 (Velloso & Lopes, [3])

O trecho retilíneo inicial é definido pela Equação (A-25), válido até a interseção com a parábola definida pela Equação (A-26).

$$p = k_c \cdot z \cdot y \quad (\text{A-25})$$

O trecho parabólico é dado pela Equação (A-26), válido entre a interseção com a reta definida pela Equação (A-25) e o ponto onde $y = 0,6 \cdot y_p$. Caso não ocorra a interseção com a reta, vale a parábola.

$$p = B' \cdot p_u \cdot \left[1 - \left(\frac{y - 0,45 \cdot y_p}{0,45 \cdot y_p} \right)^{2,5} \right] \quad (\text{A-26})$$

onde: B' é um coeficiente adimensional empírico, retirado do gráfico da Figura A-11, em função da relação entre z e D ;

p_u é a resistência lateral última do solo em função da profundidade z , sendo adotado o menor valor entre as Equações (A-20) e (A-21).

y_p é a abscissa para a qual, em um carregamento cíclico, a resistência lateral é igual à metade da resistência última, sendo dado pela Equação (A-27);

$$y_p = 4,1 \cdot B' \cdot y_c \quad (\text{A-27})$$

O segundo trecho retilíneo é definido pela Equação (A-28), válida para $(0,6 \cdot y_p \leq y \leq 1,8 \cdot y_p)$.

$$p = \left[0,936 \cdot B' - \frac{0,085}{y_c} \cdot (y - 0,6 \cdot y_p) \right] p_u \quad (\text{A-28})$$

O trecho retilíneo final é definido pela Equação (A-29), válida para $(1,8 \cdot y_p \leq y)$.

$$p = \left(0,936.B' - \frac{0,102}{y_c} \cdot y_p \right) p_u \quad (\text{A-29})$$

onde: y_c é dado pela equação abaixo:

Erro! Não é possível criar objetos a partir de códigos de campo de edição. (A-30)

Nas conclusões do trabalho, os autores ressaltam que ainda há uma quantidade insuficiente de ensaios de campo e que, conseqüentemente, as curvas sugeridas devem ser utilizadas com critério.

ANEXO B – CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE UMA ESTACA TORPEDO EMBEBIDA EM SOLO ARGILOSO

DESCRIÇÃO DA PLANILHA

- Planilha desenvolvida para o Cálculo da Capacidade de Carga Axial de uma Estaca Torpedo com 4 aletas simetricamente espaçadas;
- Cálculo feito de acordo com a norma API-RP-2A WSD (2005);
- Aplicadas as considerações relativas a solos argilosos;
- Curvas T-Z traçadas a partir dos deslocamentos obtidos do PILEMICRO

Dados da estaca

$D_t := 42\text{in}$	$D_t = 1.067\text{ m}$	diâmetro externo da estaca
$e_t := 1\frac{1}{2}\text{in}$	$e_t = 0.038\text{ m}$	espessura da parede
$n_{\text{aleta}} := 4$		número de aletas
$\text{prof}_{\text{topo}} := 8\text{m}$		profundidade de topo

Comprimentos dos diferentes trechos da estaca

$\text{trecho}_1 := 0.500\text{m}$	(topo)
$\text{trecho}_2 := \frac{1.400\text{m}}{2}$	(trecho chamfrado superior da aleta)
$\text{trecho}_3 := \text{trecho}_2$	
$\text{trecho}_4 := 8.300\text{m}$	(trecho reto da aleta)
$\text{trecho}_5 := \text{trecho}_3$	(trecho chamfrado superior da aleta)
$\text{trecho}_6 := \text{trecho}_2$	
$\text{trecho}_7 := 3.500\text{m}$	(base da estaca)

