ESTUDO DO EMBUCHAMENTO DE ESTACAS DE AÇO PERFIL H EM AREIAS POR ENSAIOS EM CÂMARA DE CALIBRAÇÃO

Felipe da Silva Alves

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador(es): Francisco de Rezende Lopes

Rio de Janeiro
Janeiro de 2019

ESTUDO DO EMBUCHAMENTO DE ESTACAS DE AÇO PERFIL H EM AREIAS POR ENSAIOS EM CÂMARA DE CALIBRAÇÃO

Felipe da Silva Alves

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

_____
Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

_____
Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

_____
Dr. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Ph.D.

_____
Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

_____
Prof. Fernando Saboya Albuquerque Junior, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
JANEIRO DE 2019

Alves, Felipe da Silva

Estudo do Embuchamento de Estacas de Aço Perfil H em Areias por Ensaios em Câmara de Calibração/ Felipe da Silva Alves. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

IX, 171 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Francisco de Rezende Lopes

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 120-126.

1. Estaca de fundação. 2. Estaca de aço perfil H. 3. Cravação quase-estática. 4. Câmara de calibração. 5. Embuchamento. I. Lopes, Francisco de Rezende. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela minha vida.

Aos meus pais e irmãos, por minha formação como pessoa, cidadão e profissional.

À minha esposa, Aracelli, por sempre me incentivar e acreditar em mim.

Às minhas filhas, Isabela e Clara, por existirem.

Ao professor Francisco Lopes, pela orientação, compreensão, apoio, motivação, confiança e exemplo de profissional competente, dedicado, humilde e que ama o que faz.

Ao professor Fernando Danziger, pelas valiosas sugestões e informações transmitidas, que me fizeram crescer profissionalmente e como pessoa.

Ao Edgar Bispo e Luiz Roberto, pelo apoio em quase todas as atividades da tese.

Ao Christian Santana e Cláudio Pereira Pinto, pelo apoio nos ensaios na câmara de calibração e valiosas informações transmitidas.

Ao Ricardo Gil, Gustavo Domingos, Arthur Pinheiro, Cid Dieguez, Sérgio Iório, Luiz Carlos, Luís Mário e Mario Nacinovic, pelo auxílio em pontos cruciais da tese.

À professora Anna Araújo, pelo apoio na utilização do perfilômetro de contato.

À Rita de Cássia, sempre solícita.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais, *Campus* Avançado Piumhi, pelo apoio ao trabalho desenvolvido.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Aos membros da banca examinadora, por participarem deste momento de grande relevância.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ESTUDO DO EMBUCHAMENTO DE ESTACAS DE AÇO PERFIL H EM AREIAS POR ENSAIOS EM CÂMARA DE CALIBRAÇÃO

Felipe da Silva Alves

Janeiro/2019

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes

Programa: Engenharia Civil

Estacas de aço perfil H são uma solução comum para fundações profundas. A previsão de sua capacidade de carga, no entanto, não é simples, pois há dúvida sobre o perímetro da estaca, da resistência por atrito lateral, e a área da base, da resistência de ponta. Estas dúvidas estão relacionadas à ocorrência de embuchamento. Este fenômeno, no qual o solo se adere fortemente à estaca, faz com que a ruptura não ocorra na interface aço-solo, mas sim em uma área envolvente. Há poucos dados experimentais especificamente sobre o embuchamento de perfis H, embora existam dados consideráveis sobre o comportamento de tais estacas em provas de carga, nos quais a contribuição do fuste e a da ponta da estaca não podem ser adequadamente separadas uma da outra. Diferentes interpretações de ensaios feitas por pesquisadores e projetistas levaram a recomendações distintas para o projeto de tais estacas, algumas destas considerando e outras descartando o embuchamento. A pesquisa aqui descrita foi conduzida em modelos instrumentados de estaca de seção quadrada e perfil H, com cravação quase-estática em areia fina, em uma câmara de calibração flexível de grandes dimensões. Os resultados indicam que – mesmo em areia fofa – há formação de bucha próxima à ponta da estaca e que a parcela que corresponde à resistência de ponta é a que mais contribui para a capacidade de carga das referidas estacas.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

A STUDY OF PLUGGING OF STEEL H PILES IN SANDS BY TESTS IN A CALIBRATION CHAMBER

Felipe da Silva Alves

January/2019

Advisors: Francisco de Rezende Lopes

Department: Civil Engineering

Steel H piles are a common solution for deep foundations. The prediction of their bearing capacity, however, is not straight-forward because there is doubt as to what are the pile perimeter, for lateral resistance prediction, and the base area, for tip resistance. These doubts derive from whether plugging is believed to occur. This phenomenon, in which soil adheres strongly to the pile, causes failure to occur not at the steel-soil interface but at an enveloping area. There is little experimental data specifically on the plugging of H piles, although there is considerable data on the behavior of such piles in field load tests, in which the contribution of shaft and tip loads cannot be adequately separated. Different test interpretations by researchers and designers, have lead to different recommendations for the design of such piles, some considering and others dismissing soil plugging. The research herein described was conducted on instrumented model square and H piles jacked in fine sand in a large flexible calibration chamber. Results indicate that – even in loose sand – plugging do occur in H piles close to the pile tip and that the tip resistance is the major contribution to bearing capacity of such piles.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 1
INTRODUÇÃO 1
1.1. OBJETIVO DESTE TRABALHO 1
1.2. METODOLOGIA 1
1.3. ORGANIZAÇÃO DO PRESENTE TRABALHO 2
CAPÍTULO 2 3
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – EMBUCHAMENTO EM PERFIS H 3
2.1. FATORES RELACIONADOS À FORMAÇÃO DE BUCHA – ESTACAS TUBULARES DE PONTA ABERTA 3
2.2. A NORMA BRASILEIRA E A PRÁTICA COM PERFIS H 4
2.2.1. Determinação da capacidade de carga de estacas por meio de métodos estáticos 4
2.2.2. A prática brasileira no uso de perfis H 6
2.3. NORMAS ALEMÃS 7
2.4. RECOMENDAÇÕES FRANCESAS 10
2.5. CONTRIBUIÇÕES DE ALGUNS PESQUISADORES 13
2.5.1. Schenck (1966) 13
2.5.2. Tschebotarioff (1973) 13
2.5.3. De Beer *et al.* (1985) 13
2.5.4. Li *et al.* (2003) 15
2.5.5. Biddle (2005) 15
2.5.6. Salgado (2006) 16
2.5.7. Alonso (2008) 17
2.5.8. Polido (2008) 18
CAPÍTULO 3 19
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS 19
3.1. MÉTODO TEÓRICO – BEREZANTZEV *et al.* (1961) 19
3.2. A QUESTÃO DA PROFUNDIDADE CRÍTICA 22
CAPÍTULO 4 24
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – ÂNGULO DE ATRITO NA INTERFACE AREIA-AÇO 24
CAPÍTULO 5 31
A CÂMARA DE CALIBRAÇÃO DA UFRJ 31
5.1. COMPONENTES DA CÂMARA DE CALIBRAÇÃO NGI-COPPE/UFRJ 32
5.1.1. Base 34

5.1.2. Pistão e cilindro 34
5.1.3. Tambor 36
5.1.4. Membranas 38
5.1.5. Placa de topo 41
5.1.6. Tampa e estrutura de reação 41
5.2. OPERAÇÃO DA CÂMARA DE CALIBRAÇÃO NGI-COPPE/UFRJ 43
5.2.1. Formação do corpo de prova 43
5.2.2. Carregamento do corpo de prova 52
CAPÍTULO 6 54
ENSAIOS REALIZADOS 54
6.1. ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DO ATRITO DA INTERFACE 54
6.1.1. Procedimento 56
6.1.2. Resultados 59
6.1.3. Análise dos resultados e determinação do ângulo de atrito da interface areia-aço 60
6.2. ENSAIOS DE CRAVAÇÃO E EXTRAÇÃO DE ESTACAS 63
6.2.1. Preparação das estacas 70
6.2.2. Instrumentação 74
6.3. A AREIA ENSAIADA 77
CAPÍTULO 7 85
RESULTADOS DE ENSAIOS EM ESTACAS E SUA ANÁLISE 85
7.1. RESULTADOS DO CONJUNTO DE ENSAIOS REALIZADOS 85
7.2. MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA 90
7.3. MEDIÇÕES DE TENSÕES HORIZONTAIS ESTABILIZADAS E COMPARAÇÃO COM EMPUXOS 90
7.4. MEDIÇÕES CONTÍNUAS DE TENSÕES HORIZONTAIS 98
7.5. MEDIÇÕES COM *STRAIN GAGES* 102
7.6. MEDIÇÕES CONTÍNUAS COM *STRAIN GAGES* 107
7.7. QUADRO RESUMO 112
CAPÍTULO 8 114
CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 114
8.1. CONCLUSÕES 114
8.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 118
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 120
APÊNDICE A: OBTENÇÃO DA CARGA ATUANTE EM ESTACAS A PARTIR DE *STRAIN GAGES* 127
APÊNDICE B: INSTALAÇÃO DE INSTRUMENTOS 131

B.1. *STRAIN GAGES* 131
B.2. CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL 142
APÊNDICE C: CALIBRAÇÃO DE INSTRUMENTOS 147
C.1. CÉLULA DE CARGA 147
C.1.1. Curva de calibração 147
C.2. MEDIDOR DE PROFUNDIDADE 148
C.3. *STRAIN GAGES* 149
C.3.1. Curvas de calibração – Perfil H 152
C.3.2. Curvas de calibração – Estaca de seção quadrada 157
C.4. CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL 162
C.4.1. Curvas de calibração 163
C.5. CONE ELÉTRICO 165
C.5.1. Curva de calibração – Ponta 167
C.5.2. Curva de calibração – Atrito 167
APÊNDICE D: RESULTADOS DE ENSAIOS TRIAXIAIS NA AREIA DA PRAIA DE SÃO FRANCISCO, NITERÓI-RJ 168

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVO DESTE TRABALHO

Em projetos de fundações, é de extrema importância a previsão de sua capacidade de carga (carga de ruptura do terreno que as suporta), que é feita a partir de hipóteses sobre a geometria do mecanismo de ruptura. No caso de *estacas de aço em perfil H* (ou também *I*, menos utilizado atualmente), a geometria do mecanismo de ruptura pode ser afetada pelo fenômeno denominado *embuchamento*, que ocorre quando o solo fica fortemente ligado à estaca e a ruptura não se dá na interface solo-aço. Este fenômeno é bem conhecido em *estacas tubulares de aço com ponta aberta*. Nessas estacas, o solo que penetra no interior da estaca, em certo estágio da cravação, desenvolve forte atrito com as paredes do tubo e para de entrar, fazendo com que haja ruptura do solo sob a ponta da estaca como se ali houvesse uma ponta fechada.

Em relação ao embuchamento de perfis H, o que afetaria sua área de ponta (consequentemente sua capacidade de carga de ponta) e seu perímetro (consequentemente sua capacidade de carga lateral), não há consenso entre pesquisadores que estudaram o fenômeno e engenheiros da prática que projetam fundações e interpretam provas de carga. Assim, encontram-se na literatura e até em normas diferentes recomendações de projeto que, em alguns aspectos, chegam a ser opostas.

O objetivo do presente trabalho é tentar esclarecer o mecanismo de formação de bucha em estacas de perfil H *em areias* e, a partir daí, entender sua capacidade de carga.

1.2. METODOLOGIA

Na presente pesquisa, foram executados ensaios de cravação quase-estática (com macaco hidráulico de velocidade constante), seguida de extração, de estacas modelo instrumentadas em câmara de calibração. Foram ensaiadas duas estacas metálicas (aço carbono comum): um perfil H e um perfil quadrado de ponta aberta. Na estaca quadrada era esperado embuchamento, e seus resultados foram comparados com o perfil H que tinha as mesmas dimensões externas. Os ensaios foram realizados em

areia proveniente da praia de São Francisco, em Niterói-RJ, sob compacidades distintas (D_r = 0% e D_r = 40%) e estados de tensões conhecidos e controlados.

No perfil H, a instrumentação consistia em célula de carga no topo bem como extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*) e células de tensão total no fuste. Na estaca de seção quadrada, a instrumentação foi feita somente com *strain gages* ao longo do fuste e célula de carga no topo. Foi feita, ainda, a medição do comprimento da bucha após a extração da estaca quadrada.

Os *strain gages* permitem a determinação da carga atuante em estacas, nos trechos instrumentados, durante a solicitação das mesmas à compressão ou tração. O objetivo é obter o modo de transferência de carga da estaca ao terreno, para cada nível de carregamento.

