

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

***COMPORTAMENTO DE TUBULÕES À CÉU ABERTO,
INSTRUMENTADOS, EM SOLO NÃO-SATURADO,
COLAPSÍVEL.***

TESE APRESENTADA À ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS - UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO,
COMO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO
DE DOUTOR EM GEOTECNIA.

**ENG° BENEDITO JOSÉ IMBIRIBA CARNEIRO, MSc.
ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ CARLOS ANGELO CINTRA.**

SÃO CARLOS (SP), DEZEMBRO DE 1999.

Dedicatória

Aos meus pais
Raimundo e Gersonita

Agradecimentos

A Deus pela graça que me concedeu de realizar este trabalho.

Ao Prof. José Carlos A. Cintra que orientou com mérito este trabalho, pela confiança em mim depositada, pela amizade, lealdade e pelo decisivo e incondicional apoio para superar os inúmeros obstáculos surgidos no decorrer deste doutorado, meu sincero muito obrigado.

Ao Eng^o Sandro Lemos Machado, pela importante contribuição de sua tese ao desenvolvimento do complexo assunto de aplicação dos conceitos de solo não-saturado a este trabalho, mais ainda pela amizade e trabalho conjunto desenvolvido.

Aos amigos Eng^{os}. Nilton de Souza Campelo e Marcos dos Santos Malta pela importante contribuição e apoio na implantação e desenvolvimento da parte experimental deste trabalho de longa jornada.

As amigas Eng^{as}. Míriam de Fátima Carvalho Machado e Míriam Gonçalves Miguel pela colaboração, companhia e amizade altruista ao longo de minha jornada por São Carlos.

Ao Prof. Toshiaki Takeya do Depto. de Estruturas pela valiosa e permanente ajuda.

Ao Prof. Nelson Aoki pela colaboração e amizade.

Aos Eng^{os} Floriano Medeiros de Andrade Lima, Yuri Jatobá Costa, Mauro Menegotto, Paulo César Lodi e Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis pela amizade e colaboração no desenvolvimento das provas de carga.

Aos amigos Antonio Belicanta, Wilson Conciani e Roseli, Antenor Paraguassu, Paulo César Burgos, Ronaldo Lima Gomes e Larissa, José Carlos Fernandes, Eduardo Collares e Carina, Sayonara Brederode, Juciara Leite, Marcelo Nagano, Juliano Souza, Marcos Manechini, Cintia Laport, Paula Distéfano, Rosângela Sgobbe e todos demais que partilharam comigo sua amizade ao longo destes anos, meu muito obrigado.

A todos os Professores do Depto. de Geotecnia José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, Orencio Monje Vilar, João Batista Nogueira, Antenor Braga Paraguassu, José Eduardo Rodrigues, Tarciso Barreto Celestino, Airton Bortolucci,

Benedito de Souza Bueno, Gene Stancati e Osni Pejon, que direta ou indiretamente muito colaboraram com o aprimoramento dos meus conhecimentos, meus sinceros agradecimentos.

Ao responsável pelo setor de informática do Depto. de Geotecnia, meu amigo Dr. Herivelto Moreira dos Santos, faço uma justa homenagem e especial agradecimento pela amizade, colaboração, dedicação e excepcional desempenho em suas atividades, fundamentais para o êxito dos trabalhos da pós-graduação.

As secretárias Maristela Batissaco e Regina Dibo, pelos inúmeros pedidos que graciosamente atenderam e que permitiram agilizar muitas necessidades deste trabalho, meus sinceros agradecimentos.

As bibliotecárias Silvia Svezut, Helena Gonçalves e Fabiana, agradeço pela permanente colaboração.

Aos funcionários do Depto. de Geotecnia Antônio Garcia, Antônio Clariel, José Luiz Guerra, Benedito Oswaldo de Souza, Décio e Oscar pela inestimável colaboração.

A FAPESP, *sui generis* agência financiadora deste projeto, modelo exemplar para o desenvolvimento da pesquisa, meu muito obrigado.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iii
LISTA DE SÍMBOLOS.	v
RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
1. INTRODUÇÃO.	01
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.	05
2.1. Água no Solo.	05
2.2. Conceitos sobre Água no Solo.	05
2.3. Teor de Umidade.	06
2.4. Retenção de Umidade	07
2.5. Retenção da Umidade do Solo, na Prática.	11
2.6. Condutividade Hidráulica no Campo.	12
2.6.1. Fluxo Saturado.	13
2.6.2. Fatores que Exercem Influência na Condutividade Hidráulica dos Solos Saturados.	15
2.6.3. Fluxo Não-Saturado nos Solos.	16
2.6.4. Fatores que Exercem Influência sobre os Fluxos Não-Saturados.	16
2.7. Instrumentação da Umidade <i>in situ</i> / e do Avanço da Frente de Infiltração.	16
2.8. Solos Colapsíveis.	19
2.9. Capacidade de Carga em Fundações.	19
2.9.1. Métodos Empíricos.	20
2.9.2. Métodos Semi-Empíricos.	22
2.9.3. Métodos Teóricos.	22
2.9.4. Provas de Carga.	25
2.10. Instrumentação de Fundações.	28
2.11. Interpretação dos Resultados da Instrumentação.	30
2.12. Transferência de Carga.	35
2.13. Análise das Curvas de Transferência de Carga.	44
2.14. Considerações sobre Comportamento de Tubulões.	44

2.15. Considerações sobre Resistência de Ponta.	45
2.16. Considerações sobre Atrito Lateral.	46
2.17. Recalque.	46
3. IMPLANTAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES.	50
3.1. HISTÓRICO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES DA USP/SÃO CARLOS.	50
3.2. GEOLOGIA LOCAL.	51
3.3. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS REALIZADAS EM CAMPO.	53
3.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIOS PARA APLICAÇÃO DOS CONCEITOS DE SOLOS NÃO-SATURADOS.	56
3.5. ENSAIOS TRIAXIAIS.	62
3.6. IMPLANTAÇÃO DA 3ª ETAPA.	71
3.7. TUBULÕES A CÉU ABERTO.	77
3.8. INSTRUMENTAÇÃO: <i>Strain-gages e Tell-tales</i>	82
4. MÉTODOS E PROCEDIMENTOS ADOTADOS NAS PROVAS DE CARGA.	84
4.1. ENSAIOS NA UMIDADE NATURAL.	85
4.2. ENSAIO COM INUNDAÇÃO PRÉVIA.	86
5. MATERIAIS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.	87
5.1. PROVAS DE CARGA.	87
5.2. INSTRUMENTAÇÃO.	90
6. PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DOS TUBULÕES UTILIZANDO OS CONCEITOS CONVENCIONAIS E NÃO-SATURADOS APLICADOS À MECÂNICA DOS SOLOS.	94
6.1. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ESTÁTICA DOS TUBULÕES.	95
6.1.1. MÉTODOS DA PRÁTICA BRASILEIRA.	96
6.1.2. FÓRMULAS EMPÍRICAS OU “PRESCRIÇÕES DE BOLSO” (MELLO (1975)).	99
6.1.3. FÓRMULAS TEÓRICAS.	99
6.1.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-SATURADA.	100
6.2. PREVISÃO DE RECALQUE DOS TUBULÕES.	107

6.3. CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS DE REAÇÃO.	113
7. RESULTADOS OBTIDOS.	116
7.1. PROVAS DE CARGA NOS TUBULÕES: SITUAÇÃO INICIAL E PROBLEMAS QUE CAUSARAM REPETIÇÕES DOS ENSAIOS.	116
7.2. GRÁFICOS DAS PROVAS DE CARGA NOS TUBULÕES.	124
7.3. INSTRUMENTAÇÃO E TRANSFERÊNCIA DE CARGA.	133
7.4. GRÁFICOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.	137
7.5. VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS TUBULÕES NOS SUCESSIVOS CARREGAMENTOS.	191
8. ANÁLISES DOS RESULTADOS.	197
8.1. CAPACIDADE DE CARGA.	197
8.1.1. TRANSFERÊNCIA DE CARGA NOS TUBULÕES.	197
8.1.1.1. TUBULÕES EM SOLO INUNDADO.	198
8.1.1.2. TUBULÕES EM SOLO NÃO-SATURADO E REENSAIADOS COM PRÉ-INUNDAÇÃO POR 48h.	200
8.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO NÃO-SATURADO.	205
8.3. MÉTODOS EMPÍRICOS.	211
8.4. MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.	213
8.5. MÉTODO DAS DUAS RETAS.	215
8.6. COLAPSIBILIDADE.	219
8.7. ESTIMATIVA DE RECALQUE	221
9. MODELAGEM NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE CAMPO A PARTIR DE DADOS OBTIDOS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO.	222
10. CONCLUSÕES.	229
10.1. PROVAS DE CARGA.	229
10.2. CAPACIDADE DE CARGA.	229
10.3. COLAPSIBILIDADE POR EFEITO DA INUNDAÇÃO.	231
10.4. INSTRUMENTAÇÃO.	231
10.5. SISTEMA DE REAÇÃO.	232
10.6. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO UTILIZANDO CONCEITOS DE SOLOS NÃO-SATURADOS.	232
10.7. RECALQUES.	232

10.8. CARGA RESIDUAL.	233
10.9. SIMULAÇÃO NUMÉRICA.	233
11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	234
12. ANEXOS	246

LISTA DE FIGURAS E GRÁFICOS.

Figura 2.4.1.(a). Esquema de volume de solo mostrando que $\Theta = h$ quando $S=1$. (REICHARDT, 1993).	08
Figura 2.4.1.(b). Representação esquemática de uma integral definida. (REICHARDT, 1993).	10
Figura 2.4.1.(c). Representação esquemática da determinação gráfica do armazenamento de água no perfil de solo. (REICHARDT, 1993).	10
Figura 2.4.1.(d). Determinação gráfica do armazenamento pelo método trapezoidal. (REICHARDT, 1993).	11
Figura 2.5.1.(a). Fluxo saturado (percolação) em uma coluna de solo. (BRADY, 1984).	14
Figura 2.5.1.(b). Comparação do processo de infiltração em areia e argila. (BRADY, 1984).	14
Figura 2.6.2. Correlação entre condutividade hidráulica e umidade volumétrica no solo. (BRADY, 1984).	15
Figura 2.8. Esquema de Sonda de Nêutrons para medida de umidade em solo.	18
Figura 2.9.3.1. Modelos da superfície de ruptura para fundação superficial.	24
Figura 2.9.3.2. Modelos de superfície de ruptura para fundação profunda.	24
Figura 2.9.4.1a/b. Sistemas de reação usuais em provas de carga.	27
Figura 2.10.1. Detalhe da instrumentação (<i>tell-tales</i> e <i>strain-gages</i>) instalada em estaca pré-moldada de concreto. NIYAMA & AZEVEDO JR. (1990).	30
Figura 2.11.1. Detalhe da seção dz, submetida às tensões atuantes. COSTA NUNES & FERNANDES (1982)	31
Figura 2.11.2. Instalação dos extensômetros elétricos e a curva de transferência de carga. COSTA NUNES & FERNANDES (1982)	32
Figura 2.11.3. Detalhe da seqüência das barras instrumentadas (<i>strain-gages</i>), com destaque da barra 1, destinada a determinação do módulo de elasticidade (E) da estaca.	34
Figura 2.12.1. a) Detalhe da condição de equilíbrio do sistema estaca-solo; b) Detalhes indicativos da interpretação da curva carga-recalque, por regiões. VARGAS (1977)	35

Figura 2.12.2. Curvas carga-recalque obtidas a partir da separação do atrito lateral e resistência de ponta. VARGAS (1977).	36
Figura 2.12.3. Modelo de transferência de carga teórica, para as situações mais correntes, à compressão, para estacas: flutuante, ponta e atrito e ponta. VARGAS (1977).	36
Figura 2.12.5. Representação gráfica do sistema de transferência de carga. AOKI (1987).	
Figura 2.12.6. Transferência de carga em tubulões com utilização de <i>Tell-Tales</i> . BERBERIAN (1982).	40
Figura 2.12.7. Curva de transferência de carga em estacas por <i>tell-tales</i> . FONTOURA <i>et al.</i> (1982).	40
Figura 2.12.8. Curva de transferência de carga em estaca por <i>strain-gages</i> . FONTOURA <i>et al.</i> (1982).	41
Figura 2.12.10. Curvas de transferência de carga dos estágios aplicados no carregamento. CARVALHO (1991).	42
Figura 2.12.11. Gráfico de transferência de carga do atrito lateral em cada seção instrumentada. CARVALHO (1991).	42
Figura 2.12.12. Transferência de carga ao longo da profundidade. MANTILLA (1992).	43
Figura 2.12.13. Mobilização do atrito lateral nas seções instrumentadas. MANTILLA (1992).	43
Figura 2.17.1. Cálculo de recalque no topo de uma estaca, instalada em um meio semi-infinito, tendo como referência a posição do indeslocável.	49
Figura 3.1.1. Perfil geotécnico típico do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. CINTRA <i>et al.</i> (1991).	51
Figura 3.2.1. Cobertura Cenozóica no Interior do Estado de São Paulo. FÚLFARO & BJORNBERG (1993).	52
Figura 3.3.1. Perfil Geotécnico da 1a. Campanha de Investigação.	53
Figura 3.3.2. Perfil Geotécnico da 2a. Campanha de Investigação.	54
Figura 3.3.3. Perfil Geotécnico da 3a. Campanha de Investigação.	55
Figura 3.4.1. Curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3, 5 e 8m, em relação à superfície do terreno.	57

Figura 3.4.2. Variação da tensão vertical e da tensão de pré-adensamento com a profundidade (MACHADO, 1998).	59
Figura 3.4.3. Ensaios oedométricos com sucção controlada, para curvas $(e/e_o) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 8m (MACHADO, 1998).	59
Figura 3.4.4. Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 8,5m (MACHADO, 1998).	60
Figura 3.4.5. Curva Característica de Retenção de Umidade ajustados por Fredlund & Xing (1994). Profundidade de 2m (MACHADO, 1998).	61
Figura 3.4.6. Curva Característica de Retenção de Umidade ajustados por Fredlund & Xing (1994). Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).	61
Figura 3.4.7. Curva Característica de Retenção de Umidade ajustados por Fredlund & Xing (1994). Profundidade de 8m. (MACHADO, 1998).	62
Figura 3.5.1. Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade de 2m.	63
Figura 3.5.2. Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade de 5m.	63
Figura 3.5.3. Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade de 8m.	63
Figura 3.5.4. Envoltória para Pressão de Sucção $(u_a - u_w) = 40$ kPa na profundidade de 2m (MACHADO, 1998).	64
Figura 3.5.5. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 2m (MACHADO, 1998).	64
Figura 3.5.6. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 2m (MACHADO, 1998).	65
Figura 3.5.7. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 2m (MACHADO, 1998).	65
Figura 3.5.8. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).	65
Figura 3.5.9. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).	66
Figura 3.5.10. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).	66

Figura 3.5.11. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).	66
Figura 3.5.12. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 8m (MACHADO, 1998).	67
Figura 3.5.13. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 8m (MACHADO, 1998).	67
Figura 3.5.14. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 8m (MACHADO, 1998).	67
Figura 3.5.15. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 8m (MACHADO, 1998).	68
Figura 3.5.16. Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 2m (MACHADO, 1998).	68
Figura 3.5.17. Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 5m (MACHADO, 1998).	69
Figura 3.5.18. Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 8m (MACHADO, 1998).	69
Figura 3.5.19. Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 2m (MACHADO, 1998).	70
Figura 3.5.20. Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 5m (MACHADO, 1998).	70
Figura 3.5.21. Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 8m (MACHADO, 1998).	71
Figura 3.7.1. 3a. Etapa do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. No Detalhe (retângulo) Estão Apresentados os Tubulões Ensaçados e as Estacas de Reação Utilizadas para a Realização das Provas de Carga.	78
Figura 3.7.2. Detalhes da geometria e instrumentação dos Tubulões com bases alargadas.	79
Figura 3.7.3. Detalhes da geometria e instrumentação dos Tubulões sem bases alargadas.	80

Figura 3.7.4. Corte em planta dos sistemas de instrumentação nos fustes dos tubulões (situação sem escala).	81
Gráfico 6.2.1. Curvas teóricas de carga-recalque, método AOKI-LOPES (1975), para Tubulões Sem Base Alargada.	109
Gráfico 6.2.2. Curvas teóricas de carga-recalque, método AOKI-LOPES (1975), para Tubulões com Base Alargada.	110
Gráfico 6.2.3. Curvas teóricas de carga-recalque, Método Espriamento, Tubulão Com Base Alargada.	111
Gráfico 6.2.4. Curvas teóricas de carga-recalque, Método do Espriamento, Tubulão Sem Base Alargada.	112
Figura 7.1.1. Variação dos índices de compressão e recompressão com a profundidade. (MACHADO, 1998).	121
Figura 7.1.2. Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 8,5m (MACHADO, 1998).	121
Figura 7.1.3. Curva de variação do índice de recompressão em função da sucção. Todas as profundidades (MACHADO, 1998).	122
Figura 7.2.1. Tubulão 1 (T-1) com base alargada, ensaiado sob condição de pré-inundação de 48h.	126
Figura 7.2.2. Tubulão 2 (T-2) com base alargada, ensaiado sob condição de pré-inundação de 48h.	128
Figura 7.2.3. Tubulão 3 (T-3) sem base alargada, primeiramente ensaiado sob às condição de umidade natural e posteriormente com pré-inundação de 48h.	129
Figura 7.2.4. Tubulão 4 (T-4) sem base alargada, primeiramente ensaiado sob às condição de umidade natural e posteriormente novamente nas condições de umidade natural.	130
Figura 7.2.5. Tubulão 2 (T-2) com base alargada, ensaiado primeiramente na umidade natural e posterior reensaio com pré-Inundação por cava de superfície por 48h.	131
Figura 7.2.6. Tubulão 6 (T-6). Tubulão 6 (T-6) com base alargada. A 1a. Prova de carga realizada na umidade natural, foi interrompida devido a inundação acidental da cava, provocada por uma chuva rápida e de grande intensidade, quando o ensaio já se encontrava em seu 4o. estágio (600 kN) e apresentava	

recalque de 1mm.	132
Figura 7.3.1. Curvas Tensão – Deformação da 1ª Seção de Extensômetros Elétricos (-0,25m) dos Tubulões T-1 a T-6 (Seção de Referência - Superfície Desconfinada).	136
Figura 7.4.1. Variação do Módulo de Elasticidade (E) no Tubulão 5 (T-5) ensaiado no estado natural durante as provas de carga. No caso de se manter fixo o valor de E, observa-se uma divergência entre a carga aplicada e a carga lida. No caso de considerar um E que no nível de referência iguale o valor de carga aplicado, a relação apresentada é representada pela reta mais grossa com os pontos cheios (Carga Referência).	138
Figura 7.4.2. Variação do Módulo de Elasticidade (E) no Tubulão 5 (T-5) ensaiado no estado de solo pré-saturado durante as provas de carga. No caso de se manter fixo o valor de E, observa-se uma divergência bem maior que para o estado natural. No caso de considerar um E que no nível de referência iguale o valor de carga aplicado, a relação apresentada é representada pela reta mais grossa com os pontos cheios (Carga Referência).	139
Figura 7.4.3. Tubulão 1 (T-1) 4a. prova de carga em tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação carregamento com Pré-Inundação por 48h.	141
Figura 7.4.4. Parcelas de Carga do Tubulão 1 (T-1) na 4a. prova de carga. Estão representadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação carregamento com Pré-Inundação por 48h	142
Figura 7.4.5. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 1, durante o 4º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo Pré-Inundado por 48h.	143
Figura 7.4.6. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 1 na 4ª Prova de Carga. Solo Pré-Inundado por 48h.	144
Figura 7.4.7. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 4ª Prova de Carga com Solo Pré-Inundado por 48h.	145
Figura 7.4.8. Tubulão 2 (T-2) 2a. prova de carga e deformação elástica do fuste na situação de carregamento com Pré-Inundação por 48h.	146
Figura 7.4.9. Parcelas de Carga do Tubulão 2 (T-2) na 2a. Prova de Carga.	

Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação carregamento com Pré-Inundação por 48h.	147
Figura 7.4.10. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 2, durante o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo Pré-Inundado por 48h.	148
Figura 7.4.11. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 2 na 2ª Prova de Carga. Ensaio Pré-Inundado por 48h.	149
Figura 7.4.12. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 2ª Prova de Carga com Solo Pré-Inundado por 48h.	150
Figura 7.4.13. Tubulão 3 (T-3) 1a. prova de carga - tubulão sem base alargada e deformação elástica do fuste na situação de umidade natural.	151
Figura 7.4.14. Parcelas de Carga do Tubulão 3 (T-3) na 1a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação carregamento com umidade natureza Pré-Inundação por 48h	152
Figura 7.4.15. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 3, durante o 1º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Ensaio na Umidade Natural.	153
Figura 7.4.16. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 3 na 1ª Prova de Carga. Ensaio na Umidade Natural.	154
Figura 7.4.17. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 1ª Prova de Carga com Solo Natural.	155
Figura 7.4.18. Tubulão 3 (T-3) 2a. prova de carga - tubulão sem base alargada e deformação elástica do fuste na situação de recarregamento com Pré-Inundação por 48h.	156
Figura 7.4.19. Parcelas de Carga do Tubulão 3 (T-3) na 2a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação recarregamento com Pré-Inundação por 48h	157
Figura 7.4.20. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 3, após o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo com Pré-Inundação por 48h.	158
Figura 7.4.21. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 3 na 2ª Prova de Carga. Ensaio Pré-Inundado por 48h.	159

Figura 7.4.22. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 1ª Prova de Carga com Solo Pré-Inundado por 48h.	160
Figura 7.4.23. Figura 7.4.23. Tubulão 4 (T-4) 1a. prova de carga - tubulão sem base alargada e deformação elástica do concreto na situação de umidade natural.	161
Figura 7.4.24. Parcelas de Carga do Tubulão 4 (T-4) na 1a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação de Umidade Natural.	162
Figura 7.4.25. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 4, durante o 1º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Ensaio na Umidade Natural.	163
Figura 7.4.26. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 4 na 1ª Prova de Carga. Ensaio na Umidade Natural.	164
Figura 7.4.27. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 1ª Prova de Carga com Solo na Umidade Natural.	165
Figura 7.4.28. Tubulão 4 (T-4) 2a. prova de carga - tubulão sem base alargada e deformação elástica do fuste na situação de recarregamento na umidade natural.	166
Figura 7.4.29. Parcelas de Carga do Tubulão 4 (T-4) na 2a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação recarregamento na Umidade Natural.	167
Figura 7.4.30. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 4, durante o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Reensaio na Umidade Natural.	168
Figura 7.4.31. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 4 na 2ª Prova de Carga. Reensaio na Umidade Natural.	169
Figura 7.4.32. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 2ª Prova de Carga. Reensaio com solo na Umidade Natural.	170
Figura 7.4.33. Tubulão 5 (T-5) 1a. prova de carga - tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação de umidade natural.	171
Figura 7.4.34. Parcelas de Carga do Tubulão 5 (T-5) na 1a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação de Umidade Natural.	172

Figura 7.4.35. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 5, durante o 1º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo na Umidade Natural.	173
Figura 7.4.36. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 5 na 1ª Prova de Carga. Solo na Umidade Natural.	174
Figura 7.4.37. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 1ª Prova de Carga. Ensaio com solo na Umidade Natural.	175
Figura 7.4.38. Tubulão 5 (T-5) 2a. prova de carga - tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação de recarregamento com Pré-Inundação de 48h.	176
Figura 7.4.39. Parcelas de Carga do Tubulão 5 (T-5) na 2a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação Pré-Inundação por 48h.	177
Figura 7.4.40. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 5, durante o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo com Pré-Inundação por 48h.	178
Figura 7.4.41. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 5 na 2ª Prova de Carga. Solo com Pré-Inundação por 48h.	179
Figura 7.4.42. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 2ª Prova de Carga. Ensaio com solo Pré-Inundado por 48h.	180
Figura 7.4.43. Tubulão 6 (T-6) 2a. prova de carga - tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação de umidade natural.	181
Figura 7.4.44. Parcelas de Carga do Tubulão 6 (T-6) na 2a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação de solo na Umidade Natural.	182
Figura 7.4.45. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 6, durante o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo na Umidade Natural.	183
Figura 7.4.46. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 6 na 2ª Prova de Carga. Solo na Umidade Natural.	184
Figura 7.4.47. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 2ª Prova de Carga. Ensaio com solo na Umidade Natural.	185

Figura 7.4.48. Tubulão 6 (T-6) 3a. prova de carga - tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação de recarregamento com Pré-Inundação de 48h.	186
Figura 7.4.49. Parcelas de Carga do Tubulão 6 (T-6) na 3a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação de solo Pré-Inundado por 48h.	187
Figura 7.4.50. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 6, durante o 3º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo com Pré-Inundação por 48h.	188
Figura 7.4.51. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 6 na 3ª Prova de Carga. Solo com Pré-Inundação por 48h.	189
Figura 7.4.52. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 3ª Prova de Carga. Ensaio com solo Pré-Inundado por 48h.	190
Figura 7.5.1. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 1 (T-1) na 4a. Prova de Carga. Solo com Pré-Inundação por 48h.	191
Figura 7.5.2. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 2 (T-2) na 2a. Prova de Carga. Solo com Pré-Inundação por 48h.	192
Figura 7.5.3. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 3 (T-3) no 1º e 2º ensaio de Prova de Carga. Solo com Umidade Natural e Pré-Inundação por 48h, respectivamente. (Linha vermelha e bola cheia representa o 2º Carregamento.)	193
Figura 7.5.4. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 4 (T-4) no 1º e 2º ensaio de Prova de Carga. Solo com Umidade Natural nos dois casos. (Linha vermelha e bola cheia representa o 2º Carregamento.)	194
Figura 7.5.5. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 5 (T-5) no 1º e 2º ensaio de Prova de Carga. Solo com Umidade Natural e Pré-Inundação por 48h, respectivamente. (Linha vermelha e bola cheia representa o 2º Carregamento.)	195
Figura 7.5.6. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 6 (T-6) no 2º e 3º ensaio de Prova de Carga. Solo com Umidade Natural e Pré-Inundação por 48h, respectivamente. (Linha vermelha e bola cheia representa o 2º Carregamento.)	196
Figura 8.6.1. Leis ou Relações de Cambefort Modificadas. <i>Apud</i> (MASSAD & LAZO, 1998).	216
Figura 8.6.2. Curvas Teóricas de Carga-Recalque no Topo. <i>Apud</i> (MASSAD &	

LAZO, 1998).	216
Figura 8.6.3. Construção Gráfica para Determinação do Atrito Lateral na Ruptura (Alr) e da Carga Residual na Ponta (Ph).	217
Figura 9.1. Construção do perfil de umidade adotado para o solo. (MACHADO, 1998)	223
Figura 9.2. Tubulões pré-inundados com base alargada.	226
Figura 9.3. Tubulões pré-inundados sem base alargada.	226
Figura 9.4. Tubulão 3 (sem base alargada) – Umidade natural.	227
Figura 9.5. Tubulão 4 (sem base alargada) – Umidade natural.	227
Figura 9.6. Tubulão 5 (com base alargada) – Umidade natural.	228
Figura 9.7. Tubulão 6 (base alargada) – Umidade natural.	228

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.9.4.1. Provas de carga em estacas apiloadas ensaiadas a compressão. Detalhes para dispersão observada (CARNEIRO, 1994).	28
Tabela 3.4.1. Frações granulométricas constituintes dos solos.	51
Tabela 3.4.2. Valores de peso específico seco e umidade obtidos ao longo do perfil de coleta de blocos indeformados.	51
Tabela 3.4.3. Resultados dos ensaios de caracterização e compactação.	51
Tabela 3.4.4. Valores da pressão de pré-adensamento com o aumento da Pressão de Sucção.	60
Tabela 3.6.1. Resistência a Compressão Simples de Concreto: $f_{ck}=15\text{MPa}$. Sl. $11\pm 1\text{cm}$; Brita1.	77
Tabela 6.1.4.1. Resistência ao Cisalhamento Para Pressão de Sucção de 0 kPa.	100
Tabela 6.1.4.2. Resistência ao Cisalhamento Para Pressão de Sucção de 40 kPa.	102
Tabela 6.1.4.3. Resistência ao Cisalhamento Para Pressão de Sucção de 80 kPa.	103
Tabela 6.1.4.4. Resistência ao Cisalhamento Para Pressão de Sucção de 160 kPa.	105
Tabela 6.3.1. Previsão da Capacidade de Carga dos Trilhos.	114
Tabela 6.3.2. Estimativa da Capacidade de Carga Dinâmica das Estacas de Reação Tipo Trilho TR-68 (LIMA, 1999).	115
Tabela 7.2. Carga Máxima e seus Respectivos Recalques nos Tubulões das Provas de Carga Concluídas.	125
Tabela 8.4.1. Quinhões de Carga nos Tubulões de Base Alargada.	
Tabela 8.6.1. Método das Duas Retas - Informações obtidas graficamente.	
Tabela 8.6.2. Correlação entre os quinhões de carga de atrito lateral e base dos tubulões.	297 298
Tabela 8.8.1. Redução de Capacidade de Carga por Efeito da Colapsibilidade.	

LISTA DE FOTOS

Foto 01. Bate-estaca na etapa final da cravação das estacas de reação.	74
Foto 02. Equipamento de perfuração mecanizado dos fustes dos tubulões.	74
Foto 03. Armadura com os tubos de espera da instrumentação de <i>tell-tales</i> e <i>strain-gages</i> .	75
Foto 04. Lançamento da nata de cimento para instalação das linhas de strain-gages, segundo procedimento utilizado pelo IPT.	75
Foto 05. Estado final de instalação dos tubos de espera dos <i>tell-tales</i> e das linhas de <i>strain-gages</i> .	76
Foto 06. Concretagem final dos tubulões, onde se pode observar a armadura e a forma do bloco recebendo concreto.	76
Foto 7. Tubulão já concretado com os tubos de espera para <i>tell-tales</i> (tubo galvanizado) e das bainhas de protensão para os <i>strain-gages</i> .	83
Foto 8. Vista parcial da viga de reação.	88
Foto 9. Equipamentos de prova de carga em operação: viga de referência (laterais do bloco), relógios comparadores para acompanhar a evolução dos recalques, relógios comparadores sobre as hastes de <i>tell-tales</i> , cilindro hidráulico (“macaco”), célula de carga (sobre a placa amarela), rótula maciça (sobre a célula de carga) e placa de distribuição de carga.	89
Foto 10. Bomba elétrica de pressão tipo Yellow Power, aparelho de TDR e um dos quatro perfis inferiores do sistema de travamento da viga.	90
Foto 11. Detalhe da barra de <i>strain-gage</i> .	91
Foto 12. Processo de confecção das linha de strain-gage através de solda dos segmentos e espaçadores.	91
Foto 13. Sonda de TDR para terminação da umidade no solo.	92
Foto 14. Reforço nas Estacas de Reação tipo Trilho TR-68, executadas com bate-estaca tipo Strauss, com profundidade de 16m e com adição de expansor de argamassa na proporção de 0,5 e 1%, respectivamente, no primeiro e segundo lado da alma do trilho. (Na estaca danificada acrescentou-se mais uma estaca na “mesa”).	119
Foto 15. Vista do reforço da estaca de reação e do sistema de luvas. A	

esquerda do trilho as duas luvas soldadas (confeccionadas em aço 1030 e com comprimento de 180mm) de acordo com as informações contidas no item 7.2. A direita do trilho as luvas abandonadas.	124
---	-----

RESUMO.

Nesta tese foram avaliados o comportamento de tubulões a céu aberto, instrumentados, em solo não-saturado e colapsível. Para o desenvolvimento destes estudos foram executados seis tubulões instrumentados, com o objetivo de se obter a capacidade de carga e recalques, avaliar as curvas de transferência de carga, bem como a separação das parcelas de resistência da base e atrito lateral. Provas de carga na umidade natural e com inundação do solo através de cava de superfície foram realizadas para a quantificação da influência da variação da umidade na capacidade de carga e na colapsibilidade do solo. Os carregamentos aplicados nos tubulões foram do tipo lento (SML). Ensaio de campo e laboratório foram realizados para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo e acompanhamento da variação do teor de umidade *in situ* com vistas ao estudo da capacidade de carga com a utilização dos conceitos dos solos não-saturados. Simulações numéricas foram realizadas com a utilização do modelo proposto por MACHADO (1998) para prever o comportamento dos tubulões executados em solo não-saturado no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos.

ABSTRACT.

The performance of instrumented pier in unsaturated and collapsible soil was evaluated. In order to study it, six instrumented caissons were performed to obtain the bearing capacity, settlements, the load transfer curves, and the separation of the base resistance and skin friction. Static load test were carried out with natural and saturated soil conditions to quantify the influence of moisture on the behaviour of pier. Field and laboratory tests were performed to obtain the soil resistance parameters and moisture content variation “*in situ*” in order to study the bearing capacity using unsaturated soil concepts. Numerical simulations were carried out through the model proposed by MACHADO(1998) to predict the behaviour of pier built in unsaturated soil at the experimental field of foundations of USP/São Carlos.

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO.

Os tubulões a céu aberto representam o tipo de fundação empregado em cerca de 90% dos edifícios residenciais construídos em boa parte do interior do Estado de São Paulo. Tal predominância se explica pelo aspecto econômico e também porque se encontra um solo poroso que apresenta facilidade para escavação manual e, ao mesmo tempo, exibe estabilidade em cortes verticais.

Apesar dessa intensa utilização, que também ocorre em outras regiões do Brasil, ainda são raras as pesquisas sobre o comportamento de tubulões, para verificação da pressão admissível, da contribuição da parcela de resistência por atrito lateral, dos níveis de recalques correspondentes às cargas de serviço e, também, da influência da colapsibilidade do solo no comportamento do tubulão.

Para o desenvolvimento desta tese foram executados seis tubulões com comprimento de oito metros, com a base apoiada acima do nível d'água, embutida em areia argilosa (solo residual do Grupo Bauru) (-8m). A maior parte do fuste (6m) ficou inserido em areia argilosa laterítica (solo colapsível – Sedimentos Cenozóicos). A escavação dos fustes dos tubulões foi realizada mecanicamente com perfuratriz e a base alargada via trabalho manual.