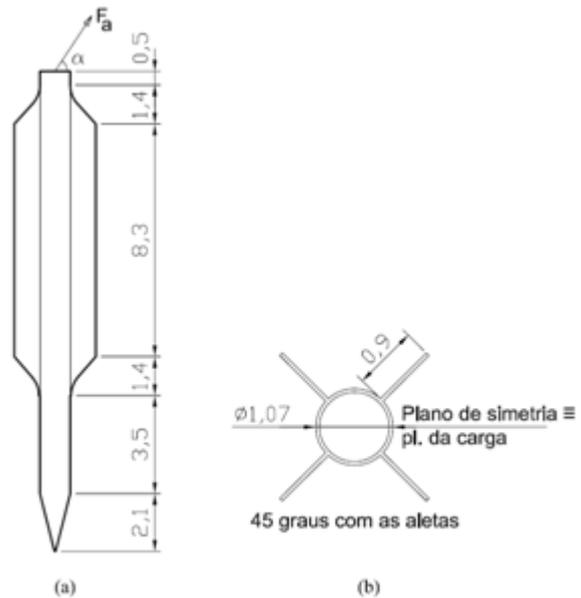


Figura B-1 - Vista geral da estaca analisada (dimensões em metr

OBS.: Os chanfros nas aletas foram aproximados por trechos retos

$$L := \text{trecho}_1 + \text{trecho}_2 + \text{trecho}_3 + \text{trecho}_4 + \text{trecho}_5 + \text{trecho}_6 + \text{trecho}_7$$

$$L = 15.1 \text{ m} \quad \text{comprimento total da estaca (desprezando a ponta)}$$

$$e_{\text{aleta}} := 1 \frac{1}{2} \text{ in} \quad e_{\text{aleta}} = 0.038 \text{ m} \quad \text{espessura da aleta}$$

$$L_{\text{aleta}} := 35 \frac{1}{2} \text{ in} \quad L_{\text{aleta}} = 0.902 \text{ m} \quad \text{comprimento máximo das aletas}$$

- Trecho 1: sem aletas

$$x_1 := \text{prof}_{\text{topo}} \quad x_2 := x_1 + \text{trecho}_1$$

$$L_{1i} := 0.0 \text{ m} \quad L_{1f} := L_{1i} \quad L_{1f} = 0.0 \text{ m} \quad L_{1f} = 0.0 \text{ m}$$

- Trecho 2: sem aletas

$$x_2 = 8.5 \text{ m} \quad x_3 := x_2 + \text{trecho}_2$$

$$L_{2i} := L_{1f} \quad L_{2f} := L_{2i} \quad L_{2i} = 0.0 \text{ m} \quad L_{2f} = 0.0 \text{ m}$$

- Trecho 3: comprimento da aleta igual a 0.902m

$$x_3 = 9.2 \text{ m} \quad x_4 := x_3 + \text{trecho}_3$$

$$L_{3i} := L_{\text{aleta}} \quad L_{3f} := L_{3i} \quad L_{3i} = 0.902 \text{ m} \quad L_{3f} = 0.902 \text{ m}$$

- Trecho 4: comprimento da aleta igual a 0.902m

$$x_4 = 9.9 \text{ m} \quad x_5 := x_4 + \text{trecho}_4$$

$$L_{4i} := L_{3f} \quad L_{4f} := L_{4i} \quad L_{4i} = 0.902 \text{ m} \quad L_{4f} = 0.902 \text{ m}$$

- Trecho 5: comprimento da aleta igual a 0.902m

$$x_5 = 18.2 \text{ m} \quad x_6 := x_5 + \text{trecho}_5$$

$$L_{5i} := L_{4f} \quad L_{5f} := L_{5i} \quad L_{5i} = 0.902 \text{ m} \quad L_{5f} = 0.902 \text{ m}$$

- Trecho 6: sem aletas

$$x_6 = 18.9 \text{ m} \quad x_7 := x_6 + \text{trecho}_6$$

$$L_{6i} := 0.0 \text{ m} \quad L_{6f} := 0.0 \text{ m} \quad L_{6i} = 0.0 \text{ m} \quad L_{6f} = 0.0 \text{ m}$$

- Trecho 7: sem aletas

$$x_7 = 19.6 \text{ m} \quad x_8 := x_7 + \text{trecho}_7 \quad x_8 = 23.1 \text{ m}$$

$$L_{7i} := L_{6f} \quad L_{7f} := 0.0 \text{ m} \quad L_{7i} = 0.0 \text{ m} \quad L_{7f} = 0.0 \text{ m}$$