As células de tensão total, inseridas no fuste, fornecem a tensão atuante perpendicularmente às mesmas. Com base nesta tensão, e supondo um determinado valor para o ângulo de atrito na interface estaca-solo, pode-se estimar, nas profundidades instrumentadas, a resistência ao cisalhamento de estacas durante a solicitação das mesmas à compressão ou tração.

A câmara de calibração permite a realização de ensaios com penetrômetros e fundações em escala reduzida, em corpos de prova de areia com diferentes compacidades e sob estados de tensões conhecidos e controlados.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO PRESENTE TRABALHO

O presente trabalho é dividido em 8 capítulos. O Capítulo 1 apresenta o objetivo e a metodologia desta tese. Os Capítulos 2 a 4 contêm a revisão bibliográfica, sendo:

- Capítulo 2 sobre o fenômeno do embuchamento em perfis H;
- Capítulo 3 sobre métodos estáticos de previsão da capacidade de carga de estacas;
- Capítulo 4 sobre o ângulo de atrito na interface areia-aço;

O Capitulo 5 apresenta a câmara de calibração da COPPE-UFRJ. O Capítulo 6 apresenta os ensaios realizados. O Capítulo 7 mostra os resultados e sua análise. O Capítulo 8 contém conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – EMBUCHAMENTO EM PERFIS H

A formação de bucha (ou “plug”) é caracterizada quando, durante a cravação de um perfil H, o material compreendido entre a alma e as mesas se adere fortemente à estaca e, por consequência, passa a se deslocar juntamente com a mesma, como se fizesse parte desta.

2.1. FATORES RELACIONADOS À FORMAÇÃO DE BUCHA – ESTACAS TUBULARES DE PONTA ABERTA

Inicialmente, cabe ressaltar que são poucos os estudos publicados a respeito do embuchamento em perfis H. O mesmo não ocorre para estacas tubulares de aço de ponta aberta. Como esse fenômeno tem alguns pontos em comum nos dois tipos de estacas, decidiu-se apresentar um resumo dos estudos do embuchamento de estacas tubulares de ponta aberta.

Segundo PAIKOWSKY & WHITMAN (1990), a formação de bucha, durante a cravação de uma estaca tubular de ponta aberta, compreende três estágios, em função da altura da coluna de solo em seu interior (p) e do seu diâmetro interno (d):

- 1º estágio (sem bucha) – o solo no interior da estaca movimenta-se com direção igual à da estaca, mas em sentido contrário (ocorre para pequenos valores de p/d);
- 2º estágio (processo de formação de bucha) – o solo no interior da estaca movimenta-se com direção e sentido iguais ao da estaca, porém com módulo menor do que o desta (ocorre com o acréscimo de p/d);
- 3º estágio (bucha totalmente formada) – o solo no interior da estaca movimenta-se com módulo, direção e sentido iguais ao da estaca, como se fizesse parte desta (ocorre para valores de p/d em torno de 5 para estacas cravadas em areia seca).

É razoável admitir que o embuchamento em perfis H também esteja relacionado com a profundidade de cravação dos mesmos e com as dimensões da sua seção transversal.

SOO *et al.* (1980) concluem que a capacidade de carga de estacas tubulares de ponta aberta, mesmo com bucha totalmente formada, é cerca de 60% da capacidade de carga de estacas de ponta fechada (ditas *tubadas*). De acordo com O’NEILL & RAINES (1991) e O’NEILL *et al.* (1992), o embuchamento em estacas metálicas tubulares de ponta

aberta faz com que estas desenvolvam uma resistência de ponta, porém, inferior à resistência de ponta de tais estacas se tivessem a ponta fechada, devido à compressibilidade do material da bucha.

Por outro lado, estacas tubulares de ponta aberta possuem um comportamento mais complexo do que as de ponta fechada e fornecem uma resposta intermediária entre uma estaca de deslocamento e uma estaca sem deslocamento (KIM *et al.*, 2002).

Segundo NIYAMA (1992), estacas tubulares de ponta aberta sob carregamento estático comportam-se de forma embuchada, mesmo que, durante sua cravação, não tenha havido formação de bucha. A experiência prática é de que estacas tubulares com os diâmetros usuais formam bucha. Também WHITE & DEEKS (2007) afirmam que estacas de ponta aberta cravadas com o auxílio de um macaco têm mais chance de embuchar do que quando submetidas à cravação dinâmica.

É razoável admitir que o tipo de carregamento, dinâmico (cravação a percussão) ou estático (com macacos), tem influência no fenômeno do embuchamento em perfis H.

2.2. A NORMA BRASILEIRA E A PRÁTICA COM PERFIS H

De acordo com a NBR 6122:2010, a capacidade de carga de estacas pode ser determinada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos seguintes procedimentos:

- prova de carga estática, executada conforme a NBR 12131:2006;
- métodos estáticos;
- a partir do estado-limite de serviço;
- métodos dinâmicos;
- fórmulas dinâmicas;
- ensaios de carregamento dinâmico.

2.2.1. Determinação da capacidade de carga de estacas por meio de métodos estáticos

Segundo a NBR 6122:2010, os métodos estáticos podem ser teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com a teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos, ou

semiempíricos, quando são usadas correlações com ensaios *in situ*. No presente trabalho, foram utilizados os dois tipos de métodos.

Segundo VELLOSO & LOPES (2010), nos métodos estáticos, é imaginado o equilíbrio entre o peso de uma estaca, a carga aplicada nesta e a resistência oferecida pelo terreno em virtude da solicitação da mesma, como mostrado na figura 2.1. Este equilíbrio, para uma carga de compressão, se expressa da seguinte forma:

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2.1)$$

onde: Q_{ult} = capacidade de carga da estaca submetida à compressão;
W = peso da estaca;
$Q_{p,ult}$ = parcela correspondente à resistência de ponta, na ruptura;
$Q_{l,ult}$ = parcela correspondente à resistência por atrito lateral, na ruptura.

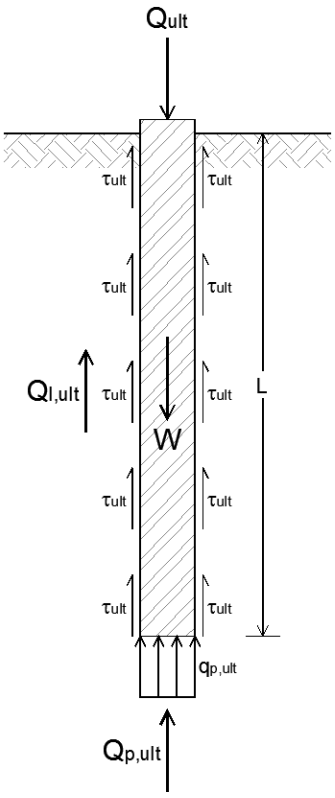


Figura 2.1 – Estaca submetida à carga de ruptura de compressão (VELLOSO & LOPES, 2010).

VELLOSO & LOPES (2010) mencionam ainda que, na maioria das situações, o peso de uma estaca é desprezível face às cargas envolvidas. Por conseguinte, a expressão anterior pode ser reescrita, introduzindo as resistências unitárias, como:

$$Q_{ult} = A_p \cdot q_{p,ult} + P \cdot \sum \tau_{ult} \cdot \Delta L \qquad (2.2)$$

onde: Q_{ult} = capacidade de carga da estaca submetida à compressão;

A_p = área da ponta da estaca;

$q_{p,ult}$ = resistência de ponta (unitária), na ruptura;

P = perímetro da seção transversal da estaca, suposto constante;

τ_{ult} = resistência por atrito lateral (unitária), na ruptura;

ΔL = trecho do comprimento da estaca ao qual $\tau_{l,ult}$ se aplica.

A NBR 6122:2010 determina que, na análise das parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva, as peculiaridades de cada tipo de estaca, a diferença de rigidez dos solos atravessados e a diferença de comportamento tensão-deformação de atrito e de ponta.

2.2.2. A prática brasileira no uso de perfis H

Nota-se que as normas brasileiras não determinam nenhum procedimento a respeito do cálculo da capacidade de carga de estacas em perfis H. No entanto, na prática brasileira, a estimativa da capacidade de carga de perfis H submetidos à compressão comumente é feita admitindo-se a ponta como totalmente embuchada e admitindo-se que não há embuchamento ao longo do fuste das mesmas, independentemente do tipo do terreno de fundação, conforme apresentado na figura 2.2 (ALONSO, 1991; HACHICH *et al.*, 1998; PRESA & POUSADA, 2004).

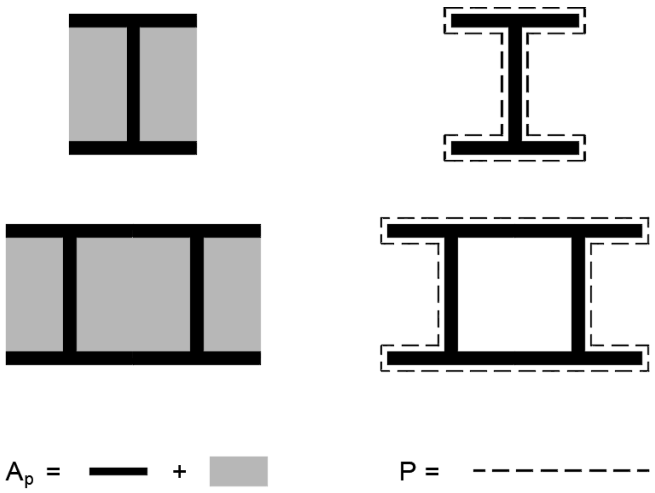


Figura 2.2 – Área da ponta e perímetro da seção transversal a serem considerados na previsão da capacidade de carga de estacas – Prática brasileira (HACHICH *et al.*, 1998).

A NBR 6122:2010 estabelece ainda que, independentemente da situação do lençol d'água, as estacas de aço total e permanentemente enterradas desprovidas de proteção especial para corrosão devem ser dimensionadas considerando-se uma perda de espessura conforme tabela 2.1. No presente trabalho, como foram feitos ensaios de curta duração, foi desconsiderada a questão da corrosão.

Tabela 2.1 – Espessura de compensação de corrosão (NBR 6122:2010 da ABNT).

Classe	Espessura mínima de sacrifício (mm)
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados*	3,2
*Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.	

2.3. NORMAS ALEMÃS

Segundo as normas alemãs DIN 1054:1976 e DIN 4026:1975, a capacidade de carga de estacas não deve ser estimada por meio de métodos teóricos ou empíricos, devido principalmente às incertezas decorrentes da heterogeneidade do terreno de fundação e da influência da execução de estacas nas características do solo. A capacidade de carga de estacas de mesmo material, profundidade de cravação e geometria da seção transversal deve ser obtida com base nos resultados de uma ou mais provas de carga. Estas devem ser realizadas diretamente no local ou em outros locais com terreno de fundação de comportamento tensão-deformação similar, a menos que a carga de compressão aplicada em tais estacas seja inferior à carga admissível apresentada na tabela 2.2, para as mesmas condições de material, profundidade de cravação e geometria da seção do perfil H, conforme as prescrições da norma DIN 4026:1975.

Tabela 2.2 – Carga de compressão admissível para estacas metálicas cravadas, segundo a norma DIN 4026:1975 (adaptada de EUR 11904 EM, 1988).

Profundidade de cravação (m)	Carga admissível (kN)	
	Perfis H*	
	Altura ou largura (cm)	
	30	35
3	-	-
4	-	-
5	450	550
6	550	650
7	600	750
8	700	850
*Perfis H com altura/largura ~ 1.		
OBS: Para valores intermediários, deve ser feita uma interpolação linear.		

As cargas admissíveis indicadas na tabela 2.2 são aplicáveis a camadas de solo definidas como de boa capacidade de suporte, através de uma investigação geotécnica adequada, e podem ser majoradas em 25% caso as estacas sejam executadas em camadas de elevada resistência. Para determinação da capacidade de carga de estacas, utiliza-se a curva carga-recalque. A carga de ruptura é definida como a carga a partir da qual seu recalque aumenta visivelmente ou, caso esta carga não possa ser facilmente determinada, que produz um recalque permanente (plástico) de 2,5% do seu diâmetro equivalente, constatado após seu completo descarregamento, conforme mostrado na figura 2.3.