Os tubulões executados apresentam fuste com diâmetro nominal de 0,60m, base de 1,50m e comprimento de 8m. A relação entre o diâmetro da base e o fuste é da ordem de 2,5. Foram instrumentados com extensômetros elétricos (*strain-gages*) nas cotas de 0,25, 1,90, 4,70, 6, 7 e 7,7m e extensômetros de haste (*tell-tales*), nas cotas de 1,90, 4,70, 7 e 7,80m. O bloco de coroamento foi executado em concreto armado, dimensionado de tal modo a não apresentar ruína para as cargas aplicadas. Em todas as peças estruturais foram utilizados concreto com slump 11 ± 1 e $f_{ck}=15\text{MPa}$.

Foram realizadas dezessete provas de carga, entre ensaios, reensaios previstos e reensaios ocorridos devido a problemas no sistema de reação, que se mostrou insuficiente para as necessidades operacionais dos ensaios (capacidade de carga), e a problemas de ordem estrutural (problemas no elo de ligação das estacas tipo trilho TR-68 com as luvas de fixação do sistema de reação às estacas) no processo de solda. Estes problemas conduziram ao prolongamento das atividades de campo iniciadas em 30/03/1998, data da primeira prova de carga em que se constatou o problema de insuficiência de reação, encerrando-se em 12/06/1999. As provas de carga foram realizadas com variantes de condições de umidade: natural e com saturação prévia de inundação artificial por cava de superfície.

A instrumentação forneceu dados para análise da transferência de carga nas diversas condições de umidade e para avaliação dos efeitos provocados pelos sucessivos carregamentos, além de possibilitar a comparação entre tubulões com base alargada e sem base alargada nos processos de transferência de carga.

Sistema de tradagem foi utilizado para determinação da umidade *in situ* para avaliar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo mobilizado, pois os equipamentos instalados (sondas de TDR) na tentativa de instrumentar a variação do teor de umidade do solo em torno do fuste e da base dos tubulões (em profundidade e em superfície), apresentaram falhas em decorrência dos procedimentos imposto pela concretagem, que acabaram por inviabilizá-los.

Os ensaios de laboratório foram realizados com amostras indeformadas extraídas de um poço com diâmetro de 1,20m, de metro a metro, até a profundidade de 9,50m. Nas amostras indeformadas das cotas de -2, -3, -5, -8 e -8,5m, foram realizados em laboratório ensaios de caracterização, compressão confinada e triaxiais convencionais e não-saturados, para determinação de parâmetros de resistência de solos não-saturados, importantes para a interpretação dos dados de umidade de campo obtida por tradagem, pois com eles tornou-se possível avaliar a capacidade de carga dos tubulões nas mais variadas condições de resistência ao cisalhamento e se fazer uma modelagem numérica das situações em que se encontravam os tubulões na época do ensaio.

As provas de carga nos tubulões foram realizadas da seguinte forma :

- dois (com base alargada) inicialmente ensaiados na umidade natural e posteriormente, reensaiados com inundação prévia por 48 h, com carregamento do tipo lento (SML).

- dois (com base alargada) ensaiados com pré-inundação do solo por cava de superfície por 48 h, com carregamento lento (SML).

- dois (sem base alargada) submetidos a um carregamentos do tipo lento (SML) na umidade natural, sendo um reensaiado na umidade natural e outro com inundação prévia por 48 h antes do ensaio.

Constituem-se objetivos específicos desta tese :

- a determinação da capacidade de carga dos tubulões, através da realização de provas de carga na condição de umidade natural do solo;

- quantificação da redução da capacidade de carga dos tubulões por efeito da colapsibilidade do solo, decorrente do processo de pré-inundação do solo no mínimo 48h antes do início da prova de carga;

- obtenção das curvas de transferência de carga do tubulão para o solo, através da instrumentação do tubulão, em todos os estágios das provas de carga em ambas as condições de umidade do solo (com e sem inundação);

- determinação da parcela de atrito lateral ao longo do fuste, bem como do possível atrito negativo no caso de solo inundado;

- a contribuição das parcelas de carga da base e do fuste dos tubulões, através da instrumentação;

- verificação da ocorrência das cargas residuais nos sucessivos carregamentos;

- correlação entre os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo obtidos através de ensaios de laboratório em amostras indeformadas e os dados das provas de campo, com utilização dos conceitos dos solos não-saturados; e,

- simulação do comportamento dos tubulões, através de análise numérica pelo método dos elementos finitos, com a utilização do modelo proposto por MACHADO (1998) para adaptação do (CAM-CLAYmodificado),

Conhecer a real influência da parcela de atrito lateral na capacidade de carga de tubulão e da pressão de sucção em decorrência da variação de umidade, bem

como a parcela de carga transferida pela base do tubulão, proporcionará um melhor entendimento do comportamento deste tipo de fundação. As análises dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos não-saturados, sob as condições encontradas *in situ*, bem como uma retro-análise para analisar a pressão admissível estimada por diversos métodos e as pressões admissíveis encontradas nas tubulões, é importante para a compreensão do comportamento sob a ótica dos conceitos dos solos não-saturados. Ensaio de laboratório já mostraram que a variação da pressão de sucção em solo não-saturado, determinada pela variação de umidade, causa substancial modificação da “pressão de pré-adensamento” e do módulo de deformabilidade, influenciando assim a capacidade de carga destes solos.

CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.

Esta tese se inicia com uma revisão de literatura técnica. Em uma primeira fase procurou-se estudar assuntos relacionados aos solos não-saturados e aos mecanismos da interação água-solo. Na segunda etapa foram abordados temas relacionados aos solos colapsíveis. A terceira parte abordou o comportamento de elementos de fundações em solo, bem como a instrumentação e transferência de carga.

2.1. ÁGUA NO SOLO.

A presença da água no solo pode ser tratada sob diversas óticas, dependendo do interesse com que se aborda o tema. Para a agronomia, a água possui fundamental importância para a sobrevivência de todo sistema vegetal (evapotranspiração, solvente das soluções e controle da temperatura e ar existente no solo). Para o meio ambiente, pode causar erosão, tornando-se um agente devastador que ameaça o meio e pode levar a destruição de grandes massas de terras. Para a engenharia civil, em especial para os projetos geotécnicos, agindo sob diversas formas, em geral atua de maneira problemática. Na pavimentação e construção de barragem de terra, o excesso ou falta, causam inúmeros problemas. Nas encostas e nos taludes é o principal agente instabilizante. Nas fundações é fator limitante no que diz respeito a presença do lençol freático, pois impede a execução de diversas modalidades de fundações e, problemática, quando as fundações são executadas na presença de solo colapsível. Nos solos não-saturados, via pressão de sucção, é o principal agente de controle de resistência ao cisalhamento e estabilidade das encostas/taludes.

2.2. CONCEITOS SOBRE ÁGUA NO SOLO.

A retenção e a movimentação de água no solo são fenômenos relacionados com os vários tipos de energia (potencial, cinética e elétrica). O somatório de todas as formas de energia disponível para o trabalho é denominado de energia livre da água. O movimento hídrico nos solos se processa de uma zona em que a energia livre da água é elevada (solo saturado), para outra que a energia é menor (solo seco). Três forças importantes exercem influência sobre a energia livre da água no solo : matricial, osmótica e gravitacional. A adesão ou atração dos sólidos do solo (matriz) pela água proporciona uma força matricial que produz uma redução na energia livre das moléculas de água adsorvidas e mesmo sobre aquelas retidas mediante coesão. A atração de íons e de outros solutos pela água resulta em forças osmóticas que exercem tendência para reduzir a energia livre da solução do solo. A movimentação osmótica de água pura através de uma membrana semi-permeável para o interior de uma solução constitui prova do estado de energia livre mais reduzido da solução. A gravidade é a terceira força e age puxando o líquido para baixo. A energia livre da água do solo em determinada elevação do perfil é portanto superior à da água pura em alguma elevação menor. A diferença do nível de energia livre é que ocasiona o fluxo de água (BRADY, 1984). Maiores detalhes sobre Potencial de água no solo, curva característica de retenção de umidade, pressão de sucção podem ser visto nos trabalhos de CONCIANI (1998) e MACHADO (1998).

2.3. TEOR DE UMIDADE

A umidade no solo, adimensional (g.g^{-1} ou $\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$), pode ser determinada convencionalmente em porcentagem, através de processo gravimétrico ou volumétrico. Dois tipos gerais de medições são empregadas na determinação de água no solo. O montante de umidade poderá ser medido direta ou indiretamente, bem como o potencial de umidade do solo. Neste tema serão abordados os métodos mais usuais e que apresentam maior praticidade em termos operacionais.

A determinação quantitativa do montante de umidade no solo (fração líquida), de uma maneira geral, pode ser basicamente de duas maneiras :

- umidade gravimétrica (w).

Que é o processo mais simples e que basicamente consiste em se pesar amostras úmidas e colocá-las em estufa por um período de tempo variando de 24 a 48 h ou mais, na temperatura de 105°C, ou até que o peso permaneça constante. Há uma tendência atualmente de substituir a estufa pela utilização do forno de microondas para acelerar o processo de secagem e torná-lo mais eficiente. Particularmente nesta tese, para a determinação de umidade, será adotado o uso do forno de microondas. Sendo uma unidade adimensional, a umidade em geral é expressa freqüentemente em porcentagem.

- umidade volumétrica (Θ).

A obtenção da umidade por este procedimento é mais problemática pois envolve determinação de volume da amostra. A técnica de uso mais corrente é a que se utiliza de anel de moldagem de corpo de prova para ensaio de adensamento, secado em estufa. Resultados apresentados geralmente em porcentagem (adimensional).

Para a determinação da umidade volumétrica, o procedimento mais conveniente é medir w e depois multiplicá-lo pela peso específico seco do solo (ρ_d), que em geral apresenta valores próximos dentro de um maciço de solo.

Além de w e de Θ , utiliza-se correntemente o grau de saturação (S_r), que pode ser definido por :

$$S_r = \frac{\Theta}{n} \times 100 (\%)$$

onde n é a porosidade.

Segundo RICHARDT (1993), mesmo os processos tendo respostas em unidades adimensionais, suas unidades básicas devem ser mantidas para não se ter confusão entre os dois métodos, que apesar de terem resultados em porcentagem, são numericamente diferentes por representarem modelos diferentes (massa / volume).

2.4. RETENÇÃO DE UMIDADE

Saber a quantidade de água que o solo é capaz de reter (armazenar) é de fundamental importância para se determinar o volume necessário para saturar este

solo. Mas sabendo-se a umidade do solo, como determinar a quantidade de água armazenada ? A água no solo não é quantidade fixa ou propriedade estática do solo e sim determinado pela dinâmica do movimento da água.

Basicamente, quantidades de água são medidas através de uma altura. Por exemplo, a chuva é medida em pluviógrafo, que possui uma determinada área de captação S (cm^2) e armazena certo volume V (cm^3). Então a altura h (cm) de água precipitada durante uma chuva ou outro período qualquer, pode ser determinada por :

$$h = V/S$$

O significado de h pode ser melhor visualizado para o caso de $S = 1$, isto é, h igual ao volume de água que cai sobre uma superfície unitária.

Para exemplificar, idealizaremos um litro de água distribuído em uma superfície plana impermeável de um metro quadrado. Esta água assim lançada produzirá uma altura de um milímetro, que corresponde a um litro por metro quadrado ($1 \text{ mm} \Leftrightarrow 1 \ell/\text{m}^2$). Portanto, 1200 mm a $1200 \ell/\text{m}^2$ que representa que se não escorresse, nem infiltrasse e nem evaporasse, ao final de um ano teríamos 1,2 m de água, em média, distribuídos por toda a área de influência do pluviógrafo. Seria portanto interessante que o armazenamento de água no solo ser medido em mm (REICHARDT, 1993).

Da mesma forma como no caso da chuva, a altura de água armazenada pelo solo independe da área e para o caso de uma superfície, $h = V$. Para exemplificar, consideraremos como uma superfície unitária o cm^2 e consideraremos o primeiro cm de profundidade do solo. Neste caso $V = 1 \text{ cm}^3$ de solo com umidade Θ_1 (cm^3 de H_2O por cm^3 de solo) e $S = 1 \text{ cm}^2$. Temos então um volume V igual a $\Theta_1 \text{ cm}^3$ de água por cm^2 e então $\Theta_1 = h_1$. Vejamos então uma aplicação destes conceitos : se 1 cm^3 de solo tem $\Theta = 0,35 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, isto significa que naquele cm^3 de solo cuja base é de 1 cm^2 temos $0,35 \text{ cm}^3$ de água e portanto a altura de água é de $0,35 \text{ cm}$ (Figura 2.4.1.(a)).

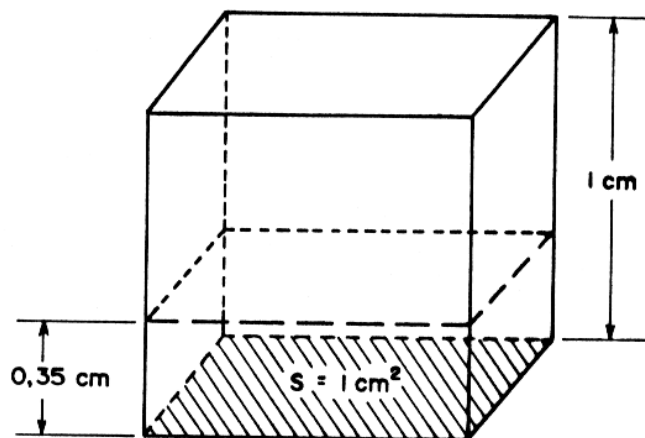


Figura 2.4.1.(a). Esquema de volume de solo mostrando que $\Theta = h$ quando $S=1$.
(REICHARDT, 1993).

Aplicando este raciocínio para o solo em profundidade, o segundo cm de solo com umidade $\Theta_2 = h_2$ e assim por diante, de tal forma que o enésimo cm de água com umidade Θ_n terá uma altura $h_n = \Theta_n$. É lógico, portanto, que até uma profundidade L a altura de água armazenada é a soma de todas as camadas de um cm até L . Seja a quantidade de água armazenada até a profundidade L igual a A_L , temos então :

$$A_L = \sum_{i=1}^n \Theta_i$$

Nota : Admite-se neste raciocínio que a umidade do solo não varia na horizontal, mas apenas em profundidade.

Esta equação pode ser substituída por uma integral :

$$A_L = \int_0^L \Theta dz$$

onde z é a variável que representa a profundidade no solo e que varia da superfície (ou referência adotada) até L (profundidade arbitrária de interesse); dz representa um infinitesimal de z , isto é, um acréscimo (camadas de solo) de espessura tão pequena quanto se queira. Em última análise representa uma dada função $y = f(x)$, integral definida ydx , que em dado intervalo representa a área sob a curva (soma de incrementos infinitesimais), conforme Figura 2.4.1.(b).

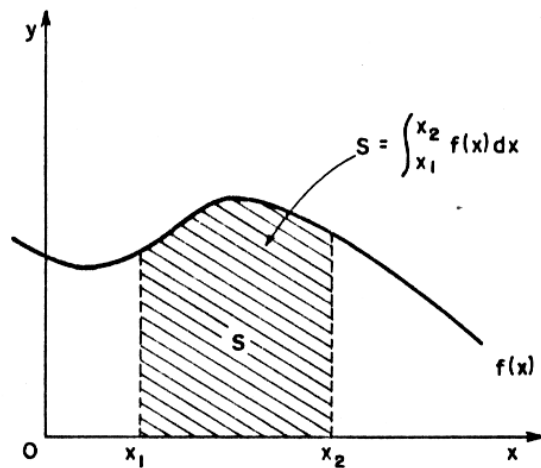


Figura 2.4.1.(b). Representação esquemática de uma integral definida.
(REICHARDT, 1993).

Isto significa que A_L pode ser determinado graficamente a partir de Θ vs z , que de acordo com a Figura 2.4.1.(c), onde a abscissa é a umidade do solo Θ e a ordenada a profundidade Z tomada como positiva da superfície do solo para baixo, representam o denominado perfil de umidade. (REICHARDT, 1993).

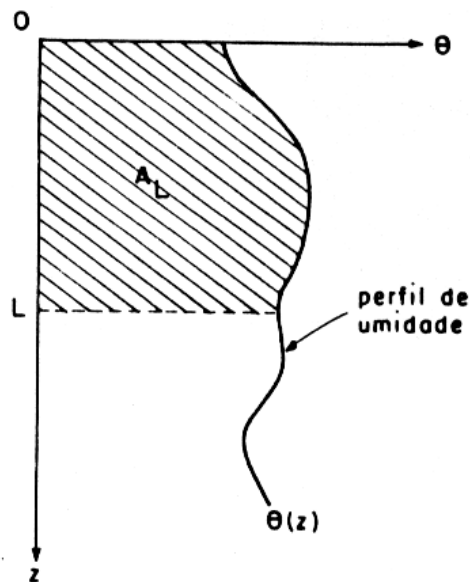


Figura 2.4.1.(c). Representação esquemática da determinação gráfica do armazenamento de água no perfil de solo. (REICHARDT, 1993).

Quando se dispõe de poucos dados ou quando os dados de umidade se originam de amostras que cobrem uma camada de solo, um recurso é transformar a curva $\Theta(z)$ em um histograma, como mostra a Figura 2.4.1.(d) (método trapezoidal).

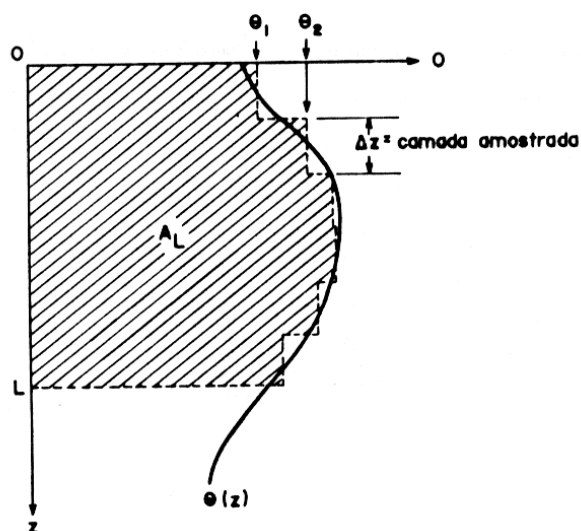


Figura 2.4.1.(d). Determinação gráfica do armazenamento pelo método trapezoidal. (REICHARDT, 1993).

Neste caso, o armazenamento A_L pode ser aproximado por uma soma de retângulos de base Θ_i e altura Δz , abaixo apresentado :

$$A_L = \Theta_1 \Delta z + \Theta_2 \Delta z + \dots + \Theta_n \Delta z$$

onde Θ_1 , Θ_2 e Θ_n são valores de Θ para profundidade equidistante Δz .

2.5. RETENÇÃO DA UMIDADE DO SOLO, NA PRÁTICA.

O roteiro inicia-se com as relações entre umidade e energia de um solo durante e após precipitação muito pesada ou aplicação de água por irrigação. Durante chuva intensa ou durante irrigação ou inundação, um solo poderá ficar saturado com água, ocorrendo imediata drenagem descendente. Neste ponto o solo é considerado como saturado no que toca a água e encontra-se com máxima capacidade de retenção. A tensão matricial é essencialmente igual a zero (BRADY, 1984). Em seguida à chuva ou irrigação/inundação, haverá um contínuo movimento

descendente, relativamente rápido, de certa quantidade de água em atendimento ao gradiente hidráulico. Após dois ou três dias, este movimento descendente rápido torna-se desprezível. Diz-se então que o solo está na sua capacidade de campo. Nesta altura a água já saiu dos macroporos e seu lugar foi ocupado por ar. Os microporos ou poros capilares ainda se encontram cheios de água. A tensão matricial variará de um solo para outro, situando-se na faixa de 10 a 30 kPa, admitindo que a drenagem se faça para zona com menos umidade e com porosidade semelhante. A movimentação da umidade continuará a se processar, sua intensidade porém será mais lenta (fluxo não saturado), por estar basicamente condicionada às forças de capilaridade, que só produzem efeitos no caso dos microporos (BRADY, 1984).

Quando mantido numa atmosfera essencialmente saturada por vapor de água (98 % de umidade relativa) o solo perderá a água retida em estado líquido, inclusive a dos microporos menores. A água remanescente ficará associada às superfícies das partículas do solo, especialmente com os colóides, como umidade adsorvida. É retida com tal intensidade que grande parte dela é considerada não-líquida, podendo movimentar-se apenas na fase de vapor; a tensão matricial atinge cerca de 31 MPa. O teor de umidade do solo neste ponto é denominado coeficiente higroscópico. Como é natural, os solos com elevado montante de material coloidal reterão, sob tais condições, maior quantidade de água do que os arenosos ou que possuem quantidades de argila (BRADY, 1984).

Água acima da capacidade campo (10 a 30 kPa de tensão) é denominada gravitacional. A água capilar é retida nos microporos e sua faixa de tensão varia entre 10 a 31000 kPa. A água higroscópica é extremamente retida pelos sólidos do solo sob valores de tensão superiores a 31 MPa, perdendo a característica líquida, movimentando-se principalmente sob a forma de vapor (BRADY, 1984).

2.6. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NO CAMPO.

Segundo BRADY (1984) a água é por excelência o componente dinâmico do solo e são identificados três tipos de movimentos de fluxo no seu interior : não saturado, saturado e equalização dos vapores. Os fluxos saturados e não saturados abrangem a água em estado líquido, em contraste com o fluxo de vapor.

O fluxo de água em estado líquido, de uma zona para outra no mesmo solo, se processa em função de um gradiente no potencial da água do solo e dirige-se da zona com potencial de umidade mais elevado para aquela de potencial mais reduzido. O fluxo de saturação se processa quando os poros na porção mais molhada do solo estão completamente cheios (ou saturados) de água. Já o não saturado ocorre quando os poros estão apenas parcialmente cheios de água, mesmo nas zonas mais molhadas. Em cada caso porém ele é função das relações energia-água do solo, o que será evidenciado na medida em que forem examinados os três tipos de movimentos.

2.6.1. FLUXO SATURADO.

Nos solos acima do N.A., pelo menos parte dos seus poros contém certa quantidade de ar e água (não saturados), podendo em algumas situações estes solos apresentarem os poros grandes e pequenos cheios de água.

O fluxo de água sob condições de saturação é determinado por dois fatores : a força hidráulica que proporciona a água ao longo dos solos e a maneira por que os poros do solo possibilitam a movimentação da água, podendo ser matematicamente equacionado da maneira a seguir :

$$V = kf$$

onde V é o volume total de água movimentado na unidade de tempo, f é a força motora da água e k é a condutividade hidráulica do solo. Convém notar que a condutividade hidráulica de um solo saturado é essencialmente constante, ficando na dependência do tamanho e da configuração dos poros do solo, o que apresenta contraste com a situação de um solo não-saturado, em que a condutividade hidráulica decresce com o montante de umidade (BRADY, 1984).

Um exemplo deste fluxo pode ser observado na Figura 2.5.1.(a). O gradiente hidráulico é a força que impele o fluxo vertical de água a passar pela camada de solo e é representado pela diferença em altura (Δh) da água acima e abaixo da coluna de solo. A força hidráulica ocasionará fluxos horizontal e

ascendente. A cadência do fluxo não será entretanto, tão rápida, pois a gravidade não atua favoravelmente no fluxo horizontal e é contrária ao fluxo ascendente.

Os fluxos horizontal e descendente são ilustrados na Figura 2.5.1.(b) para dois solos, onde predominam areia e argila, respectivamente.

Nota-se que o movimento descendente é muito mais rápido no solo arenoso do que no argiloso, entretanto a movimentação horizontal é muito mais evidenciada no argiloso (BRADY, 1984).

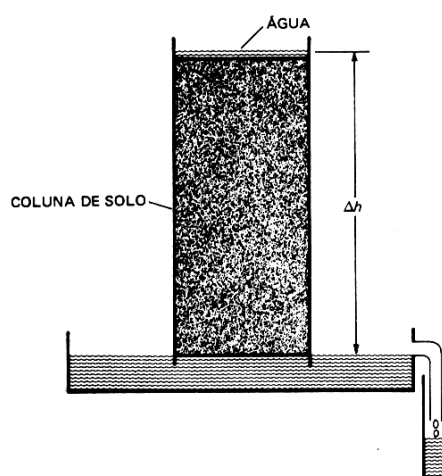


Figura 2.5.1.(a). Fluxo saturado (percolação) em uma coluna de solo. (BRADY, 1984).

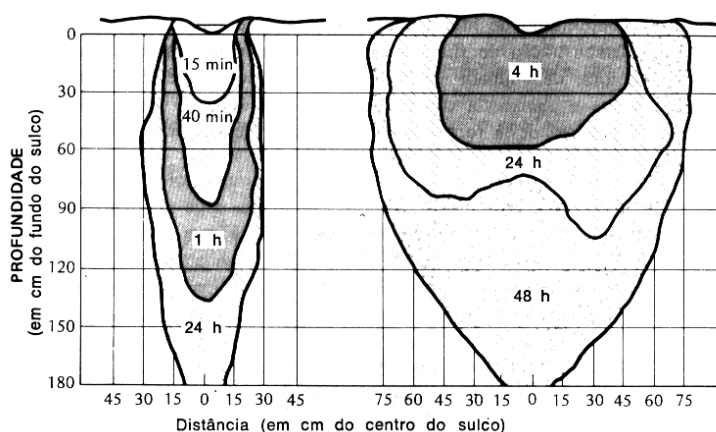


Figura 2.5.1.(b). Comparação do processo de infiltração em areia e argila. (BRADY, 1984).

2.6.2. FATORES QUE EXERCEM INFLUÊNCIA NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS SATURADOS.

Segundo BRADY (1984), qualquer fator que exerça influência sobre o tamanho e a configuração dos poros exercerá também influência sobre a condutividade hidráulica. A razão de fluxo total nos poros do solo é proporcional à quarta potência do raio; assim, o fluxo através de um poro com 1 mm de raio é equivalente ao de 10.000 poros com raio de 0,1 mm, embora seja apenas necessários 100 poros com raio de 0,1 mm para fornecer a mesma área com corte transversal de um poro de 1 mm. É evidente que os espaços de macroporos são responsáveis pelo grosso da movimentação da água saturada.

A textura e a estrutura dos solos são propriedades a que a condutividade se acha mais diretamente ligada. Solos arenosos apresentam elevada condutibilidade saturada em quanto que os solos de estrutura mais finas, siltes e argilas, quando molhados tendem sofrer dissociação e com isso os finos destes solos poderão bloquear os canais de conexão ou mesmos os poros maiores. Solos de textura fina que racham com o tempo seco, possibilitam de início a movimentação da água facilitando o fluxo, mas posteriormente sofrem expansão e tendem as fechar as fendas, ocasionando grande redução no movimento. O teor de umidade que o solo inicialmente se encontra, também exerce influência marcante na condutividade hidráulica, conforme Figura 2.6.2.

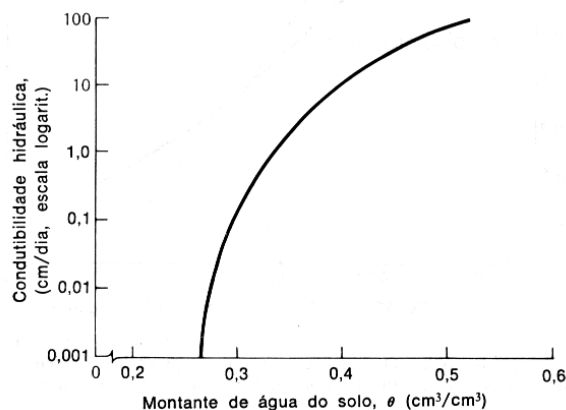


Figura 2.6.2. Correlação entre condutividade hidráulica e umidade volumétrica no solo. (BRADY, 1984).

A elevados níveis de umidade, especialmente próximo à saturação, grande proporção da água encontra-se nos macroporos e o fluxo saturado é relativamente rápido. A medida que decresce o montante de umidade, a água do solo é retirada, na sua maioria, nos microporos e a condutibilidade hidráulica fica nitidamente reduzida (BRADY, 1984).

2.6.3. FLUXO NÃO-SATURADO NOS SOLOS.

Sob condições práticas no terreno, o grosso da movimentação da água no solo ocorre quando os poros não se acham completamente saturados com água. Os macroporos do solo acham-se, na sua maioria, cheios de ar e os microporos (poros capilares) com água e certa quantidade de ar. Além disso a irregularidade dos poros do solo resulta em descontinuidade entre bolsões de água, que não têm contato entre si. A movimentação da água sob tais condições é muito lenta, se comparada à que ocorre quando o solo se acha saturado. Com tensão zero ou nas suas proximidades, em que ocorre o fluxo saturado, a condutibilidade hidráulica é muitíssimo mais rápida do que com tensões 10 kPa ou acima, o que caracteriza o fluxo não saturado (BRADY, 1984).

A níveis reduzidos de tensão, a condutibilidade hidráulica é mais elevada em solos arenosos do que na argila. O oposto é verdadeiro com valores mais elevados de tensão, o que é comportamento previsível, porque a predominância de poros grandes em solos de textura grossa ajuda o fluxo não saturado. Do mesmo modo, a predominância de poros mais finos (capilares) em solos argilosos auxilia mais o fluxo não saturado do que em areia (BRADY, 1984).

2.7. INSTRUMENTAÇÃO DA UMIDADE *IN SITU* / E DO AVANÇO DA FRENTE DE INFILTRAÇÃO.

A determinação da umidade *in situ* e da pressão de sucção nos solos não-saturados, em profundidade, tem sido o maior empecilho para o avanço da aplicação da teoria dos solos não-saturados na engenharia de fundações. Mas, em solos não-saturados, as evidências indicam que a capacidade de carga de uma fundação

depende do teor de umidade e da pressão de sucção. Por isso, o ideal seria a realização de provas de carga com a simultânea avaliação desses parâmetros.

As soluções, portanto, para se instrumentar o solo em profundidade podem ser :

1). Sonda de Nêutrons : utilizada por exemplo por POMPÊO (1990) até a profundidade de 11 m. O seu princípio de funcionamento é baseado na propriedade de moderação de nêutrons rápidos pela água presente no solo. Este equipamento possui uma fonte radioativa de Amerício/Berílio (cápsula Am-Be) e age em uma região de volume esférico de raio r na posição de uma determinada cota z ; os nêutrons rápidos reagem com os átomos de hidrogênio da água, causando desaceleração e perda de energia, gerando uma “nuvem” de nêutrons lentos cuja densidade é avaliada por um contador proporcional de boro-trifluorídrico (Figura 2.8). Esta reação possibilita a determinação da umidade, pela calibração prévia dos solos a serem ensaiados, através da relação entre as contagens obtidas e umidade volumétrica. Segundo REICHARDT (1993), esse processo é versátil e fornece medição bastante precisa para solos não-orgânicos.

2) a técnica TDR (Reflectometria no Domínio do Tempo), que tem seu princípio de funcionamento baseado em um sistema que se utiliza da emissão de microondas (princípio do radar). Este sistema é dotado de uma antena segmentada que possui um pólo emissor central e três de recepção lateral. A leitura é realizada e posteriormente, de posse de uma curva de calibração, estabelece-se o valor da umidade que se encontra o solo, pela determinação da constante dielétrica. Este sistema é muito utilizado para instrumentação de pouca profundidade para fins de agronomia, como por exemplo HERRMANN (1992) e HERRMANN & CRESTANA (1994) mediram a umidade e a pressão de sucção no solo de superfície. KUJALA & RAVASKA (1994) utilizaram esta mesma técnica para medida de umidade nas profundidades de -0,70 m e -3,15 m. CONCIANI *et al.* (1995) e CONCIANI *et al.* (1997) aplicaram este método para estudo da condutividade hidráulica e da pressão de sucção dos solos colapsíveis. CARNEIRO & CONCIANI (1997) utilizaram a técnica TDR com sucesso para o estudo do avanço da frente de infiltração de água em solo do Sedimento Cenozóico em São Carlos.

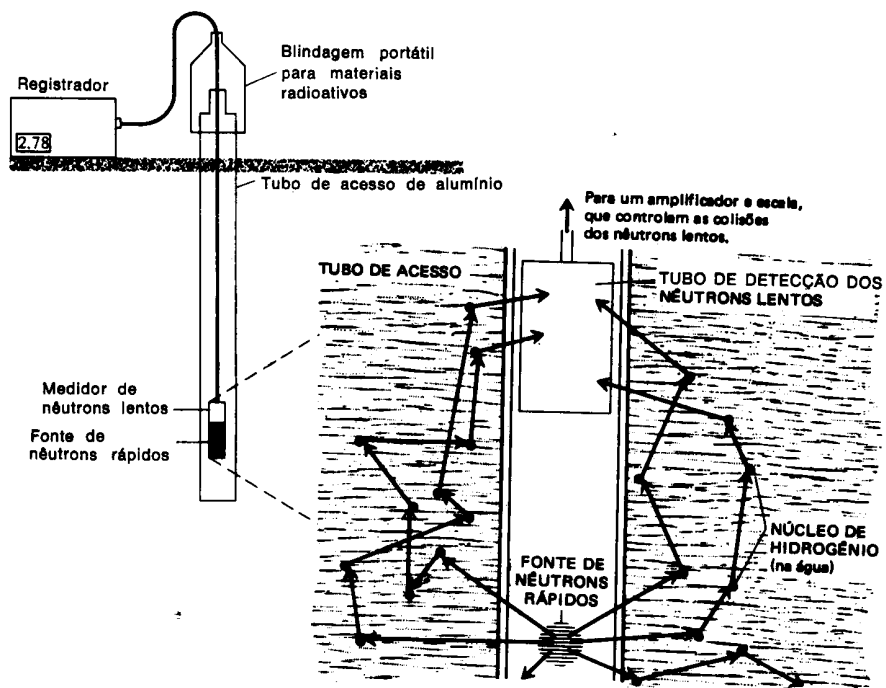


Figura 2.8. Esquema de Sonda de Nêutrons para medida de umidade em solo.

2.8. SOLOS COLAPSÍVEIS.

As regiões de clima tropical são propícias para a ocorrência do fenômeno de colapsibilidade, pois nelas ocorre a lixiviação de finos dos horizontes superficiais, devido a alternância de estações de relativa seca e precipitações intensas (processo de laterização), que criam no solo uma estrutura porosa não-saturada. A introdução de algum agente (geralmente água), capaz de gerar uma situação de desequilíbrio e reduzir a ação dos mecanismos de suporte, faz com que os grãos sejam capazes de deslizar (cisalhar), em direção aos espaços vazios, provocando o colapso da estrutura do solo.