Diâmetro equivalente ao longo do comprimento da estaca

$$Cl(z) := \begin{cases} D_f \pi + \left[\left(\frac{L_{1f} - L_{1i}}{x_2 - x_1} \right) \cdot (z - x_1) + L_{1i} \right] \cdot 2 \cdot n_{\text{aleta}} & \text{if } x_1 \leq z < x_2 \\ D_f \pi + \left[\left(\frac{L_{2f} - L_{2i}}{x_3 - x_2} \right) \cdot (z - x_2) + L_{2i} \right] \cdot 2 \cdot n_{\text{aleta}} & \text{if } x_2 \leq z < x_3 \\ D_f \pi + \left[\left(\frac{L_{3f} - L_{3i}}{x_4 - x_3} \right) \cdot (z - x_3) + L_{3i} \right] \cdot 2 \cdot n_{\text{aleta}} & \text{if } x_3 \leq z < x_4 \\ D_f \pi + \left[\left(\frac{L_{4f} - L_{4i}}{x_5 - x_4} \right) \cdot (z - x_4) + L_{4i} \right] \cdot 2 \cdot n_{\text{aleta}} & \text{if } x_4 \leq z < x_5 \\ D_f \pi + \left[\left(\frac{L_{5f} - L_{5i}}{x_6 - x_5} \right) \cdot (z - x_5) + L_{5i} \right] \cdot 2 \cdot n_{\text{aleta}} & \text{if } x_5 \leq z < x_6 \\ D_f \pi + \left[\left(\frac{L_{6f} - L_{6i}}{x_7 - x_6} \right) \cdot (z - x_6) + L_{6i} \right] \cdot 2 \cdot n_{\text{aleta}} & \text{if } x_6 \leq z < x_7 \\ D_f \pi + \left[\left(\frac{L_{7f} - L_{7i}}{x_8 - x_7} \right) \cdot (z - x_7) + L_{7i} \right] \cdot 2 \cdot n_{\text{aleta}} & \text{if } x_7 \leq z < x_8 \\ 0.0\text{m} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} Cl|_{x_1} &= 3.351 \text{ m} \\ Cl|_{x_2} &= 3.351 \text{ m} \\ Cl|_{x_3} &= 10.565 \text{ m} \\ Cl|_{x_4} &= 10.565 \text{ m} \\ Cl|_{x_5} &= 10.565 \text{ m} \\ Cl|_{x_6} &= 3.351 \text{ m} \\ Cl|_{x_7} &= 3.351 \text{ m} \\ Cl|_{x_8} &= 3.351 \text{ m} \end{aligned}$$

$$D_{\text{eq}}(z) := \frac{Cl(z)}{\pi}$$

$$\begin{aligned} D_{\text{eq}}|_{x_1} &= 1.067 \text{ m} & D_{\text{eq}}|_{x_2} &= 1.067 \text{ m} & D_{\text{eq}}|_{x_3} &= 3.363 \text{ m} & D_{\text{eq}}|_{x_4} &= 3.363 \text{ m} \\ D_{\text{eq}}|_{x_5} &= 3.363 \text{ m} & D_{\text{eq}}|_{x_6} &= 1.067 \text{ m} & D_{\text{eq}}|_{x_7} &= 1.067 \text{ m} & D_{\text{eq}}|_{x_8} &= 1.067 \text{ m} \end{aligned}$$

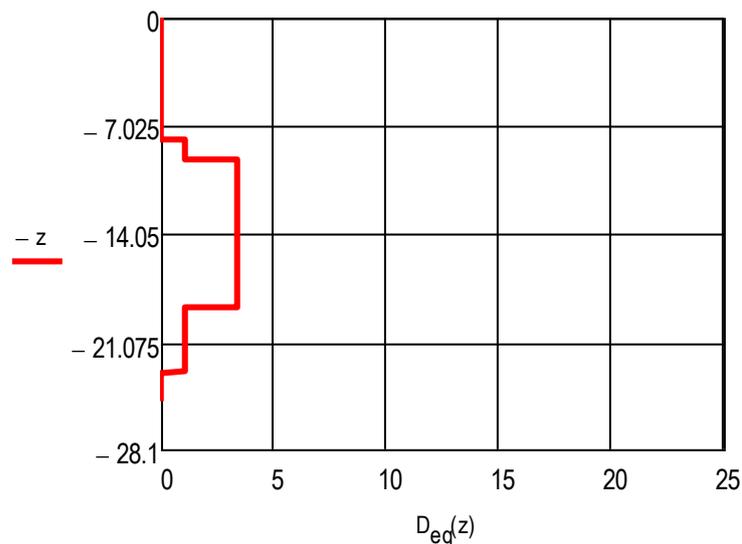


Figura B-2 - Diâmetro equivalente em função da profundidade

Curva T-Z (API)

$$T_1 := 0.0000 \quad T_2 := 0.3000 \quad T_3 := 0.5000 \quad T_4 := 0.7500$$

$$Z_1 := 0.0000 \quad Z_2 := 0.0016 \quad Z_3 := 0.0031 \quad Z_4 := 0.0057$$

$$T_5 := 0.9000 \quad T_6 := 1.0000 \quad T_7 := 0.7000 \quad T_8 := 0.7000$$

$$Z_5 := 0.0080 \quad Z_6 := 0.0100 \quad Z_7 := 0.0200 \quad Z_8 := 0.0900$$

$$T := \begin{pmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \\ T_4 \\ T_5 \\ T_6 \\ T_7 \\ T_8 \end{pmatrix} \quad Z := \begin{pmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ Z_3 \\ Z_4 \\ Z_5 \\ Z_6 \\ Z_7 \\ Z_8 \end{pmatrix}$$