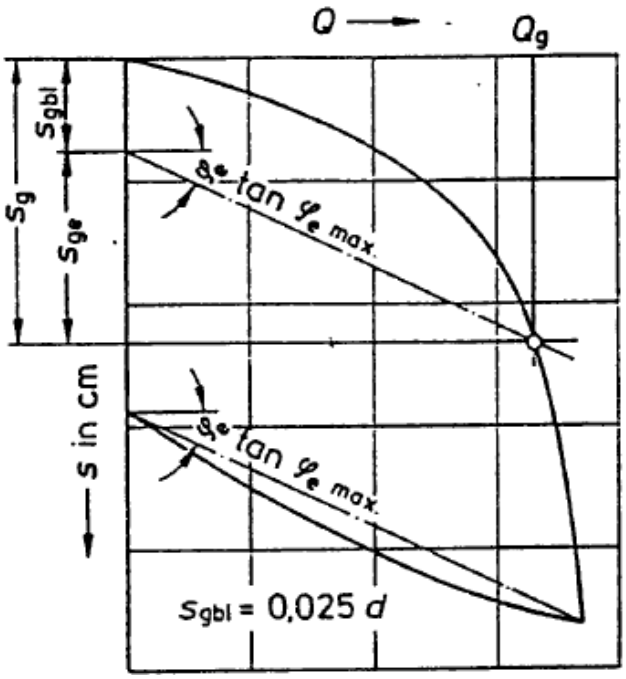


Figura 2.3 – Determinação da capacidade de carga de estacas por meio de prova de carga (EUR 11904 EM, 1988).

Dependendo da quantidade de provas de carga realizadas e das cargas externas atuantes em estacas, o fator de segurança mínimo a ser empregado para determinação da carga admissível poderá sofrer alteração. As cargas atuantes em estacas são classificadas em três classes de carregamento, de acordo com a sua influência sobre a fundação como um todo e com a sua probabilidade de ocorrência:

- classe 1 – carga ativa normalmente existente;
- classe 2 – carregamento de acordo com a classe 1, incluindo carga específica temporária;
- classe 3 – carregamento de acordo com a classe 2, incluindo cargas extraordinárias, tais como enchentes, terremotos, etc.

A tabela 2.3 apresenta os fatores de segurança que devem ser adotados para determinação da carga admissível de estacas submetidas à compressão, em função do número de provas de carga realizadas e das diferentes classes de carregamento, conforme as prescrições da norma DIN 1054:1976. A carga admissível deve ser calculada para cada classe de carregamento, dividindo-se a carga de ruptura obtida com base nos resultados de prova de carga pelo respectivo fator de segurança.

Tabela 2.3 – Fatores de segurança para estacas submetidas à compressão, segundo a norma DIN 1054:1976 (adaptada de EUR 11904 EM, 1988).

Número de provas de carga	Classe de carregamento		
	1	2	3
1	2,00	1,75	1,50
≥ 2	1,75	1,50	1,30

No entanto, como o projeto de fundações começa a ser desenvolvido antes da realização de qualquer prova de carga, métodos de estimativa da capacidade de carga de estacas podem ser aplicados, em caráter preliminar. Após a avaliação da capacidade de carga por meio de um número suficiente de provas de carga, o projeto de fundações deve ser verificado e, caso seja necessário, adaptado.

Adicionalmente, há casos ou em que o número de estacas é muito pequeno e a obra, de pouca importância, para justificar o custo decorrente da realização de provas de carga, ou em que provas de carga estáticas não podem ser realizadas, como, por exemplo, em estruturas *offshore*. Nestes casos, métodos empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas podem ser aplicados, em caráter definitivo, considerando-se as incertezas envolvidas.

Cabe ressaltar que, embora as normas alemãs aceitem a utilização de métodos empíricos para previsão da capacidade de carga de estacas, tendo em vista os argumentos apresentados anteriormente, elas não definem a área da ponta e o perímetro da seção transversal do perfil H que devem ser adotados, ou qualquer outro procedimento que considere o efeito do embuchamento de perfis H.

2.4. RECOMENDAÇÕES FRANCESAS

De acordo com recomendações francesas do MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS (1993), no caso de perfis H, estacas tubulares de ponta aberta e estacas-pranchas, a resistência de ponta e a resistência por atrito lateral de estacas, na ruptura, são expressas como:

$$Q_{p,ult} = \rho_p \, . \, A_p \, . \, q_{p,ult} \qquad (2.3)$$

$$Q_{l,ult} = \rho_s \,.\, P \,.\, \sum \tau_{ult} \,.\, \Delta L \qquad (2.4)$$

onde: $Q_{p,ult}$ = parcela correspondente à resistência de ponta, na ruptura;

$Q_{l,ult}$ = parcela correspondente à resistência por atrito lateral, na ruptura;

$q_{p,ult}$ = resistência de ponta (unitária), na ruptura;

τ_{ult} = resistência por atrito lateral (unitária), na ruptura;

ΔL = trecho do comprimento da estaca ao qual $\tau_{l,ult}$ se aplica;

A_p = área da ponta da estaca (figura 2.4);

P = perímetro da seção transversal da estaca, supondo constante (figura 2.4);

ρ_p = percentual da área da ponta da estaca (ver tabela 2.4);

ρ_s = percentual do perímetro da seção transversal da estaca (ver tabela 2.4).

Tabela 2.4 – Percentual da área da ponta de estacas, ρ_p, e do perímetro da seção transversal de estacas, ρ_s (MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS, 1993).

Tipo de estaca	Argilas		Areias	
	ρ_p (%)	ρ_s (%)	ρ_p (%)	ρ_s (%)
Perfil H	50	100	75	100
Tubular de ponta aberta	50	100	50	100
Estaca-prancha	50	100	30	50

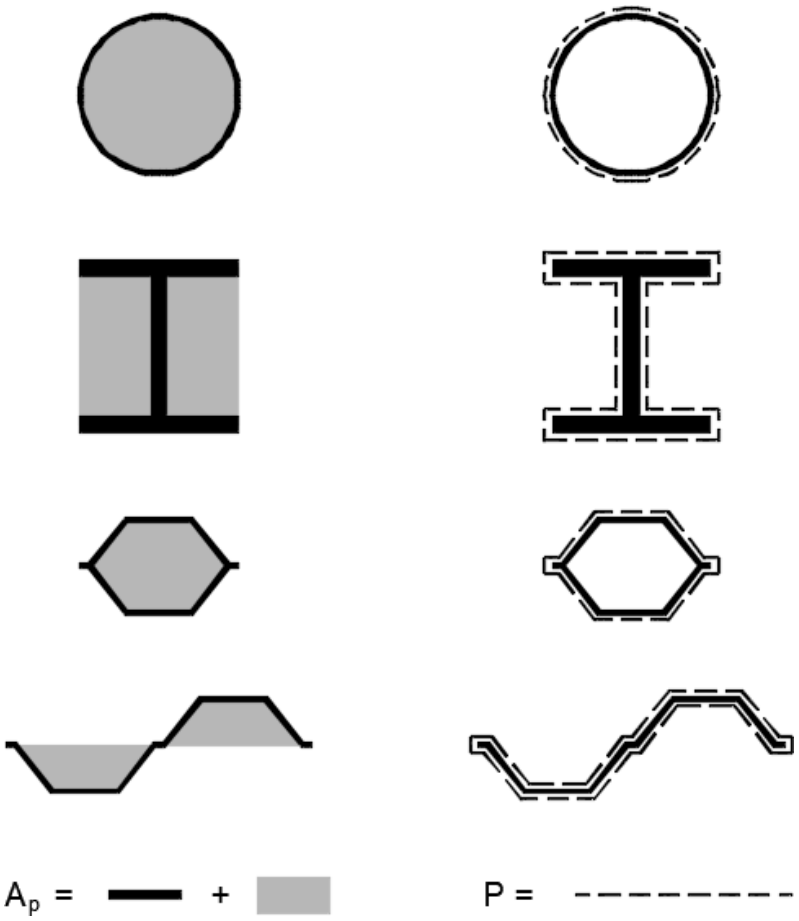


Figura 2.4 – Área da ponta (A_p) e perímetro da seção transversal (P) a serem considerados nos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas (MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS, 1993).

Nota-se que as recomendações francesas consideram o efeito do embuchamento em perfis H para cálculo da capacidade de carga à compressão através da introdução dos coeficientes ρ_p e ρ_s, apresentados na tabela 2.4. Analisando-se a tabela 2.4 e a figura 2.4, conclui-se que:

- o embuchamento na ponta de perfis H deve ser considerado parcialmente, computando-se o coeficiente ρ_p na área da ponta dos mesmos, tanto para areia quanto para argila (ρ_p = 0,75 para areias e ρ_p = 0,50 para argilas; portanto, sugere-se um maior embuchamento na ponta em areia do que em argila);
- o embuchamento ao longo do fuste de perfis H é desconsiderado.

2.5. CONTRIBUIÇÕES DE ALGUNS PESQUISADORES

2.5.1. Schenck (1966)

SCHENCK (1966), aparentemente refletindo sua experiência profissional, sugeriu que a estimativa da capacidade de carga de perfis H submetidos à compressão fosse feita admitindo-se a ponta das estacas como totalmente embuchada (seção envoltória, segundo o autor) e embuchamento inexistente ao longo do fuste das mesmas (perímetro desenvolvido da seção transversal, segundo o autor), independentemente do terreno de fundação. Esta recomendação foi adotada pela firma Estacas Franki e acabou influenciando a prática brasileira (figura 2.2, apresentada anteriormente).

2.5.2. Tschebotarioff (1973)

TSCHEBOTARIOFF (1973) sugere que a resistência por atrito lateral do perfil H seja estimada supondo-o totalmente embuchado ao longo do fuste (considerando-se o perímetro do retângulo envolvente à seção transversal da estaca, segundo o autor). Não há recomendação para a resistência de ponta.

2.5.3. De Beer *et al.* (1985)

DE BEER *et al.* (1985) consideram o efeito do embuchamento de perfis H conforme apresentado nas figuras 2.5 e 2.6 e nas equações 2.5 a 2.8. Estes autores se basearam em:

- 4 provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmico (Método Case aplicado a 3 estacas e Método CAPWAP a 11 estacas) em estacas cravadas dinamicamente em areia muito compacta, com comprimento entre 14 m e 19 m;
- 4 provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmico (Método Case aplicado a 8 estacas e Método CAPWAP, a 12 estacas) em estacas cravadas dinamicamente em argila dura, com comprimento entre 14,5 m e 19 m (com exceção a uma estaca, com 50 m).

Havia instrumentação com *strain gages* e acelerômetros ao longo do fuste das estacas e foram realizados CPT's.

Na hipótese de haver formação parcial de bucha, a altura desta a partir da ponta das estacas é definida por:

$$l_p = 10 \cdot D_{e,p} \quad (2.5)$$

sendo:

$$D_{e,p} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_p}{\pi}} \quad (2.6)$$

onde: l_p = altura da bucha a partir da ponta da estaca;

$D_{e,p}$ = diâmetro equivalente da seção transversal da estaca, incluindo a bucha;

A_p = área da seção transversal da estaca, incluindo a bucha.

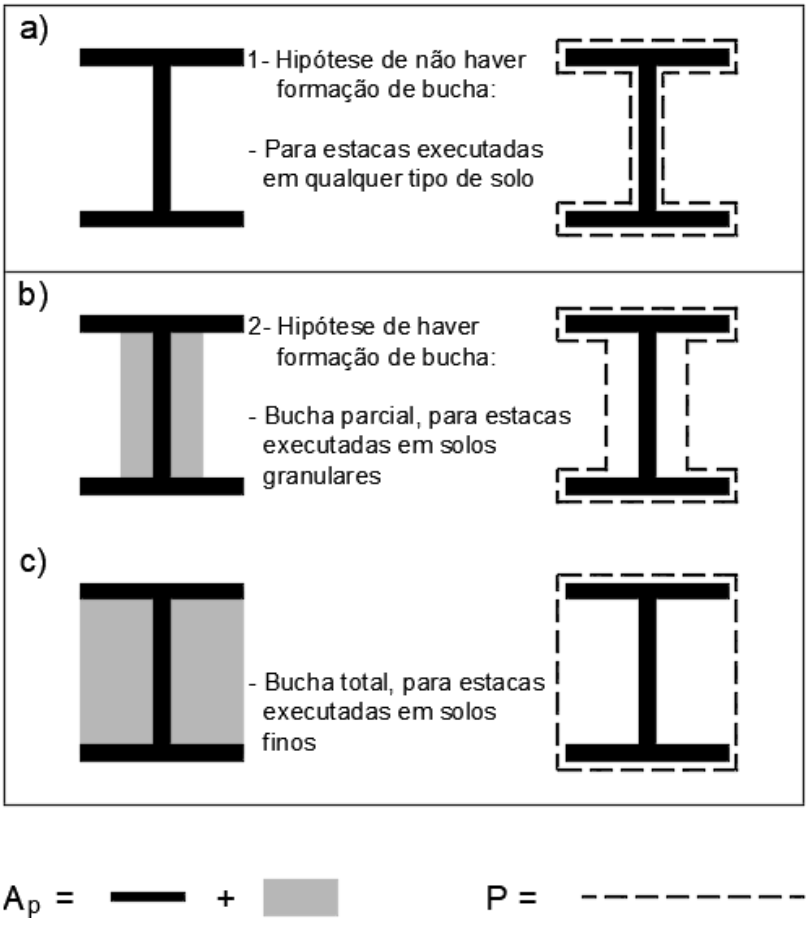
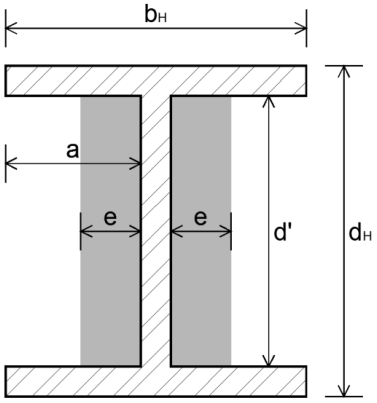


Figura 2.5 – Área da ponta (A_p) e perímetro da seção transversal (P) a serem considerados nos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas (ARCELOR GROUP, 2004).