No Brasil os solos colapsíveis ocorrem em várias regiões e possuem diferentes gêneses (solos coluvionares, aluvionares e residuais). Na região centro-sul (VARGAS, 1973) e centro-oeste de São Paulo (VILAR, 1979), constatou-se que os solos de origem Cenozóica sofrem colapso quando são carregados e submetidos a um processo de inundação. Informações mais atualizadas sobre o assunto podem ser obtidas em CINTRA (1998).

2.9. CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES.

A função básica de uma fundação é suportar as cargas oriundas de uma superestrutura, transmitindo de forma adequada e de maneira previsível estes esforços para o solo, que por sua vez deverá suportá-los sem sofrer deformações que possam caracterizar ruptura ou sejam consideradas inaceitáveis para a superestrutura.

Estimar a capacidade de carga de um elemento de fundação é fundamental para que a mesma possa se comportar de maneira adequada às necessidades do projeto para o qual foi destinada. Para tanto, há necessidade de se conhecer este comportamento através de procedimentos teóricos e por meio de conhecimento acumulado, isto é, da experiência do projetista (prática), uso de correlações de campo e laboratório, que representam a essência-síntese dos métodos empíricos e semi-empíricos muito utilizados no Brasil. TSCHEBOTARIOFF (1978), VARGAS (1990) e AOKI (1995), consideram imprescindível a realização de prova

de carga, pois é o único meio de fato eficaz para se determinar a capacidade de carga e avaliar de maneira apropriada o comportamento de uma fundação.

2.9.1. MÉTODOS EMPÍRICOS.

São os métodos originados a partir das experiências acumuladas e das observações realizadas do comportamento das fundações, à revelia dos métodos teóricos. São os denominados métodos práticos. Porém recomenda-se muito cuidado para utilizá-los ser tomado quando empregar correlações de outros países para aplicar a situação local, principalmente se a correlação for baseada no SPT, visto que a eficiência da energia em geral são diferentes em cada país, podendo variar de 43 a 85 % da energia ideal, como pode ser observado em BELINCANTA *et al.* (1996).

MELLO (1975) chama a este procedimento (empírico) de “prescrição de bolso” utilizado como o primeiro grau de aproximação, que teve início com TERZAGHI & PECK (1948), utilizando para indicação de valores de σ_{ad} para argila plástica saturada, como sendo $\sigma_{ad} \approx R_C \approx SPT/8$ (kg/cm^2). Posteriormente, surgiram no Brasil (em São Paulo) sugestões que não encontram paralelo em qualquer outro lugar, e que tiveram início com a tentativa de Rui Leme (1953), de correlacionar estatisticamente valores de SPT com resultados de provas de carga sobre placa. O autor finaliza o assunto citando que em resumo, pode-se dizer que este procedimento emprega-se na prática profissional inconfessada, essencialmente sem distinção de solo, algo como:

$$\sigma_{ad} \approx SPT/5 \quad \text{ou} \quad \sigma_{ad} \approx \sqrt{SPT} - 1 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

com as duas prescrições praticamente coincidentes na gama de variação dos dados disponíveis, na faixa : $4 < SPT < 16$.

Outros autores e seus métodos empíricos utilizados na prática brasileira de fundações, são apresentados a seguir :

GODOY (1958) sugere que seja levado em conta o efeito de profundidade dos elementos instalado no solo, admitindo a seguinte equação :

$$\sigma_{ad} = \frac{\overline{SPT}}{5} \times 10 + q \leq \frac{\overline{SPT}}{2,5} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

onde $q = \gamma h$ (t/m²) e \overline{SPT} é a média dos valores de SPT abaixo da cota de apoio, sob influência da propagação de tensão, isto é, $2B$, limitando-se o \overline{SPT} ao valor máximo de 20. Na determinação da tensão admissível σ_{ad} , a contribuição da parcela q se limita ao máximo de $\frac{\overline{SPT}}{5}$.

ALONSO (1983) propõe com base em sua experiência, quando se dispor de ensaios de adensamento, adotar valor de tensão admissível próximo ao valor da tensão de pré-adensamento, ou seja, $\sigma_{ad} \approx p_a$, quando se tratar de solo argiloso. Isto é válido tanto para fundação superficial quanto para profunda. Segundo o autor, quando se dispor de valores de SPT, pode-se obter a tensão admissível com as seguintes correlações :

$$\text{- Fundações Rasas : } \sigma_{ad} \approx \frac{\overline{SPT}}{50} \text{ (MPa)}$$

$$\text{- Fundações Profundas : } \sigma_{ad} \approx \frac{\overline{SPT}}{30} \text{ (MPa)}$$

onde \overline{SPT} é o valor médio dos SPTs existentes até a profundidade de duas vezes a largura/diâmetro da base (sapata/tubulão), abaixo da cota de apoio.

Estas fórmulas são válidas para valores de $SPT \leq 20$.

Segundo SOARES (1994) a utilização de métodos empíricos exige que se faça análises e considerações :

a) Para se utilizar esses métodos, deve ser levado em conta que as sondagens foram executadas por firma idônea e segundo as recomendações da norma que trata da execução, identificação e descrição de amostras de solos;

b) Deve-se sempre verificar se existe camada de alta compressibilidade abaixo da camada de apoio da fundação. O bulbo de pressão resultante não deve atingir esta camada;

c) A correlação empírica a ser utilizada em cada caso deve ser preferencialmente instituída a partir da experiência local.

2.9.2. MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.

A expressão semi-empírico foi inicialmente empregada para definir correlações entre as propriedades de resistência dos solos (SPT e CPT) e deformações de recalques, para situações que muitas vezes encontravam dificuldades para realização de ensaios em laboratório (cisalhamento direto, triaxial e adensamento). Pode-se sintetizar a expressão semi-empírica como sendo aquela experiência onde dados da prática e ensaios de campo e laboratório, fundem-se com dados observacionais e estatísticos para originarem um procedimento de previsão.

No Brasil, a denominada prática brasileira de fundações, gerou uma base de conhecimentos que são utilizados com o sucesso e que se refletem hoje na disponibilidade de métodos baseados em correlações com SPT (largamente utilizado no Brasil na investigação do solo e estimativa da capacidade de carga) e com o CPT (pouco difundido), muito utilizados pela prática.

Para CINTRA & ALBIERO (1985), no Brasil, pode-se destacar três métodos mais utilizados : AOKI-VELLOSO (1975), DÉCOURT-QUARESMA (1978) e VELLOSO (1981).

Segundo AOKI & ALONSO (1993) os métodos semi-empíricos mais divulgados entre nós são : AOKI-VELLOSO (1975), DÉCOURT-QUARESMA (1978), VELLOSO (1981) e PHILIPPONNAT (1986). Destacam os autores que com exceção de DÉCOURT & QUARESMA (1978), elaborado exclusivamente com uso de SPT (dinâmico), os demais métodos utilizam resultados de CPT (estático), correlacionados com SPT.

2.9.3. MÉTODOS TEÓRICOS.

Os métodos teóricos em geral foram concebidos para uma situação particular, onde foram observadas determinadas situações e certos fatores foram considerados. Portanto a tentativa de generalização da estimativa da capacidade de carga a partir da extrapolação de dados originários obtidos, esbarra na dificuldade de reproduzir as condições idealizadas pelo autor. Para se tentar lograr êxito na tentativa de extrapolação, deve-se preferencialmente adaptar os modelos e métodos

originalmente proposto pelos autores. Muitas vezes a aproximação que acontece para um determinado método é um evento apenas estatístico, não correspondendo portanto a realidade dos fatos. Em termos gerais, a aplicabilidade de métodos teóricos é problemática, como por exemplo a estimativa teórica de recalques. As dispersões são extremamente destoantes, como podem ser observadas em SIMONS & MENZIES (1981).

Segundo ALONSO (1983) normalmente a capacidade de um elemento de fundação com base nos métodos teóricos, por exemplo TERZAGHI (1943), não conduz a resultados satisfatórios por causa dos seguintes fatores :

1. Impossibilidade prática de conhecer, com certeza, o estado de tensões do terreno em repouso e estabelecer as condições de drenagem que definem o comportamento de cada uma das camadas que compõem o perfil atravessado pelo elemento de fundação e aquela do solo onde se apoia a ponta.

2. A dificuldade que existe para determinar com exatidão a resistência ao cisalhamento dos solos que interessam à fundação.

3. A influência que o método executivo da estaca exerce sobre o estado de solitação e sobre as propriedades do solo, em particular sobre sua resistência nas vizinhanças imediatas da estaca.

4. A falta de simultaneidade no desenvolvimento proporcional da resistência de atrito e de ponta. Em geral, a resistência por atrito se esgota muito antes de a resistência de ponta chegar ao valor máximo.

5. Heterogeneidade do subsolo onde se executam os elementos de fundação.

6. Presença de fatores externos ou internos que modificam o movimento relativo entre solo e elemento de fundação.

O autor finaliza citando que pelas razões acima expostas os métodos empíricos (*sic*), por exemplo AOKI-VELLOSO (1975), são de uso mais corrente e as fórmulas teóricas mais utilizadas na prática para determinação da capacidade de carga de fundações são as de TERZAGHI (1943) de emprego generalizado e a de SKEMPTON (1951) para solos argilosos.

TERZAGHI & PECK (1948) foram os pioneiros na apresentação de uma solução teórica para a estimativa da capacidade de carga de uma fundação superficial

ou profunda. Sua proposta tem como base modelo rígido-plástico, ou seja, as deformações elásticas seriam inexistentes, rompendo o solo bruscamente quando fosse atingida a carga-limite de ruptura.

A partir da solução e modelo preconizado por TERZAGHI & PECK (1948), diversos autores apresentaram suas soluções como MEYERHOF (1951), que apresenta um modelo de superfície de ruptura mais adaptado a realidade. Enquanto o proposto por TERZAGHI despreza a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de apoio da fundação, considerando apenas a contribuição da sobrecarga devido ao peso próprio, MEYERHOF apresenta uma inovação, onde a superfície de ruptura atinge a superfície do terreno (fundação superficial), que é chamada de superfície livre equivalente, conforme Figura 2.9.3.1. Para a solução de fundação profunda, as superfícies preconizadas pelos autores estão representadas nas Figura 2.9.3.2. Apesar do avanço científico apresentados por estas soluções teóricas, no sentido de esclarecer o mecanismo da ruptura do solo nas condições consideradas, essas teorias não satisfazem e/ou não abrangem a diversidade de fatores e a complexidade do problema.

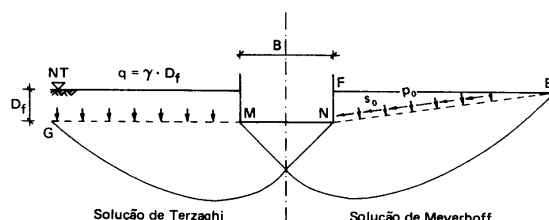


Figura 2.9.3.1. Modelos da superfície de ruptura p/ fundação superficial.

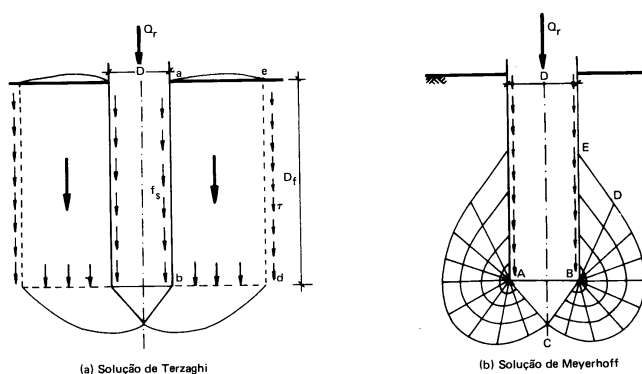


Figura 2.9.3.2. Modelos de superfície de ruptura para fundação profunda.

Segundo BOWLES (1968) apresenta resultados comparativos das soluções das diversas teorias até então proposta, concluindo que :

1. Diante de tantas soluções, o calculista deve empregar aquela que em sua opinião for a mais adequada;

2. Dentre as soluções à disposição, a de TERZAGHI tem merecido a preferência, já que se aplica a qualquer tipo de solo e seus resultados são em geral conservativos.

3. A diferença entre os resultados deixa de ser crítica no caso de fundações diretas, já que o aspecto controlador da tensão de projeto é o recalque admissível da fundação e não a capacidade de carga.

Segundo BARATA (1984) a importância do estudo de MEYERHOF (1953-1957) foi a extensão do estudo da capacidade de carga para os casos de cargas excêntricas, inclinadas e verticais sobre terrenos inclinados. Segundo o autor, a teoria de TERZAGHI apresenta valores mais conservativos em relação a MEYERHOF, entretanto em seus projetos de fundação direta, emprega normalmente as expressões da teoria de TERZAGHI.

Outros autores apresentaram soluções teóricas para o estudo da capacidade de carga em fundações superficiais e profundas, tais como SKEMPTON (1951), BRINCH HANSEN (1961/1970), VÉSIC (1963/1975), SCHMERTMANN (1970/1978), POULOS & DAVIS (1980) e CHEN (1985).

2.9.4. PROVAS DE CARGA.

Inúmeros autores já realizaram provas de carga em estacas para avaliação do comportamento dos elementos de fundações, entre eles alguns serão aqui citados para evidenciar este procedimento universalmente aceito, com as variantes de cada caso. A MB-3472 estabelece dois tipos de provas de carga estáticas aceitas para determinação da capacidade de carga de um elemento de fundação : tipo rápido (QML) e tipo lento (SML). O tipo de carregamento adotado no desenvolvimento deste projeto foi tipo lento (SML) com a estabilização para cada estágio. Segundo FELLENIUS (1980) o ensaio do tipo rápido (QML), com aplicação de estágios em intervalos constantes de tempo, é mais representativo por apresentar uma melhor

definição da curva carga-recalque e é superior ao ensaio do tipo lento (SML) do ponto de vista técnico, prático e econômico, pois reduz-se o tempo de ensaio e melhoram-se as estimativas do comportamento do elemento ensaiado. Para VELLOSO (1981), com o ensaio rápido se procura eliminar a influência das deformações que dependem do tempo de aplicação de um estágio de carga, tal como medidas nos ensaios lentos. Já MILITITSKY *et al.* (1993), citam que de forma genérica, altas velocidades de carregamento resultam no aumento (*sic*) da capacidade de carga estimada e na rigidez do sistema estaca-solo, entretanto, baixas velocidades resultam em uma redução (*sic*) da capacidade de carga, devendo portanto as provas de cargas serem executadas de forma a se aproximar mais da condição de utilização.

MELLO (1975) cita que todo bom código para melhor interpretar os resultados produzidos por uma prova de carga, deve estabelecer dois critérios independentes para fixação de σ_{ad} : um com $\sigma_{rup}/C.S.$, e outro com um valor de σ correspondente a recalques admissíveis. Sugere o autor, que por prudência, para uma melhor interpretação de uma prova de carga, na fase de pressões inferiores a σ_{ad} , deveria-se procurar acentuar os recalques, aplicando-se carregamento do tipo lento e na segunda metade da prova de carga, agora para pressões superiores a σ_{ad} , pela mesma prudência, para minimizar σ_{rup} , aplicando-se carregamento do tipo rápido, continuamente incrementado até “romper”.

TSCHEBOTARIOFF (1978) sugere que deva-se fazer provas de carga em todas as obras, pois estas permitem maior segurança na aplicação de fórmulas estáticas, mesmo se tratando de estimativas preliminares e apresenta considerações sobre o sistema de carregamento, citando dois modelos : 1o.) diz respeito a um sistema de reação para ensaio a compressão de um elemento de fundação, constituído por uma viga e duas estacas de reação trabalhando a tração (Figura 2.9.4.1a.); e, 2o.) é um sistema de reação conhecido no Brasil como cargueira, onde o elemento de fundação reage contra um corpo de massa estática (Figura 2.9.4.1b).

Segundo o autor, quando se trata de uma estaca que tenha o funcionamento tipicamente de ponta, o primeiro procedimento é válido, entretanto, para estaca que trabalhe tipicamente por atrito, em especial em solo não-coesivo, este sistema não é aconselhável e sim o segundo processo, pois o atrito inverso produzido pelas estacas de reação se propaga, tendendo a reduzir o peso efetivo da areia nas

vizinhanças da estaca ensaiada. Esta ocorrência faz diminuir a resistência ao cisalhamento do maciço de solo e conseqüentemente, sua capacidade de carga. O autor não se refere a espaçamento ou outra solução com vistas a minimizar o problema.

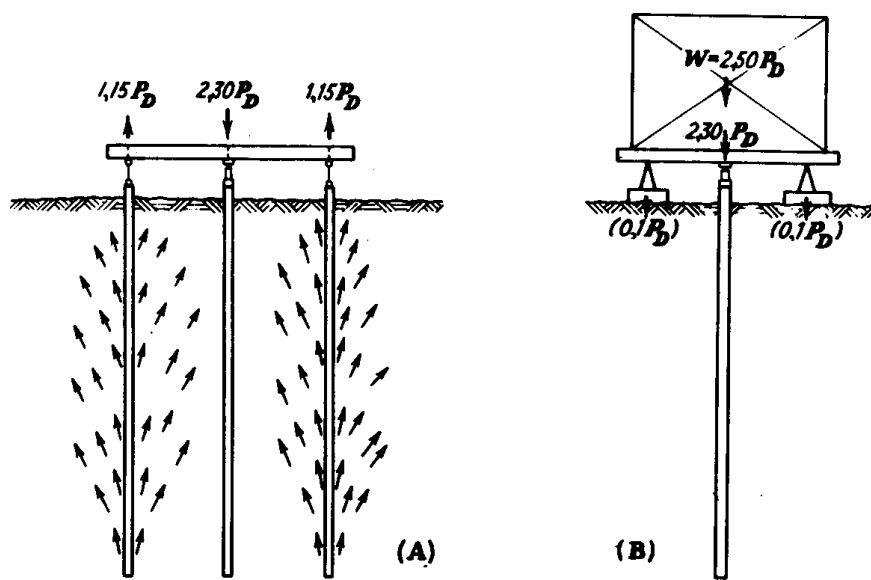


Figura 2.9.4.1a/b. Sistemas de reação usuais em provas de carga.

TSCHEBOTARIOFF (1978).

Segundo AOKI (1996) a realização de uma única prova de carga não apresenta representatividade para avaliação das reais condições do comportamento da fundação executada. Cita exemplo de uma obra onde seria realizada apenas uma prova de carga no universo das estacas executada, onde se admitia capacidade de 250 kN. A carga de ruptura da estaca-prova escolhida não atingiu a estimativa prevista. Em vista disso, apareceram proposta de se reforçar a fundação. Por sugestão do autor, novas provas de carga foram realizadas e em posse dos resultados ele concluiu que não haveria necessidade de realizar reforço. CINTRA (1995) reforça a tese de ensaiar um mínimo de três estacas, pois a prática tem mostrado dispersões, que podem ser observadas em CARNEIRO (1994), onde foram ensaiadas duas séries de três estacas e as dispersões apresentaram tendências semelhantes nas duas séries, ou seja, valores de carga última abaixo, acima e próximo da média, conforme Tabela 2.8.4.1.

Tabela 2.9.4.1. Provas de carga em estacas apiloadas ensaiadas a compressão. Detalhes para dispersão observada (CARNEIRO, 1994).

N°	L (m)	D (m)	Qu (kN)
01	6,0	0,20	232
02	6,0	0,20	200
03	6,0	0,20	150
Média	-	-	194
04	9,0	0,20	255
05	9,0	0,20	312
06	9,0	0,20	270
Média	-	-	279

2.10. INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÕES.

Para a determinação das curvas de transferência de carga para o solo, as instrumentações mais utilizadas para fundações profundas no Brasil são os extensômetros elétricos de resistência ou *strain-gages* e os extensômetros de hastes denominadas *tell-tales* : SPINELLI *et al.*, (1980), BERBERIAN (1982), FONTOURA *et al.*, (1982), COSTA NUNES *et. al.*, (1985), NIYAMA *et al.*, (1985), DÉCOURT & NIYAMA (1994) e DÉCOURT *et al.* (1995).

Segundo COSTA NUNES & FERNANDES (1982), os dados oriundos dos extensômetros elétricos (*strain-gages*) e das hastes medidoras (*tell-tales*) se complementam. Os extensômetros elétricos são lidos com precisão de 10^{-6} mm/mm, enquanto que as barras medidoras têm precisão de 10^{-5} mm/mm. Estes instrumentos representam um poderoso controle aos dados dos *strain-gages*, embora não possam ser usados para indicar a deformação unitária axial, em razão da dupla influência que recebem de cisalhamento e do esforço normal. É muito importante durante a realização de provas de carga em fundações profundas, conhecer a distribuição das parcelas de resistência e da base para cada carga aplicada à fundação, sendo por isso as estacas instrumentadas imprescindíveis em provas de carga, devendo seu uso ser incrementado.

Estacas submetidas a esforços axiais de compressão podem ter suas medidas de deslocamento em profundidade realizadas diretamente por extensômetros de hastes ou *tell-tales*, conforme detalhes na Figura 2.10.1. (NIYAMA & AZEVEDO JR, 1990). No entanto, a obtenção das cargas que se distribuem pela estaca é indireta, pela medida das deformações específicas, utilizando-se, por exemplo, extensômetros elétricos colados em barras de armadura, em outros elementos elásticos imersos na estaca ou na superfície da estaca quando esta for de aço.

As técnicas de instalação destes sensores podem ser executadas de diversas maneiras, sempre com os devidos cuidados para evitar que eles sejam danificados durante o processo de instalação. Segundo os autores, uma das alternativas para se tentar eliminar, ou pelo menos minimizar estes inconvenientes, é a utilização de técnica especial de instalação de extensômetros elétricos ao longo do comprimento do fuste da estaca, desenvolvida pelo IPT. O processo consiste, basicamente, em instalar no fuste da estaca tubos metálicos (tubos de espera) de seção aberta, paralelos ao eixo da estaca, antes da concretagem do fuste da estaca no terreno (escavada) ou durante a fabricação (pré-moldada). Após a estaca ser cravada ou escavada, os extensômetros elétricos colados em segmentos de barras de aço ($\phi = 12,5$ mm e $L = 0,70$ m) são introduzidos nos tubos de espera até a profundidade indicada (complementados com barras de aço soldadas ou rosqueadas). Posteriormente é realizada a solidarização da instrumentação no fuste com a obturação do furo pelo lançamento de nata de cimento. Segundo os autores este método tem sido utilizado com sucesso, pois além de minimizar as perdas de pontos de instrumentação, durante o processo de cravação ou de colocação da armadura instrumentada no fuste das estacas moldadas in loco, ele evita a indução e a incorporação de tensões de várias ordens, previamente às provas de carga.

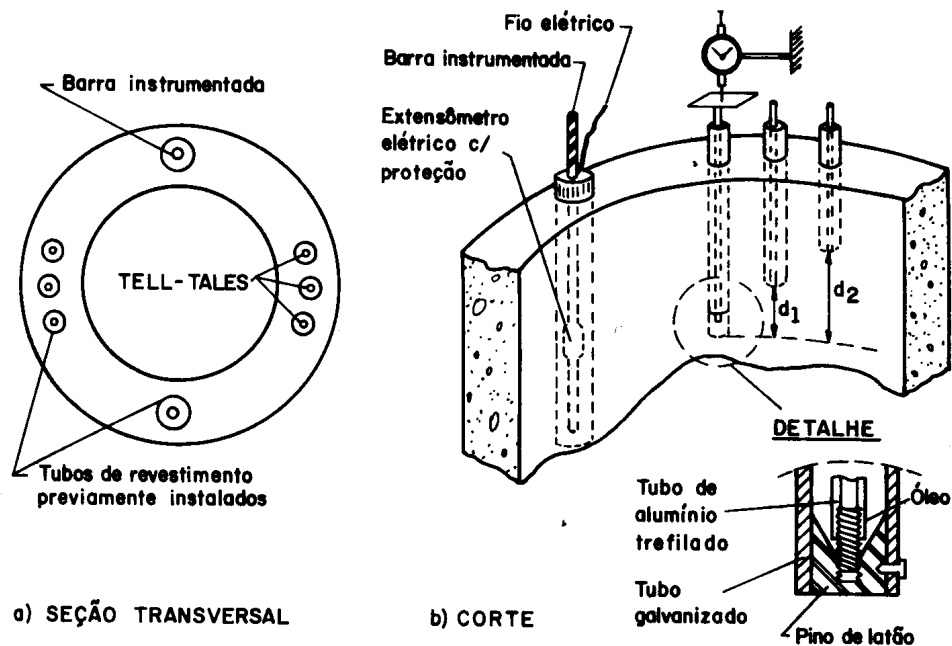


Figura 2.10.1. Detalhe da instrumentação (*tell-tales* e *strain-gages*) instalada em estaca pré-moldada de concreto. NIYAMA & AZEVEDO JR. (1990)

2.11. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO.

COSTA NUNES & FERNANDES (1982) apresentam uma formulação teórica para a interpretação para a análise dos dados de leitura obtidos da instrumentação de *strain-gages* e *tell-tales*, detalhada a seguir :

Para um elemento dz qualquer da estaca (Figura 2.11.1), o equilíbrio de forças impõe que :

$$d\sigma_z \cdot S = - \tau_z \cdot 2p \cdot dz.$$

onde $d\sigma_z$ é a variação de tensão normal à seção transversal S ; τ_z é a tensão de cisalhamento no fuste à profundidade z e $2p$ o perímetro da seção.

No caso de estacas cilíndrica :

$$\tau_z = - \frac{r}{2} \cdot \frac{d\sigma_z}{dz} .$$

onde r é o raio da estaca.

Verifica-se, pois, que a tensão de cisalhamento ao longo do fuste, τ_z , é expressa pela derivada da função σ_z (que representa o modo como se desenvolve a tensão normal na estaca) tomada com sinal negativo e multiplicada por $r/2$ (ou, em geral, a relação área transversal/perímetro).

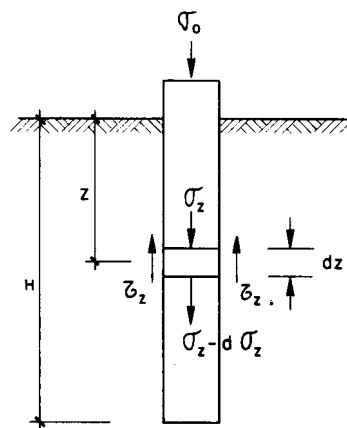


Figura 2.11.1 : Detalhe da seção dz , submetida às tensões atuantes. COSTA NUNES & FERNANDES (1982)

O conhecimento da função σ_z , para um estágio qualquer de carregamento σ_0 , permitiria, portanto, a determinação de τ_z ao longo do fuste. O conhecimento de σ_z , porém, é incompleto e indireto, pois precisa ser deduzido a partir de apenas algumas medições, efetuadas em diferentes níveis de estaca, da deformação unitária normal (*strain*) ε_z , como indica a Figura 2.11.2.

Um valor qualquer ε_z (indicado a partir da curva interpolada entre duas medições) representa um quociente entre a tensão normal, σ_z , e o módulo de elasticidade da estaca embutida $E_{b,z}$, à profundidade z :

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_{b,z}}$$

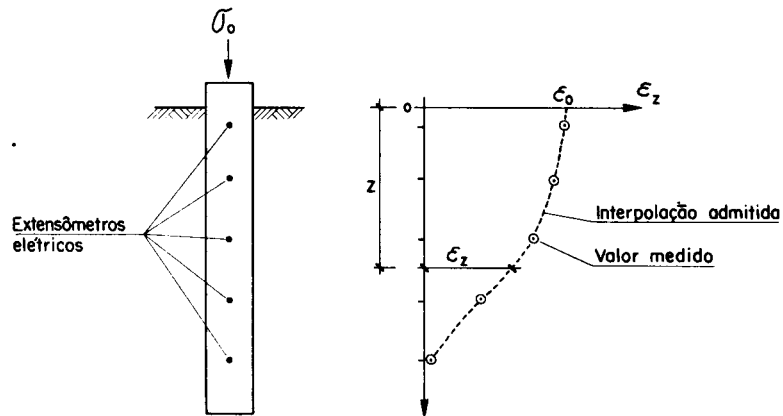


Figura 2.11.2 : Instalação dos extensômetros elétricos e a curva de transferência de carga. COSTA NUNES & FERNANDES (1982)

Uma solução para determinar-se $E_{b,z}$ pode ser obtida, pela seguinte consideração: acima do nível do terreno, onde a estaca é uma peça livre, a deformação unitária será:

$$\varepsilon_{\ell} = \frac{\sigma_o}{E_o}$$

e imediatamente abaixo do nível do terreno pode-se determinar, por extrapolação, das leituras de ε_z , o valor ε_o (deformação unitária projetada graficamente a $z = 0$). Daí :

$$\varepsilon_o = \frac{\sigma_o}{E_m}$$

onde E_m representa o módulo de elasticidade médio da peça embutida, para a carga aplicada σ_o . Assim, a igualdade de tensões a $z = 0$, dará :

$$E_m = \frac{\varepsilon_{\ell}}{\varepsilon_o} \cdot E_o$$

e adota-se para o restante do perfil de deformações unitárias, provocadas por σ_o à superfície, a expressão :

$$\sigma_Z = E_m \cdot \varepsilon_Z$$

que resolve de modo apropriado ($E_m \cong E_{b,z}$) o problema do conhecimento de σ_Z .

Deve-se ressaltar que a determinação de ε_o é razoavelmente precisa, pois a extrapolação do perfil de ε_Z , até a superfície do terreno, deve atender a condição :

$$\tau_o = \frac{r}{2} \left(\frac{d\sigma_Z}{dz} \right)_{z=0} = 0$$

e, portanto, o perfil de ε_Z se projeta de modo a indicar ortogonalmente à linha $z = 0$.

Os deslocamentos das barras medidoras (*tell-tales*) incorporam dois tipos de contribuição (inclusive o recalque na ponta, mobilizado, que é, após σ_Z distribuir-se por toda extensão da estaca):

- a) da tensão normal σ_Z
- b) da tensão cisalhante τ_Z

A diferença por conseguinte, entre os deslocamentos de *tell-tales*, adjacentes, Δw , pode ser assim expressa :

$$\Delta w = \Delta w_\sigma + \Delta w_\tau$$

o que não permite o conhecimento, em separado, das parcelas oriundas da tensão normal (Δw_σ) e da cisalhante (Δw_τ).

Entretanto, a parcela Δw_σ pode ser obtida a partir da medição das deformações unitárias, pois :

$$\Delta w_\sigma = \int_{Z_1}^{Z_2} \varepsilon_Z \cdot dz$$

sendo z_1 e z_2 as profundidades na estaca, de *tell-tales* adjacentes.

Dessa maneira Δw_τ passa a ser conhecido, pois :

$$\Delta w_\tau = \Delta w - \int_{z_1}^{z_2} \varepsilon_z \cdot dz$$

Segundo NIYAMA & AZEVEDO JR. (1990) a correta avaliação do módulo de elasticidade (E) da estaca é fundamental para a determinação da força axial atuante numa seção transversal, pois normalmente, é obtida através de medidas de deformações específicas (ε), utilizando-se a lei de Hooke ($Q = \varepsilon \cdot E \cdot A$). Dessa forma, tem-se sempre procurado verificar o valor do módulo E, sobretudo em estacas de concreto, na medida em que esse varia significativamente em cada caso.

No caso de monitoração dinâmica, utiliza-se a expressão $E = \gamma/g \cdot c^2$, onde γ é o peso específico do material, g é a aceleração da gravidade e c é a velocidade de propagação da onda. Em provas de carga estáticas, o valor do módulo pode ser deduzido a partir de um segmento de referência da estaca, imediatamente abaixo do bloco de coroamento e fora da influência do solo circunvizinho, conforme Figura 2.11.3.

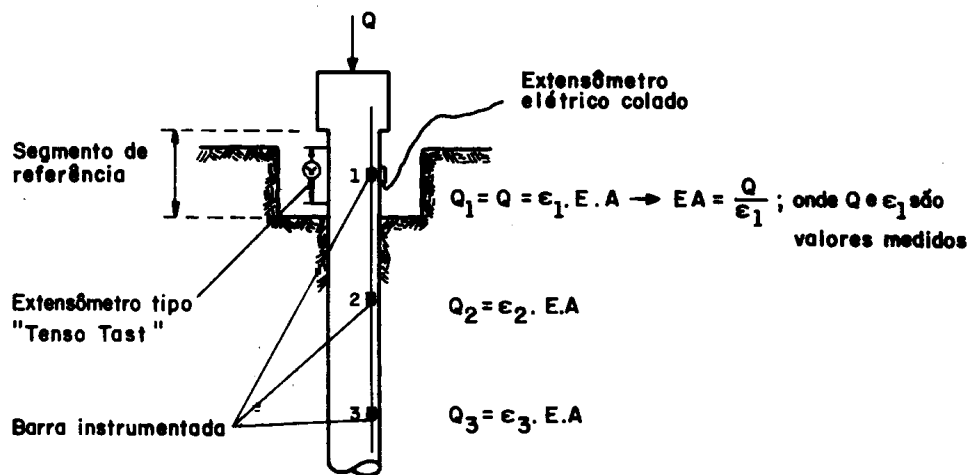


Figura 2.11.3 : Detalhe da seqüência das barras instrumentadas (*strain-gages*), com destaque da barra 1, destinada a determinação do módulo de elasticidade (E) da estaca.

2.12. TRANSFERÊNCIA DE CARGA.

Segundo VARGAS (1977) uma prova de carga sobre estaca isolada mobilizará reações do solo como as apresentadas na Figura 2.12.1a, e levará a uma curva carga-recalque da forma da indicada na Figura 2.12.1b, que se divide em três regiões:

I) de quase proporcionalidade entre carga e recalque (próximo ao elástico-linear);

II) de deformação visco-plástica - onde a velocidade de carregamento influi muito pouco sobre os recalques e onde aparece o fenômeno de relaxação (da carga quando se aplicam deformações arbitrárias); e,

III) de ruptura - nela se define a “capacidade de carga” ou “carga de ruptura” da estaca, como a carga Q_r , na qual o recalque aumenta indefinidamente com pequenos (ou sem) acréscimos de carga.

Qualquer carga aplicada à estaca se transmitirá ao terreno em duas parcelas. Uma como resistência de ponta Q_p e outra como atrito lateral Q_a . Assim :

$$Q_o = Q_p + Q_a = Q_p + \int_0^L p \cdot T_z \cdot dz$$

onde L é o comprimento da estaca, p é o seu perímetro e T_z o atrito unitário solo-estaca, na cota z .