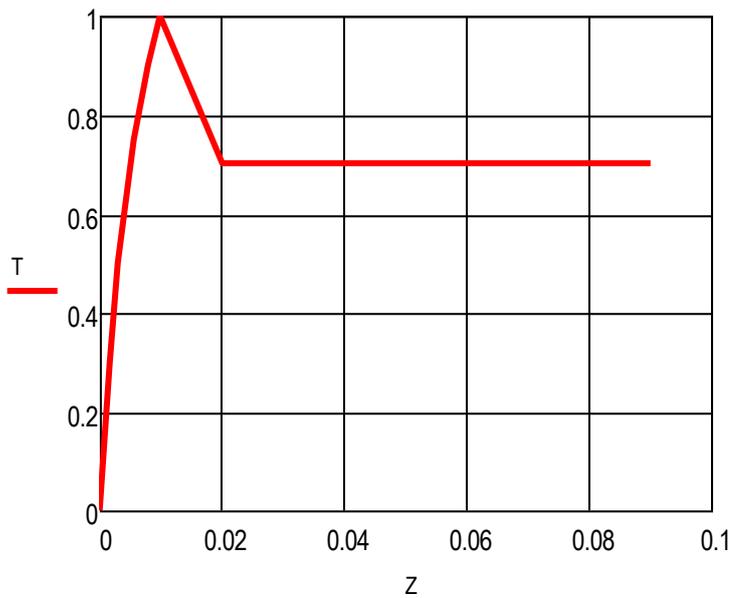


Figura B-3 - Valores indicados para a curva T-Z (API)

Deslocamentos ao longo da estaca (ÚLTIMA ITERAÇÃO DO PILEMICRO)

$$dz_1 := 0.0336m$$

$$dz_2 := 0.0335m$$

$$dz_3 := 0.0333m$$

$$dz_4 := 0.0333m$$

$$dz_5 := 0.0332m$$

$$dz_6 := 0.0332m$$

$$dz_7 := 0.0331m$$

$$dz_8 := 0.0331m$$

$$dz_9 := 0.0330m$$

$$dz_{10} := 0.0330m$$

$$dz_{11} := 0.0330m$$

$$dz_{12} := 0.0330m$$

$$dz_{13} := 0.0330m$$

$$dz_{14} := 0.0329m$$

$$dz_{15} := 0.0329m$$

$$dz_{16} := 0.0329m$$

$$dz_{17} := 0.0329m$$

$$\begin{aligned}
dz(z) := & dz_1 + \frac{dz_2 - dz_1}{1m} \left[z - x_1 \right] \text{ if } x_1 \leq z < \left(x_1 + 1m \right) \\
& dz_2 + \frac{dz_3 - dz_2}{1m} \left[z - \left(x_1 + 1m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 1m \right) \leq z < \left(x_1 + 2m \right) \\
& dz_3 + \frac{dz_4 - dz_3}{1m} \left[z - \left(x_1 + 2m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 2m \right) \leq z < \left(x_1 + 3m \right) \\
& dz_4 + \frac{dz_5 - dz_4}{1m} \left[z - \left(x_1 + 3m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 3m \right) \leq z < \left(x_1 + 4m \right) \\
& dz_5 + \frac{dz_6 - dz_5}{1m} \left[z - \left(x_1 + 4m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 4m \right) \leq z < \left(x_1 + 5m \right) \\
& dz_6 + \frac{dz_7 - dz_6}{1m} \left[z - \left(x_1 + 5m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 5m \right) \leq z < \left(x_1 + 6m \right) \\
& dz_7 + \frac{dz_8 - dz_7}{1m} \left[z - \left(x_1 + 6m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 6m \right) \leq z < \left(x_1 + 7m \right) \\
& dz_8 + \frac{dz_9 - dz_8}{1m} \left[z - \left(x_1 + 7m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 7m \right) \leq z < \left(x_1 + 8m \right) \\
& dz_9 + \frac{dz_{10} - dz_9}{1m} \left[z - \left(x_1 + 8m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 8m \right) \leq z < \left(x_1 + 9m \right) \\
& dz_{10} + \frac{dz_{11} - dz_{10}}{1m} \left[z - \left(x_1 + 9m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 9m \right) \leq z < \left(x_1 + 10m \right) \\
& dz_{11} + \frac{dz_{12} - dz_{11}}{1m} \left[z - \left(x_1 + 10m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 10m \right) \leq z < \left(x_1 + 11m \right) \\
& dz_{12} + \frac{dz_{13} - dz_{12}}{1m} \left[z - \left(x_1 + 11m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 11m \right) \leq z < \left(x_1 + 12m \right) \\
& dz_{13} + \frac{dz_{14} - dz_{13}}{1m} \left[z - \left(x_1 + 12m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 12m \right) \leq z < \left(x_1 + 13m \right) \\
& dz_{14} + \frac{dz_{15} - dz_{14}}{1m} \left[z - \left(x_1 + 13m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 13m \right) \leq z < \left(x_1 + 14m \right) \\
& dz_{15} + \frac{dz_{16} - dz_{15}}{0.55m} \left[z - \left(x_1 + 14m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 14m \right) \leq z < \left(x_1 + 14.55m \right) \\
& dz_{16} + \frac{dz_{17} - dz_{16}}{0.55m} \left[z - \left(x_1 + 14.55m \right) \right] \text{ if } \left(x_1 + 14.55m \right) \leq z \leq \left(x_1 + L \right)
\end{aligned}$$