Para a < d' < 2 . a: $e = \frac{a}{4}$ (2.7)

Para d' ≥ 2 . a: $e = \frac{1}{2} . \frac{a^2}{d'}$ (2.8)

Figura 2.6 – Embuchamento parcial de perfis H cravados em solos granulares (DE BEER *et al.*, 1985).

Segundo DE BEER *et al.* (1985), caso haja dúvida quanto à ocorrência do fenômeno do embuchamento, devem ser verificadas tanto a hipótese de haver formação da bucha quanto a hipótese de não haver formação de bucha. Dentre os valores de capacidade de carga de estacas obtidos, estes autores recomendam que seja adotado o menor, a favor da segurança.

2.5.4. Li *et al.* (2003)

LI *et al.* (2003), com base na análise de estacas cravadas com macaco em solo residual de granito em Hong-Kong, afirmam que deve haver formação de bucha durante a cravação de perfis H. Reportam casos em que, devido ao embuchamento, se forma um vazio por fora do fuste da estaca, com profundidade de 7 a 10 m (atribuído a um arqueamento, não muito bem explicado). Assim, para combater a eventual flambagem de perfis H cravados com macaco, é prática em Hong Kong fazer o enchimento do vazio ao redor da estaca com areia.

2.5.5. Biddle (2005)

BIDDLE (2005), a partir do estudo de perfis H cravados dinamicamente em solo residual de granito, recomenda que a resistência por atrito lateral seja avaliada em função do perímetro da seção transversal da estaca, em virtude de ocorrência de ruptura na interface estaca-solo. Por outro lado, afirma que o embuchamento é raro na cravação dinâmica e não deve ser admitido em projeto.

2.5.6. Salgado (2006)

SALGADO (2006), aparentemente a partir de um estudo da bibliografia, considera o efeito do embuchamento de perfis H no cálculo da capacidade de carga de estacas submetidas à compressão conforme indicado na figura 2.7.

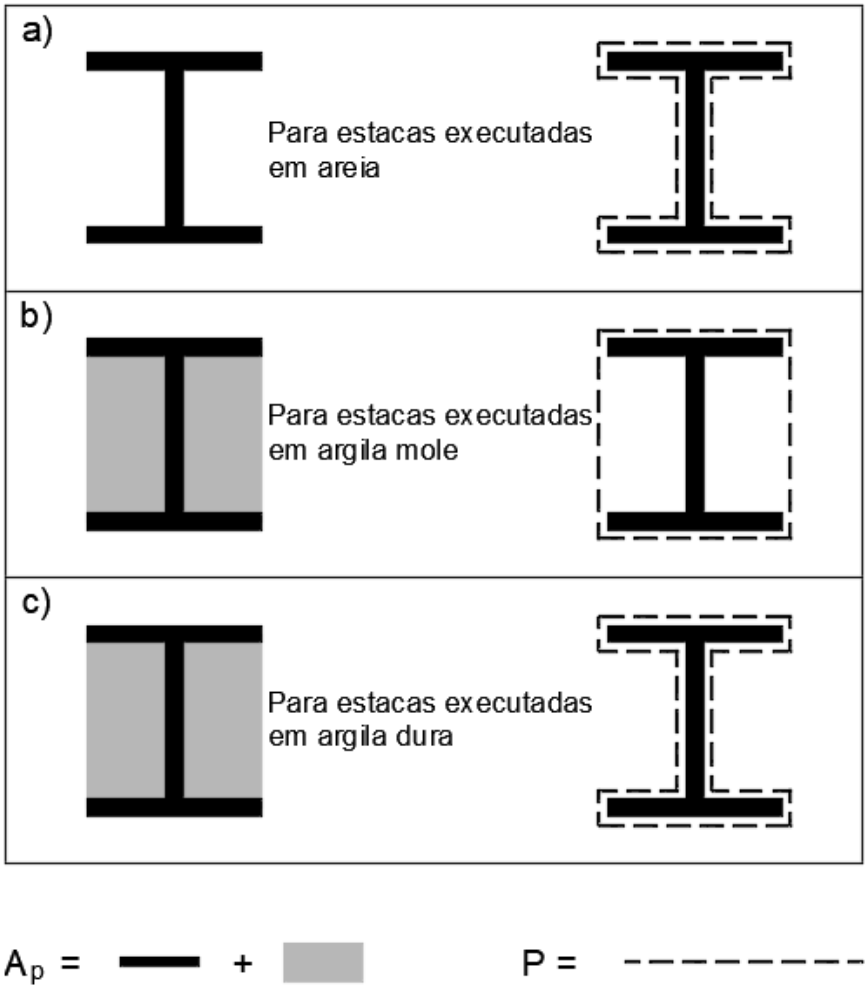


Figura 2.7 – Área da ponta (A_p) e perímetro da seção transversal (P) a serem considerados nos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas (SALGADO, 2006).

Analisando-se a figura 2.7, percebe-se:

- para perfis H em areia, o embuchamento na ponta e o embuchamento ao longo do fuste devem ser admitidos como inexistentes;
- para perfis H em argila, a ponta deve ser considerada como totalmente embuchada;
- para perfis H em argila mole, o fuste deve ser admitido como totalmente embuchado;
- para perfis H em argila dura, o embuchamento ao longo do fuste deve ser considerado como inexistente.

Para perfis H executados em argila dura, a recomendação de SALGADO (2006), de que o embuchamento ao longo do fuste seja admitido como inexistente, estaria relacionada à afirmação de TOMLINSON (1987) de que, na cravação de perfis H em argila dura, a bucha pode romper ao longo de um comprimento considerável na parte superior e, por consequência, deixar de ficar aderida aos mesmos.

2.5.7. Alonso (2008)

ALONSO (2008), com base em 37 provas de carga estáticas à compressão, afirma que, para perfis H com ponta em solo "pouco competente", a proposição de SCHENCK (1966) é consistente apenas para a parcela de carga de atrito lateral, que considera inexistente o embuchamento ao longo do fuste. Das provas de carga analisadas, somente duas eram instrumentadas com *strain gages* ao longo do fuste, sendo, todavia, apenas uma apresentada, que foi realizada em um perfil H com cerca de 50 m de comprimento. Ainda segundo o autor, para a parcela de carga resistida pela ponta, só há formação de bucha (no caso, total) em estacas tubulares de pequenos diâmetros (até 60 cm, como mera sugestão). Para previsão da capacidade de carga de estacas, ALONSO (2008) recomenda a área da ponta (A_p) indicada na figura 2.8.

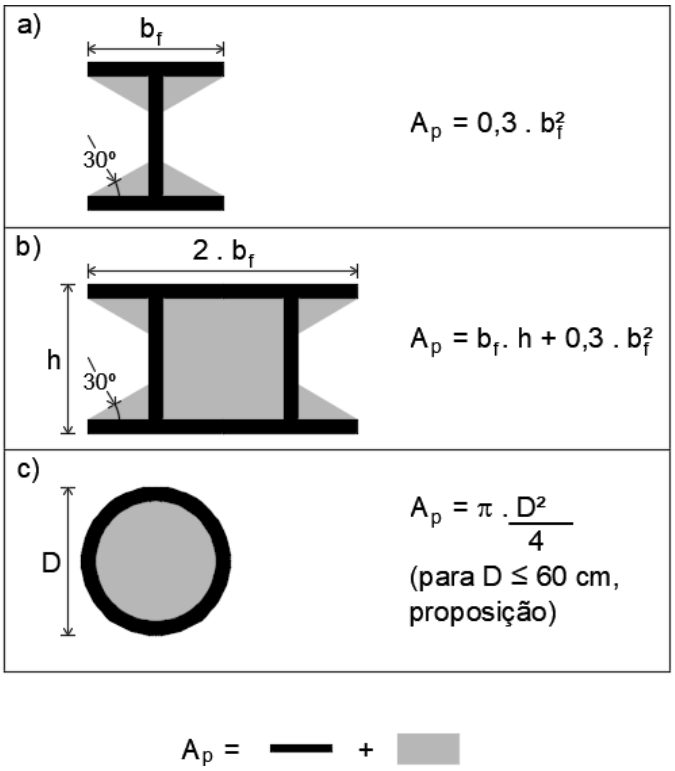


Figura 2.8 – Área da ponta a ser considerada nos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas com ponta em solo "pouco competente" (ALONSO, 2008).

2.5.8. Polido (2008)

POLIDO *et al.* (2008) confrontam a capacidade de carga de perfis H, estimada através de métodos semiempíricos, com os dados de 32 provas de carga estáticas à compressão.

Para estacas em que a transferência de carga se dá predominantemente por atrito lateral:

- desconsiderando-se o embuchamento na ponta e o embuchamento ao longo do fuste (área de aço e perímetro colado, segundo o autor), a comparação apresenta uma concordância razoável;
- admitindo-se a ponta e o fuste como totalmente embuchados (área circunscrita e perímetro circunscrito, segundo o autor), os métodos semiempíricos mostram-se conservativos.

Para estacas em que a transferência de carga ocorre por atrito lateral e pela ponta, sem predominância de uma parcela sobre a outra:

- desconsiderando-se o embuchamento na ponta e o embuchamento ao longo do fuste (área de aço e perímetro colado, segundo o autor), os métodos semiempíricos mostram-se conservativos;
- admitindo-se a ponta e o fuste como totalmente embuchados (área circunscrita e perímetro circunscrito, segundo o autor), a comparação apresenta uma boa concordância.

Das provas de carga supracitadas, apenas duas são realizadas em estacas instrumentadas com *strain gages* ao longo de seu fuste, no caso, perfis H com cerca de 50 m de comprimento. Cabe ressaltar que uma das provas de carga com estacas instrumentadas, com ponta em silte de baixa compressibilidade (ML, classificação SUCS) de resistência à penetração N = 14 (a um metro acima, N = 20 e, a dois metros acima, N = 19), indica, ao final do ensaio, uma resistência de ponta de 0 kN, revelando, portanto, que a mesma não foi mobilizada.

CAPÍTULO 3

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Neste trabalho, foram utilizados os seguintes métodos estáticos teóricos de previsão de capacidade de carga de estacas: Berezantzev *et al.* (1961) e Vesic (1972). Para manter a tese concisa, apenas o primeiro foi explicitado a seguir. O segundo encontra-se detalhado, por exemplo, em VELLOSO & LOPES (2010).

3.1. MÉTODO TEÓRICO – BEREZANTZEV *et al.* (1961)

Os pesquisadores russos Berezantzev, Khristoforov e Grolubkov (BEREZANTZEV *et al.*, 1961; BEREZANTZEV, 1965) estudaram a capacidade de carga de estacas isoladas e em grupos, em solos arenosos, confrontando os resultados de provas de carga com os fornecidos por uma proposta teórica (VELLOSO & LOPES, 2010).

Quando uma estaca penetra no solo por percussão, vibração ou prensagem, ela o desloca e forma em torno de si uma massa de solo compactado. O equilíbrio limite sob a ponta da estaca corresponde ao deslocamento de zonas de ruptura que se desenvolvem, em grande parte, na areia compactada. Por conseguinte, a resistência de ponta de uma estaca pode ser determinada, aproximadamente, utilizando-se o esquema da figura 3.1 (VELLOSO & LOPES, 2010).