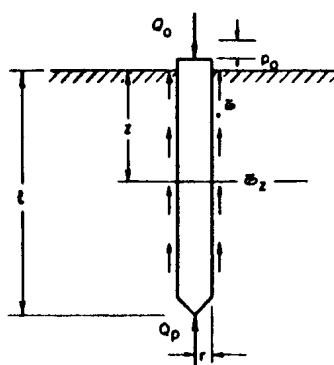


Fig. 1-a

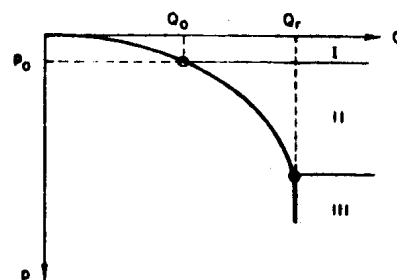


Fig. 1-b

Figura 2.12.1. a) Detalhe da condição de equilíbrio do sistema estaca-solo; b) Detalhes indicativos da interpretação da curva carga-recalque, por regiões. VARGAS (1977)

Separando-se a resistência total, de ponta e de atrito lateral, para os mesmos recalques, obtêm-se gráficos conforme Figura 2.12.2.

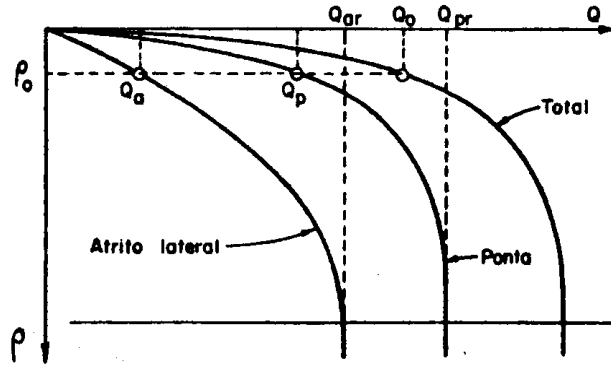


Figura 2.12.2. Curvas carga-recalque obtidas a partir da separação do atrito lateral e resistência de ponta. VARGAS (1977).

Com a execução de uma prova de carga sobre uma estaca de comprimento L , perímetro p e seção A , instrumentada em profundidade em intervalos ΔL ao longo do fuste (conforme Figura 2.12.3, nos pontos 1, 2, 3) e com as cargas Q_i transmitidas às seções, obtêm-se as curvas de transferência de carga ao terreno que em geral são diferentes para cada carga total aplicada Q_0 , até atingir seu valor final de ruptura Q_r (Figura 2.12.3). Deve-se notar que são apresentadas estacas em três situações: flutuante, de ponta e atrito e ponta.

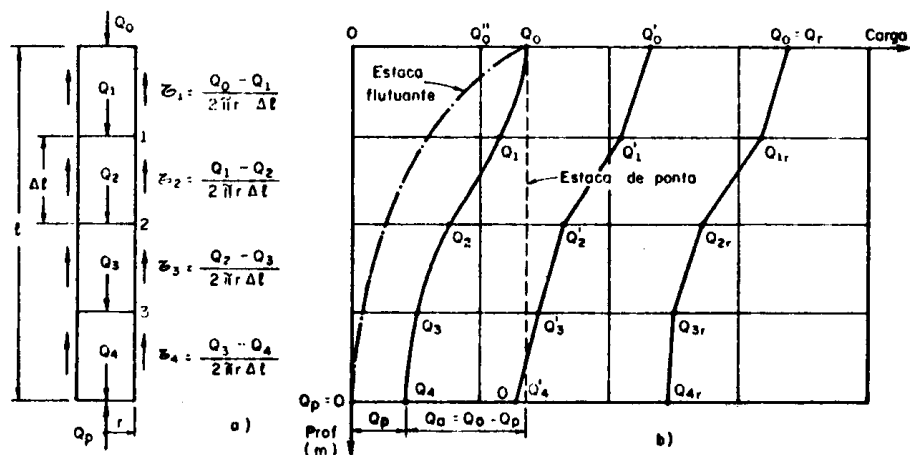


Figura 2.12.3. Modelo de transferência de carga teórica, para as situações mais correntes, à compressão, para estacas: flutuante, ponta e atrito e ponta. VARGAS (1977).

A situação pode ser melhor visualizada para uma situação de carregamento, Q_0 , transmitido ao solo por atrito T_1 (t/m^2) no primeiro segmento; T_2 no segundo; T_3 no terceiro e T_4 no quarto e último segmento. A carga transmitida ao solo pela ponta Q_p e por atrito Q_a , serão :

$$Q_p = Q_0 - \sum \Delta Q_i$$

$$Q_a = \sum \Delta Q_i = \sum p \cdot T_i \Delta L$$

Uma estaca que não transferisse carga alguma ao solo por atrito lateral teria o gráfico vertical da linha tracejada (Figura 2.12.3). Então:

$$Q_0 = Q_p$$

Para uma estaca flutuante, em que $Q_p = 0$, teria o gráfico de transferência de carga como da linha traço-ponto da Figura 2.15.3.

De uma forma geral, a carga Q_i que é transmitida pela base do segmento i ao segmento inferior, pode ser calculada a partir da fórmula que dá resistência lateral unitária média no segmento i :

$$T_i = \frac{\Delta Q_i}{p \Delta L} = \frac{Q_{i-1} - Q_i}{p \Delta L}$$

$$Q_i = Q_0 - \sum_1^i p \Delta L \cdot T_i$$

E a carga de ponta será:

$$Q_p = Q_0 - \sum_1^n p \Delta L \cdot T_i = Q_0 - \sum_1^n \Delta Q_i$$

A compressão elástica na superfície inferior (base) de cada um dos segmentos será:

$$\Delta\rho_{ei} = \frac{Q_i \cdot \Delta L}{E_e \cdot A} = (\rho_{e(i-1)} - \rho_{ei}).$$

onde E_e é o módulo de elasticidade do material da estaca. Conhecendo-se o recalque do topo da estaca ρ_o , o recalque da base do elemento i será:

$$\rho_{ei} = \rho_o - \sum_1^i \frac{Q_i \Delta L}{E_e \cdot A}$$

Assim o recalque da base do último segmento (que é o recalque da ponta da estaca) é sempre igual ao recalque do topo menos a compressão elástica da estaca. Assim, na zona de proporcionalidade do gráfico de prova de carga, calculando-se a compressão elástica da estaca será possível calcular o recalque da ponta e, por meio desse, estimar aproximadamente a carga de ponta.

Por outro lado, sabe-se empiricamente que a transferência de carga pode ser estimada adotando-se atrito lateral constante ou linearmente crescente, obtendo-se assim os valores de Q_i , que poderão ser colocadas sob forma contínua, como na Figura 2.12.4.

A partir de correlações semi-empíricas, AOKI (1987) propõe uma maneira prática de se estimar a transferência de carga de uma estaca isolada. Para obtê-la deve-se: separar o meio onde a estaca se encontra instalada, em camadas; determinar o SPT médio, o módulo de deformabilidade do solo, o coeficiente de Poisson de cada uma destas camadas. O passo seguinte é a estimativa do atrito lateral unitário de cada camada através de correlações semi-empíricas (AOKI-VELLOSO, 1975 ou DÉCOURT & QUARESMA, 1978). De posse destes resultados, tem-se o valor do atrito lateral total. Simulando-se então uma carga superior ao somatório do atrito lateral, tem-se um diagrama onde pode-se observar a carga transferida para o fuste e para a ponta da estaca (Figura 2.12.5).

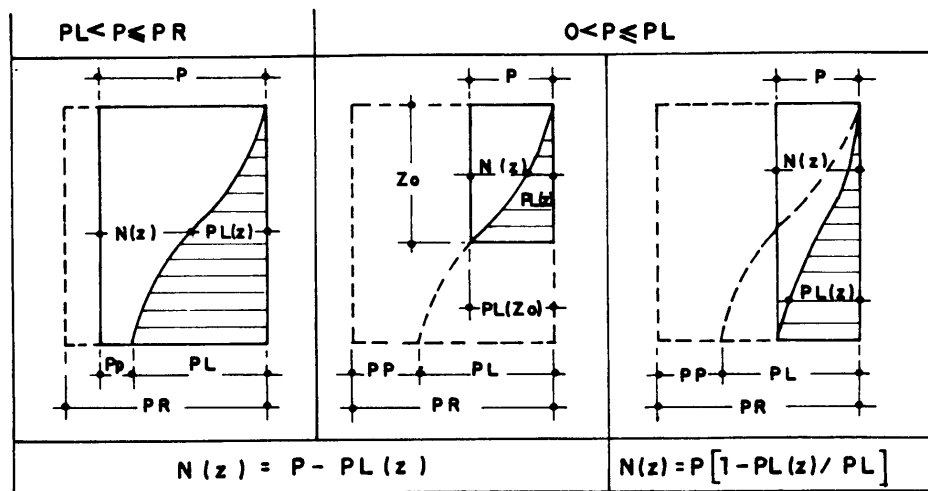


Figura 2.12.5. Representação gráfica do sistema de transferência de carga. AOKI (1987).

Segundo BERBERIAN (1982), que apresenta tubulões escavados a céu instrumentados com *tell-tales*, não se conhece o modo de transferência de cargas das fundações por tubulão. Como norma geral, em obras de porte normal e terrenos com características comuns, tem-se desprezado toda contribuição lateral em detrimento do peso próprio do tubulão.

Os resultados das primeiras provas de carga instrumentadas com *tell-tales*, conforme Figura 2.12.6, mostram uma acentuada transferência de carga para a base, após determinado nível de recalque e à medida que se aproxima da carga de ruptura. Sabe-se também que, aumentando-se a relação diâmetro da base/diâmetro do fuste, a base passará a receber antecipadamente maior quinhão de carga.

Segundo o autor, provas de carga com separação da resistência de base e de fuste, ensaiando-se separadamente um tubulão somente com a base concretada e um fuste sem apoio de base (ou de ponta), estão sendo realizadas, também com os objetivos de quantificar cada uma destas parcelas separadamente, bem como o de determinar a faixa de valores do fator $\alpha = Q_p / Q_\ell$ para os diversos tipos de solo.

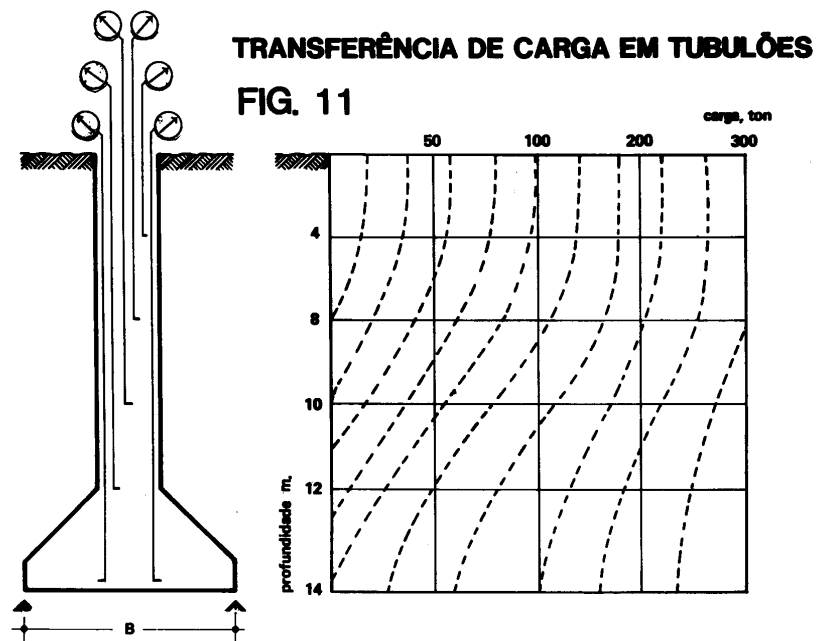


Figura 2.12.6. Transferência de carga em tubulões com utilização de *Tell-Tales*. BERBERIAN (1982).

FONTOURA *et al.* (1982) apresentam os resultados e a distribuição da curva de transferência de carga obtidos através de *strain-gages* (Figura 2.12.7) e *tell-tales* (Figura 2.12.8), instalados ao longo do fuste de uma estaca.

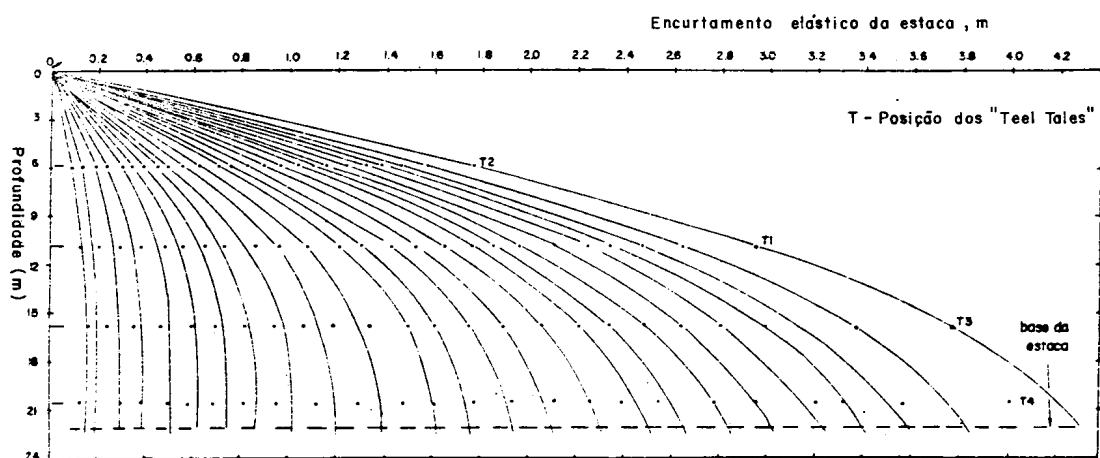


Figura 2.12.7. Curva de transferência de carga em estaca por *tell-tales*.

FONTOURA *et al.* (1982)

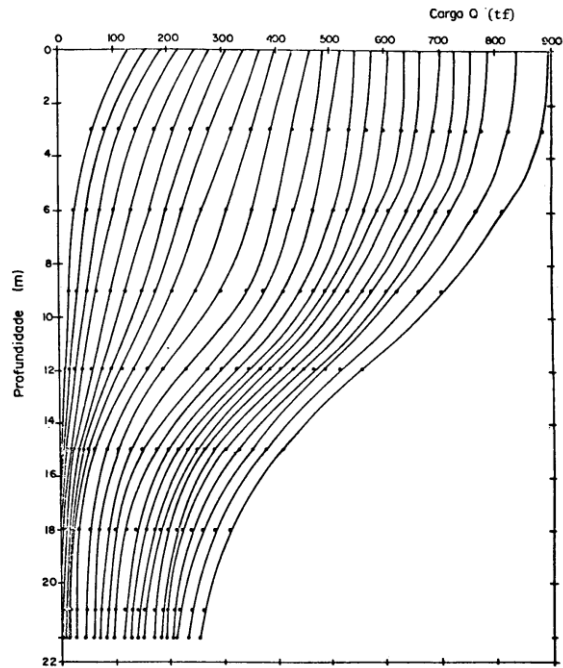


Figura 2.12.8. Curva de transferência de carga em estaca por *strain-gages*.

FONTOURA *et al.* (1982)

CARVALHO (1991) realizou provas de carga à tração em estacas escavadas instrumentadas, com $L=10$ m e $D=0,35$ m, no Campo Experimental da USP/São Carlos, obtendo os gráficos de transferência de carga nos estágios (Figura 2.12.10.) e da carga de atrito lateral transferida a cada seção da estaca (Figura 2.12.11).

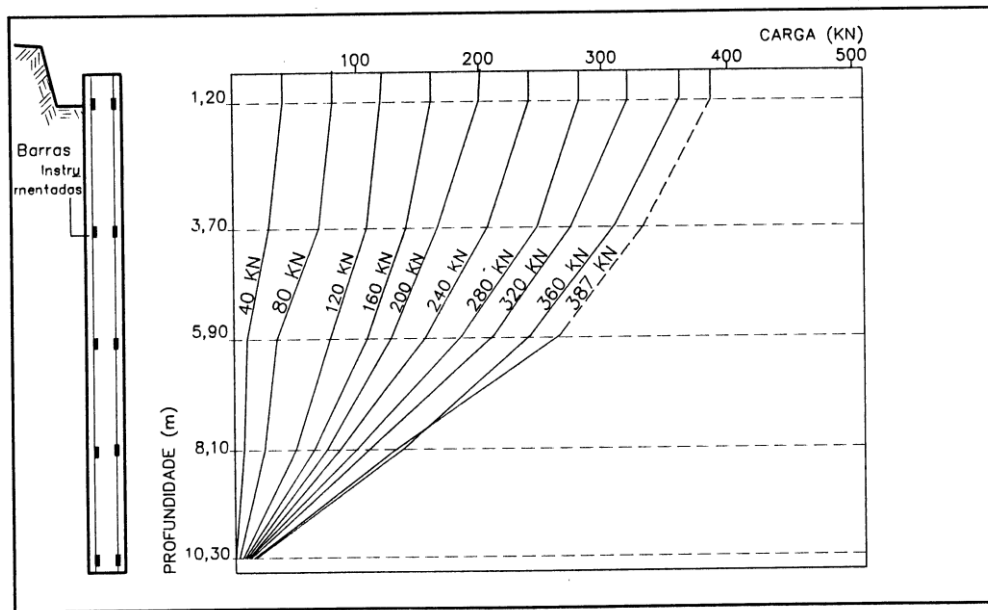


Figura 2.12.10. Curvas de transferência de carga dos estágios aplicados no carregamento. CARVALHO (1991).

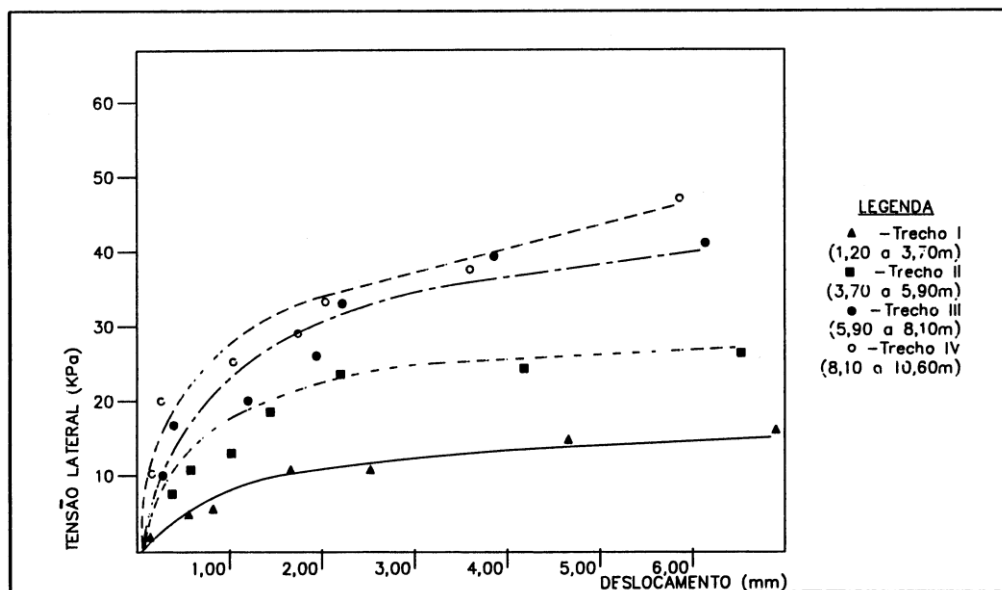


Figura 2.12.11. Gráfico de transferência de carga do atrito lateral em cada seção instrumentada. CARVALHO (1991)

MANTILLA (1992) apresentou resultados de provas de carga a compressão em estacas escavadas instrumentadas, com $L=10\text{m}$ e diâmetro $D=0,35\text{m}$, no Campo Experimental da USP/São Carlos, destacando-se o gráfico de transferência

de carga (Figura 2.12.12) e o de transferência de carga do atrito lateral (Figura 2.12.13).

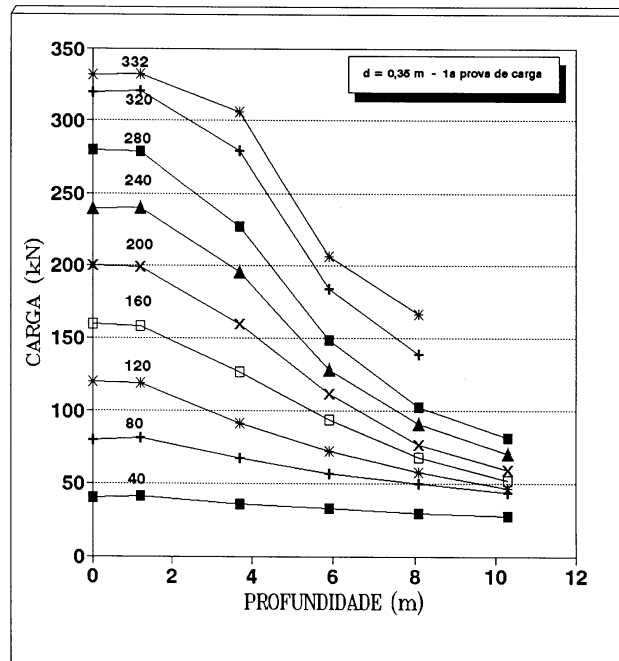


Figura 2.12.12. Transferência de carga em profundidade. MANTILLA (1992).

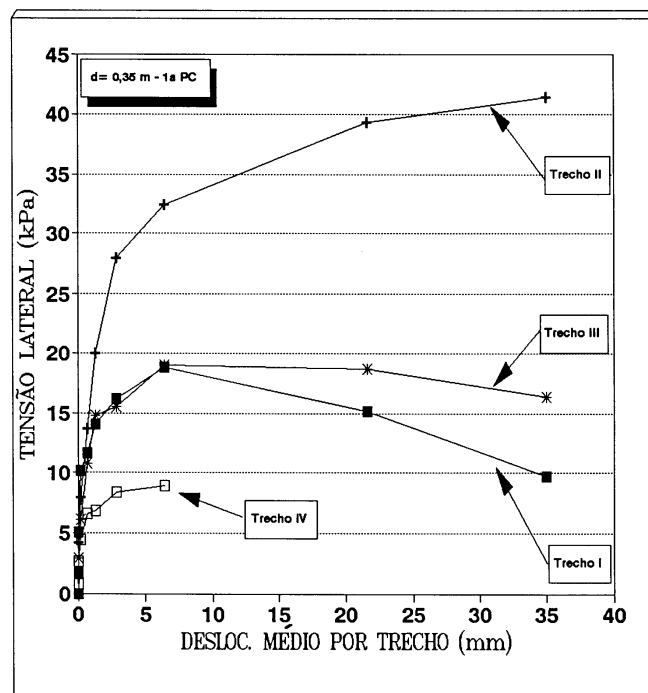


Figura 2.12.13. Mobilização do atrito lateral nas seções instrumentadas. MANTILLA (1992).

2.13. ANÁLISE DAS CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.

COSTA NUNES & FERNANDES (1982) apresentaram uma estaca instrumentada por quatro extensômetros elétricos (*strain-gages*) e quatro hastes medidoras (*tell-tales*). Tratava-se de uma estaca escavada com 26,85 m de comprimento e 0,70 m de diâmetro, instrumentada. Pelas análises dos resultados das curvas de transferência de carga, pode-se observar que a partir de determinado nível de carga, a estaca passa a mobilizar de modo crescente sua resistência de ponta, mantendo-se quase inalterado seu regime de atrito no fuste.

Comparando-se os resultados da transferência de carga, para os *tell-tales*, apresentados por BERBERIAN (1982) e FONTOURA *et al.* (1982), observa-se que há nos tubulões uma tendência de ocorrer predominância de carga migrando para a região da base, esgotando rapidamente a capacidade de carga do fuste, enquanto que para as estacas há uma majoritária predominância das cargas serem transferidas para o fuste. A diferença nas tendências migratórias das cargas para os diferentes elementos (tubulões e estacas) está ligada diretamente a rigidez estrutural do elemento, comprimento e embutimento da fundação no solo.

2.14. CONSIDERAÇÕES SOBRE COMPORTAMENTO DE TUBULÕES.

Segundo MELLO (1975), com o predomínio dos tubulões de base alargadas apoiados em camada mais resistentes, no Brasil tem sido corrente adotar dimensionamento nominal da pressão da base, desprezando o atrito lateral. Entretanto o autor cita que provas de carga sobre protótipos em (a) argila de Londres e (b) areias (VÉSIC, E.U.A) mostraram tal conceituação errada. Cita o autor que como a fixação de σ_{ad} da base tem sido essencialmente empíricas, tudo corre bem enquanto se permanece com casos semelhantes: erros e mesmo possíveis catástrofes ocorrem na extrapolação.

O problema da soma de atrito lateral e tensão na base está no fato de que cada parcela se desenvolve com curva tensão-deformação absolutamente distinta. A base equivale a placa profunda. Poderá ser avaliada essencialmente análogo à sapata (excluídos os casos em que o terreno de base é prejudicado por processo de

escavação impróprio (abaixo do N.A., falta de controle, etc.). A carga limite e a carga de trabalho de um tubulão é sempre função da limitação imposta ao recalque admissível pela superestrutura (totais e diferenciais).

As fundações por tubulões na região Centro-Oeste do Brasil é sempre a primeira opção considerada quando da escolha do tipo de fundação. Via de regra, ela oferece maior segurança, maior economia e maior rapidez. Na sua grande maioria, os tubulões são escavados manualmente, utilizando-se sarilho simples. Em casos especiais, para tubulões com bases cujos diâmetros ultrapassem a 5 m, pode-se utilizar guincho elétrico para agilizar a escavação, principalmente devido a possíveis problemas de instabilização que possam vir a ocorrer na base.

Segundo BERBERIAN (1982), em Brasília, 70 % das fundações são resolvidas empregando-se tubulões a céu aberto e mini-tubulões, ficando o restante assim dividido : estacas do tipo Strauss com 28 % e tipos Franki, pré-moldadas e microestacas com 2 %.

Segundo AOKI (1982) os tubulões a ar comprimido continuam a ser usados nas obras de pontes no interior do país e tem sido substituídos pelas estacas escavadas nas obras nos grandes centros urbanos devido às limitações de profundidade e aos prazos de execução. Por outro lado os tubulões executados a céu aberto são usados extensivamente em Brasília, Belo Horizonte, São Paulo, Curitiba, Salvador e outros locais com pleno sucesso. Em muitas obras de estacas escavadas há necessidade de recorrer-se a soluções localizadas com tubulões devido a ocorrência de obstáculos intransponíveis às ferramentas normais de escavação.

Segundo ALONSO (1983) os tubulões são empregados para fundações profundas em que se despreza a carga proveniente do atrito lateral. Como este tipo de fundação é usado, geralmente, para grandes cargas, dificilmente se executam provas de carga, principalmente devido a problemas de custos.

2.15. CONSIDERAÇÕES SOBRE MOBILIZAÇÃO DE PONTA.

Segundo BERBERIAN (1982) os tubulões a céu aberto tem sido empregados para receberem cargas de 100 kN a 30000 kN (isoladamente) e com comprimentos variando entre 2 e 40 metros.

Segundo AOKI (1996), pode-se adotar tensões admissíveis superiores às recomendadas pela NBR-6122, isto é, maior de 600 kPa, desde que se tenha experiência anterior no local e se disponham de dados confiáveis relativos a obras já executadas. O referido autor já utilizou taxa admissível da ordem de 2500 kPa, na cidade do Rio de Janeiro, em solo de alteração de gnaiss, ressaltando que os recalques foram acentuados.

Segundo VÉSIC (1975), para a mobilização da resistência de ponta é necessário ocorrer deslocamento em torno de 10% do diâmetro (D) da ponta da estaca, para estacas cravadas, e maiores que 30% para estacas escavadas.

2.16. CONSIDERAÇÕES SOBRE ATRITO LATERAL.

Segundo MELLO (1975) o atrito lateral depende sempre do processo executivo, que altera as condições dos elementos de solos contíguos, sendo esta análise mais difícil. Mesmo o fator água-cimento afeta, amolecendo a argila ressecada e/ou bem pré-adensada. Também interfere o fato da escavação atravessar várias camadas diferentes. Para o autor serão inteiramente distintas as condições de atrito lateral (no mesmo solo) de tubulões a céu aberto, de camisa de concreto, metálica ou do tipo benoto. O recalque para a mobilização do atrito lateral varia entre 5 e 10 mm, independente do diâmetro do fuste.

Segundo VÉSIC (1975) a mobilização completa (saturação) do atrito lateral se desenvolve com pequenas deformações, em torno de 8 a 10 mm.

2.17. RECALQUE.

Segundo SIMONS & MENZIES (1981) pode parecer natural acreditar que previsão de recalques tenha se tornado uma ciência exata, em virtude do progresso atingido nos últimos anos e pela disponibilidade do poderoso método de análise por elementos finitos.

Segundo ALONSO (1989), a estimativa de recalques ainda é um dos cálculos mais complexos no dimensionamento de fundações profundas. ALONSO (1981), apresentou uma formulação semi-empírica para a obtenção da curva carga-

recalque a partir de correlações de valores do SPT. O método faz uma simplificação admitindo atrito lateral unitário constante ao longo de todo comprimento da estaca, não podendo ser aplicado para os casos de perfil de solo que apresentem camadas de argila mole e nem nos casos que a estaca se encontra com a ponta no topo rochoso (indeformável). Quando se tratar de perfil de solo estratificado, deverá ser transformado em uma camada de solo equivalente. A avaliação dos resultados leva a conclusão que o método é mais aplicável para estacas cravadas e do tipo Franki

MELLO (1975) cita que devido a construção de estruturas maiores e de acabamento mais exigentes, prevalece sempre no dimensionamento de fundações a condicionante dos recalques admissíveis, em comparação com os critérios de segurança perante a ruptura.

SIMONS & MENZIES (1981) citam que prevalecem os métodos baseados na teoria da elasticidade para a estimar recalques nas fundações.

AOKI (1982) faz uma referência ao assunto citando que os valores dos recalques das estacas escavadas em areias são cerca de quatro vezes àqueles correspondentes a estacas cravadas, conforme se depreende dos coeficientes indicados por VÉSIC (1975). Para a situação em argilas estes valores (das estacas escavadas) chegam a ser duas vezes maiores que das estacas cravadas de mesmas dimensões.

Segundo SOARES (1994) os métodos semi-empíricos foram desenvolvidos inicialmente para prever recalques em areias devido à dificuldade em se amostrar e ensaiar estes materiais em laboratório de maneira representativa das condições de campo. Então as correlações permitiriam a estimativa de propriedades de deformação através de ensaios outros que não são aqueles que visam observar o comportamento tensão-deformação dos solo (no laboratório: ensaios triaxiais, oedométrico, etc; no campo: ensaio de placa e pressiométricos) e ensaios de penetração dinâmica (SPT) e estática (CPT).

De acordo com o autor, as correlações podem ser estabelecidas entre resultados de ensaios de penetração e :

i) propriedades de deformação obtidas em ensaios (tipo tensão-deformação) executados em amostras retiradas próximas; e,

ii) propriedades de deformação obtidas por retroanálises de medições de recalques de fundações.

No segundo caso, em que se retro-analisam medições de recalques para se obter propriedades de deformação que serão relacionadas aos ensaios de penetração, é importante notar que assim cria-se um vínculo entre a correlação e o método de análise a ser utilizado nas futuras previsões de recalque. Ele deverá ser o mesmo usado na retro-análise para se estabelecer a correlação.

SCHMERTMANN (1970) comprovou o conceito de Buisman, e o simplificou admitindo $E = 2qc$ e introduziu o Fator de Influência de Deformação I_z (partindo dos fatores de influência de tensões de Boussinesq). Sugere para I_z uma distribuição triangular partindo de zero à cota de apoio da sapata, aumentando para 0,6 à profundidade de $B/2$ e caindo de novo linearmente para zero à profundidade de $2B$.

AOKI & LOPES (1975) apresentaram um método de cálculo que utiliza as equações de Mindlin, aplicadas a um espaço semi-infinito, limitado por uma região indeslocável. As equações foram reescritas de forma a permitir uma integração numérica. A aplicação dos procedimentos de cálculo foram desenvolvidas para estacas com seção circular e quadrada. O método supõe um elemento estrutural instalado (estaca) ocupando uma determinada posição em um maciço de solo, tendo como referência a posição do indeslocável ($\rho = 0$). São definidas as coordenadas do centro da ponta do elemento estrutural e do ponto onde se pretende calcular o recalque. Se o objetivo for calcular o recalque total (ρ_t) no topo do elemento estrutural, Figura 2.17.1, basta escolher o ponto B na ponta do elemento estrutural (estaca) e adicionar o recalque elástico do fuste (ρ_f) pela lei de Hooke.

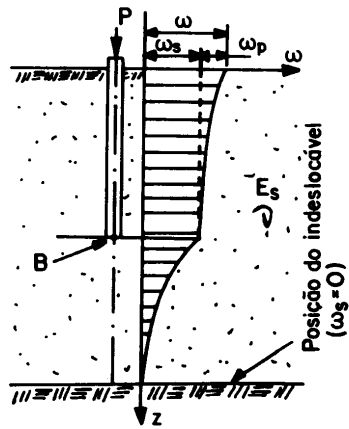


Figura 2.17.1. Cálculo de recalque no topo de uma estaca, instalada em um meio semi-infinito, tendo como referência a posição do indeslocável.

CAPÍTULO 3 – CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES: **3ª ETAPA DE AMPLIAÇÃO.**

3.1. HISTÓRICO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES DA USP/SÃO CARLOS.

O Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos foi viabilizado através do apoio financeiro da FAPESP (Processo nº 88/0238-3 : Implantação; Processo nº 91/1142-2 : 2a. Fase e Processo nº 96/4626-4 : 3ª. Fase).

A implantação do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos em 1988, com a execução de estacas escavadas e do tipo raiz e posteriormente sua ampliação em 1991, com ênfase voltada para o estudo das soluções regionais de elementos de fundações de estacas apiloadas, escavadas do tipo broca e moldada *in loco* do tipo Strauss, já forneceram importantes contribuições sobre o comportamento destes elementos de fundações em solo colapsível. Esta terceira etapa do Campo Experimental, abrange o comportamento estático de tubulões instrumentados, e provas de carga dinâmicas, abordando o emprego dos conceitos de solos não-saturados para estimativa da capacidade de carga nas condições de umidade natural e com saturação do solo através de cava de superfície.