$$z := x_1, x_1 + 0.1m..x_8$$

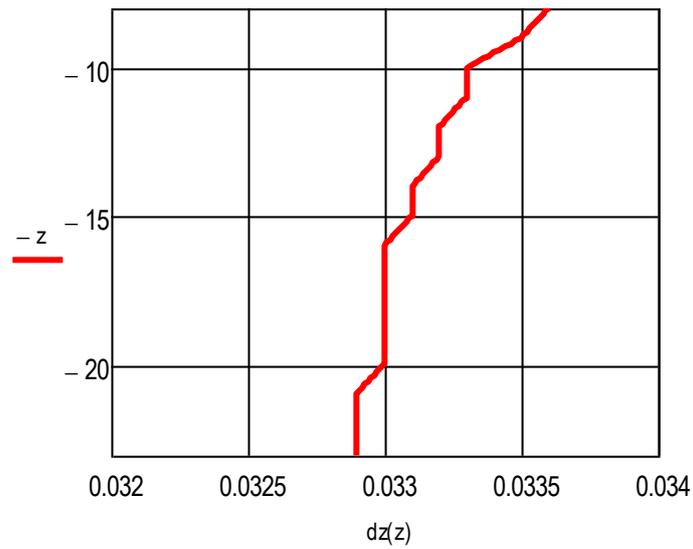
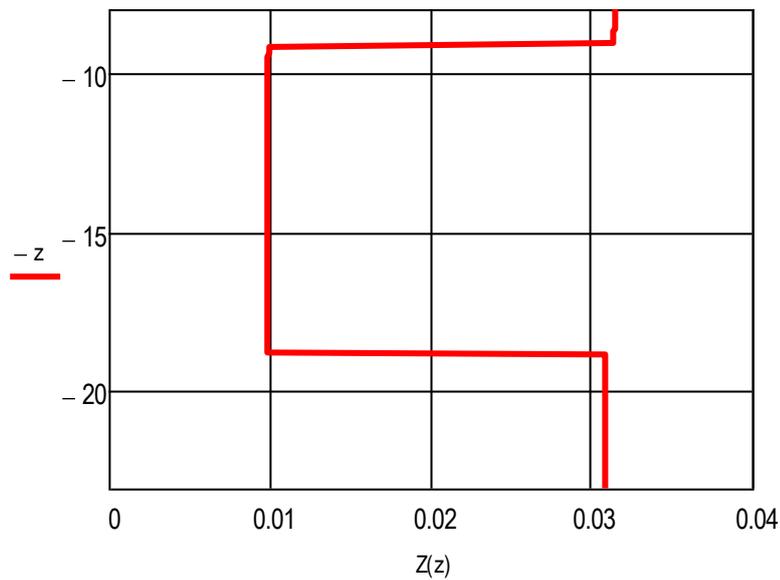