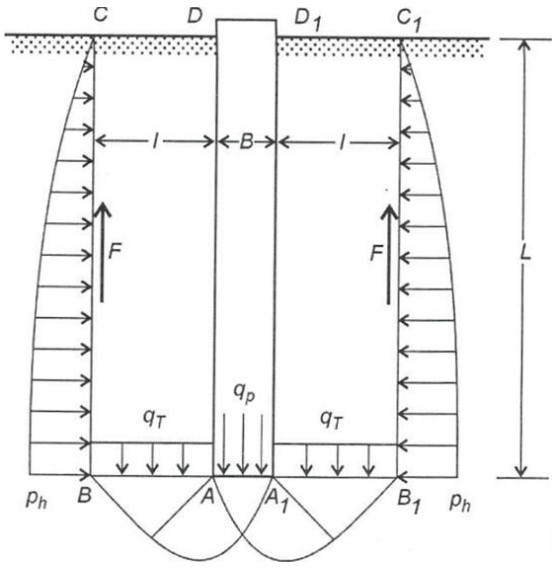


Figura 3.1 – Solução de Berezantzev *et al.*, 1961 (VELLOSO & LOPES, 2010).

Observando-se a figura 3.1, nota-se que a sobrecarga da zona de ruptura no nível da ponta da estaca é igual ao peso do cilindro BCDA-$B_1C_1D_1A_1$ reduzido do valor da força de atrito interno F na superfície lateral desse cilindro que surgirá durante o deslocamento do volume BCDA-$B_1C_1D_1A_1$ no processo de compactação do solo abaixo da ponta da estaca. O valor do atrito lateral unitário a uma profundidade z ($\tau_{l,z}$) pode ser calculado, aproximadamente, multiplicando-se a tangente do ângulo de atrito interno do solo naquela profundidade (ϕ_z) pela tensão lateral na superfície BCB_1C_1 de raio $l_0 = l + B / 2$, denotada por σ_h (VELLOSO & LOPES, 2010).

Analisando a distribuição de tensões laterais nas superfícies cilíndricas em problemas axissimétricos da Teoria do Equilíbrio Limite, Berezantzev obteve a seguinte expressão:

$$\sigma_h = \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_z}{2}\right)}{\lambda - 1} \cdot \left\{1 - \left[\frac{1}{1 + \frac{z}{l_0} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_z}{2}\right)}\right]^{\lambda - 1}\right\} \cdot \gamma_z \cdot l_0 \qquad (3.1)$$

sendo:

$$\lambda = 2 \cdot \tan(\phi_z) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_z}{2}\right) \qquad (3.2)$$

onde: σ_h = tensão lateral na superfície BCB_1C_1;

z = profundidade;

ϕ_z = ângulo de atrito interno do solo na profundidade z;

l_0 = raio da superfície BCB_1C_1;

γ_z = peso específico do solo na profundidade z.

A forma da superfície de ruptura abaixo da ponta da estaca é definida pela teoria de Prandtl-Caquot (ver, por exemplo, KÉZDI, 1970), através da seguinte expressão:

$$l_0 = \frac{B}{2} + l = \frac{B}{2} \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{2} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(\frac{\phi}{2}\right)}}{\operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}\right] \qquad (3.3)$$

onde: l_0 = raio da superfície BCB_1C_1;

B = menor dimensão em planta (ou diâmetro) da estaca;

l = extensão radial considerada para a sobrecarga média no nível da base da estaca;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo abaixo da ponta da estaca.

O valor da resistência de ponta unitária ($q_{p,ult}$) é obtido por meio da seguinte equação, oriunda da solução do problema axissimétrico da Teoria do Equilíbrio Limite:

$$q_{p,ult} = A_k \cdot \gamma \cdot B + B_k \cdot q_T \quad (3.4)$$

sendo:

$$q_T = \alpha_T \cdot \gamma \cdot L \quad (3.5)$$

onde: $q_{p,ult}$ = resistência de ponta (unitária), na ruptura;

A_k e B_k = fatores de capacidade de carga (figura 3.2);

γ = peso específico do solo abaixo da ponta da estaca.

B = menor dimensão em planta (ou diâmetro) da estaca;

q_T = sobrecarga média no nível da base da estaca;

α_T = coeficiente, função da relação L/B e de ϕ (ver tabela 3.1);

L = profundidade de assentamento da estaca;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo abaixo da ponta da estaca.

Tabela 3.1 – Coeficiente α_T (VELLOSO & LOPES, 2010).

L/B	ϕ (graus)				
	26	30	34	37	40
5	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
10	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
15	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
20	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
25	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

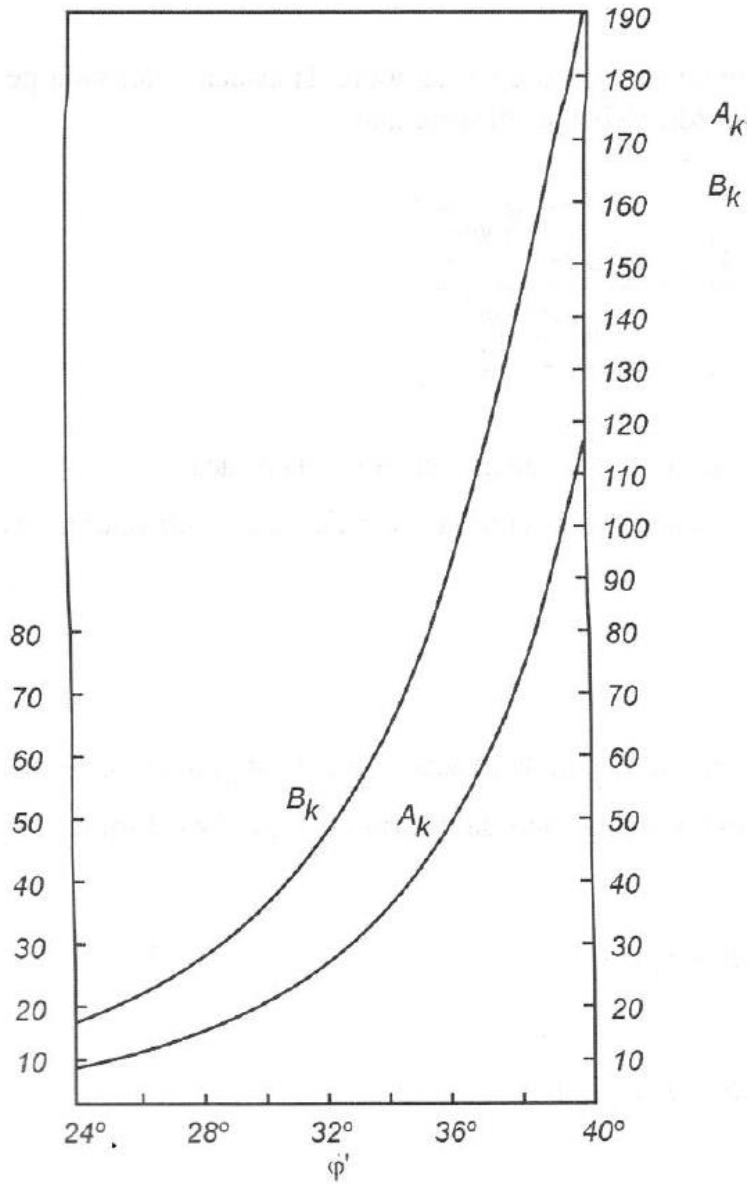


Figura 3.2 – A_k e B_k (BEREZANTZEV *et al.*, 1961).

3.2. A QUESTÃO DA PROFUNDIDADE CRÍTICA

Medições de resistência de ponta e de atrito lateral realizadas em estacas e cones cravados em areia parecem indicar que, após uma dada penetração, estes valores de resistência permanecem praticamente constantes ou pouco crescem. A profundidade de ocorrência deste fenômeno (que variaria, em areias, de 10 a 20 vezes o diâmetro da estaca, com maiores valores para maiores compacidades), recebeu o nome de *profundidade crítica* (FELLENIUS & ALTAEE, 1995; DANZIGER & LOPES, 2018). É um assunto controverso, uma vez que alguns pesquisadores não reconhecem a ocorrência da profundidade crítica.

Segundo VESIC (1977), a profundidade crítica pode ser explicada pelo efeito de arqueamento do solo circundante ao fuste da estaca, resultante do movimento dos grãos de areia ao redor da estaca durante a cravação desta. Tal movimentação faz com que a porção de solo deslocada se apoie, de um lado, na estaca e, do outro, na massa de solo que não sofre deslocamento, reduzindo, por consequência, a tensão vertical efetiva junto à estaca. CHAPMAN (1979) associa o fenômeno da profundidade crítica à quebra de grãos. De acordo com KULHAWY (1984) e FLEMING *et al.* (1992), a profundidade crítica pode ser explicada pela variação do ângulo de atrito interno (ϕ'), que tende ao ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}), e do índice de rigidez (I_r, razão entre o módulo de cisalhamento, G, e a resistência ao cisalhamento) com a tensão confinante. Aumentando-se a tensão confinante (com o acréscimo de profundidade, por exemplo), os valores de ϕ' e I_r tendem a diminuir. Ainda segundo FLEMING *et al.* (1992), a alteração do ϕ' é o fator de maior influência na profundidade crítica, com exceção a solos de baixa compacidade.

As resistências unitárias de ponta e por atrito lateral são limitadas a um valor máximo em alguns métodos teóricos de previsão de capacidade de carga. Este procedimento, inclusive, é incorporado até de forma normativa. O *Canadian Foundation Engineering Manual* (2006), por exemplo, embora reconheça que não há evidências suficientes para permitir uma resposta conclusiva quanto às reais variações das resistências unitárias de ponta e por atrito lateral com a profundidade, recomenda prudência no projeto de estacas longas cravadas em solos granulares (DANZIGER & LOPES, 2018).

CAPÍTULO 4

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – ÂNGULO DE ATRITO NA INTERFACE AREIA-AÇO

O atrito lateral de uma estaca, se a ruptura se der na sua interface com o solo, depende do ângulo de atrito δ dessa interface. Há diversos ensaios que têm como objetivo a determinação do ângulo de atrito na interface entre solo e outros materiais de construção: cisalhamento direto (*direct shear*), cisalhamento simples (*simple shear*), cisalhamento anular (*annular shear*) e anel de torção (*ring torsion*). Em todos estes ensaios, cujas vantagens e desvantagens estão descritas na tabela 4.1, o ângulo de atrito, no caso da interface areia-aço, é determinado com uma alteração no procedimento do ensaio tradicional, em que é inserida uma superfície do aço estudado (KISHIDA & UESUGI, 1987).

POTYONDY (1961) estudou o ângulo de atrito δ na interface entre diferentes tipos de solo (areia, argila, etc.) e outros materiais de construção (aço, concreto e madeira), com base em aparato de ensaio de cisalhamento direto (*direct shear*). O autor considerou dois tipos de superfície para o material em contato com o solo (lisa e rugosa), sem, no entanto, medir a rugosidade da mesma. Foi analisada a influência desta, da tensão normal ao plano de ruptura e do fato do solo estar "seco" ou saturado no ângulo de atrito δ. Como resultado do referido estudo para interface areia-aço, foram obtidas as tabelas 4.2 e 4.3.

Analisando-se as tabelas 4.2 e 4.3, nota-se que a razão entre o ângulo de atrito δ na interface areia-aço e o ângulo de atrito interno da areia (ϕ) aumenta bastante com o acréscimo da rugosidade da superfície de aço, sendo maior para areia saturada – em função da redução de ϕ, e não do acréscimo de δ –. Por outro lado, a tensão normal ao plano de ruptura aparenta ter pouca ou nenhuma influência no valor de δ/ϕ., embora δ apresente um pequeno aumento com o decréscimo da tensão normal ao plano de ruptura.

Tabela 4.1 – Vantagens e desvantagens de ensaios para determinação do ângulo de atrito δ na interface entre solo e outros materiais de construção (KISHIDA & UESUGI, 1987).