No local do projeto (Campo Experimental) já se dispõe de uma base de investigação geotécnica composta de :

- cinco sondagens à percussão convencionais, com medida de resistência a penetração (SPT) e dez com medida de torque (SPT-T), totalizando 15 ensaios;
- cinco ensaios de penetração contínua (CPT);
- quatro ensaios de “cross-hole”; e
- três ensaios de infiltração *in situ*.

O perfil típico está apresentado na Figura 3.1, que apresenta basicamente três camadas, sendo a primeira (superficial) com espessura de 6 m, uma areia argilosa marrom (Sedimento Cenozóico). A segunda camada é constituída por uma areia argilosa vermelha (solo residual do Grupo Bauru) e separando as duas camadas, encontra-se uma linha de seixos. A terceira camada, que precede o topo rochoso, é formada por silte argiloso, variegado. O N.A. varia ao longo do ano de -7 à -10,6 m.

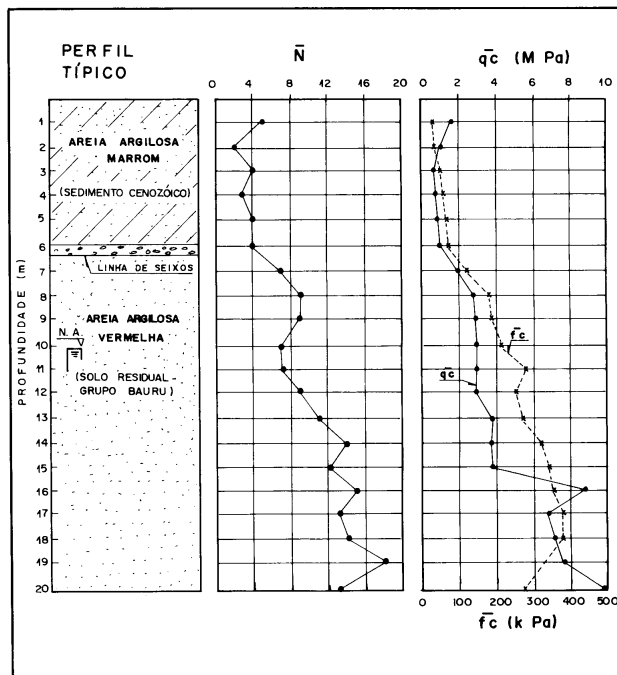


Figura 3.1. Perfil geotécnico típico do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos (CINTRA *et al.*, 1991).

3.2. GEOLOGIA LOCAL.

A cidade de São Carlos está situada em um dos planaltos reversos da província geomorfológica da Cuestas Basálticas, segundo ALMEIDA (1964), e está assentada sobre as rochas do Grupo São Bento, constituídas pelos arenitos da Formação Botucatu e pelos magmatitos básicos da Formação Serra Geral. Sobre essas rochas ocorrem os conglomerados e arenitos do grupo Bauru e em seguida cobrindo toda a região encontra-se uma camada de solo superficial, geologicamente denominada de Sedimento Cenozóico. Este sedimento é produto do retrabalhamento dos materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu, através de transporte coluvionar e aluvionar (BJORNBERG, 1965).

O solo proveniente deste sedimento, devido sua gênese, apresenta-se pouco compacto, com as partículas razoavelmente selecionadas e sua litologia apresenta basicamente, na textura típica, duas frações: uma arenosa (cerca de 50 % de areia de graduação fina e média), que é a predominante, e outra argilosa (cerca de 35 % de fração argilosa).

Por se tratar de uma região tropical, as condições climáticas (temperaturas elevadas e intensa precipitação pluviométrica) provocaram no solo superficial (Sedimentos Cenozóicos) o processo de laterização, que é caracterizado pela lixiviação e precipitação das partículas coloidais e/ou solúveis de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Esta camada superficial de Sedimento Cenozóico pode atingir até cerca de 10 m de espessura, sendo geralmente limitada por uma linha de seixos. Este solo apresenta características típicas de material laterizado, baixo teor de umidade natural e de estrutura colapsível. Sua abrangência atinge praticamente toda região centro-oeste do Estado de São Paulo, conforme Figura 1.

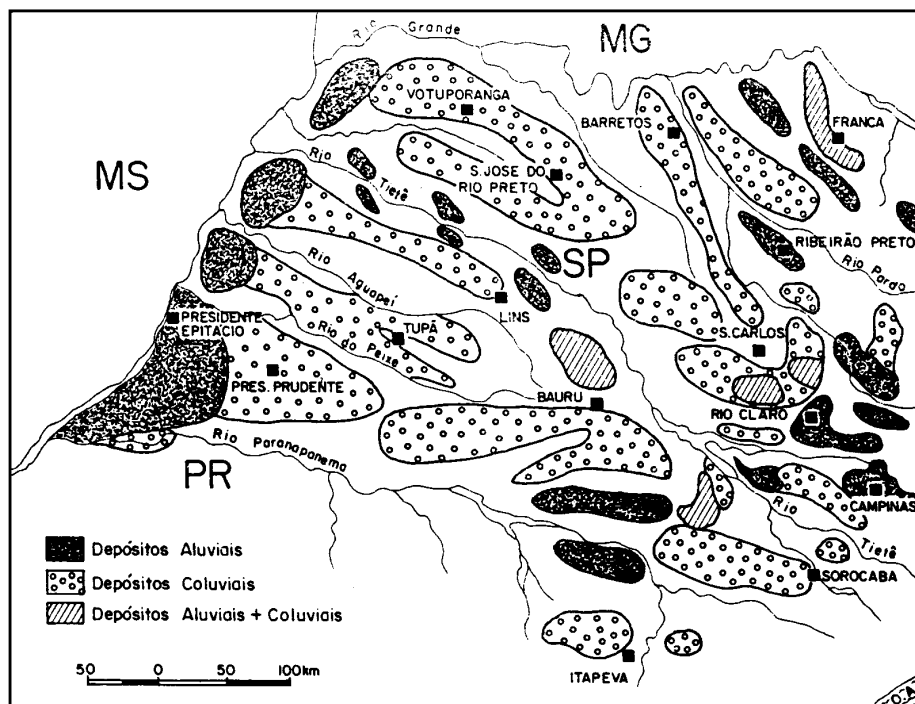


Figura 3.2.1 - Cobertura Cenozóica no Interior do Estado de São Paulo (FÚLFARO & BJORNBERG, 1993).

3.3. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS REALIZADAS EM CAMPO.

Neste item também são apresentados os perfis obtidos nas três campanhas de sondagem. (Figuras 3.1, 3.2 e 3.3).

Figura 3.3.1. Perfil Geotécnico da 1a. Campanha de Investigação.

Prof. (m)	Descrição das Camadas e Tipos de Solo	Nspt	f _c (kPa)	q _c (MPa)
1	Areia Fina Argilosa, Fofa, Marrom Escura. (Sedimento Cenozóico)	5	29,5	1,66
2		2	40,8	1,06
3		4	43,6	0,78
4		3	52	0,90
5		4	60,5	0,96
6		4	65,2	1,24
7	Areia Fina, Argilosa, Pouco Compacta A Medianamente Compacta, Variegada, Vermelha Clara/Escura, Branca. (Solo Residual de Arenito Do Grupo Bauru) N.A. na cota de -10m No inverno.	7	115	1,90
8		9	178,5	2,82
9		9	181,3	2,88
10		7	208	2,96
11		7	275,3	3,02
12		9	250,3	2,88
13		11	265,2	3,72
14		14	308,8	3,58
15		12	238,7	3,72
16		15	350	8,70
17		13	370,8	6,80
18		14	368,3	7,10
19		18	50	7,50
20	22	269,2	9,80	

Limite da Sondagem

Figura 3.3.2. Perfil Geotécnico da 2a. Campanha de Investigação.

Prof. (m)	Descrição das Camadas e Tipos de Solo	γ_d	Nspt	e	Umid.Grav. <i>in situ</i> (%)
1	Areia Fina Argilosa, Fofa, Marrom Escura. (Sedimento Cenozóico)	12,5	1	1,17	16,5
2		13,6	1	0,99	16,8
3		13,8	1	0,96	16,9
4		14,3	2	0,90	18,1
5		14,4	2	0,88	17,9
6		14,7	2	0,84	18,3
7	Areia Fina, Argilosa, Pouco Compacta A Medianamente Compacta, Variegada, Vermelha Clara/Escura, Branca. (Solo Residual de Arenito Do Grupo Bauru) N.A. na cota de -10m Em 05/05/1998.	15,2	3	0,78	18,6
8		16,1	5	0,68	18,6
9		16,6	3	0,63	19,8
10		16,8	4	0,61	20,5
11			5		
12			6		
13			8		
14			10		
15			8		
16			9		
17			14		
18			12		
19			13		
20			14		
21		12			
22		11			
23		10			
24	Silte Argiloso, com Fragmentos de Rochas Basálticas Alteradas, Med. Compacto a muito Compacto, variegado		14		
25			26		
26			60		
27			60		
28			60		

Limite da Sondagem

Figura 3.3.3. Perfil Geotécnico da 3a. Campanha de Investigação.

Prof. (m)	Descrição das Camadas e Tipos de Solo	γ_d	Nspt	e	Umid.Grav. <i>in situ</i> (%)
1	Areia Fina Argilosa, Fofa, Marrom Escura. (Sedimento Cenozóico)	12,5	2	1,17	14,3
2		13,6	2	0,99	15,5
3		13,8	2	0,96	16,7
4		14,3	2	0,90	17,7
5		14,4	2	0,88	18,4
6		14,7	3	0,84	17,9
7	Areia Fina, Argilosa, Pouco Compacta A Medianamente Compacta, Variegada, Vermelha Clara/Escura, Branca. (Solo Residual de Arenito Do Grupo Bauru) N.A. na cota de -7m Em 29/04/1999.	15,2	2	0,78	20,8
8		16,1	4	0,68	
9		16,6	5	0,63	
10		16,8	7	0,61	
11			7		
12			9		
13			7		
14			12		
15			11		
16			11		
17			13		
18			20		
19			12		
20			10		
21			13		
22			7		
23			8		
24		Silte Argiloso, com Fragmentos de Rochas Basálticas Alteradas, Med. Compacto a muito Compacto, variegado		37	
25			60		
26			60		
27			60		
28			60		

Limite da Sondagem

3.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIOS PARA APLICAÇÃO DOS CONCEITOS DE SOLOS NÃO-SATURADOS.

Os dados de laboratório utilizados neste trabalho são parte integrante da tese de doutorado de MACHADO (1998), que apresentou uma adaptação modelo CAM-CLAY modificado, adaptado para o solo do Campo Experimental, a partir da modelagem dos parâmetros de laboratório. Estes dados também foram aplicados para previsão da capacidade de carga dos tubulões a partir dos dados de umidades obtidos *in situ* durante a realização das provas de carga.

Os ensaios de caracterização, compressão confinada e triaxiais convencionais e não-saturados assumem papel fundamental para a interpretação dos dados de umidade de campo obtida por tradagem, logo após os as provas de carga terem sido realizadas, para avaliação da resistência ao cisalhamento e a modelagem das situações em que se encontravam os tubulões na época do ensaio. Para os ensaios pré-inundados, umidades foram obtidas com a utilização de sondas de TDR segmentadas, instaladas até a profundidade de 1,50m, no fundo da cava com profundidade de 0,50m.

Os ensaios de laboratório foram realizados com amostras indeformadas extraídas de um poço com diâmetro de 1,20m, de metro a metro, até a profundidade de 9,80m. Em todas as amostras foram realizados ensaios de índices físicos e determinação de umidade, ensaios de compressão confinada convencional saturada e com controle de sucção, triaxiais convencionais saturados e com sucção controlada.

Na Figura 3.4.1 e nas Tabelas 3.4.1, 3.4.2 e 3.4.3 são apresentadas as características e índices representativos do solo do Campo Experimental.

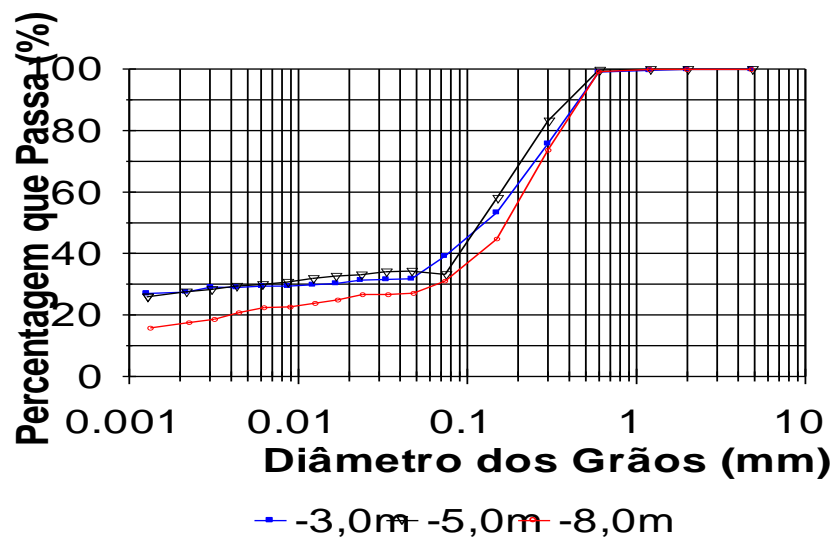


Figura 3.4.1. Curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3, 5 e 8m, em relação à superfície do terreno.

Tabela 3.4.1. Frações granulométricas constituintes dos solos.

Prof. (m)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
3m	60,8	11,9	27,3
5m	66,7	5,90	27,4
8m	68,9	13,7	17,4

Tabela 3.4.2. Valores de peso específico seco e umidade obtidos ao longo do perfil de coleta de blocos indeformados.

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
w (%)	13,7	14,6	15,8	16,8	16,4	17,2	19,1	16,7	18,3
γ_d (kN/m ³)	12,5	13,6	13,8	14,3	14,4	14,7	15,2	16,1	16,6
γ (kN/m ³)	14,2	15,6	16,0	16,7	14,8	17,1	18,1	18,8	19,6
e	1,17	0,99	0,96	0,90	0,88	0,84	0,78	0,68	0,63

Tabela 3.4.3. Resultados dos ensaios de caracterização e compactação.

Prof. (m)	γ_{dmax} (kN/m ³)	w _{ot} (%)	w _L (%)	w _P (%)	γ_s (kN/m ³)
3m	18,7	14,0	27,9	16,0	27,1
5m	18,4	14,8	30,9	19,8	27,5
8m	18,9	11,2	28,4	17,2	27,1

Nas Figuras 3.4.2, 3.4.3 e 3.4.4, são apresentadas as variações de comportamento da pressão de pré-adensamento do solo até profundidades próximas a cota -10m. Observa-se que a pressão de sucção tem ação decisiva de controle do processo de variação da pressão de pré-adensamento do solo não-saturado. A interpretação dos resultados, com base nos conceitos dos solos não-saturados, de coesão, ângulo de atrito, pressão de pré-adensamento e resistência ao cisalhamento conduz a uma mudança de atitude sobre o estudo do comportamento de fundações nesses solos. É necessário conhecer a umidade em que se encontram esses solos (seja nas sondagens, provas de carga e fase de carregamento), além do índice de vazios e da capacidade de retenção de umidade (curvas característica de retenção de umidade). Ao realizar ensaios em laboratório é preciso levar em conta os conceitos dos solos não-saturados, de maneira a varrer as possibilidades de comportamento, inclusive para se prever eventuais perdas de resistência, se determinadas situações acontecerem, como por exemplo, elevação de N.A., infiltração de água de chuva, ruptura de canalização adutora, inundação a partir do terreno de superfície, etc. Para o caso de tubulões, que apresentam muita dependência da pressão de pré-adensamento na região da cota de apoio da base, esta avaliação é particularmente proveitosa, pois dependendo da época do ano em que se realizar a investigação (SPT, CPT e etc), os solos acima do N.A. (não-saturados), podem expressar valores de resistências diferentes, interferindo nas avaliações de comportamento.

Como pode ser observado na Figura 3.4.4 e na Tabela 3.4.4, é possível se obter os valores de pressão de pré-adensamento na região de apoio da base dos tubulões, a partir dos valores de umidades (pressão de sucção) existentes no solo, desde que se tenha amostras indeformadas ensaiadas em câmaras oedométricas com sucção controlada e a curva característica de retenção de umidade (Figuras 3.4.7, por exemplo).

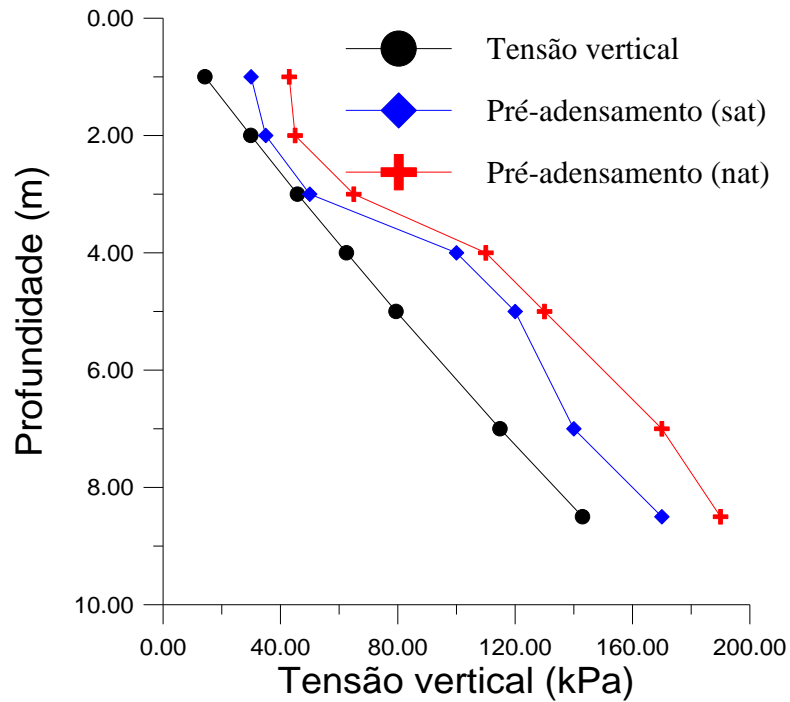


Figura 3.4.2. Variação da tensão vertical e da tensão de pré-adensamento com a profundidade (MACHADO, 1998).

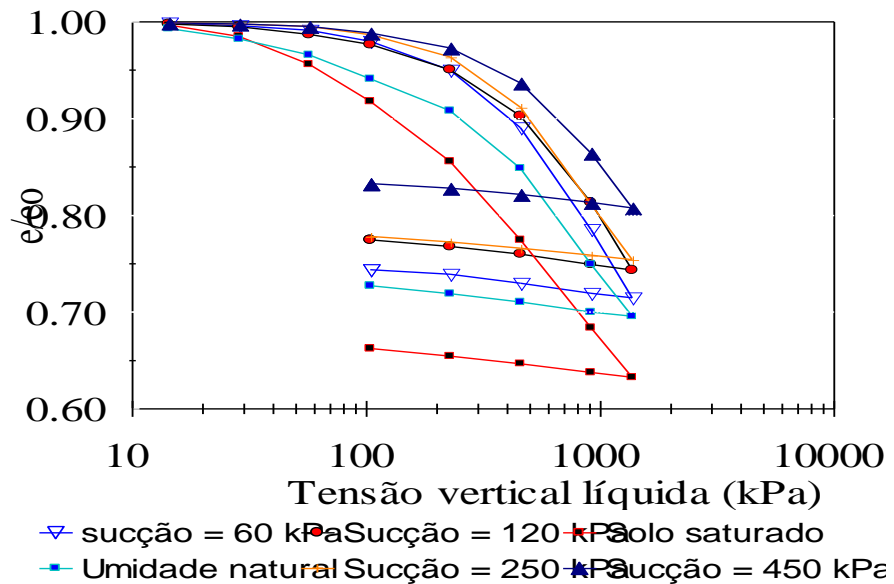


Figura 3.4.3. Ensaios oedométricos com sucção controlada, para curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 8m (MACHADO, 1998).

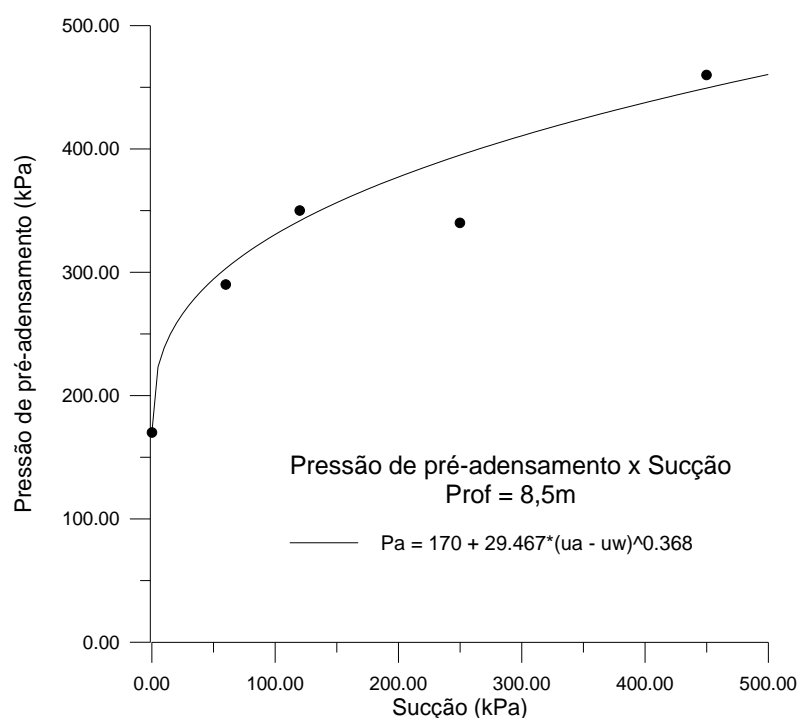


Figura 3.4.4. Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 8,5m (MACHADO, 1998).

Tabela 3.4.4. Valores da pressão de pré-adensamento com o aumento da Pressão de Sucção.

Pressão de Sucção (kPa)	Pressão de Pré-Adensamento (kPa)
0	170
5	223
10	239
15	250
20	259
30	273
40	285
50	294
60	303
70	311
80	318

Pelos valores expostos na Tabela 3.4.4, observa-se que a pressão de pré-adensamento cresce com o aumento da pressão de sucção.

As curvas características de retenção de umidade (Figuras 3.4.5, 3.4.6 e 3.4.7) são de fundamental importância para se utilizar os conceitos de solo não-saturado, visto

que com a umidade tem-se os dados necessários para se determinar a resistência ao cisalhamento do solo, juntamente com os dados de coesão, ângulo de atrito, pressão de adensamento e o grau de saturação do solo.

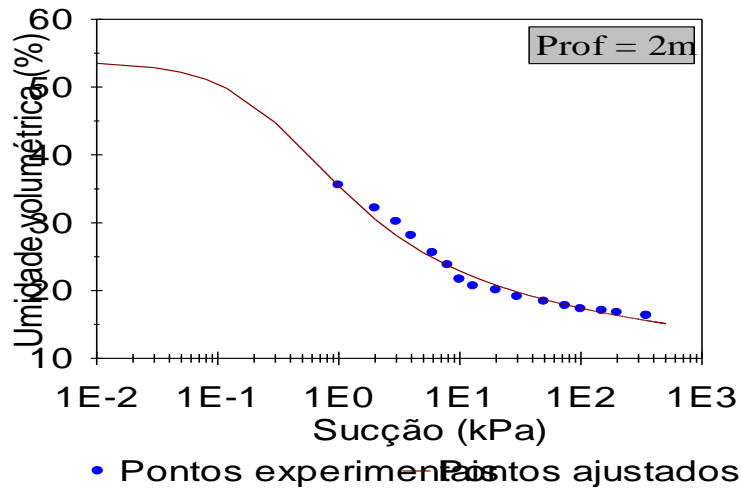


Figura 3.4.5. Curva Característica de Retenção de Umidade ajustados por Fredlund & Xing (1994). Profundidade de 2m (MACHADO, 1998).

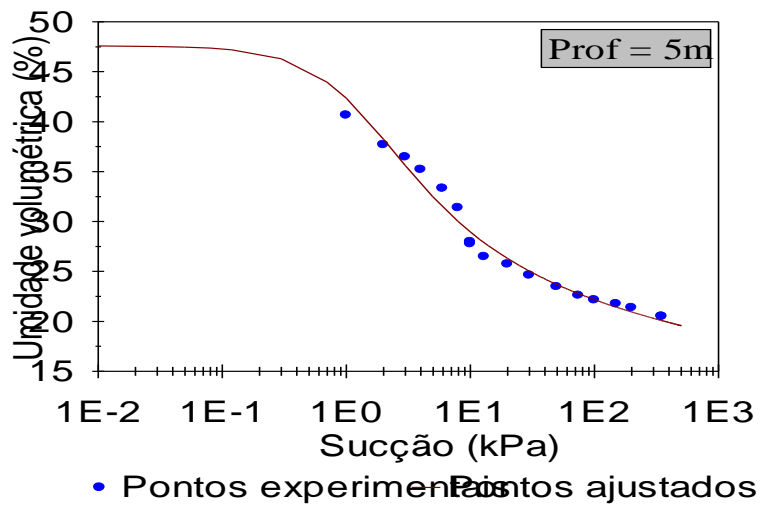


Figura 3.4.6. Curva Característica de Retenção de Umidade ajustados por Fredlund & Xing (1994). Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).

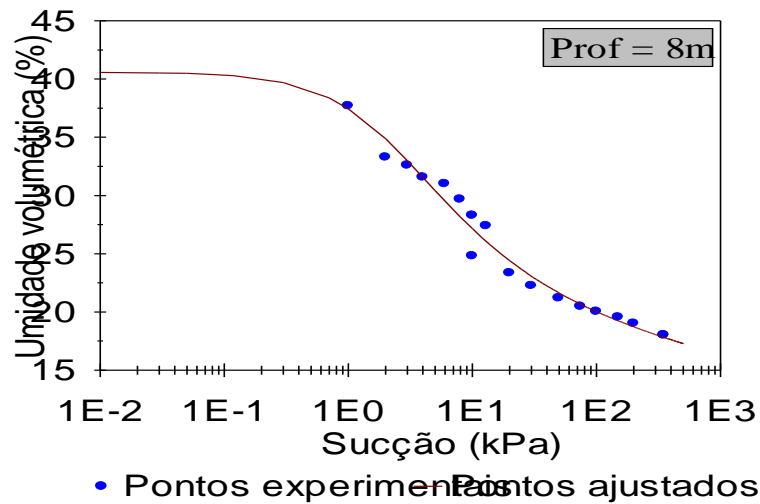


Figura 3.4.7. Curva Característica de Retenção de Umidade ajustados por Fredlund & Xing (1994). Profundidade de 8m. (MACHADO, 1998).

Os parâmetros de resistência não-saturada obtidos possibilitam a estimativa a capacidade de carga nas condições em que se encontra o solo durante a realização das provas de carga. Essa determinação é mais precisa porque a resistência varia em decorrência da variação de umidade ao longo do fuste e da base dos tubulões.

3.5. ENSAIOS TRIAXIAIS.

Foram traçadas as envoltórias de resistência para o solo saturado para as profundidades de 2, 5 e 8m.

– Triaxiais Saturados

Estas envoltórias, em conjunto com os valores de ϕ' e de c' calculados para o solo são apresentadas nas Figuras 3.5.1 a 3.5.3. (MACHADO, 1998).

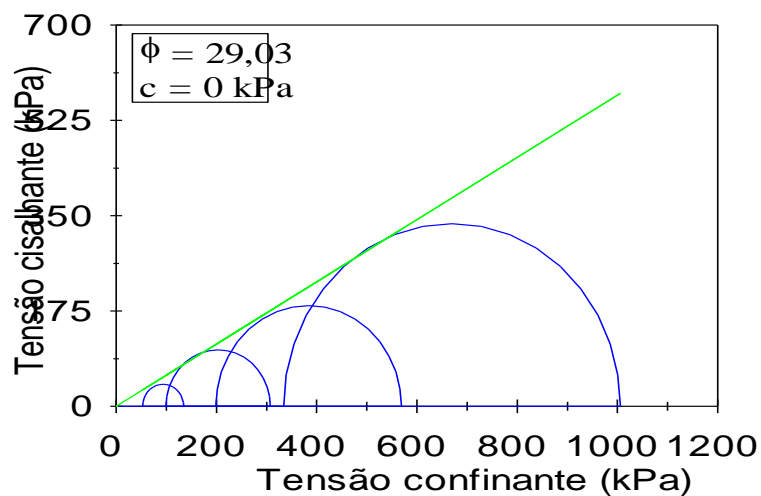


Figura 3.5.1. Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade de 2m.

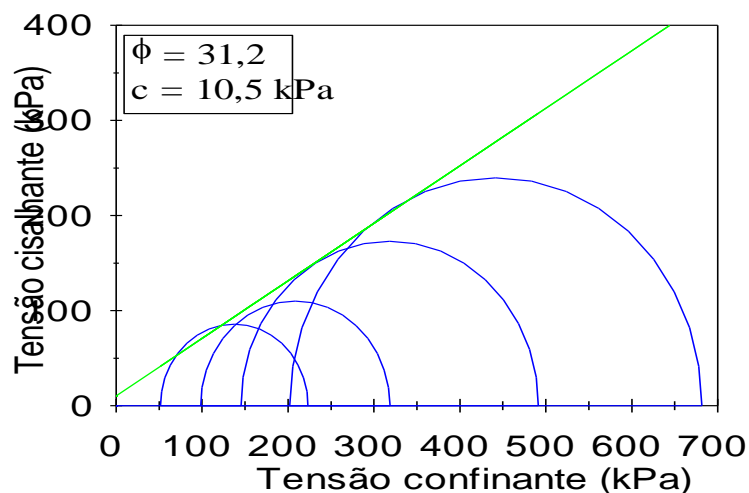


Figura 3.5.2. Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade de 5m.

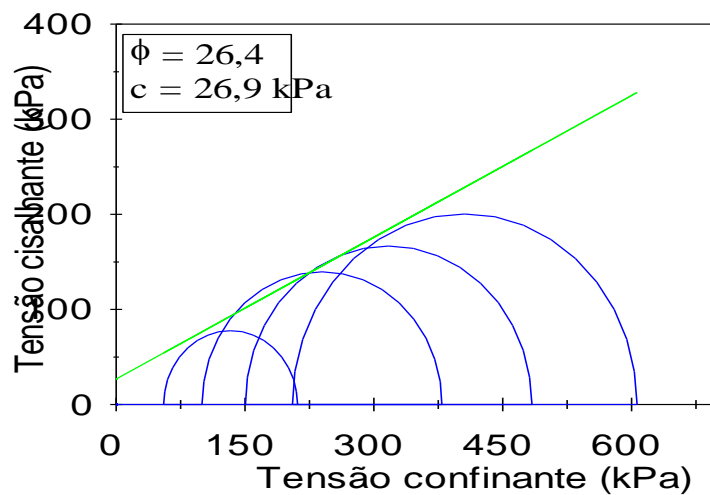


Figura 3.5.3. Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade de 8m.

Pela análise das figuras nota-se que a coesão varia com a profundidade, indo de 0 a 26,9 kPa. O ângulo de atrito não apresentou uma tendência, variando entre 26,9 a 31,2°.

– Ensaio triaxiais em estágios múltiplos e controle de sucção.

As envoltórias de ruptura obtidas nestas análises, indicam valores de coesão e ângulo de atrito em função da pressão de sucção imposta ao solo, para as três profundidades de amostragem (Figura 3.5.4 a 3.5.18).

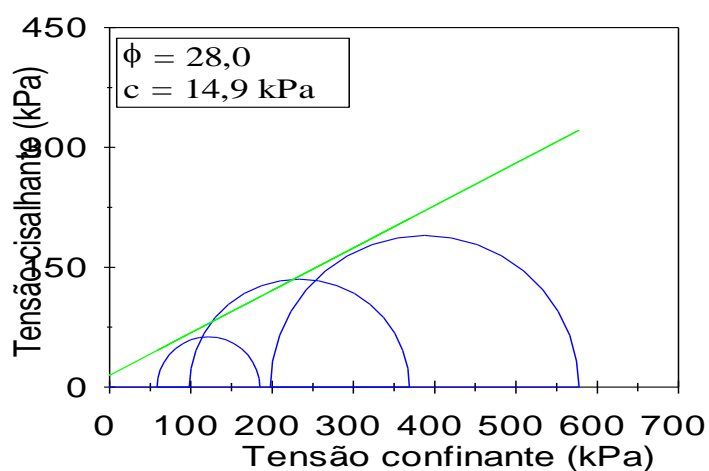


Figura 3.5.4. Envoltória para Pressão de Sucção ($u_a - u_w$) = 40 kPa na profundidade de 2m (MACHADO, 1998).

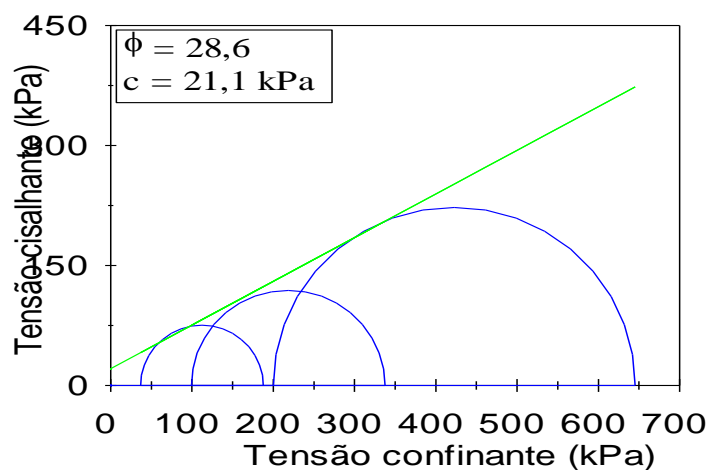


Figura 3.5.5. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com ($u_a - u_w$) = 80 kPa. Profundidade de 2m (MACHADO, 1998).