Figura B-4 - Deslocamentos em função da profundidade

$$Z(z) := \frac{dz(z)}{D_{eq}(z)}$$

$$z := x_1, x_1 + 0.1m..x_8$$



$$Z \mid_{x_1} = 0.031$$

$$Z \mid_{x_2} = 0.031$$

$$Z \mid_{x_3} = 0.01$$

$$Z \mid_{x_4} = 0.01$$

$$Z \mid_{x_5} = 0.01$$

$$Z \mid_{x_6} = 0.031$$

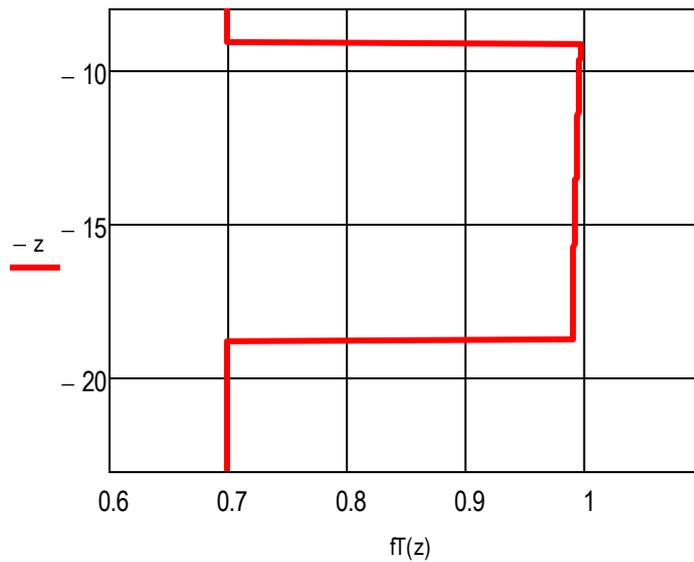
$$Z \mid_{x_7} = 0.031$$

$$Z \mid_{x_8} = 0.031$$

Figura B-5 - Gráfico de Z (curva T-Z)

$$f_T(z) := \begin{cases} T_1 + \frac{T_2 - T_1}{Z_2 - Z_1} (Z(z) - Z_1) & \text{if } Z_1 \leq Z(z) < Z_2 \\ T_2 + \frac{T_3 - T_2}{Z_3 - Z_2} (Z(z) - Z_2) & \text{if } Z_2 \leq Z(z) < Z_3 \\ T_3 + \frac{T_4 - T_3}{Z_4 - Z_3} (Z(z) - Z_3) & \text{if } Z_3 \leq Z(z) < Z_4 \\ T_4 + \frac{T_5 - T_4}{Z_5 - Z_4} (Z(z) - Z_4) & \text{if } Z_4 \leq Z(z) < Z_5 \\ T_5 + \frac{T_6 - T_5}{Z_6 - Z_5} (Z(z) - Z_5) & \text{if } Z_5 \leq Z(z) < Z_6 \\ T_6 + \frac{T_7 - T_6}{Z_7 - Z_6} (Z(z) - Z_6) & \text{if } Z_6 \leq Z(z) < Z_7 \\ T_7 + \frac{T_8 - T_7}{Z_8 - Z_7} (Z(z) - Z_7) & \text{if } Z_7 \leq Z(z) \leq Z_8 \end{cases}$$

$z := x_1, x_1 + 0.1m..x_8$



- $f_T(x_1) = 0.7$
- $f_T(x_2) = 0.7$
- $f_T(x_3) = 0.997$
- $f_T(x_4) = 0.995$
- $f_T(x_5) = 0.991$
- $f_T(x_6) = 0.7$
- $f_T(x_7) = 0.7$
- $f_T(x_8) = 0.7$

Figura B-6 - Gráfico de T (curva T-Z)

Dados do Solo: argila com coesão variável

$$\gamma(z) := 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso específico submerso (no nosso caso o peso específico submerso não varia com a profundidade, só a resistência não drenada)

$$S_u(z) := \left(5\text{m} + 2 \cdot z \right) \frac{\text{kPa}}{\text{m}}$$

Resistência não-drenada (coesão aparente), sendo $z = 0$

$$p_0(z) := \gamma(z) \cdot z$$

Pressão efetiva

Cálculo da resistência última

O fator α pode ser determinado pela equação 6.4.2-2 da API-RP2A (Pág. 57):

$$\psi(z) := \frac{S_u(z)}{p_0(z)}$$

$$\alpha(z) := \begin{cases} 0.5 \cdot \psi(z)^{-0.25} & \text{if } \psi(z) > 1 \\ 0.5 \cdot \psi(z)^{-0.5} & \text{if } \psi(z) \leq 1 \end{cases} \quad \alpha(z) := \begin{cases} \alpha(z) & \text{if } \alpha(z) \leq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad z := x_1, x_1 + 0.1\text{m}..x_8$$