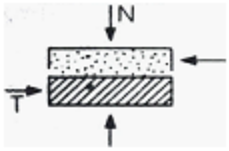
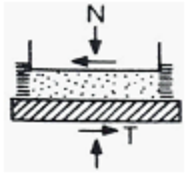
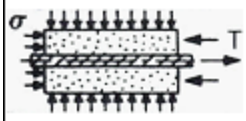
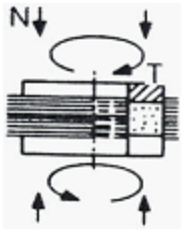
Ensaio	Exemplo	Vantagens	Desvantagens
Cisalhamento direto (*Direct shear*) 	POTYONDY (1961)	Dispositivo comumente disponível. Sistema simples. Preparação simples. Execução simples.	As parcelas do deslocamento não podem ser separadas (deslocamento em função do deslizamento e deslocamento devido à deformação da areia). Área de interface reduzida com o acréscimo de deslocamento.
Cisalhamento simples (*Simple shear*) 	KISHIDA & UESUGI (1987)	Área de interface constante. Preparação simples. Execução simples. As parcelas do descolamento são medidas separadamente (deslocamento em função do deslizamento e deslocamento devido à deformação cisalhante da areia).	Concentração de tensões nas extremidades.
Cisalhamento anular (*Annular shear*) 	BRUMUND & LEONARDS (1973)	Semelhante geometricamente ao atrito lateral de estacas e ao atrito de ancoragens de aço.	Tensão normal na interface desconhecida. Concentração de tensões nas extremidades.
Anel de torção (*Ring torsion*) 	YOSHIMI & KISHIDA (1981)	Interface interminável do anel. Sem concentração de tensões nas extremidades. Área de interface constante. As parcelas do deslocamento são analisadas por fotografia de raio X (deslocamento em função do deslizamento e deslocamento devido à deformação cisalhante da areia).	Sistema e execução complicados. Dificuldade em preparar uma massa uniforme de areia na forma de anel. Dificuldade em promover uniformemente o acabamento da rugosidade superficial do anel de metal.

Tabela 4.2 – Ângulo de atrito δ na interface areia-aço, para diferentes rugosidades da superfície de aço e valores de tensão normal ao plano de ruptura (POTYONDY, 1961).

Areia "seca" compacta (D_r = 66%)						
Tensão normal	~ 50 kN/m²			~ 150 kN/m²		
Material	ϕ	δ	δ/ϕ	ϕ	δ	δ/ϕ
Aço liso	44º 30'	24º 30'	0,543	43º 30'	24º 00'	0,550
Aço rugoso	44º 30'	34º 00'	0,765	43º 30'	33º 40'	0,780

Areia saturada compacta (D_r = 66%)						
Tensão normal	~ 50 kN/m²			~ 150 kN/m²		
Material	ϕ	δ	δ/ϕ	ϕ	δ	δ/ϕ
Aço liso	39º 00'	24º 50'	0,640	37º 00'	23º 30'	0,640
Aço rugoso	-	-	-	-	-	-

Tabela 4.3 – Valores recomendados para ângulo de atrito δ na interface areia-aço (POTYONDY, 1961).

Areia compacta		
Material	"Seca"	Saturada
	δ/ϕ	
Aço liso	0,54	0,64
Aço rugoso	0,76	0,80

KISHIDA & UESUGI (1987) estudaram o ângulo de atrito δ na interface areia-aço, com base em aparato de cisalhamento simples (*simple shear*) e de ensaio de cisalhamento direto (*direct shear*). Os autores analisaram a influência de diferentes valores de rugosidade da superfície de aço e do tamanho médio dos grãos (D_{50}) no ângulo de atrito δ. Como resultado do referido estudo, foi obtida a figura 4.1.

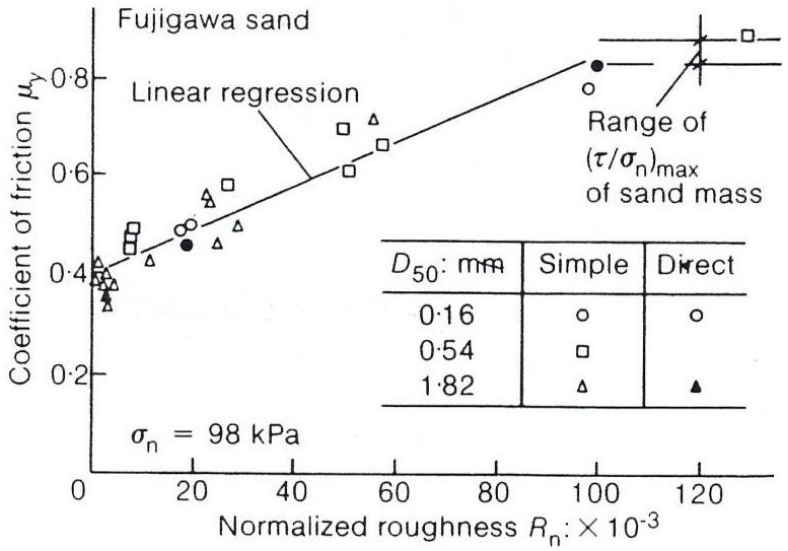


Figura 4.1 – Coeficiente de atrito na interface areia-aço, para diferentes valores de rugosidade normalizada (KISHIDA & UESUGI, 1987).

Para obtenção do o ângulo de atrito δ a partir da figura 4.1, são consideradas as seguintes definições:

- μ_y = coeficiente de atrito na interface areia-aço;
- R_n = rugosidade normalizada;
- D_{50} = diâmetro abaixo do qual se situam 50%, em peso, dos grãos, também conhecido tamanho médio das partículas sólidas;
- τ = tensão cisalhante média na interface areia-aço;
- σ_n = tensão normal média na interface areia-aço.

A rugosidade normalizada (R_n) é calculada através da seguinte expressão:

$$R_n = \frac{R_{máx}\,(L = D_{50})}{D_{50}} \qquad (4.1)$$

onde: $R_{máx}$ = altura máxima do perfil de superfície (figura 4.2);
L = extensão do perfil de superfície (figura 4.2);
D_{50} = diâmetro abaixo do qual se situam 50%, em peso, dos grãos, também conhecido como tamanho médio das partículas sólidas.

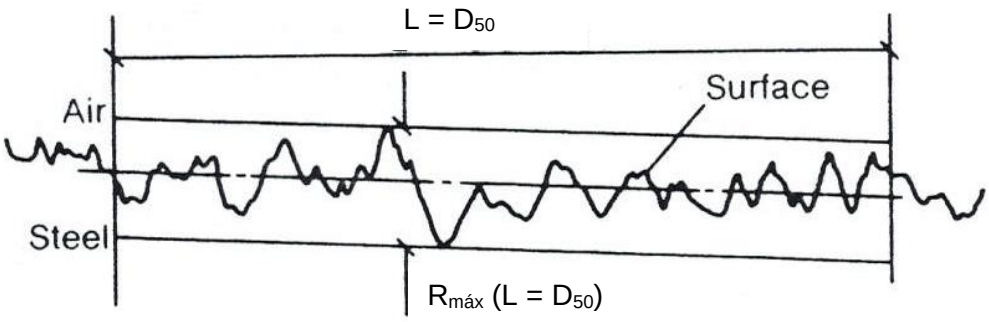


Figura 4.2 – Avaliação da rugosidade da superfície (KISHIDA & UESUGI, 1987).

Analisando-se a figura 4.1, percebe-se que o ângulo de atrito δ na interface areia-aço aumenta com o acréscimo da rugosidade da superfície de aço e com o decréscimo do tamanho médio dos grãos, bem como apresenta limites superior e inferior em torno de 22º e 40º, respectivamente.

EVERTON (1991) estudou a influência da compacidade, da rugosidade da superfície de aço, do tamanho médio dos grãos (D_{50}) e da tensão efetiva normal ao plano de ruptura (σ'_n) no ângulo de atrito δ na interface solo-aço, com base em aparato de ensaio de

cisalhamento direto (*direct shear*). Como resultado, o autor elaborou os gráficos mostrados nas figuras 4.3 e 4.4.

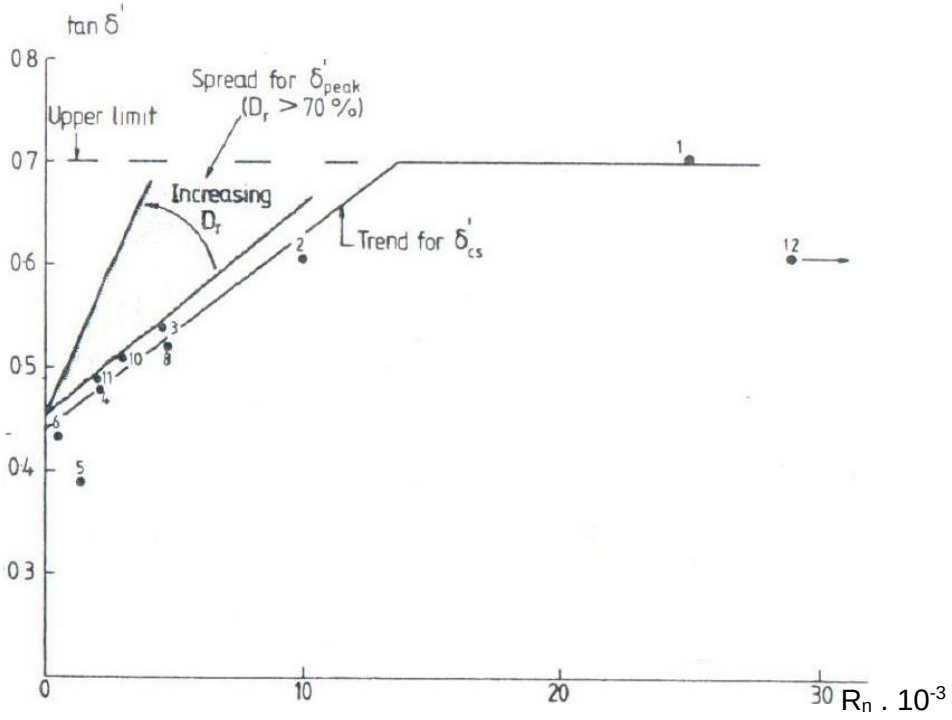


Figura 4.3 – Ângulo de atrito δ na interface solo-aço, para diferentes valores de rugosidade normalizada (R_n) e de densidade relativa (D_r), considerando-se a tensão efetiva normal ao plano de ruptura (σ'_n) igual a 100 kN/m²: os solos 2 ao 11 são areias (EVERTON, 1991).

Analisando-se a figura 4.3, percebe-se que o ângulo de atrito δ na interface areia-aço aumenta com o acréscimo da densidade relativa (D_r), para valores desta acima de aproximadamente 70%, atingindo, por consequência, valores de ângulo de atrito de pico (δ_{peak}). O ângulo de atrito δ apresenta limites superior e inferior em torno de 24º e 35º, respectivamente. O ângulo de atrito a volume constante na interface areia-aço (δ_{cv}) aumenta com o acréscimo da rugosidade da superfície de aço e com o decréscimo do tamanho médio dos grãos. Segundo EVERTON (1991), δ_{cv} independe de D_r.

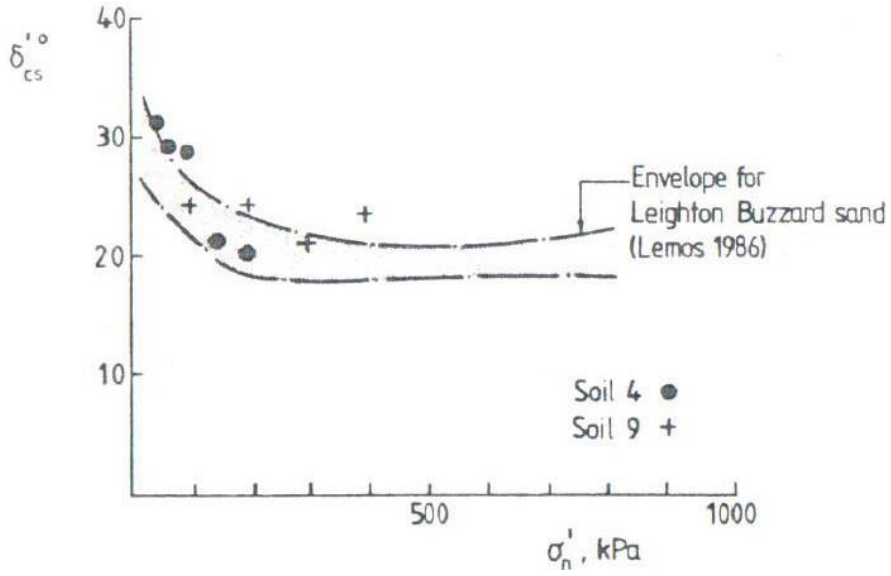


Figura 4.4 – Ângulo de atrito a volume constante na interface areia-aço (δ_{cv}; o autor chama este parâmetro de δ_{cs}, onde o termo "cs" corresponde ao estado crítico), para diferentes valores de tensão efetiva normal ao plano de ruptura (σ'_n), em três solos distintos (EVERTON, 1991).

Analisando-se a figura 4.4, nota-se que o ângulo de atrito a volume constante na interface areia-aço (δ_{cv}) aumenta com o decréscimo da tensão efetiva normal ao plano de ruptura. Na areia de Leighton Buzzard e no solo 4, foi identificada uma forte influência da tensão efetiva normal ao plano de ruptura no valor de δ_{cv}, contrastando, portanto, com as análises de POTYONDY (1961). O mesmo, no entanto, não ocorreu com o solo 9, para o qual foi observada pouca ou nenhuma influência.