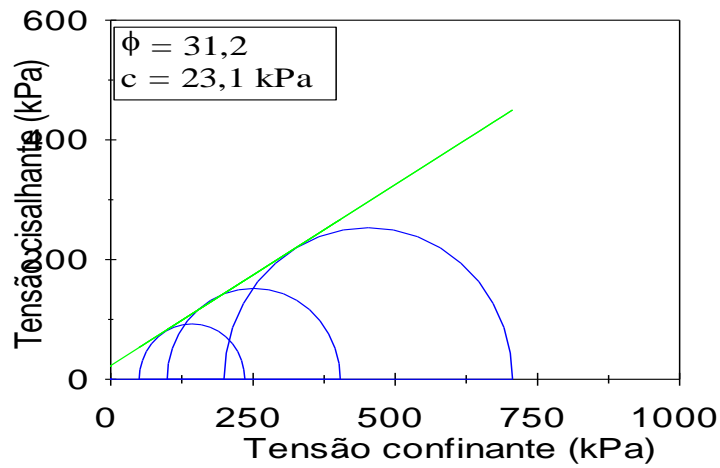


Figura 3.5.6. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 2m (MACHADO, 1998).

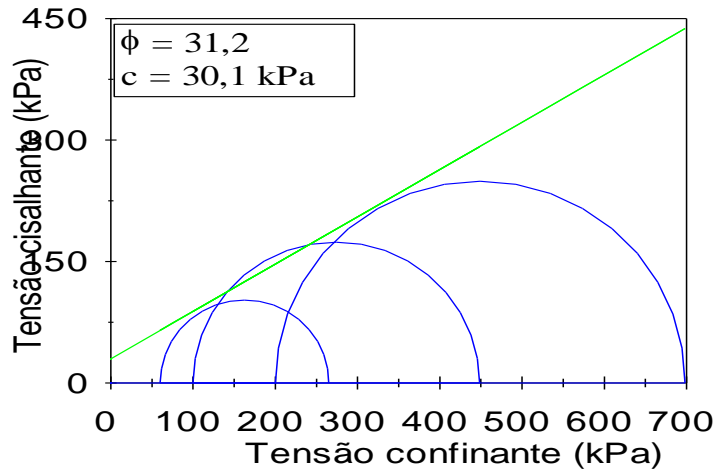


Figura 3.5.7. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 2m (MACHADO, 1998).

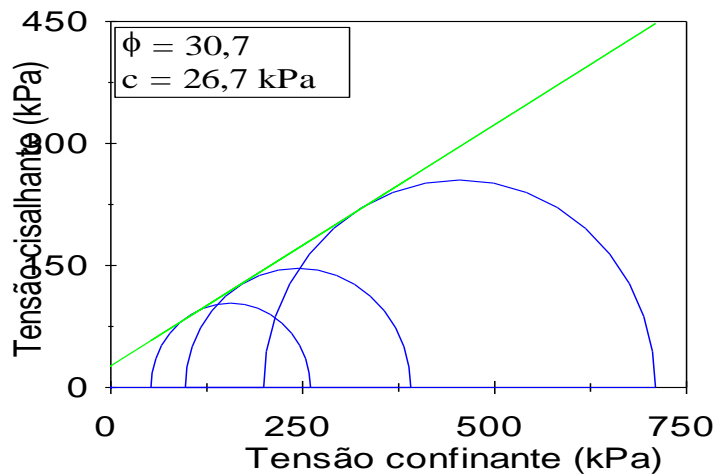


Figura 3.5.8. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).

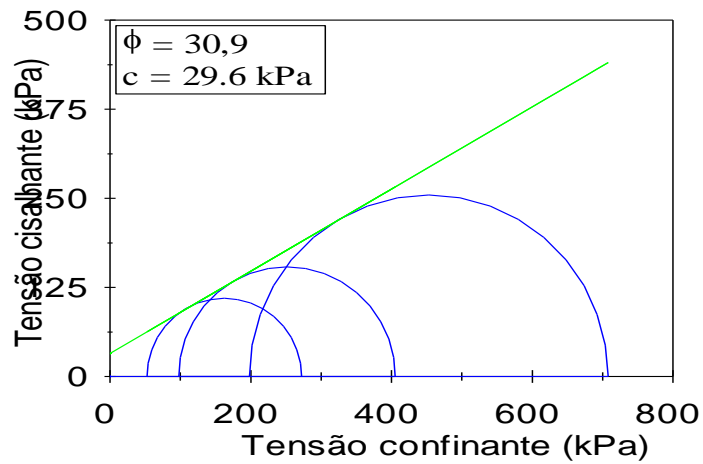


Figura 3.5.9. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).

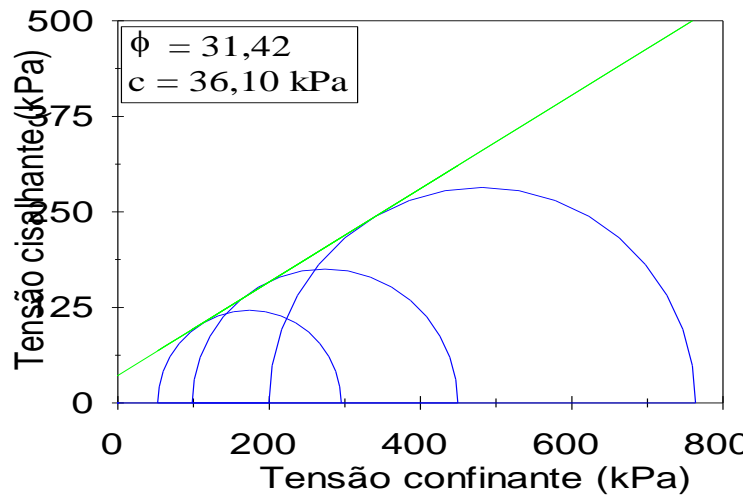


Figura 3.5.10. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).

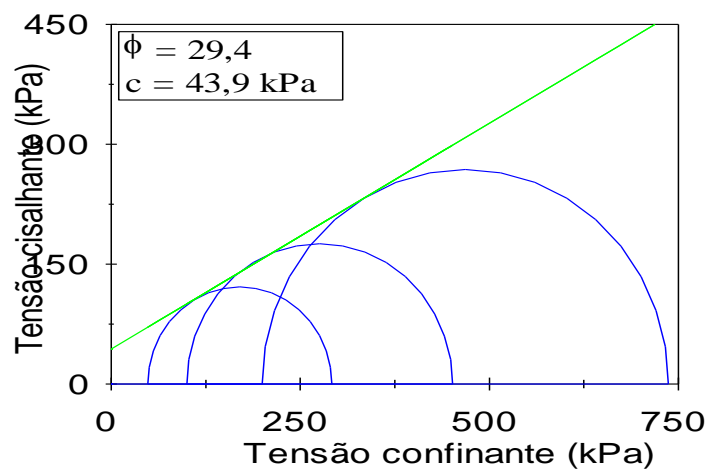


Figura 3.5.11. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 5m (MACHADO, 1998).

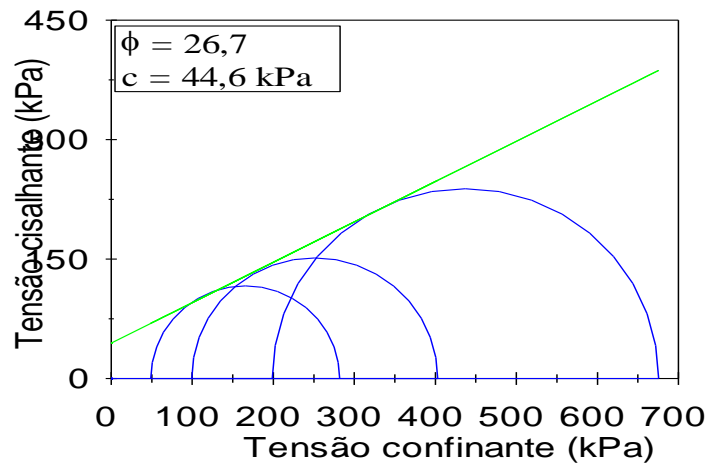


Figura 3.5.12. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 8m (MACHADO, 1998).

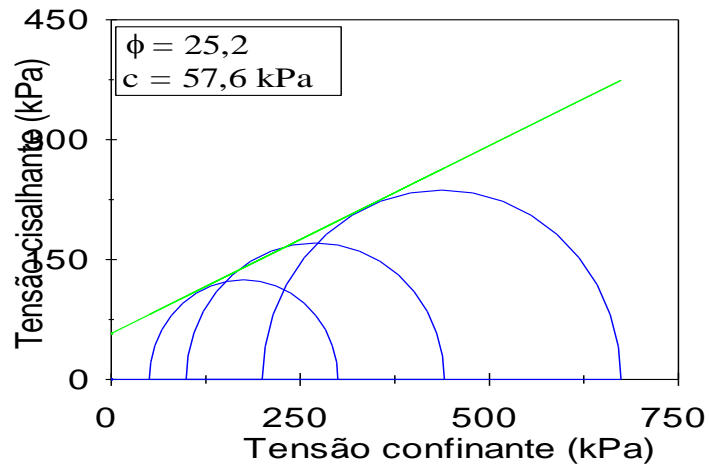


Figura 3.5.13. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 8m (MACHADO, 1998).

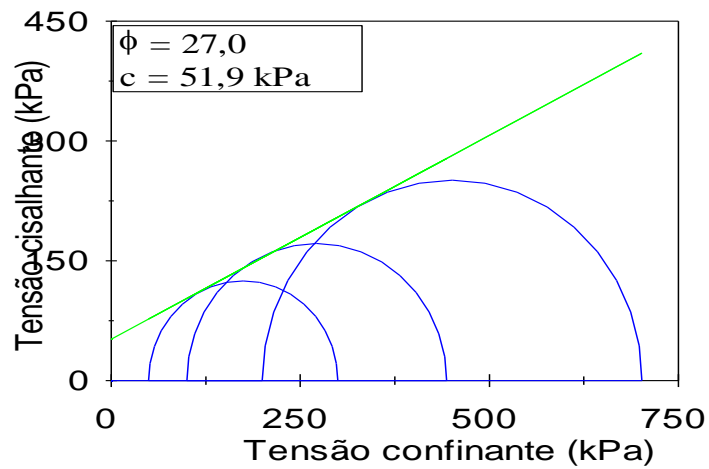


Figura 3.5.14. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 8m (MACHADO, 1998).

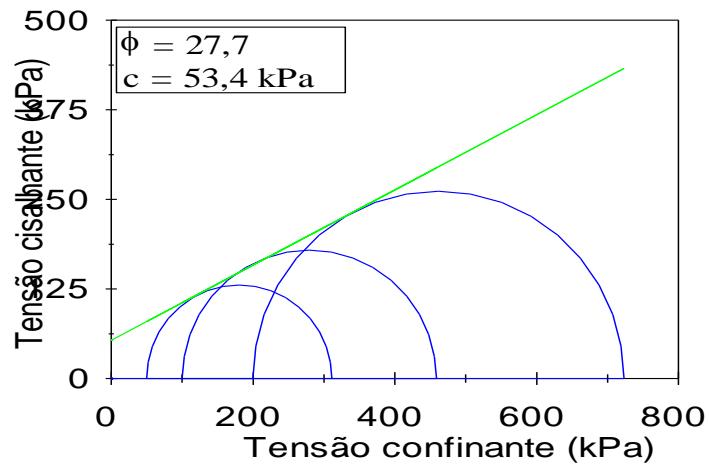


Figura 3.5.15. Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 8m (MACHADO, 1998).

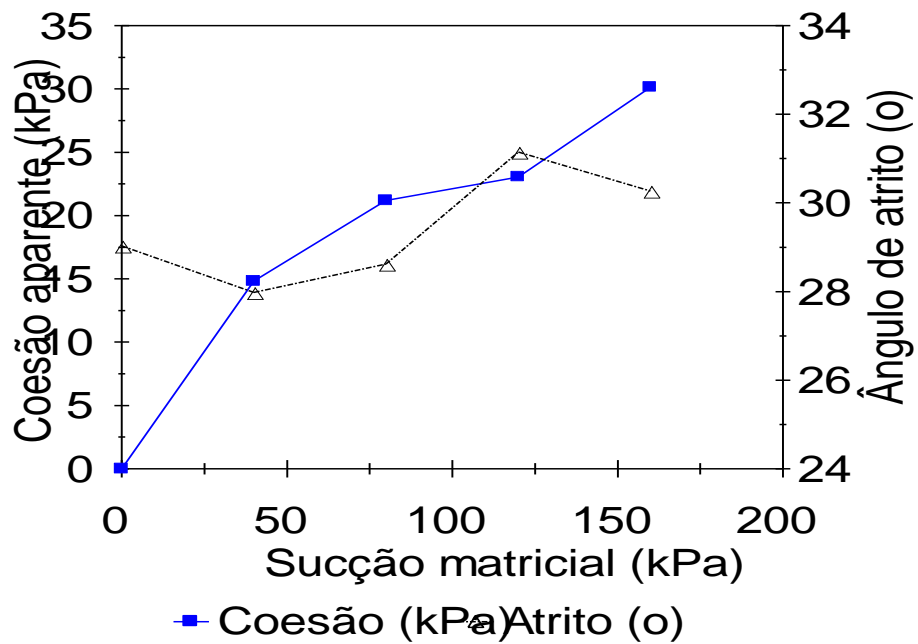


Figura 3.5.16. Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 2m (MACHADO, 1998).

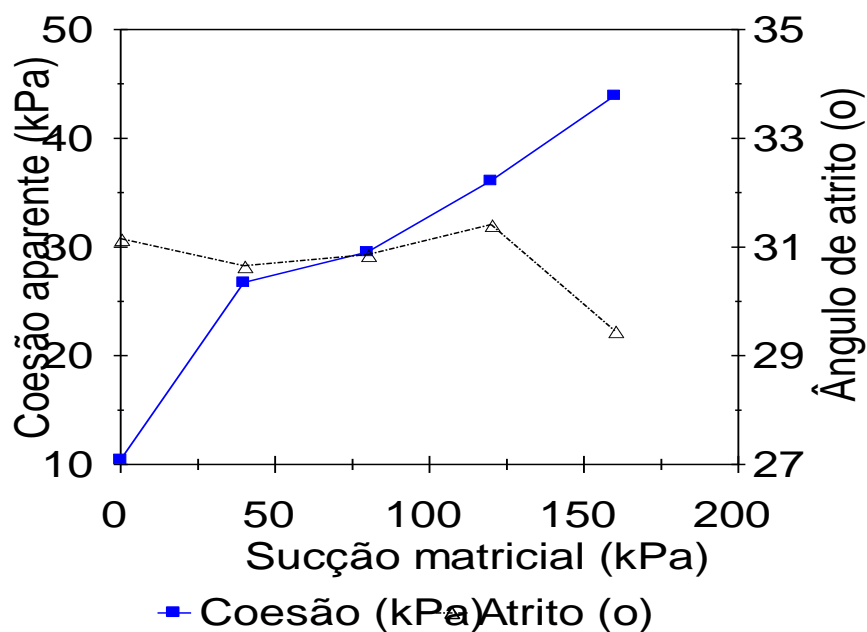


Figura 3.5.17. Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 5m (MACHADO, 1998).

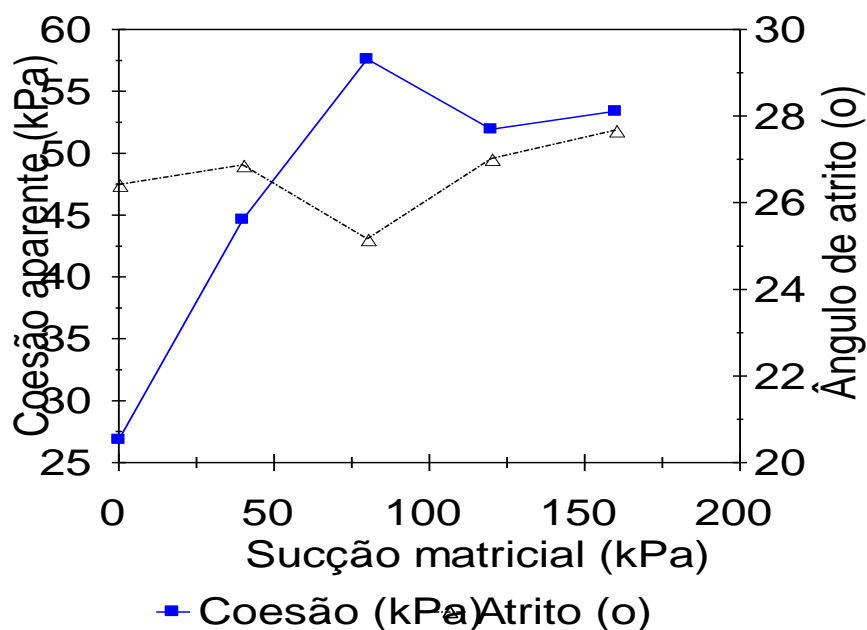


Figura 3.5.18. Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 8m (MACHADO, 1998).

A partir da análise dos ensaios, admitiu-se o ângulo de atrito interno do solo como sendo constante e igual ao valor obtido para o caso dos ensaios realizados em amostras saturadas. Os valores de intercepto de coesão estão representados nas figuras 3.5.19 a 3.5.21, para as profundidades de 2, 5 e 8m, em relação à superfície do terreno.

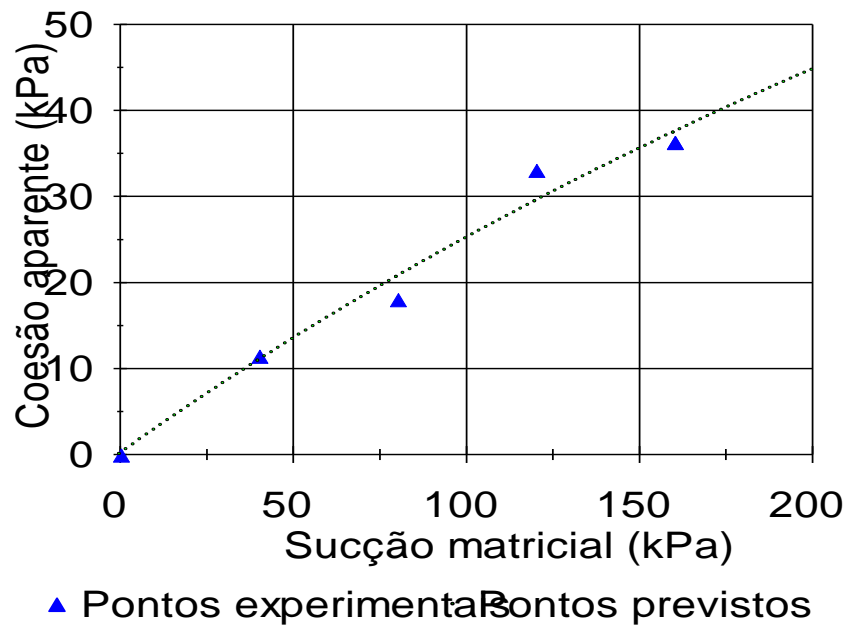


Figura 3.5.19. Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 2m (MACHADO, 1998).

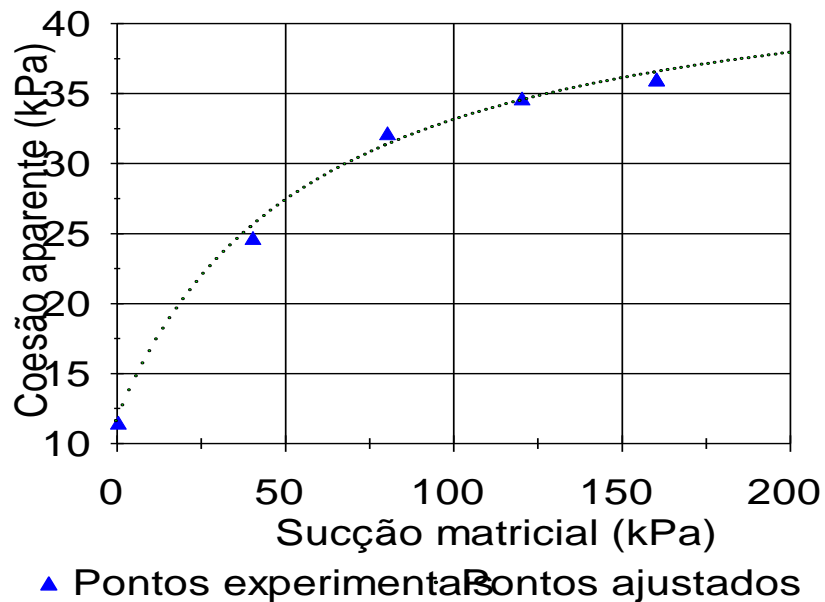


Figura 3.5.20. Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 5m (MACHADO, 1998).

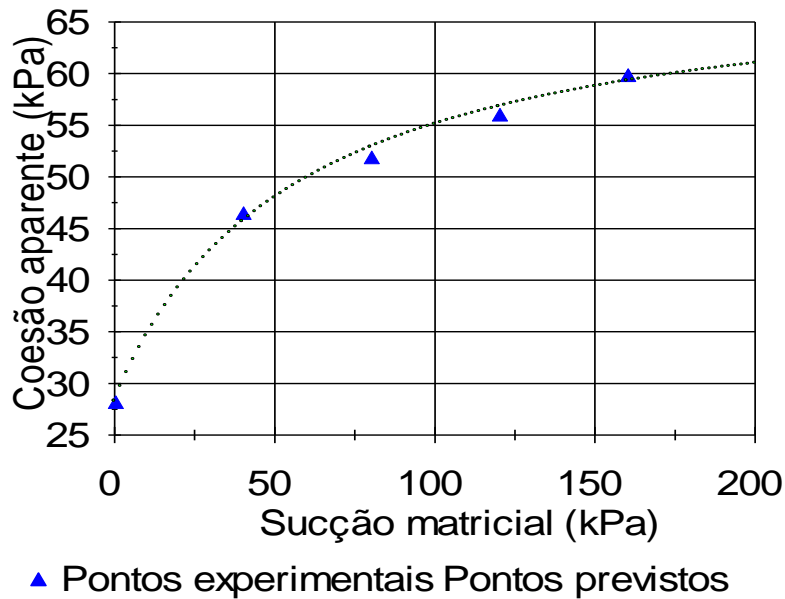


Figura 3.5.21. Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 8m (MACHADO, 1998).

De acordo com os dados apresentados, deve-se esperar valores de coesão aparente máximos de 65 kPa para a profundidade de 8m, respectivamente, para uma sucção máxima de 160 kPa.

3.6. IMPLANTAÇÃO DA 3ª ETAPA.

No período compreendido entre julho a novembro de 1997, desenvolveu-se a parte principal de implantação da 3ª. fase do Campo Experimental da USP-São Carlos, conforme descrição a seguir:

1) Primeiramente foi realizada a preparação do terreno, com a limpeza e remoção de material existente na superfície, bem como trabalho de nivelamento do local por meio de trator, para se lançar a topografia e as máquinas tivessem condições de se deslocar para a execução das estacas de reação e dos tubulões. Esta fase teve duração aproximada de uma semana.

2) Concluída a fase de nivelamento, procedeu-se o lançamento da primeira fase da topografia no terreno, com vistas a demarcação da área e a locação dos pontos das estacas de reação. Esta fase teve duração de um dia aproximadamente.

3) Após a conclusão da topografia, deu-se início a operação de desembarque e montagem do equipamento de cravação das estacas (bate-estaca).

4) Foram utilizadas estacas metálicas tipo trilho (TR-68) para o sistema de reação de toda 3a. fase, num total de 23 estacas, com profundidade variando de 26 a 27m. Toda a operação de cravação levou aproximadamente 25 dias para ser concluída (Foto 01). Ao término da cravação das estacas de reação, procedeu-se a escavação mecanizada dos tubulões. A perfuração dos elementos levou em torno de quatro horas (foto 02). Em uma segunda fase realizou-se a operação de alargamento da base dos tubulões. O tempo gasto foi de aproximadamente três dias, entretanto, foram necessários oito dias para o encerramento dos trabalhos referentes a esta fase, devido a necessidade de limpeza da base e todo processo que envolveu concretagem dos tubulões (transporte e lançamento da armadura por meio de guincho e a concretagem propriamente dita).

5) Conjuntamente com a fase de cravação do sistema de reação e abertura dos tubulões, iniciou-se a preparação e lançamento das armaduras necessárias (Foto 03) e de todo o sistema de instrumentação de *tell-tales*, *strain-gages* e sondas de TDR.

6) Encerrada a fase de preparação de toda a instrumentação, lançamento das armaduras e abertura da base e limpeza dos tubulões, procedeu-se a concretagem, que foi dividida em duas fases distintas: na primeira fase, procedeu-se a instalação de tubos de espera para o lançamento das linhas de *strain-gages* (bainha de protensão) e tubos de ferro galvanizado para as barras de *tell-tales*. Este procedimento para instalação das linhas de '*strain-gages*' (extensômetros elétricos ou transdutores de deformações específicas) recomendado pelo IPT é mais vantajoso em relação ao convencional que consiste realizar sua montagem diretamente na armadura dos extensômetros elétricos. Este último procedimento provoca perdas de pontos, pois durante a fase de transporte e lançamento das armaduras ocorrem deformações excessivas nos extensômetros elétricos, na maioria das vezes danificando-os. Os '*strain-gages*' foram utilizados em barras de aço CA-50 A, em segmentos 0,70m, para instalação em ponte completa de Wheatstone, de 350 Ω . As duas linhas de *strain-gages* montadas em cada tubulão, foram assim executadas:

- Preparação da nata de cimento com fator a/c de 0,45, com adição de expansor na proporção de 1% do peso do cimento, ideal para cada volume de nata produzido.

- Lançamento da nata nos tubos de espera antes do instalação da instrumentação, para evitar presença de vazios que pudessem comprometer a solidarização da instrumentação (Foto 04).

- Preparação das linhas em dois segmentos básicos para facilitar o lançamento e processo de soldagem dos intersegmentos já preparados (Foto 12). O procedimento consistia em lançar o primeiro segmento até a profundidade previamente definida. Após o primeiro se encontrar dentro do tubo de espera, concluía-se a junção dos dois segmentos através de solda, dando-se continuidade ao processo de descida até sua finalização (Foto 05). Pode-se verificar o excedente de nata de cimento em volta do tubo de lançamento, confirmando assim o completo enchimento das seções das linhas de '*strain-gages*'.

- Após concluída toda a fase de instrumentação dos tubulões, deu-se início a preparação da concretagem dos blocos. Primeiramente, protegeu-se a fiação da instrumentação e os tubos de espera dos *tell-tales*. Posteriormente executou-se o lançamento da ferragem dos blocos e a forma já preparada com desmoldante. Concretaram-se os blocos e iniciou-se o processo de cura, uma hora após a finalização da concretagem (Foto 06).

- Em todas as fases de concretagem foram retiradas amostras do concreto para ensaios de resistência a compressão. Os valores obtidos nos ensaios estão na Tabela 3.6.1.

- Nas Figuras 3.7.1, 3.7.2, 3.7.3 e 3.7.4, são mostradas as plantas com detalhes dos tubulões com e sem base alargada, bem como da implantação dos mesmos no Campo Experimental da USP/São Carlos.



Foto 01. Bate-estaca na etapa final da cravação das estacas de reação.



Foto 02. Equipamento de perfuração mecanizado dos fustes dos tubulões.



Foto 03. Armadura com os tubos de espera da instrumentação de *tell-tales* e *strain-gages*.



Foto 04. Lançamento da nata de cimento para instalação das linhas de strain-gages, segundo procedimento utilizado pelo IPT.



Foto 05. Estado final de instalação dos tubos de espera dos *tell-tales* e das linhas de *strain-gages*.



Foto 06. Concretagem final dos tubulões, onde se pode observar a armadura e a forma do bloco recebendo concreto.

Tabela 3.6.1. Resistência a Compressão Simples de Concreto: $f_{ck}=15\text{MPa}$. Slump. $11\pm 1\text{cm}$; Brita1.

CP N°	Data da Moldagem	Data de Ruptura	Idade (dias)	Resistência Obtida (MPa)	Peça Concretada
01	28/08/97	04/09/97	07	17,5	Tubulão
02	28/08/97	04/09/97	07	16,9	Tubulão
03	28/08/97	25/09/97	28	26,0	Tubulão
04	28/08/97	25/09/97	28	25,4	Tubulão
05	28/08/97	04/09/97	07	19,8	Tubulão
06	28/08/97	04/09/97	07	20,4	Tubulão
07	28/08/97	25/09/97	28	28,8	Tubulão
08	28/08/97	25/09/97	28	27,6	Tubulão
09	28/08/97	04/09/97	07	16,4	Tubulão
10	28/08/97	04/09/97	07	15,8	Tubulão
11	28/08/97	25/09/97	28	23,8	Tubulão
12	28/08/97	25/09/97	28	22,6	Tubulão

3.7. TUBULÕES A CÉU ABERTO.

Os tubulões possuem fuste com diâmetro nominal de 0,60m, base de 1,50m e comprimento de 8m. São instrumentados com extensômetros elétricos (*strain-gages*) nas cotas de -0,25, -1,90, -4,70, -6, -7 e -7,7m e extensômetros de haste (*tell-tales*), nas cotas de -1,90, -4,70, -7 e -7,80m (Figuras 3.7.1, 3.7.2, 3.7.3 e 3.7.4).

A escavação dos tubulões foi realizada mecanicamente com perfuratriz.

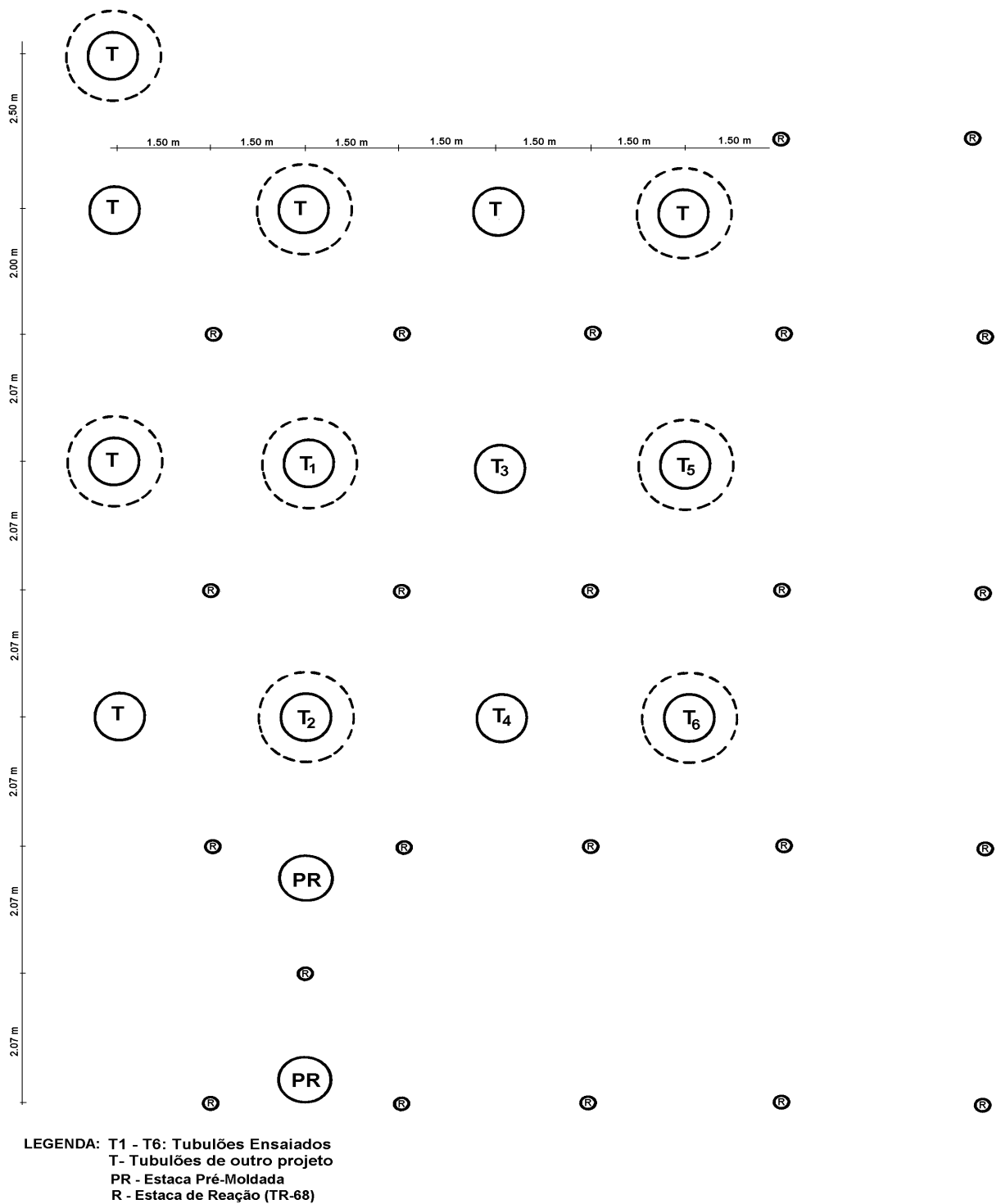
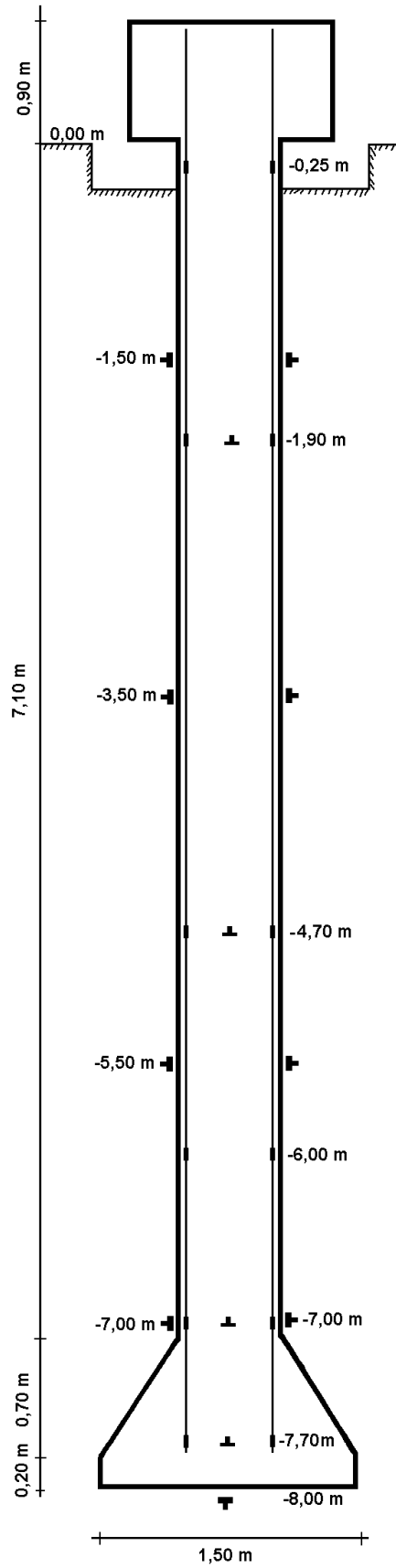
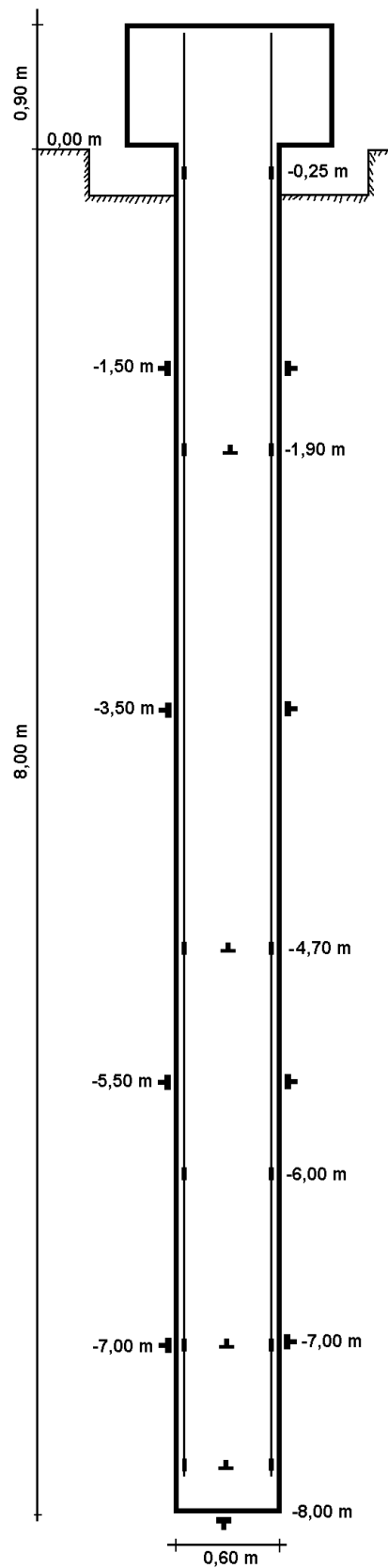


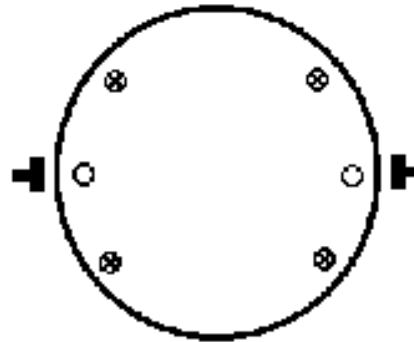
Figura 3.7.1. 3a. Etapa do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. No Detalhe (retângulo) Estão Apresentados os Tubulões Ensaçados e as Estacas de Reação Utilizadas para a Realização das Provas de Carga.