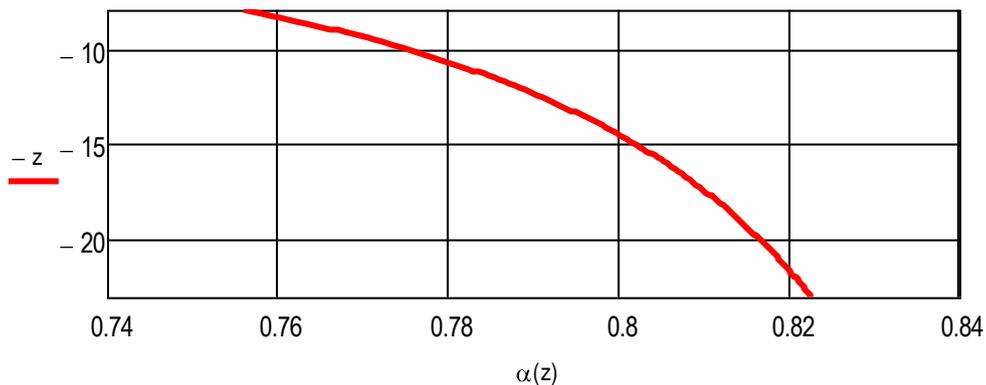


Figura B-7 - Fator α em função da profundidade

$$T_{lim}(z) := \alpha(z) \cdot S_u(z)$$

atrito lateral limite - equação 6.4.2-1 da API-RP2A (Pág. 57):

$$T(z) := fT(z) \cdot T_{lim}(z)$$

atrito lateral - curvas T-Z da API-RP2A (Pág. 59):

$T_{lim x_1} = 15.875 \cdot \text{kPa}$	$T_{x_1} = 11.112 \cdot \text{kPa}$	$Z_{x_1} = 0.031$
$T_{lim x_2} = 16.748 \cdot \text{kPa}$	$T_{x_2} = 11.724 \cdot \text{kPa}$	$Z_{x_2} = 0.031$
$T_{lim x_3} = 17.97 \cdot \text{kPa}$	$T_{x_3} = 17.925 \cdot \text{kPa}$	$Z_{x_3} = 0.01$
$T_{lim x_4} = 19.191 \cdot \text{kPa}$	$T_{x_4} = 19.102 \cdot \text{kPa}$	$Z_{x_4} = 0.01$
$T_{lim x_5} = 33.619 \cdot \text{kPa}$	$T_{x_5} = 33.304 \cdot \text{kPa}$	$Z_{x_5} = 0.01$
$T_{lim x_6} = 34.834 \cdot \text{kPa}$	$T_{x_6} = 24.384 \cdot \text{kPa}$	$Z_{x_6} = 0.031$
$T_{lim x_7} = 36.048 \cdot \text{kPa}$	$T_{x_7} = 25.234 \cdot \text{kPa}$	$Z_{x_7} = 0.031$
$T_{lim x_8} = 42.12 \cdot \text{kPa}$	$T_{x_8} = 29.484 \cdot \text{kPa}$	$Z_{x_8} = 0.031$

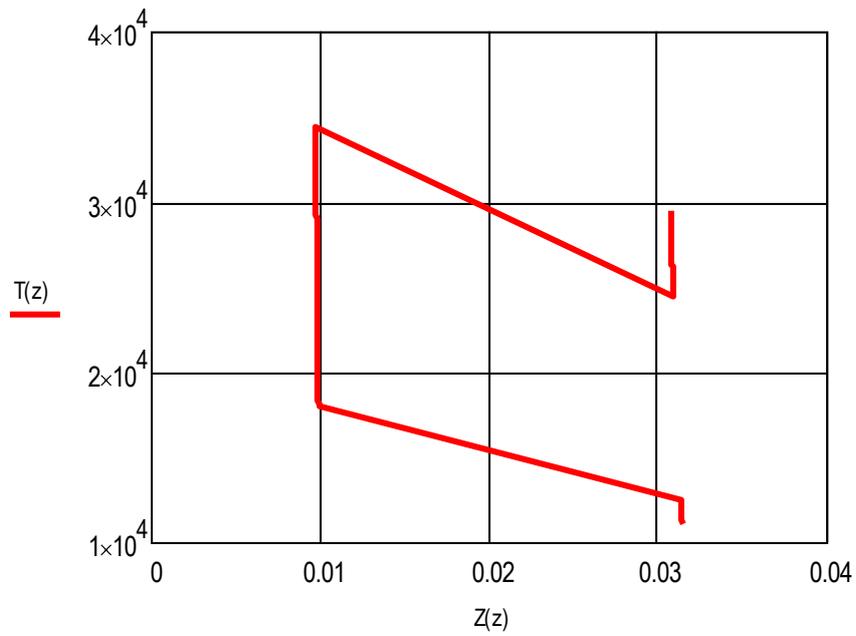


Figura B-8 - Curva T-Z calculada

Portanto, a capacidade de resistência lateral Q_c da estaca na profundidade z é:

$$Q_{ct}(z) := \int_{x_1}^z T(z) \cdot Cl(z) dz$$

- **Resistência total lateral**

$$Q_{lt} := Q_{ct} \cdot x_8$$

$$Q_{lt} = 3112.523 \cdot \text{kN}$$

Gráfico de Resistência Lateral

$$z := x_1, x_1 + 0.1m..x_8$$

$$a := -5m$$

$$b := -25m$$

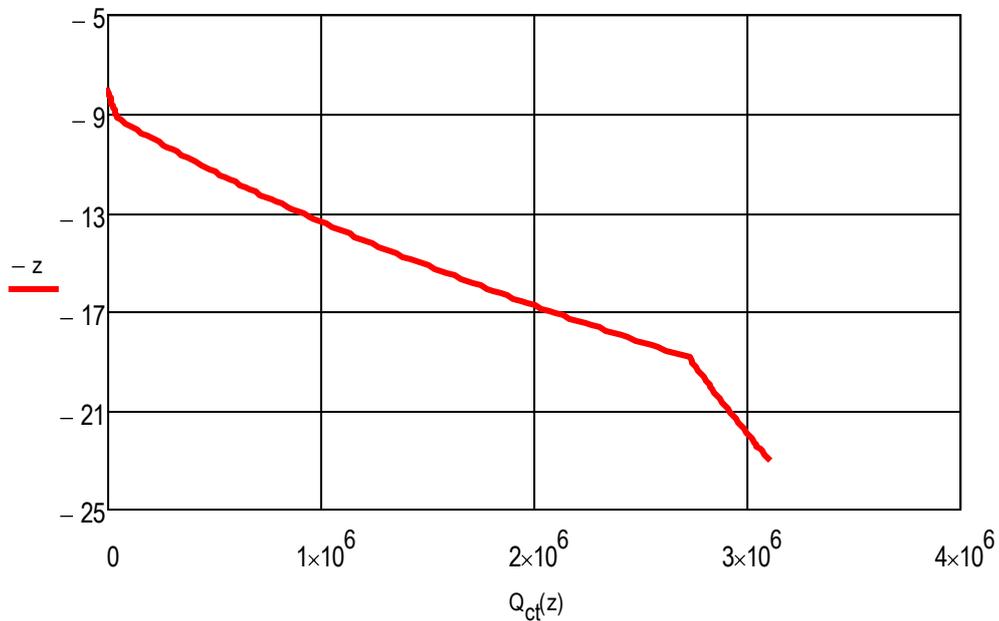


Figura B-9 - Resistência lateral em função da profundidade

- **Resistência de topo**

$$A_s := \pi \frac{D_t^2}{4} \quad A_s = 0.894 \text{ m}^2 \quad \text{área da seção transversal cheia da estaca}$$

Sendo: $N_c := 9$ (API-RP-2A - pág. 58)

Resistência de topo da estaca

$$Q_{p_estaca} := A_s \cdot N_c \cdot S_u \left\{ x_1 \right\} \quad Q_{p_estaca} = 168.934 \cdot \text{kN}$$

Resistência de topo das aletas

$$Q_{p_aletas} := n_{aleta} \cdot e_{aleta} \cdot L_{aleta} \cdot N_c \cdot S_u \left\{ x_2 \right\} \quad Q_{p_aletas} = 27.209 \cdot \text{kN}$$

Resistência de topo total

$$Q_p := Q_{p_estaca} + Q_{p_aletas} \quad \boxed{Q_p = 196.143 \cdot \text{kN}}$$

- **Peso da estaca**

$$\boxed{P_p = 850 \text{ kN}}$$

- **Peso do Solo**

$$P_s := p_0 \left\{ x_1 \right\} \cdot A_s \quad \boxed{P_s = 42.904 \cdot \text{kN}}$$

- **Resistência total**

$$R_t := Q_p + Q_{lt} + P_p + P_s \quad \boxed{R_t = 4201.57 \cdot \text{kN}}$$