De acordo com C.U.R. (2001), em projetos rotineiros, o ângulo de atrito δ na interface areia-aço tem sido frequentemente assumido como um valor constante, igual a 29º.

HAN *et al.* (2018) estudaram o efeito da geometria dos grãos (tamanho e forma), da rugosidade da superfície de aço e da distribuição granulométrica no ângulo de atrito δ na interface areia-aço, com base em aparato de ensaio de cisalhamento direto (*direct shear*). Os referidos autores chegam às seguintes conclusões:

- quanto menor o tamanho das partículas sólidas e mais angulosas ou alongadas o formato das mesmas, maior é o valor de δ;
- δ aumenta com o acréscimo da rugosidade da superfície de aço;
- para areias uniformes, é obtida a relação apresentada na figura 4.5;
- para areias bem graduadas, nas mesmas condições das areias uniformes supracitadas (rugosidade da superfície de aço e tamanho médio dos grãos), são

mobilizados ângulos de atrito a volume constante na interface areia-aço (δ_{cv}), chamados por estes autores de ângulos de atrito no estado crítico (δ_{cv}), menores do que aqueles obtidos para as areias uniformes.

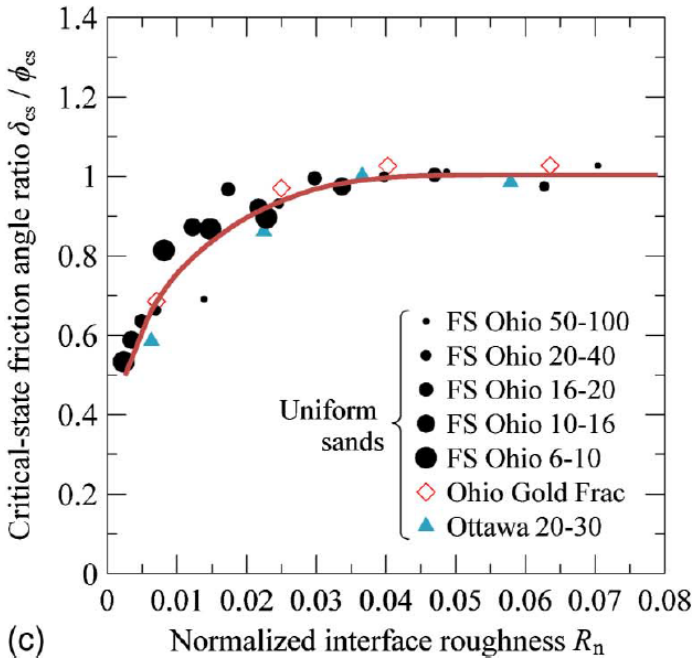


Figura 4.5 – Razão entre o ângulo de atrito a volume constante na interface areia-aço (δ_{cv}; os autores chamam este parâmetro de δ_{cs}, onde o termo "cs" corresponde ao estado crítico) e o ângulo de atrito a volume constante da areia (ϕ_{cv}) *versus* rugosidade normalizada (R_n), para diferentes areias uniformes (HAN *et al.*, 2018).

CAPÍTULO 5

A CÂMARA DE CALIBRAÇÃO DA UFRJ

A câmara de calibração da UFRJ está instalada na COPPE e foi cedida pelo NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*).

De acordo com CHAPMAN (1974), há dois tipos de câmara de calibração: as de paredes rígidas e as de paredes flexíveis. O primeiro tipo impõe a condição de deformação lateral nula ao corpo de prova em seu interior, enquanto o segundo visa fornecer ao corpo de prova rigidez radial equivalente àquela que o corpo de prova teria caso este fosse uma massa infinita de solo.

Os ensaios geotécnicos realizados em câmaras de calibração de paredes rígidas são mais lentos e onerosos, visto que as dimensões destas câmaras de calibração devem ser grandes o suficiente para que o efeito de fronteira não influencie os resultados dos mesmos. Este procedimento não é necessário em ensaios geotécnicos realizados em câmaras de calibração de paredes flexíveis. Estas podem ter dimensões muito menores e, mesmo assim, fornecer resultados compatíveis com ensaios de campo (CHAPMAN, 1974). Inclusive, segundo HOLDEN (1971), as condições de contorno de câmaras de calibração de paredes flexíveis têm se mostrado mais próximas das de campo do que as de câmaras de calibração de paredes rígidas.

A câmara de calibração da UFRJ apresenta paredes flexíveis, pesa cerca de 13 kN, quando vazia, e comporta um corpo de prova cilíndrico de areia com diâmetro de 1,21 m e altura de 1,47 m (volume útil em torno de 1,7 m^3). A figura 5.1 mostra um esquema da mesma.

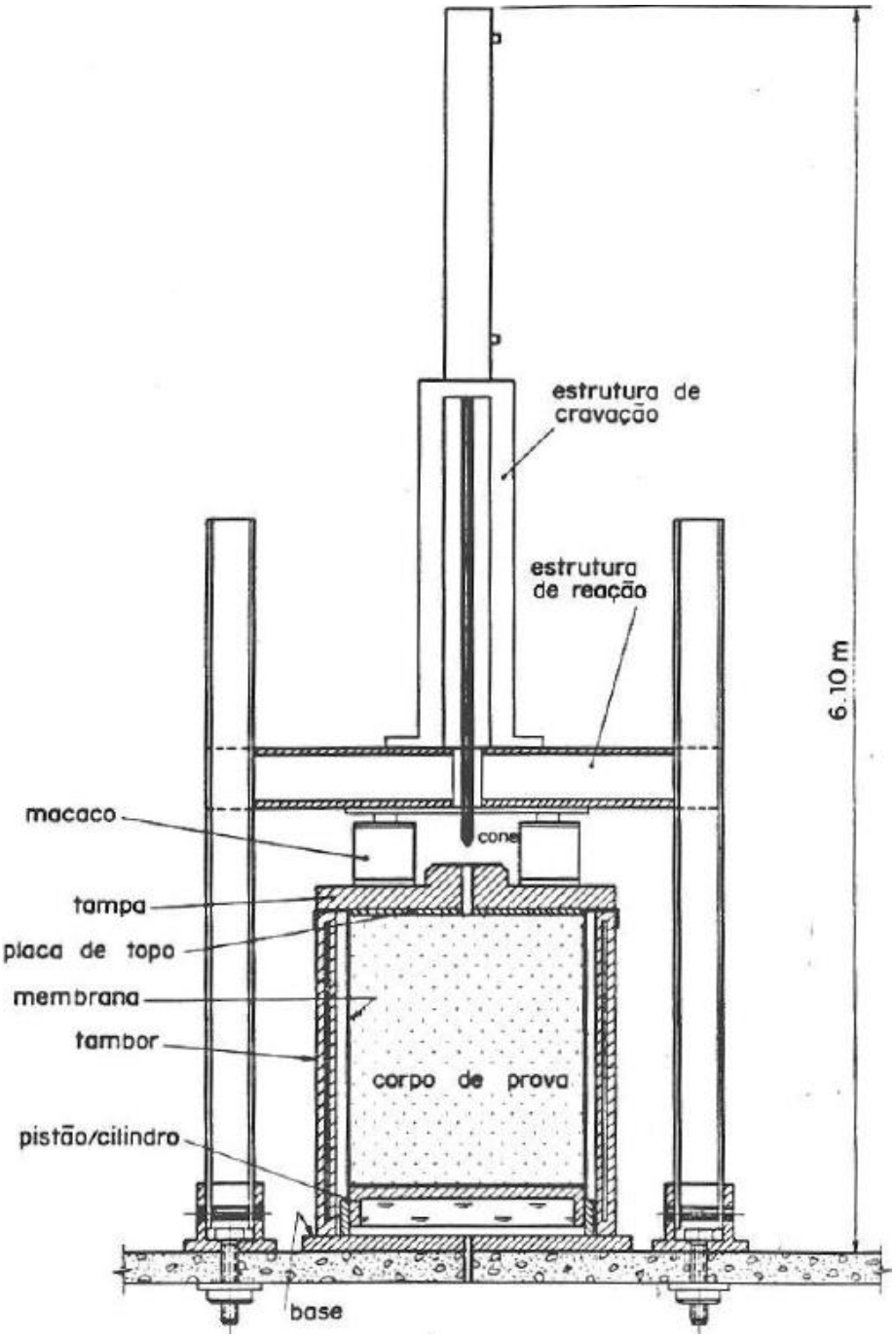


Figura 5.1 – Esquema da câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ (SANTANA, 2015).

5.1. COMPONENTES DA CÂMARA DE CALIBRAÇÃO NGI-COPPE/UFRJ

A câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ é composta de 6 componentes básicos (ZOHRABI, 1993):

a) Base;

b) Pistão e cilindro;

c) Tambor;

d) Membranas;
e) Placa de topo;
f) Tampa e estrutura de reação.

Tais componentes estão ilustrados na figura 5.1, apresentada anteriormente, e, com mais detalhes, na figura 5.2.

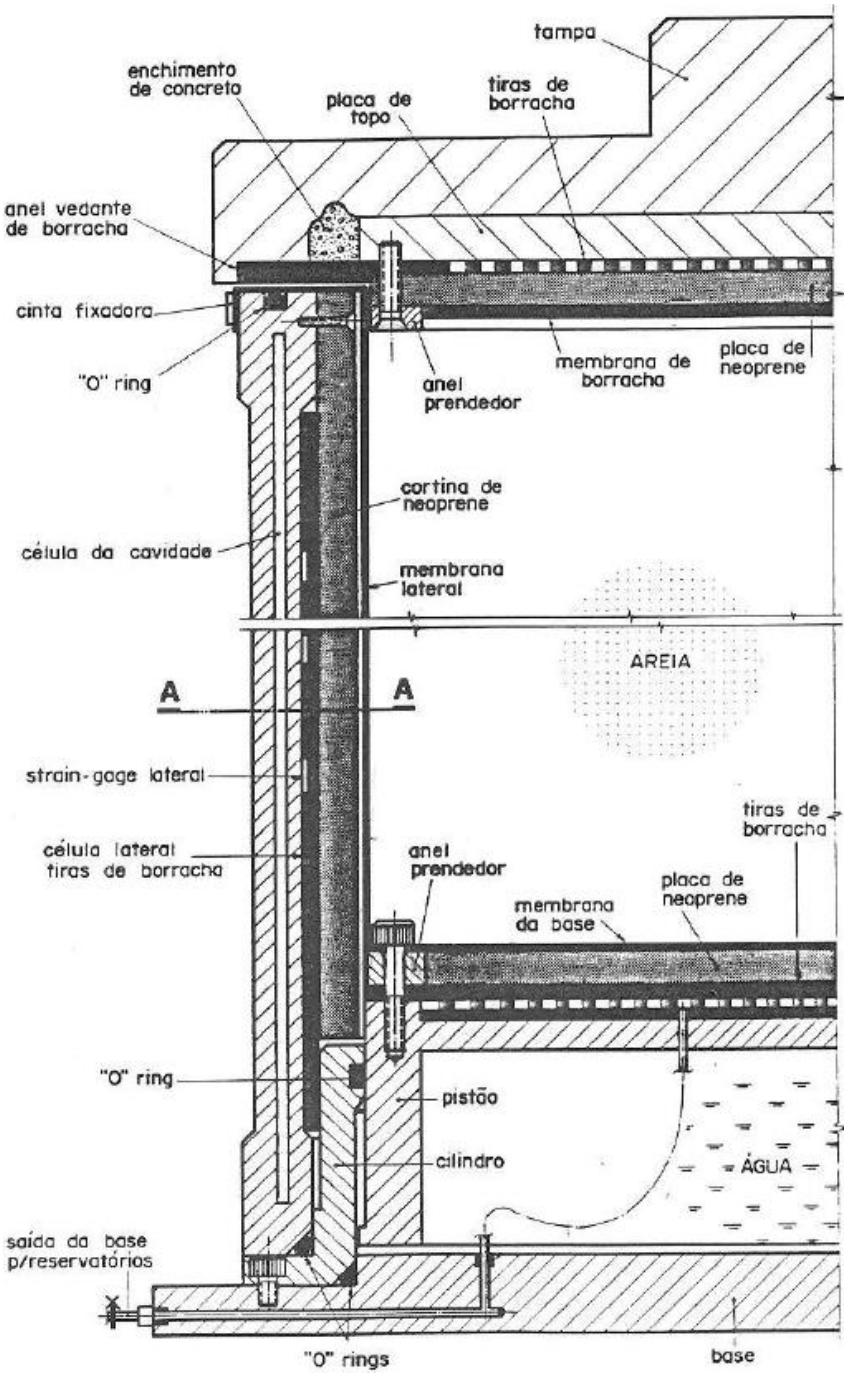


Figura 5.2 – Detalhe dos componentes da câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ (adaptada de ZOHRABI, 1993).