Tubulão Instrumentado com Base Alargada. Escala - 1:200
 Figura 3.7.2. Detalhes da geometria e instrumentação dos Tubulões com bases alargadas.



Tubulão Instrumentado sem Base Alargada. Escala - 1:200
 Figura 3.7.3. Detalhes da geometria e instrumentação dos Tubulões sem bases alargadas.



LEGENDA :

○ - Linha de Strain-Gages

⊗ - Tell-Tales

■ - Sondas de TDR

Figura 3.7.4. Corte em planta dos sistemas de instrumentação nos fustes dos tubulões (situação sem escala).

Em cada tubulão foram instaladas duas linhas de sondas de TDR com objetivo de se instrumentar de umidade ao longo do fuste e da base dos tubulões e assim dispensar o uso da sonda de nêutrons e o processo de tradagem para determinação do perfil de umidade. Foram instaladas nas profundidade de 1,5, 3,5, 5,5 e 8m. Este processo permitiria um acompanhamento da umidade nas diversas profundidades antes e durante a prova de carga, além de acompanhar em tempo real todo o processo de infiltração de água por cava de superfície para os ensaios de prova de carga com pré-inundação.

As sondas foram confeccionadas em aço inoxidável, composto da uma base de seção circular com espessura de 2,5 cm e diâmetro de 0,20m. Quatro hastes com diâmetro de 0,19m (uma central e três periféricas), são conectadas à base juntamente com um receptáculo de BNC para a ligação aos cabos coaxiais de 50Ω conforme Foto 13. Maiores detalhes sobre o processo construtivo e operacional podem ser observados em CARNEIRO & CONCIANI (1996) e CONCIANI *et. al.* (1997). Mas devidos a instalação da armadura ter destruído a fiação de conexão ao longo do fuste, as sondas foram assim danificada, comprometendo esta parte importante e inovadora para instrumentação da umidade do solo em profundidade.

Mais informações sobre esta 3ª. Etapa podem ser vistos em CINTRA & CARNEIRO (1998).

3.8) INSTRUMENTAÇÃO: *Strain-gages e Tell-tales*

Os tubulões foram instrumentados com duas linhas de *strain-gages*, em ponte completa (350Ω), fixadas à armadura e instaladas dentro de bainha de protensão, e quatro hastes de *tell-tales* com seção de 12,5mm, confeccionadas em alumínio, sendo os tubos de espera de aço galvanizado fixados à armadura. Para a execução das linhas de instrumentação, dois tubos de bainha de protensão com diâmetros de 40 mm foram inseridos em toda a extensão dos tubulões, antes da fase de concretagem. As barras instrumentadas foram primeiramente soldadas entre si ou nos seguimentos espaçadores e em seguida instaladas dentro dos tubos de espera, que já se encontravam preenchidos com aplicação de nata de cimento com fator a/c de 0,45, aditivada com expansor na proporção de 1% da massa de cimento, lançadas a partir da superfície. Este procedimento de preparação e lançamento das linhas de *strain-gages*, solidarizam a instrumentação no tubulão, evitando formação de vazios nos tubos de espera, e também servem para evitar muitas perdas de pontos de instrumentação, comuns no sistema convencional, em que é instalado diretamente na armadura. A Foto 7 apresenta os detalhes de um tubulão já concretado e antes do lançamento da armadura e concretagem do bloco, com os tubos de espera dos *tell-tales* (tubos galvanizados) e as bainhas de protensão para receber as linhas compostas pelas barra de *strain-gages*.



Foto 7. Tubulão já concretado com os tubos de espera para *tell-tales* (tubo galvanizado) e das bainhas de protensão para os *strain-gages*.

CAPÍTULO 4 - METODOLOGIA E PROCEDIMENTOS **ADOTADOS NAS PROVAS DE CARGA.**

As provas de carga foram realizadas com base na Metodologia Brasileira MB-3472/91 da ABNT, que preconiza levar o elemento de fundação até a ruptura ou ao menos duas vezes o valor previsto para carga admissível.

MELLO (1975) propôs, para uma melhor avaliação do comportamento de um elemento de fundação, que as provas de carga fossem executadas de maneira mista, ou seja, até se atingir a carga de trabalho prevista, deveria se optar pela aplicação de carregamento lento (SML) pois nesta fase é mais importante a verificação do recalque, e posteriormente, poderia se dar prosseguimento a prova de carga, aplicando-se o carregamento rápido (QML), pois desta fase em diante, o mais importante é a observação da ruptura. Para VARGAS (1990) a prática da engenharia de fundações recomenda a utilização dos ensaios do tipo lento (SML) pois é o que mais se aproximaria do comportamento real de carregamento de uma obra de engenharia. Mas outros autores preferem o carregamento do tipo do rápido (QML). Segundo FELLENIUS (1975) o ensaio do tipo rápido (QML), com aplicação de estágios em intervalos constantes de tempo (15 minutos para cada estágio), é mais representativo por apresentar uma melhor definição da curva carga-recalque e é superior ao ensaio do tipo lento (SML) do ponto de vista técnico, prático e econômico, pois reduz-se o tempo de ensaio e tornam favoráveis as cargas estimativas do elemento ensaiado. Segundo VELLOSO (1982), com o ensaio rápido se procura eliminar a influência das deformações que dependem do tempo de aplicação de um estágio de carga, tal como medidas nos ensaios lentos. Entretanto, os ensaios rápidos se aproximam de uma

situação não-drenada dos ensaios triaxiais e apresentam recalques inferiores aos lentos, interferindo com isso em um estudo de recalque. Os ensaios de laboratório são destinados a interpretação dos ensaios de campo com carregamento lento (SML).

Nesta pesquisa optou-se pela realização de provas de carga do tipo lento (SML), avaliando-se assim a carga última, os recalques, as condições variáveis de resistência ao cisalhamento do solo não-saturado, adaptações do modelo CAM-CLAY modificado às condições locais e simulações numéricas do comportamento;

Planejou-se a realização das provas de carga de tal maneira que se pudesse contemplar a condição de umidade variável, ensaiando-se dois tubulões com o solo pré-inundado por 48h (através de cava de superfície) para apresentar um grau de saturação suficiente para que a pressão de sucção do solo fosse considerada praticamente nula. Outros quatro tubulões foram ensaiados na umidade natural, isto é, sem inundação do terreno.

Em resumo, os tubulões foram ensaiados da seguinte forma:

- dois (com base alargada) ensaiados com inundação prévia do solo por 48 h.
- dois (com base alargada) inicialmente ensaiados na umidade natural e posteriormente, reensaiados com inundação prévia por 48 h.
- dois (sem base alargada) ensaiados na umidade natural, sendo um deles reensaiado na umidade natural e outro reensaiado com inundação por 48 h antes do início do reensaio. O objetivo do reensaio na umidade natural foi estudar a carga residual e seus efeitos no processo de reensaio e o comportamento da instrumentação após o primeiro descarregamento e início de outra prova de carga.

4.1. ENSAIOS NA UMIDADE NATURAL.

Dois tubulões com base alargada foram ensaiados para a determinação da capacidade de carga na umidade natural. Posteriormente o solo foi inundado por 48 h, através de uma cava de superfície de 1,50 x 1,50 x 0,50 m aberta em volta ao topo do tubulão. Então foi executada a segunda prova de carga, levando o tubulão à carga

ruptura na situação de inundação do solo, ou carga de colapso (Q_c), segundo a terminologia de CINTRA (1998).

Procedimento análogo foi utilizado para os dois tubulões sem base alargada. Estes ensaios, além da determinação da capacidade de carga e da obtenção de dados relacionados às curvas de transferência de carga e deformações na estrutura, servem de base de apoio ao estudo da evolução da carga residual decorrente de sucessivos carregamentos e seus efeitos relacionados ao processo de inundação.

4.2. ENSAIO COM INUNDAÇÃO PRÉVIA

Em outros dois tubulões com base alargada, primeiramente procedeu-se a inundação prévia por 48 h. Em seguida, foram ensaiados para a determinação da carga de colapso (Q_c). Esta carga obtida em tubulões “virgens” pré-inundados, comparada com a de tubulões já ensaiados na umidade natural, objetiva avaliar a influência (em termos de capacidade de carga) da colapsibilidade. O tempo de inundação de 48 h, adotado neste projeto, já se mostrou adequado para os objetivos destes ensaios (CARNEIRO, 1994).

A proposição de se ensaiar dois tubulões para cada situação (dois na umidade natural, dois com inundação prévia e dois sem base alargada) se deve à preocupação com uma possível dispersão dos resultados.

CAPÍTULO 5 - MATERIAIS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.

As provas de carga executadas no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos, foram realizadas com os equipamentos que se encontram disponíveis no Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos.

Os equipamentos mobilizados estão apresentados a seguir, junto com ilustrações de fotos realizadas no decorrer das provas de carga.

5.1. PROVAS DE CARGA.

- Viga de reação, confeccionada em aço, medindo 3,30 x 4,30m, peso de 25kN e capacidade de suporte de carga de 2000kN. Na Foto 8 pode-se ver uma vista parcial da viga de reação e as barras de strain-gages dispostas antes do processo de solda em segmentos.

- Cilindro hidráulico (macaco) tipo Pontemac, curso de 250mm, com engate do tipo rápido, êmbolo maciço e com capacidade de 2500 kN (Foto 9).

- Célula de carga tipo Alfa Instrumentos (CC-200), com extensômetros elétricos (*strain-gages*) de dupla ponte completa (700Ω), com precisão de 0,3kN e capacidade para aplicação de 2000 kN. Na Foto 9 pode ser observada a célula de carga em operação.



Foto 8. Vista parcial da viga de reação.

- Rótula maciça pesando 300N, com diâmetro de base de 20cm e altura de 15cm (Detalhes na Foto 9, localizada acima da célula de carga).

- Extensômetros mecânicos de 50 mm (relógios comparadores) com precisão de 0,01mm, da marca Mitutoyo (Foto 9).

- Bomba elétrica tipo Yellow Power, com válvula elétrica de acionamento de avanço e recuo, de 20 litros óleo hidráulico, com capacidade máxima de pressão de 70 MPa (Foto 10, em primeiro plano).

- Perfil para travamento da viga de reação, dimensões de 450 x 180 x 200mm, para carga de serviço de 600kN, com chapas de 25mm de espessura, aço 1020, no formato duplo I, com enrijecedores laterais de 50mm e 25mm nas duas faces (Foto 10).



Foto 9. Equipamentos de prova de carga em operação: viga de referência (laterais do bloco), relógios comparadores para acompanhar a evolução dos recalques, relógios comparadores sobre as hastes de *tell-tales*, cilindro hidráulico (“macaco”), célula de carga (sobre a placa amarela), rótula maciça (sobre a célula de carga) e placa de distribuição de carga.



Foto 10. Bomba elétrica de pressão tipo Yellow Power, aparelho de TDR e um dos quatro perfis inferiores do sistema de travamento da viga.

5.2. INSTRUMENTAÇÃO.

- duas linhas de cinco pontos de extensômetros elétricos (*strain-gages*) com ponte completa (350Ω), em cada tubulão (Detalhes nas Figuras 3.7.2, 3.7.3, 3.7.4 e Fotos 11 e 12).



Foto 11. Detalhe da barra de *strain-gage*.



Foto 12. Processo de confecção das linha de *strain-gage* através de solda dos segmentos e espaçadores.

- quatro pontos extensômetros de haste (*tell-tales*) por tubulão (Detalhes dos relógios comparadores na Figura 9)

- sondas de TDR, confeccionadas em aço inoxidável, de um elemento ou segmentadas, para medidas de umidade nos ensaios com inundação, com diâmetro de 210mm (Foto 13).



Foto 13. Sonda de TDR para terminação da umidade no solo.

- sistema de aquisição automática de dados do tipo System 5000, marca Micro Measurements Group, com 30 canais para leitura de 30 pontes de extensômetros elétricos de até 1000Ω e 10 canais para LVDT de até quatro bobinas duplas;

- microcomputador Pentium II de 300 Mhz da marca Compaq; e,

- aparelho TDR tipo 1502C, marca TEKTRONIX, para leitura de até 500m de fio de 50Ω (Foto 10).

CAPÍTULO 6 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DOS TUBULÕES E DAS ESTACAS DO SISTEMA DE REAÇÃO.

A previsão de comportamento dos elementos de fundações tem como princípio básico o conhecimento prático e teórico disponível pelo meio técnico e acadêmico. Com estes conhecimentos é possível prever a capacidade de carga do sistema estaca-solo, bem como o recalque que se espera destes elementos em questão, desde que se tenha experiência anterior no tipo de solo, complementados por dados de laboratório e de campo, além de modelo adequado às situações existentes *in situ*. As previsões desenvolvidas para esta tese, estabelecidas antes da realização dos ensaios, é considerada do tipo A, de acordo com a classificação de LAMBE (1973).

Segundo AOKI (1996), que faz rotineiramente previsão de comportamento de fundações por estacas pré-moldadas a partir de estudos estatísticos (conceito de carga característica), é possível fazer esta previsão com fórmulas semi-empíricas (AOKI-VELLOSO, 1975 e DÉCOURT-QUARESMA, 1978) através dos perfis de sondagens a percussão (SPT), com resultados que apresentam desvio padrão inferior a 20% daqueles obtidos e comprovados por provas de cargas estáticas e dinâmicas. O autor cita que a Engenharia de Fundações tem por hábito fazer 'necrópsia' e sugere que todos os estudos de fundações sejam antecidos de uma boa previsão de comportamento, utilizando-se inclusive, para certos casos, procedimentos estatísticos, não se atendo somente a situação determinística.

A chamada experiência brasileira, no caso das fundações profundas por estacas, em geral, faz estas estimativas fundamentadas nos métodos propostos por AOKI-VELLOSO (1975), DÉCOURT-QUARESMA (1978) e VELLOSO (1982). Neste

trabalho, além da estimativa através da prática brasileira, estão incluídos os métodos empíricos e teóricos usualmente empregados, especificamente para o caso dos tubulões, ressaltando-se que estão incluídos entre estes últimos aqueles que levam em conta os conceitos de solos não-saturados. Para estimativa de recalque foram procurados os métodos mais usuais no Brasil e os disponíveis na literatura internacional.

6.1. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ESTÁTICA DOS TUBULÕES.

A previsão de capacidade de carga foi realizada pelos valores de SPT obtidos em duas campanhas de sondagem, bem como pelos valores do ensaio de CPT, realizado apenas na 1a. campanha de investigação geotécnica, quando da implantação da primeira fase do Campo Experimental. Os dados principais da 1a. e da 2a. campanha estão apresentados nas Figuras 3.3.1 e 3.3.2, respectivamente. A 2a. campanha, foi realizada pela necessidade de se estimar a capacidade de carga das estacas metálicas de reação, tipo trilho TR-68, que atingiram profundidade em torno de 27m (a campanha anterior havia atingido a cota máxima de 20m).

Deve-se observar que o tempo ficou chuvoso durante aproximadamente 10 dias antes da realização das sondagens da 2a. campanha (maio/98), enquanto que a 1a. campanha foi realizada em época seca (julho/89). Pode-se verificar que os valores de resistência do solo (N_{spt}) da 2a. campanha são inferiores aos da 1a. campanha e, muito provavelmente, esta diminuição de resistência advém da condição de maior umedecimento do terreno, por se tratar de solo não-saturado e colapsível.

A cultura de se executar obras de fundações por tubulões é predominante no Brasil, em especial pelas facilidades executivas e disponibilidade de mão-de-obra barata e abundante para realização deste serviço. Em muitos projetos a parcela de atrito lateral é desprezada em razão do desconhecimento do quinhão de carga correspondente a parcela de atrito lateral. Segundo WOLLE(1999), atualmente os projetos mais refinados consideram a contribuição da parcela de atrito lateral dos tubulões para se fazer a estimativa da carga admissível, descontando-se a influência da região do fuste

correspondente a um diâmetro da base, exceção feita apenas para o caso dos tubulões pneumáticos onde o atrito lateral é desprezado. MELLO (1975) relata os perigos de desconsiderar o atrito lateral e cita que provas de carga meticulosas sobre protótipos na argila de Londres e em areias nos E.U.A mostram que tal conceituação está errada. Em geral a fixação da pressão admissível (σ_{adm}) da base tem sido essencialmente empírica e tudo corre bem enquanto permanecem casos semelhantes, mas erros e mesmo possíveis catástrofes podem ocorrer na extrapolação deste conceito. Segundo o autor, há quem julgue que, pelo fato de se estar desprezando o atrito lateral, está se trabalhando a favor da segurança. Entretanto pode estar ocorrendo justamente o contrário. Para exemplificar, cita um projetista fictício que dimensiona um tubulão de fuste longo e pequena base, com pressão admissível de 500 kPa numa argila com SPT de 10 golpes. Tudo correndo bem (o prédio não apresenta problemas de recalque) este projetista julga então que sua decisão quanto ao valor da pressão admissível da base está comprovada. Entretanto, a seguir surge um projeto de fuste curto e base de grande diâmetro. Se utilizar a mesma tensão de 500 kPa em argila com SPT de 10 golpes, aí poderá haver recalques acentuados. O problema da soma de atrito lateral e tensão na base está no fato de que cada parcela se desenvolve com curva pressão-deformação absolutamente distinta. A base equivale a uma placa profunda. Poderá ser avaliada essencialmente análogo à sapata, excluídos os casos em que o solo da base é prejudicado por processo de escavação impróprio (abaixo do N.A., falta de controle, etc).

Para fins de estimativa da capacidade de carga dos tubulões, foram consideradas as duas campanhas de sondagens e situações de base alargada: cota de apoio -8m, $L_{TUBULÃO} = 8,0m$ ($L_{FUSTE} = 7,10m$, $h_{BASE} = 0,90m$), $L_{FUSTE DE CÁLCULO} = 6m$ (para determinação do atrito lateral), $D_{BASE} = 1,50m$ e $D_{FUSTE} = 0,60m$ e sem alargamento de base: cota de apoio -8m, $L_{FUSTE} = 8m$ e $D_{FUSTE} = 0,60m$.

6.1.1. MÉTODOS DA PRÁTICA BRASILEIRA.

Para a estimativa da capacidade de carga, desprezou-se a parte do fuste próxima a região da base, onde provavelmente haverá tensões de tração no solo.

a) Tubulões com Base Alargada

- AOKI-VELLOSO (1975): F1 = 3 e F2 = 6 (Estaca Escavada)

1a. Campanha de Investigação

SPT:

RL = 140 kN

RP = 2.380 kN

PR = 2.520 kN

CPT:

RL = 100 kN

RP = 1.470 kN

PR = 1.570 kN

2a. Campanha de Investigação: **SPT**

RL = 70 kN

RP = 1.410 kN

PR = 1.490kN

- DÉCOURT-QUARESMA (1978). Fórmula Original.

1a. Campanha de Investigação: **SPT**

RL = 260 kN

RP = 9540 kN

PR = 9810 kN

2a. Campanha de Investigação: **SPT**

RL = 190 kN

RP = 4.240 kN

PR = 4.430 kN

- VELLOSO (1982) : **CPT**

RL = 270 kN

RP = 1330 kN

PR = 1.600 kN

b) Tubulão sem base alargada:

- AOKI-VELLOSO (1975):

1a. Campanha de Investigação.

SPT:

RL = 180 kN

RP = 510 kN

PR = 690 kN

CPT:

RL = 120 kN

RP = 240 kN

PR = 360 kN

2a. Campanha de Sondagem: **SPT**

RL = 90 kN

RP = 230 kN

PR = 320 kN

- DÉCOURT-QUARESMA (1978).

1a. Campanha de Investigação: **SPT**

RL = 350 kN

RP = 1.530 kN

PR = 1.880 kN

2a. Campanha de Sondagem: **SPT**

RL = 250kN

RP = 680kN

PR = 930 kN

- VELLOSO (1982) : **CPT**

RL = 440 kN

RP = 210 kN

PR = 650 kN

6.1.2. FÓRMULAS EMPÍRICAS OU “PRESCRIÇÕES DE BOLSO” (MELLO, 1975).

$$\text{GODOY (1958): } \sigma_{\text{adm}} = \frac{\overline{\text{SPT}}}{25} + q = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\text{MELLO (1975): } \sigma_{\text{adm}} = \frac{\overline{\text{SPT}}}{30} = 0,27 \text{ MPa}$$

6.1.3. FÓRMULAS TEÓRICAS.

- TERZAGHI & PECK (1948).

Os valores de N_c , N_q e N_γ foram considerados para ruptura localizada.

$$P_u = q_u \cdot A_p = (c \cdot N_c \cdot S_c + \sigma' \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \cdot A_p$$

Situação saturada : $\phi = 26,7^\circ$ e $c = 27\text{kPa}$

Situação não-saturada ($w_a - w_w$) = 40kPa : $\phi = 26,7^\circ$ e $c = 44,6\text{kPa}$

Situação não-saturada ($w_a - w_w$) = 80kPa : $\phi = 25,2^\circ$ e $c = 57,6\text{kPa}$

Nota: Pelas observações durante a fase de pesquisa sobre pressão de sucção no campo, especialmente em profundidade, constatou-se nestes solos que ela não supera valores maiores que 80 kPa, desconsiderando-se avaliações para pressões maiores.

Tubulão de Base Alargada: $A_p = 1,767 \text{ m}^2$

$$P_{u_{\text{sat}}} = \mathbf{2.380 \text{ kN}}$$

$$P_{u_{40}} = \mathbf{2.950 \text{ kN}}$$

$$P_{u_{80}} = \mathbf{2.700 \text{ kN}}$$

Tubulão sem Base Alargada: $A_p = 0,283 \text{ m}^2$

$$P_{u_{\text{sat}}} = \mathbf{370 \text{ kN}}$$

$$P_{u_{40}} = \mathbf{465 \text{ kN}}$$

$$P_{u_{80}} = \mathbf{490 \text{ kN}}$$

6.1.4 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-SATURADA:

A estimativa do atrito lateral através dos conceitos de solos não-saturados foi realizada com a simplificação de considerar a umidade uniforme ao longo do fuste para cada uma das três situações de pressão de sucção: 0 kPa, 40 kPa e 80 kPa, nas Tabelas 6.1.4.1., 6.1.4.2. e 6.1.4.3. Mas a situação real de umidade é variável ao longo do fuste, alterando dessa forma a resistência ao cisalhamento, criando-se verticalmente zonas de valores de resistência de acordo com a umidade existente no maciço que envolve o fuste do tubulão. Para utilização da fórmula de resistência ao cisalhamento, supõe-se que a tensão confinante está de acordo com um dos valores de K_0 adotado. Consideraram-se três condições para os valores de K_0 : 0,7 encontrado por CAMPELO(1994) a partir de correlação de provas de carga à tração, em estacas escavadas; $K_0=1$ (proposto por REESE et. al., 1967/1973 por se tratar de estacas escavadas) e a proposição de JAKY(1948) de $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$, por este resultado se apresentar próximo ao encontrado por MACHADO (1998) para ensaios de compressão confinada, a partir da instrumentação no anel de confinamento.

Tabela 6.1.4.1. Resistência ao Cisalhamento Para Pressão de Sucção de 0 kPa.

Prof.	U. Grav.	γ_d	γ_s	γ	e	U. Vol.	Sr	Sucção	Coesão
(m)	(%)	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³		(%)	(%)	(kPa)	(kPa)
1	43.0	12.5	27.1	17.9	1.17	53.8	99.7	0	0
2	36.8	13.6	27.1	18.6	0.99	50.0	100.6	0	0
3	35.5	13.8	27.1	18.7	0.96	49.0	100.2	0	0
4	32.9	14.3	27.5	19.0	0.9	47.0	100.4	0	12
5	31.9	14.4	27.5	19.0	0.88	46.0	99.8	0	12
6	30.6	14.7	27.5	19.2	0.84	45.0	100.2	0	12
7	26.7	15.2	27.1	19.3	0.78	40.6	92.8	0	28
8	25.2	16.1	27.1	20.2	0.68	40.6	100.5	0	28
9	23.2	16.6	27.1	20.5	0.63	38.5	99.8	0	28

Prof. (m)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) ko=1-sen ϕ	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	13	18	9	7	10	5
2	26	37	19	14	20	11
3	39	56	29	22	31	16
4	53	76	40	32	57	35
5	67	95	49	40	69	41
6	81	115	60	48	81	48
7	94	135	70	47	96	63
8	113	161	84	56	109	70
9	129	184	96	64	120	76

Prof. (m)	τ_1			τ_2			τ_3		
	fs (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	fs (kPa)	AL2 (kN)	ALT2 (kN)	fs (kPa)	AL3 (kN)	ALT3 (kN)
1	7	13	13	10	19	19	5	10	10
2	14	27	40	20	39	57	11	20	30
3	22	41	81	31	58	115	16	30	60
4	32	60	141	57	108	223	35	67	126
5	40	75	216	69	129	352	41	78	204
6	48	91	307	81	152	505	48	90	294
7	47	89	396	96	180	685	63	119	413
8	56	106	503	109	205	890	70	132	546
9	64	121	624	120	227	1117	76	144	689

- Tubulão Com Base Alargada: L=7m.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL =	396	685	413
PP =	114	213	135
PR =	510	898	548

Para valor de Pa = 170 kPa.

$$\text{Capacidade de Carga} = \text{Área} \times Pa \times 3 = 901 \text{ kN}$$

- Tubulão Sem Base Alargada: L=8m.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL =	503	685	413
PP =	18	213	135
PR =	521	924	548

Para valor de Pa = 170 kPa.

$$\text{Capacidade de Carga} = \text{Área} \times Pa \times 3 = 144 \text{ kN}$$

Tabela 6.1.4.2. Resistência ao Cisalhamento Para Pressão de Sucção de 40 kPa.

Prof.	U. Grav.	ρ_d	ρ_s	ρ	e	U. Vol.	Sr	Sucção	Coesão
(m)	(%)	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³		(%)	(%)	(kPa)	(kPa)
1	15,4	12,5	27,1	14,4	1,17	19,2	35,6	40	11
2	14,1	13,6	27,1	15,5	0,99	19,2	38,6	40	11
3	13,9	13,8	27,1	15,7	0,96	19,2	39,3	40	11
4	16,9	14,3	27,5	16,7	0,9	24,1	51,5	40	26
5	16,7	14,4	27,5	16,8	0,88	24,1	52,3	40	26
6	16,4	14,7	27,5	17,1	0,84	24,1	53,7	40	26
7	14,7	15,2	27,1	17,4	0,78	22,4	51,2	40	46
8	13,9	16,1	27,1	18,3	0,68	22,4	55,4	40	46
9	13,5	16,6	27,1	18,8	0,63	22,4	58,0	40	46

Prof.	σ (ko=0.7)	σ (ko=1)	σ (kPa)	τ_1	τ_2	τ_3
(m)	(kPa)	(kPa)	ko=1-sen ϕ	(kPa)	(kPa)	(kPa)
1	10	14	7	16	19	15
2	22	31	16	23	28	20
3	33	47	25	29	37	24
4	47	67	35	54	66	46
5	59	84	44	61	76	52
6	72	103	53	69	87	58
7	85	122	63	88	107	77
8	103	147	76	97	119	84
9	119	170	88	105	130	90

Prof.	τ_1			τ_2			τ_3		
	F_s	AL1	ALT1	f_s	AL2	ALT2	f_s	AL3	ALT3
(m)	(kPa)	(kN)	(kN)	(kPa)	(kN)	(kN)	(kPa)	(kN)	(kN)
1	16	31	31	19	35	35	15	28	28
2	23	43	74	28	53	88	20	37	65
3	29	55	129	37	69	157	24	46	111
4	54	101	230	66	124	281	46	88	199
5	61	115	344	76	143	424	52	98	296
6	69	129	474	87	164	589	58	109	405
7	88	167	641	107	201	790	77	146	551
8	97	183	823	119	224	1014	84	158	709
9	105	198	1021	130	246	1260	90	169	878

- Tubulão Com Base Alargada:

	τ_1	τ_2	τ_3
PL =	641	790	551
PP =	185	230	159
PR =	826	1020	709

Para valor de Pa = 285 kPa.

Capacidade
de
Carga
=
Área x
Pa x 3
=
1510
kN

- Tubulão Sem Base Alargada:

	τ_1	τ_2	τ_3
PL =	823	1014	709
PP =	30	37	25
PR =	853	1051	734

Para valor de Pa = 285 kPa.

Capacidade
de
Carga
=
Área x
Pa x 3
= 242
kN

Tabela 6.1.4.3. Resistência ao Cisalhamento Para Pressão de Sucção de 80 kPa.

Prof.	U. Grav.	ρ_d	ρ_s	ρ	e	U. Vol.	Sr	Sucção	Coesão
(m)	(%)	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³		(%)	(%)	(kPa)	(kPa)
1	14,2	12,5	27,1	14,3	1,17	17,8	33,0	80	21
2	13,1	13,6	27,1	15,4	0,99	17,8	35,8	80	21

3	12,9	13,8	27,1	15,6	0,96	17,8	36,4	80	21
4	15,7	14,3	27,5	16,6	0,9	22,5	48,1	80	32
5	15,6	14,4	27,5	16,7	0,88	22,5	48,8	80	32
6	15,3	14,7	27,5	17,0	0,84	22,5	50,1	80	32
7	13,6	15,2	27,1	17,3	0,78	20,7	47,3	80	53
8	12,9	16,1	27,1	18,2	0,68	20,7	51,2	80	53
9	12,5	16,6	27,1	18,7	0,63	20,7	53,6	80	53

Prof. (m)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) ko=1-sen ϕ	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	10	14	7	26	28	25
2	22	31	16	32	38	29
3	33	47	24	39	46	34
4	46	66	34	59	71	52
5	58	83	43	66	81	57
6	71	102	53	74	93	63
7	85	121	63	95	113	84
8	102	145	76	104	125	91
9	118	168	87	112	137	96

Prof. (m)	τ_1			τ_2			τ_3		
	F_s (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	f_s (kPa)	AL2 (kN)	ALT2 (kN)	f_s (kPa)	AL3 (kN)	ALT3 (kN)
1	26	49	49	28	54	54	25	47	47
2	32	61	110	38	71	124	29	55	102
3	39	73	183	46	87	212	34	64	166
4	59	112	295	71	134	346	52	98	264
5	66	125	420	81	154	499	57	108	373
6	74	140	560	93	174	674	63	119	492
7	95	179	739	113	213	887	84	159	651
8	104	195	935	125	236	1124	91	171	821
9	112	210	1145	137	258	1381	96	182	1003

- Tubulão Com Base Alargada:

	τ_1	τ_2	τ_3
--	----------	----------	----------

PL =	739	887	651
PP =	197	242	170
PR =	936	1129	821

Para valor de Pa = 318 kPa.

Cap
acid
ade
de
Carg
a =
Área
x Pa
x 3 =
1680
kN

- Tubulão Sem Base Alargada:

	τ_1	τ_2	τ_3
PL =	935	1124	821
PP =	32	39	27
PR =	966	1162	824

Para valor de Pa = 318 kPa.

Cap
acid
ade
de
Carg
a =
Área
x Pa
x 3 =
270
kN

Tabela 6.1.4.4. Resistência ao Cisalhamento Para Pressão de Sucção de 160 kPa.