5.1.1. Base

A base da câmara de calibração consiste em uma placa circular de aço com 40 mm de espessura, conforme mostrado na figura 5.3.

Figura 5.3 – Base da câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ (SANTANA, 2015).

5.1.2. Pistão e cilindro

Sobre a base da câmara de calibração está fixado um cilindro de aço em cujo interior um pistão de aço inoxidável com curso de 115 mm pode se deslocar livremente. Na parte interna do cilindro, acompanhando sua revolução, há um sulco e um chanfro em suas partes superior e inferior, respectivamente, sendo que, em cada um destes, está colocado um anel de vedação, denominado *o-ring*, conforme ilustrado na figura 5.2, apresentada anteriormente.

O espaço compreendido entre a base da câmara de calibração e o pistão forma uma célula, conhecida como célula da base do pistão, que permite o carregamento axial do corpo de prova por meio de variação de pressão na água que a preenche. O deslocamento do pistão é controlado com base no volume de água injetado ou expulso da célula da base do pistão.

As figuras 5.4 a 5.6 mostram, respectivamente, o cilindro, o pistão e o conjunto constituído de base da câmara de calibração, cilindro e pistão.

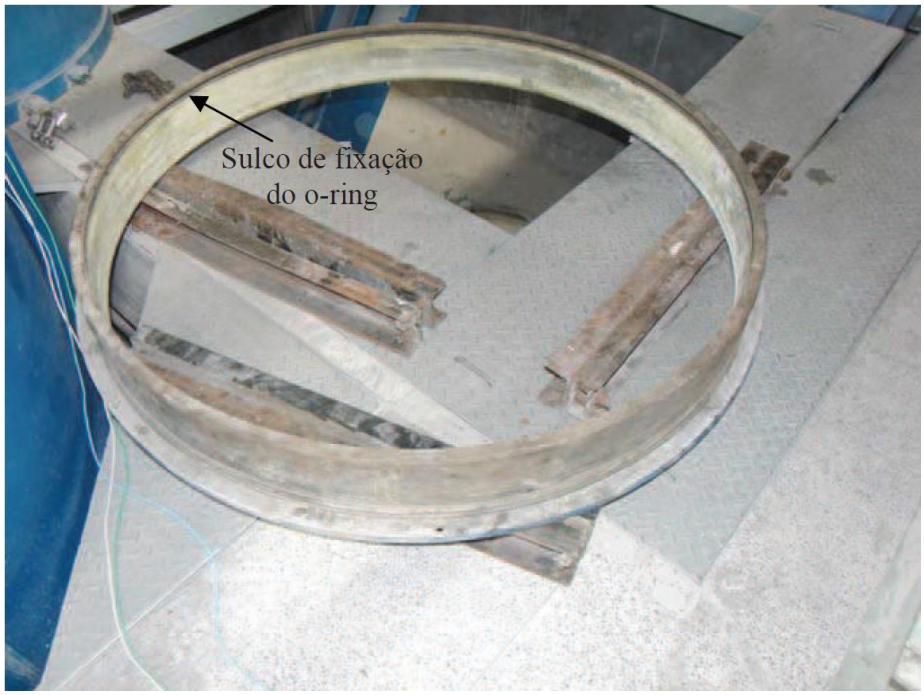


Figura 5.4 – Cilindro da câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ (SANTANA, 2015).

Figura 5.5 – Pistão da câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ (SANTANA, 2015).

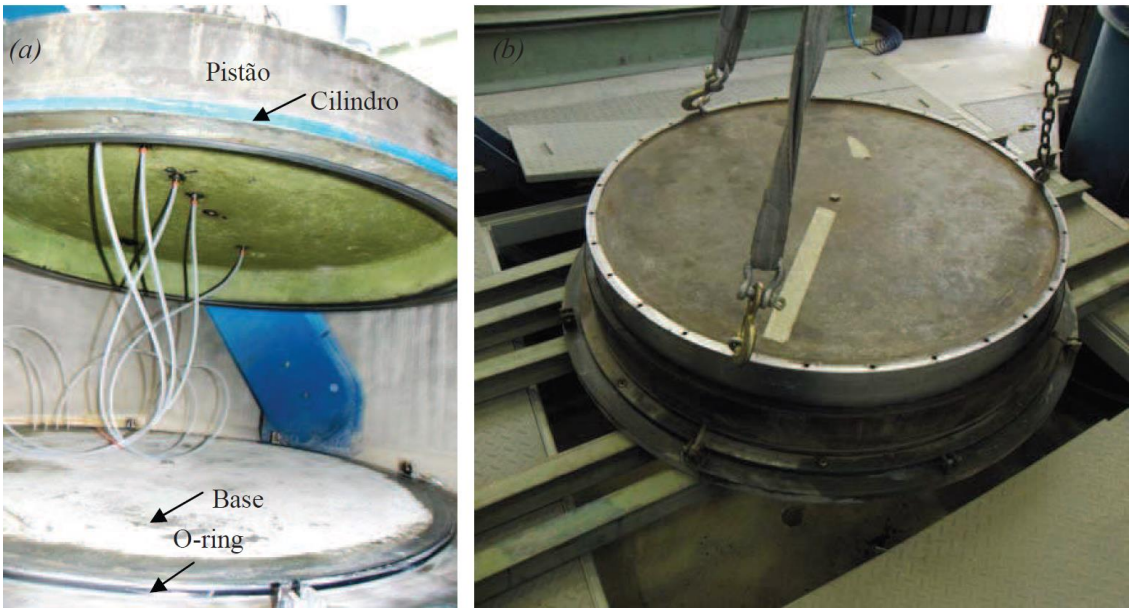


Figura 5.6 – Conjunto da câmara de calibração constituído de base da câmara de calibração, cilindro e pistão: (a) durante a montagem e (b) após a montagem (SANTANA, 2015).

5.1.3. Tambor

O corpo de prova é envolvido por duas paredes cilíndricas e coaxiais, constituídas de uma chapa de aço com 6,5 mm de espessura (cada) e separadas entre si por uma célula, chamada de célula de cavidade. O deslocamento lateral médio do corpo de prova pode ser estimado com base no volume de água injetado ou expulso desta célula (figura 5.2, apresentada anteriormente).

As duas paredes cilíndricas e coaxiais encontram-se unidas entre si na base e no topo por meio de dois anéis metálicos, sendo que um destes é soldado na base das mesmas e o outro, no topo, formando, assim, o corpo do tambor. Neste, acompanhando sua revolução, há um sulco e um chanfro em suas partes superior e inferior, respectivamente, sendo que, em cada um destes, está colocado um *o-ring*, conforme ilustrado na figura 5.2, apresentada anteriormente.

Na face interna da parede cilíndrica de menor diâmetro (parede interna), estão fixadas tiras de borracha com seção transversal de 6 x 6 mm dispostas na direção vertical e espaçadas entre si 14 mm entre eixos. Estas tiras têm como função fornecer ao corpo de prova rigidez radial equivalente àquela que o corpo de prova teria caso este fosse

uma massa infinita de solo. A rigidez e as dimensões de tais tiras foram determinadas experimentalmente, tomando como referência a areia de Hokksund[1].

Uma cortina de neoprene com 19 mm de espessura promove a separação entre as tiras de borracha e uma membrana de neoprene com 2 mm de espessura, em formato cilíndrico de base e topo abertos, denominada membrana lateral. Esta cortina tem como objetivo uniformizar a distribuição de tensões nas laterais do corpo de prova e servir de molde para este sem risco de danificar a membrana lateral. O espaço compreendido entre a face interna da parede cilíndrica de menor diâmetro (parede interna) e a membrana lateral forma uma célula, conhecida como célula lateral, que permite alteração da tensão lateral atuante no corpo de prova por meio de variação de pressão na água que a preenche.

As figuras 5.7 e 5.8 apresentam os componentes do tambor supracitados.

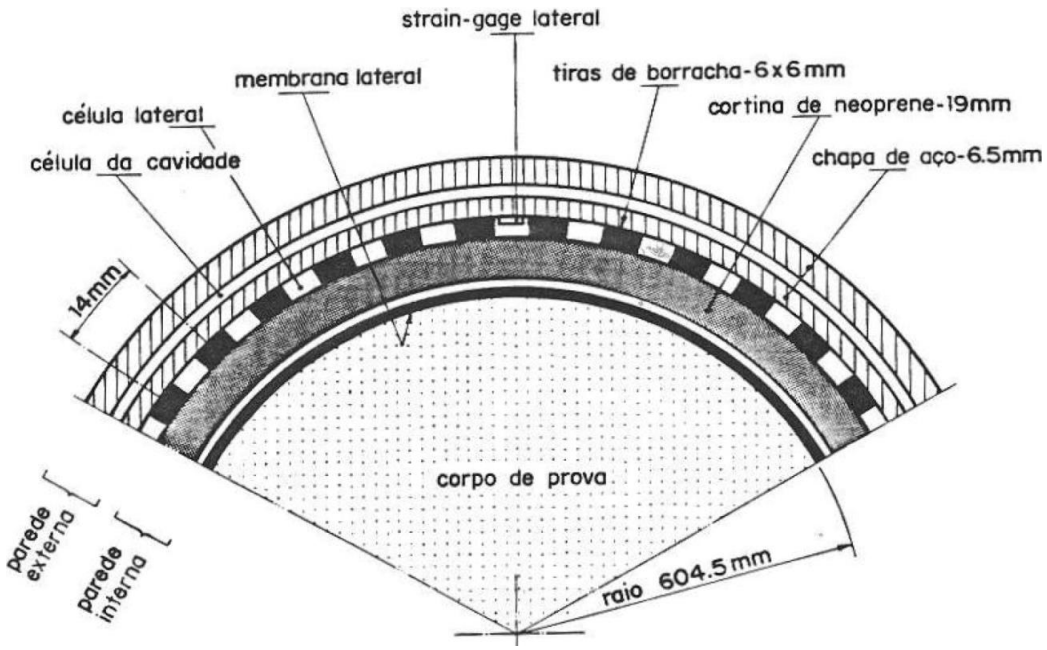


Figura 5.7 – Corte A-A da figura 5.2, apresentada anteriormente, mostrando detalhe das fronteiras laterais da câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ (SANTANA, 2015).

[1] A areia de Hokksund, na Noruega, é uma das mais ensaiadas em câmara de calibração. Trata-se de uma areia constituída predominantemente de feldspato (em maior quantidade) e quartzo, com presença de mica, fina a média, uniforme e com grãos subangulares.

5.1.5. Placa de topo

A placa de topo é constituída de madeira dura e visa transferir para a tampa da câmara de calibração o carregamento imposto ao corpo de prova. A membrana lateral é vedada na placa de topo, com o intuito de evitar que o corpo de prova receba umidade da célula lateral (figura 5.2, apresentada anteriormente).

Há uma placa circular de neoprene com 19 mm de espessura sobre os *base pockets* e outra sob as tiras de borracha situadas na fronteira de topo da câmara de calibração, fixada na placa de topo por meio de parafusos. A placa de neoprene superior apresenta um orifício central destinado à realização de ensaios de cravação. Ambas as placas de neoprene têm a função de uniformizar a distribuição de tensões e servir de molde para o corpo de prova, sem risco de danificar a membrana de base e a membrana de borracha que fica em contato com o topo do corpo de prova (figura 5.12).

Figura 5.12 – Tampa da câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ (SANTANA, 2015).

5.1.6. Tampa e estrutura de reação

A tampa da câmara de calibração é constituída de uma placa rígida de metal e apresenta um orifício central destinado à realização de ensaios de cravação. A interface entre o topo do tambor e a tampa da câmara de calibração é selada por um anel de borracha,

conforme ilustrado na figura 5.2, apresentada anteriormente. A tampa da câmara, portanto, promove a vedação final da célula lateral.

O carregamento axial promovido pelo pistão pode superar o peso do corpo de prova, comprometendo, assim, a segurança do ensaio. Para evitar este problema, a tampa da câmara de calibração é conectada a uma estrutura de reação por meio de um par de macacos hidráulicos alimentados por um multiplicador hidráulico que automaticamente balanceia o carregamento. A estrutura de reação, que é basculante e ancorada no piso, também serve de apoio para o sistema de cravação (figura 5.13).

Figura 5.13 – Câmara de calibração NGI-COPPE/UFRJ montada para um ensaio de cravação.