Prof.	U. Grav.	ρ_d	ρ_s	ρ	e	U. Vol.	Sr	Sucção	Coesão
(m)	(%)	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³		(%)	(%)	(kPa)	(kPa)
1	13,4	12,5	27,1	14,2	1,17	16,7	30,9	160	37
2	12,3	13,6	27,1	15,3	0,99	16,7	33,6	160	37
3	12,1	13,8	27,1	15,5	0,96	16,7	34,2	160	37
4	14,8	14,3	27,5	16,4	0,9	21,2	45,3	160	37
5	14,7	14,4	27,5	16,5	0,88	21,2	46,0	160	37
6	14,4	14,7	27,5	16,8	0,84	21,2	47,2	160	37
7	12,7	15,2	27,1	17,1	0,78	19,3	44,1	160	59
8	12,0	16,1	27,1	18,0	0,68	19,3	47,8	160	59
9	11,6	16,6	27,1	18,5	0,63	19,3	50,0	160	59

Prof.	σ (ko=0.7)	σ (ko=1)	σ (kPa)	τ_1	τ_2	τ_3
(m)	(kPa)	(kPa)	(ko=1-sen ϕ)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
1	10	14	7	43	45	41
2	21	31	16	49	54	46
3	32	46	24	55	63	51
4	46	66	34	64	76	57
5	58	83	43	72	86	63
6	71	101	52	79	97	68
7	84	120	62	101	119	90
8	101	144	75	110	131	97
9	117	167	87	117	143	102

Prof.	τ_1	AL1	ALT1	τ_2	AL2	ALT2	τ_3	AL3	ALT3
(m)	fs (kPa)	(kN)	(kN)	fs (kPa)	(kN)	(kN)	fs (kPa)	(kN)	(kN)
1	43	81	81	45	85	85	41	78	78
2	49	93	174	54	102	187	46	87	165
3	55	104	278	63	119	306	51	96	261
4	64	121	399	76	144	450	57	108	369
5	72	135	534	86	163	613	63	118	487
6	79	149	683	97	184	796	68	129	616
7	101	191	874	119	224	1021	90	170	786
8	110	207	1081	131	247	1268	97	182	968
9	117	221	1302	143	269	1537	102	193	1161

- Tubulão Com Base Alargada:

	τ_1	τ_2	τ_3
PL =	874	1021	786
PP =	208	252	181
PR =	1082	1273	967

Para valor de Pa = 361 kPa.

Capacidade de Carga =
= Área x Pa x 3
= 1915 kN

- Tubulão Sem Base Alargada:

	τ_1	τ_2	τ_3
PL =	1081	1268	968
PP =	33	40	29
PR =	1114	1308	997

Para valor de Pa = 361 kPa.

Capacidade de Carga =
= Área x Pa x 3
= 306 kN

6.2. PREVISÃO DE RECALQUE DOS TUBULÕES.

É comum encontrar na literatura geotécnica o termo "cálculo" de recalque. Esta idéia conduz a suposição que existiria uma solução exata, ou modelo matemático que apresentaria uma solução "fechada". Mas a maioria dos métodos existentes têm como base a teoria da elasticidade, como se o solo tivesse predominância da fase elástica, enquanto o que de fato ocorre é justamente o contrário, havendo a predominância do comportamento elasto-plástico. Em alguns casos, há tendência de comportamento plástico, como é o caso do perfil de solo existente no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos, que é representativo de boa parte da região do centro-oeste paulista. Este fato pode ser constatado nas diversas provas de carga realizadas nas etapas anteriores do Campo Experimental, onde as estacas submetidas a prova de carga apresentam recuperação elástica muito baixa, quase desprezível e também nas Figuras 8.12, 8.13 e 8.14, onde se pode observar valores baixos para o índice de recompressão (C_e) obtidos de ensaios oedométricos, em torno de 10% do valor de C_c (índice de compressão), indicando o caráter plástico do solo. Pelo exposto acima, o termo mais adequado seria "estimativa" de recalque, que é adotado neste trabalho.

Apesar da vasta quantidade de fórmulas, modelos e prática local de muitos autores e do contínuo avanço na disponibilidade de ferramentas grande precisão como por exemplo o método dos elementos finitos (MEF) para a estimativa de recalques, recomenda-se o seu uso com cautela, pois há tendência de ocorrência de dispersões acentuadas entre os valores previstos e observados *in situ*. SIMONS & MENZIES(1981) citam que para muitos pode parecer natural acreditar que a previsão de recalques tenha se tornado uma ciência exata em virtude do progresso alcançado nos últimos anos, em especial pelo uso de análise numérica, mas conclui dizendo não ser verdadeira esta idéia e apresenta uma citação de TERZAGHI (1936) que é muito esclarecedora e atual sobre o assunto:

“Aqueles que esperam da Mecânica dos Solos um conjunto de regras simples e de fácil aplicação para o cálculo de recalques, ficarão profundamente desiludidos. Isto seria o mesmo que pretender uma regra simples para traçar um perfil geológico a partir de uma única sondagem. A natureza do problema não admite a

possibilidade de se aplicar regras. Se um engenheiro quiser aproveitar o desenvolvimento das técnicas mais recentes sobre o problema, ele terá que estudar, antes de mais nada, os critérios para garantir registros de recalques que sejam confiáveis e aí então, começar a observar as construções do seu bairro para tirar suas conclusões. Somente após ter feito isto durante um certo período, ele poderá perceber o valor das informações que podem ser proporcionadas pela Mecânica dos Solos”.

Nesta tese, as estimativas iniciais foram feitas a partir dos dados obtidos nas investigações de campo e aplicadas aos modelos disponíveis. Para estas estimativas foram utilizados valores crescentes de carga até 1500 kN e o método semi-empírico AOKI-VELLOSO (1975) para determinação da transferência de carga requerida pelos modelos.

Em uma segunda fase, buscou-se aplicar recursos mais sofisticados de simulações, utilizando-se os dados de laboratório, envolvendo modelos hiperbólicos e elasto-plásticos. Nesta tese apresenta-se somente a previsão pelo modelo CAM-CLAY modificado, adaptado por MACHADO (1998) para este tipo de solo, que utilizou para realização desta aplicação numérica o programa SIGMA da GeoSlope Internacional.

Com os resultados obtidos nas investigações de campo, estimou-se a curva carga-recalque pelos modelos AOKI-LOPES (1975) e MÉTODO DO ESPRAIAMENTO (NBR-6122/96).

- AOKI-LOPES (1975)

Na estimativa dos parâmetros do módulo de deformabilidade do solo abaixo da base, utilizou-se o módulo de deformabilidade (E) do solo dado pela expressão $E = 6 \cdot K_{av} \cdot N$ (AOKI, 1996) e para o módulo de elasticidade do concreto adotou-se $E_c = 21.000$ MPa. Para o processamento das informações foi utilizado o programa SOILDEF 3.0 de autoria do Prof. Nelson Aoki. Os resultados são apresentados abaixo nos Gráficos 6.2.1 e 6.2.2.

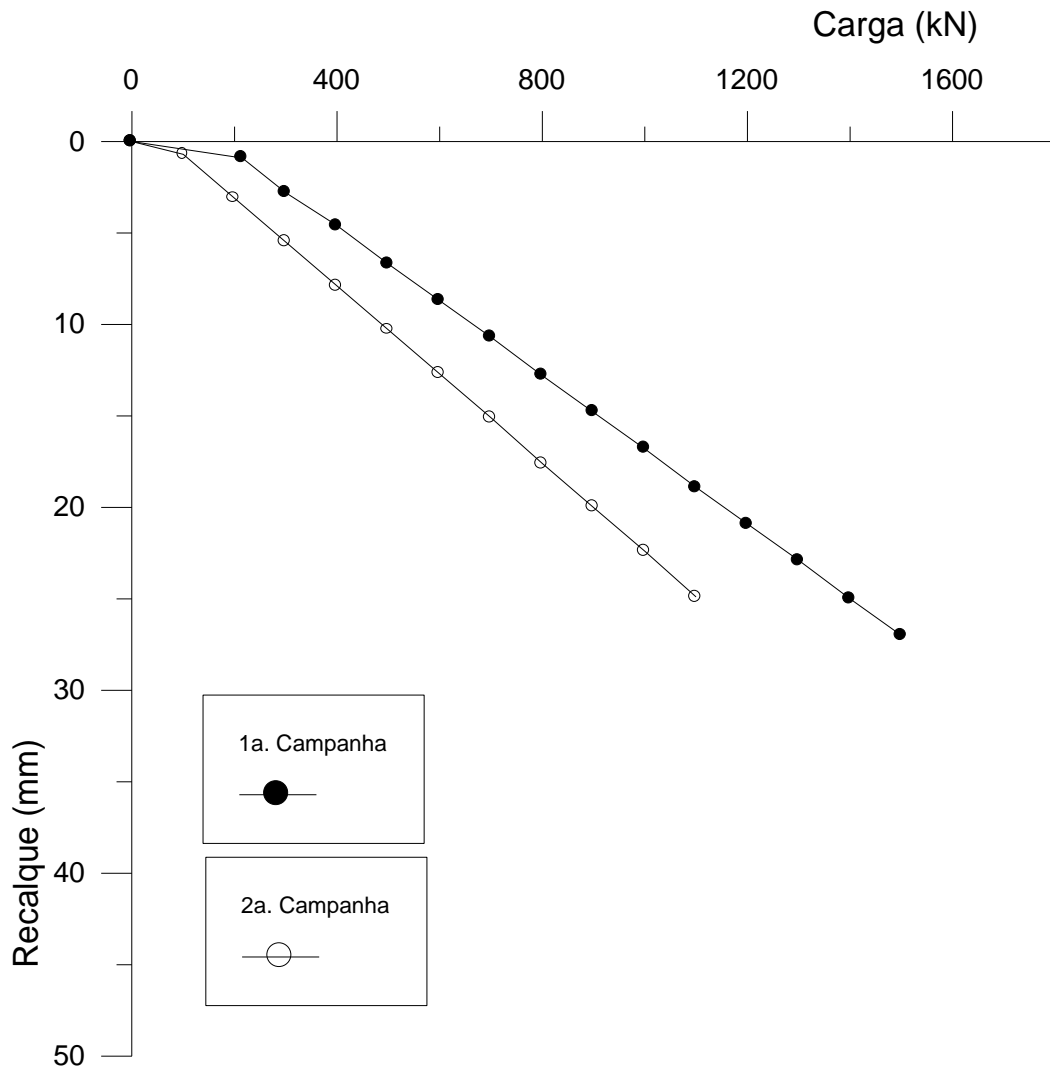


Gráfico 6.2.1 - Curvas teóricas de carga-recalque para Tubulões Sem Base Alargada pelo método AOKI-LOPES (1975).

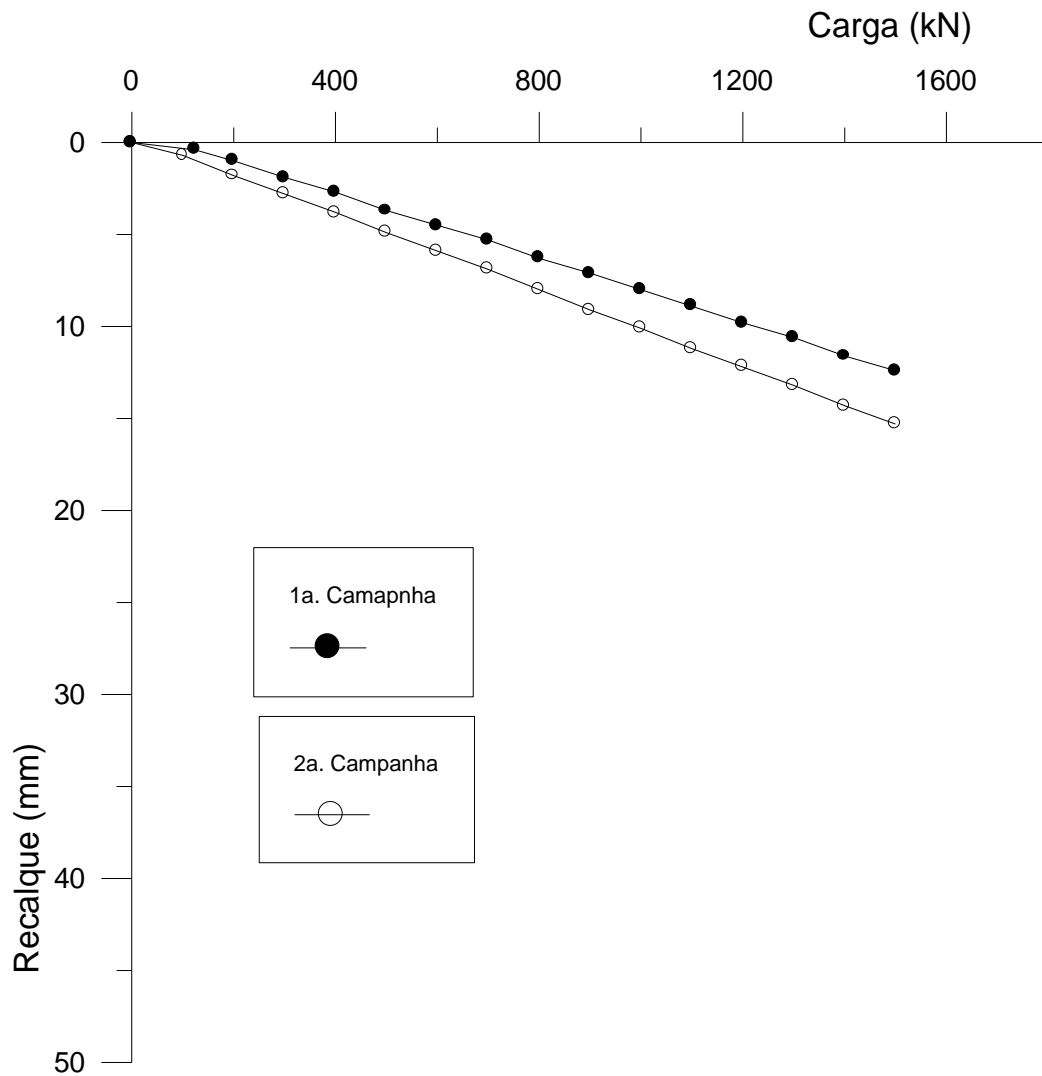


Gráfico 6.2.2 - Curvas teóricas de carga-recalque para Tubulões com Base Alargada pelo método AOKI-LOPES (1975).

-MÉTODO DO ESPRAIAMENTO (NBR-6122/96).

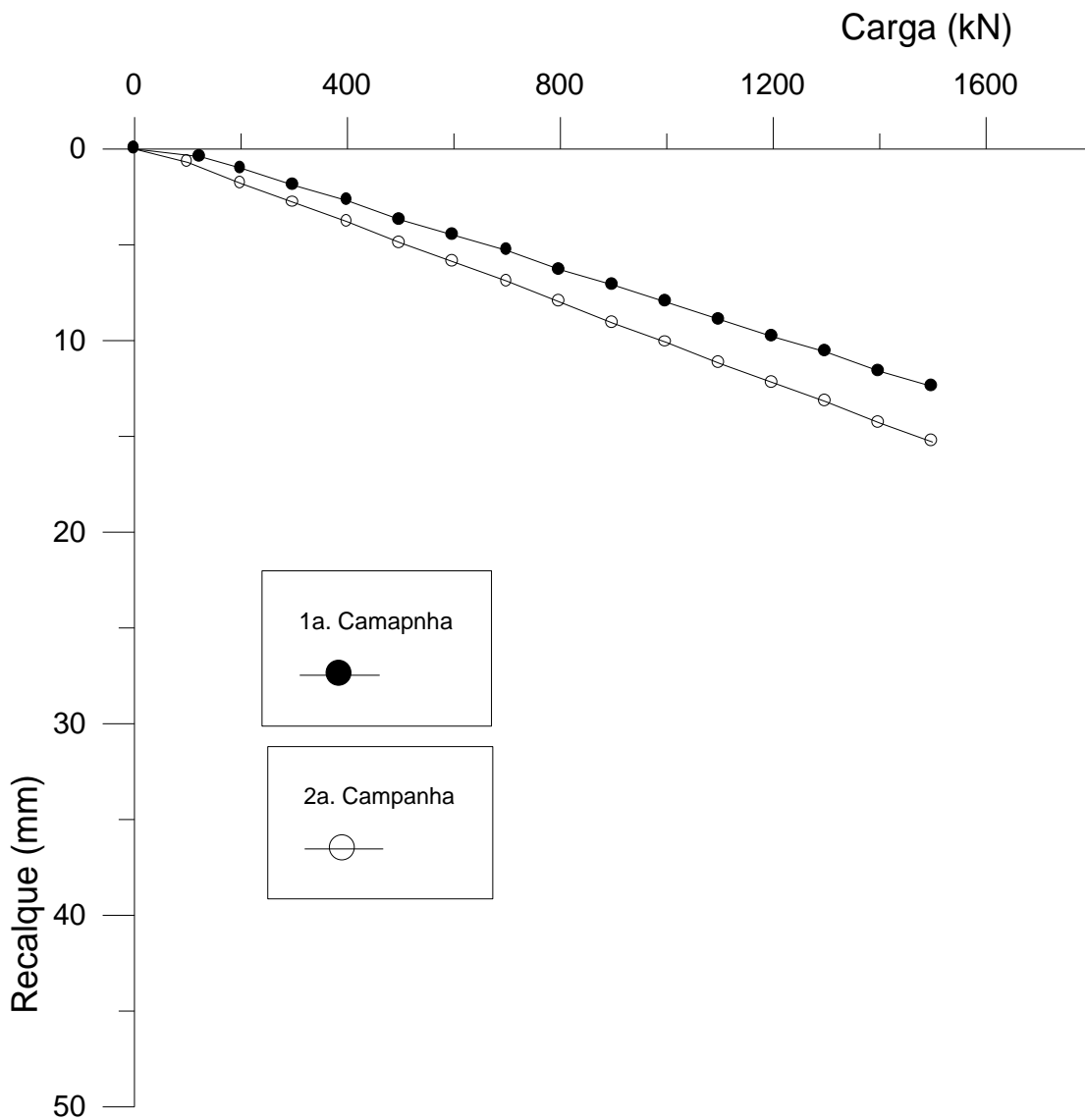


Gráfico 6.2.3 - Curvas teóricas de carga-recalque para Tubulão Com Base Alargada pelo Método do Espreadimento (NBR-6122/96).

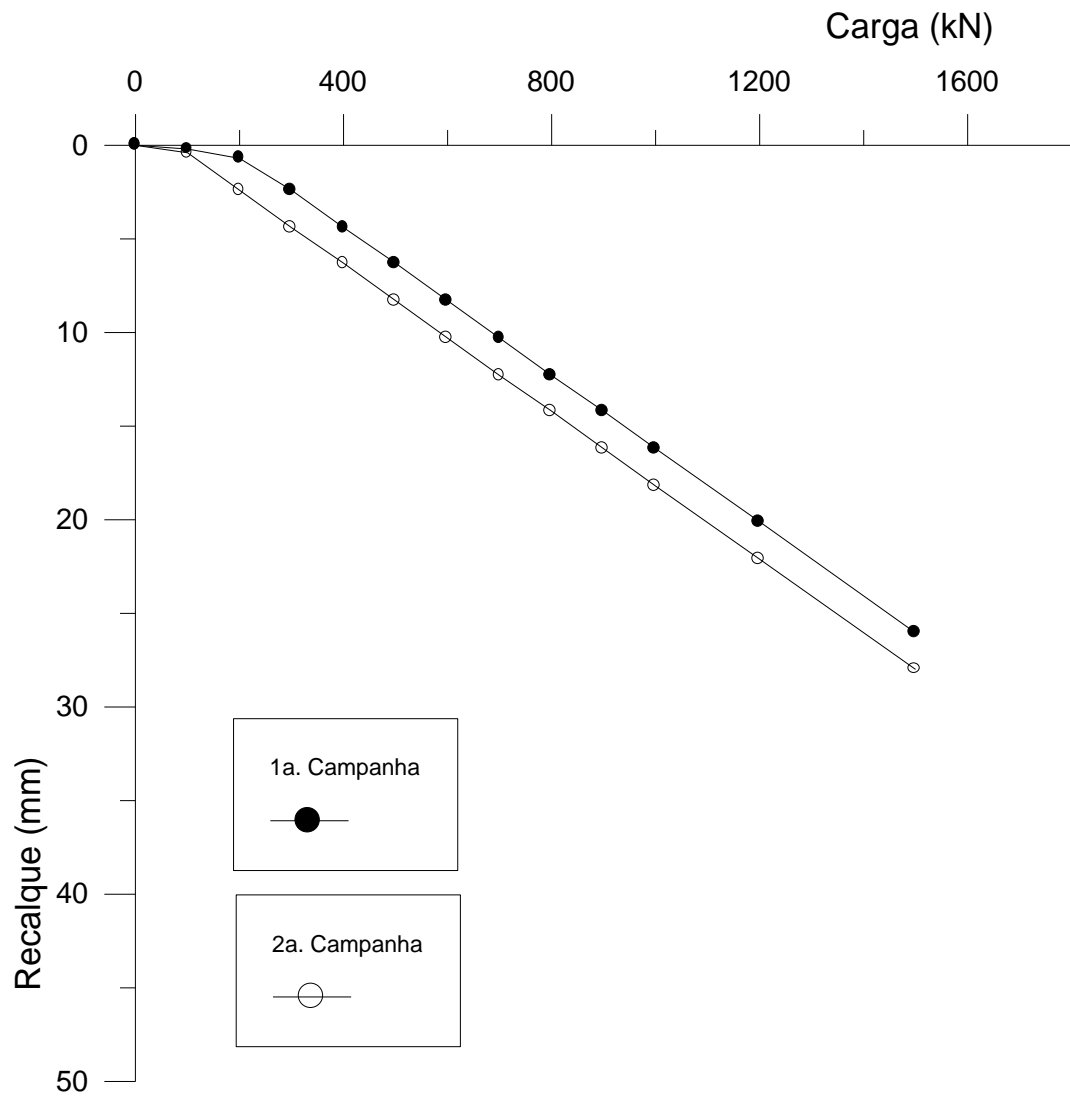


Gráfico 6.2.4 - Curvas teóricas de carga-recalque para Tubulão Sem Base Alargada pelo Método do Espriamento (NBR-6122/96).

6.3. CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS DE REAÇÃO.

A avaliação da capacidade de carga à tração das estacas metálicas que compõem o sistema de reação foi realizada primeiramente a partir dos métodos mais usuais de capacidade de carga utilizado no Brasil para estacas submetidas a carregamento vertical de compressão. Em todas as referências consultadas sobre o assunto elas apresentam vantajosas condições de cravabilidade (causa pouca perturbação no solo devido ao baixo deslocamento) e capacidade de carga que se poderia atingir. Entretanto, as discussões sobre relação entre atrito lateral à compressão e à tração apresentaram muitas divergências e informações até contraditórias.

Com base nos conhecimentos da literatura técnica da engenharia de fundações, estimou-se a capacidade de carga que a estaca tipo trilho TR-68 poderia oferecer. Foram utilizados valores de SPT e CPT da 1a. campanha e SPT da 2a. campanha de investigação geotécnica para estimativa do atrito lateral. Utilizaram-se os três métodos mais usuais utilizados para se prever a capacidade de carga pela chamada "prática brasileira": AOKI-VELLOSO (1975), DÉCOURT-QUARESMA (1978) e VELLOSO (1982).

Para se fazer a previsão da capacidade de carga estática à tração das estacas de reação, foram consideradas três hipóteses: 1) o próprio atrito lateral disponível à compressão; 2) o fator de redução $\lambda = 0,85$ obtido por CARVALHO *et. al.* (1991) e CARNEIRO *et. al.* (1994); e, 3) o fator $\lambda = 0,7$ recomendado por VELLOSO (1982). Os valores obtidos pelos métodos de cálculo da prática brasileira estão apresentados na Tabela 6.3.1.

Tabela 6.3.1 - Previsão da Capacidade de Carga à Tração dos Trilhos.

Atrito Lateral (kN)	Aoki-Velloso SPT - (kN)	Décourt-Quaresma SPT - (kN)	Velloso CPT - (kN)	Média (kN)
$\lambda = 1$	981	553	1750	1095
$\lambda = 0,85$	834	470	1488	931
$\lambda = 0,7$	687	387	1225	766

Pode-se observar as dispersões dos resultados entre os três métodos e para a hipótese mais desfavorável adotar capacidade de carga de 500kN.

Todas as estacas foram controladas durante o processo de cravação através de gráfico de cravação (metro a metro), repique elástico manual e controle de “nega”, sendo posteriormente desenvolvidas as análises apresentadas na Tabela 6.3.2. Todas as informações disponíveis sobre a capacidade de carga das estacas de reação através de fórmulas estáticas e pelo repique elástico, indicaram cargas de atrito lateral (compressão) disponível na faixa global de 700 a 1300kN (Tabela 6.3.1 e Tabela 6.3.2).

Aplicando-se o fator de redução de 0,7, a capacidade de carga à tração estaria entre 500 e 800kN.

Portanto, para o atrito lateral da estaca de reação, estimados pelos métodos brasileiros, experiência local, provas de carga estáticas e dinâmicas pôde-se prever um valor mínimo de 500kN para a capacidade de carga à tração dos trilhos TR-68.

Tabela 6.3.2 - Estimativa da Capacidade de Carga Dinâmica das Estacas de Reação Tipo Trilho TR-68 (LIMA, 1999).

Estaca	L (m)	Chellis-Velloso				Uto		
		Rup. Fís. (kN)	Veen (kN)	NBR (kN)	Davisson (kN)	Veen (kN)	NBR (kN)	Davisson (kN)
4	26.50						1064	879
5	26.50		1229	980	858	1176	755	615
7	26.50	1258	1663	1397	1331	871	760	696
8	26.00		1136	978	916		761	612
9	26.00					1553	1020	865
10	26.50	1440	1575	1515	1492	1417	997	866
12	26.39	1172	1232	1195	1179	1799	881	754
13	26.15	1183	1338	1273	1247	1110	879	779
14	25.85		1776	1458	1384	1935	931	780
15	26.70	892	963	902	873		752	629
16	26.70	1168	1229	1080	1028	1187	860	736
17	26.10	1141	1266	1172	1136	1474	852	712
18	26.00	1324	1404	1308	1278		914	780
19	25.90							
20	25.00	1096	1116	1096	1083	1578	855	721
21	25.75	1065	1115	1082	1065	1956	833	710
22	26.63			1676	1563	1793	926	758
23	26.40	993	1088	1043	1021	1320	818	699
Σ	471.57	12731	18130	18155	17454	19169	14858	12591
Média	26.20	1157	1295	1210	1164	1475	874	741

CAPÍTULO 7 – RESULTADOS OBTIDOS.

7.1. PROVAS DE CARGA NOS TUBULÕES: SITUAÇÃO INICIAL E PROBLEMAS QUE CAUSARAM REPETIÇÕES DOS ENSAIOS.

As provas de carga não-saturadas foram inicialmente previstas para serem executadas no decorrer dos meses menos chuvosos do ano (junho a novembro), para se ter um máximo de condições favoráveis necessárias para se avaliar a capacidade de carga e as condições de resistência ao cisalhamento não-saturada do solo. Para isso trabalhou-se com a hipótese de um solo com teor de umidade menor (devido a baixa precipitação pluviométrica) e nível freático por volta -10,50m, para que se pudesse obter os melhores resultados da resistência ao cisalhamento não-saturada.

A partir das condições propostas como ideais de projeto, realizou-se a primeira prova de carga no mês de março/1998. Como março ainda é um mês chuvoso, optou-se pela realização do ensaio em um dos dois tubulões definidos para as condições de pré-inundação durante no mínimo 48h antes dos ensaios, por cava de superfície (1,50 x 1,50 x 0,50), com objetivo de se alcançar no solo em volta do fuste e da base do tubulão, pressão de sucção próxima ou igual a zero.

Transcorrido o tempo de inundação necessário (mínimo de 48h), deu-se início a prova de carga no Tubulão 1. O ensaio transcorreu normalmente e sem complicações até se atingir carga da ordem de 300kN. Após se aplicar um novo incremento de carga seqüencial (350kN), presenciou-se um brusco alívio de carga no sistema de reação, representado pelo levantamento de uma das estacas metálicas.

Devido a esta situação inesperadas, muitas dúvidas surgiram. Foram executadas novas sondagens, refeitos cálculos, verificados dados de cravação em busca de indícios que indicassem quebra de estaca e calculada a capacidade de carga novamente pelo repique da estaca que havia apresentado o problema. Os resultados não indicavam falta de capacidade de carga e havia até certa folga. Então, passou-se a desconfiar da eficiência do modelo da estaca de reação adotada para fornecer a carga esperada. Chegou-se a conclusão que havia necessidade de uma contra-prova que dirimisse as dúvidas sobre as emendas, danos, etc., uma vez que pelos repiques elásticos havia folga de capacidade de carga. De todo conjunto da estacaria avaliada, suspeitou-se do comprometimento da integridade estrutural de uma estaca, indicada por ‘picos’ inconsistentes de repiques que ultrapassavam o traço horizontal inicial.

Para a contra-prova, transferiu-se o sistema de reação para o Tubulão 2 que também seria ensaiado na condição de pré-inundação e procedeu-se a execução de nova prova de carga. O ensaio se desenvolveu bem até os 600kN, quando então se repetiu novamente os mesmos fatos já observados na primeira, constatando-se definitivamente a insuficiência de capacidade de carga do sistema de reação.

NOTA: Vale citar que foi observado no decorrer da cravação das estacas uma situação anormal, atribuída a excessiva vibração da estaca metálica tipo trilho (TR-68), em processo de cravação, representada por abertura excessiva do furo em volta do fuste da estaca. Na média foi verificado um consumo de 280 litros de areia lavada de rio, com granulometria média/grossa, em volta do fuste de cada estaca cravada.

- Reforço das Estacas de Reação:

Após várias hipóteses levantadas para a realização de um reforço, viável técnica e economicamente, optou-se por tentar um processo de injeção de argamassa através de abertura de furos nos lados da estaca, utilizando-se um tripé de sondagem à percussão. Os resultados não foram os esperados e a solução foi alterada, desta vez optando-se pela utilização de um bate-estaca tipo Strauss para executar dois furos laterais com diâmetro de 0,20m, na ‘alma’ do trilho, revestidos até a profundidade de

16m. Executou-se primeiramente um furo lateral de reforço em todas as estacas em processo de reforço. A segunda bateria de furos foi reiniciada dez dias depois na mesma seqüência da primeira. Após atingir a profundidade desejada, o furo era então concretado com adição de argamassa com expansor na proporção de 0,5 e 1%, respectivamente, para o primeiro e segundo furo de reforço. Isto para garantir um certo grau de travamento na estaca metálica e a aderência entre a estaca e o solo, pela expansão do concreto do reforço.

Tomou-se o cuidado de realizar a limpeza da lama e retirar o máximo da água existente no fundo antes da concretagem, quando então o concreto lançado era lançado e conjuntamente socado pelo pilão. Mesmo sabendo das deficiências deste processo (solo abaixo do N.A.), não havia outra solução que estivesse dentro dos limites da verba disponível naquele momento.

O processo foi dividido em duas fases em virtude da incerteza ocasionada pela presença do N.A. na cota de -10,50m. Com a conclusão da primeira fase do reforço, foram realizadas com sucesso as provas de carga no Tubulão 5, chegando a atingir 1500kN. Então, conclui-se que sistema de reação reforçado era eficiente, determinando-se assim a conclusão do reforço das demais estacas de reação.

Na Foto 14 pode-se observar detalhe do processo de reforço das estacas de reação reforçada por duas estacas do tipo Strauss, executadas sem armação. Verifica-se que houve aderência trilha-concreto.

NOTA: O poço para medida de N.A. foi instalado em maio/1998 durante a segunda campanha de sondagem.



Foto 14. Reforço nas Estacas de Reação tipo Trilho TR-68, executadas com bate-estaca tipo Strauss, com profundidade de 16m e com adição de expensor de argamassa na proporção de 0,5 e 1%, respectivamente, no primeiro e segundo lado da alma do trilho. (Na estaca danificada acrescentou-se mais uma estaca na “mesa”).

- Problemas Geotécnicos Relacionados a Insuficiência de Capacidade de Carga das Estacas de Reação:

As provas de carga realizadas nos tubulões aconteceram em condições desfavoráveis ao plano inicialmente traçado, pois não havia mais tempo disponível para poder esperar os meses mais oportunos para o retorno às condições mais favoráveis para um estudo mais abrangente da capacidade de carga de solo não-saturado; a exceção foi o Tubulão 5, no qual a prova de carga foi realizada em condições consideradas apropriadas (registrou-se mais de 20 dias sem chuva e N.A. com profundidade de -10,60m), os demais ensaios foram realizados com os tubulões com base saturada, com o N.A. atingindo a cota por volta de -7m (janeiro a junho de 1999). Isto se deveu aos sucessivos atrasos sofridos no cronograma em decorrência

de problemas no sistema de reação, que apesar dos cálculos e provas de carga estáticas e dinâmicas apresentarem dados de carga favoráveis para compressão, eles não se confirmaram quando as estacas foram submetidas a esforços de tração, conforme já citado acima.

Um dos fatores que podem ter contribuído de maneira efetiva para esta situação desfavorável pode estar diretamente ligado ao processo executivo do sistema de reação (cravação das estacas metálicas) neste solo, que apresenta característica próxima da rígido-plástica e que impediria a ‘cicatrização’ do contato estaca-solo; por este comportamento, pode-se ver que o solo ao ter sua estrutura quebrada não apresenta ‘retorno’ às condições iniciais. A vibração excessiva durante o processo de cravação (em volta das estacas surgia um vazio produzido pela vibração no contato solo-estaca que foram preenchidos com areia grossa lavada), bem como às características particulares deste solo, que ao que tudo indica, tiveram participações definitivas nestes problemas.

Esta particularidade foi confirmada com as informações obtidas por MACHADO (1998), que constatou o caráter predominantemente plástico do solo ao longo da profundidade de 10m, representado pelas duas camadas de solo (Sedimento Cenozóico e Solo Residual), demonstrado pelos baixos valores do índice de recompressão (C_e) destes dois horizontes, que em geral se situam na faixa de 10% do índice de compressão (C_c) (Figuras 7.1.1, 7.1.2 e 7.1.3). Antes de se comprovar estes fatos em laboratório, era uma constante observar, e também pode ser observado em todas as provas de carga desta tese, nos diversos trabalhos desenvolvidos nas duas fases anteriores do Campo Experimental, uma recuperação elástica quase desprezível nos recalques das estacas submetidas à prova de carga estática na fase de descarregamento (CARVALHO, 1991; MANTILLA, 1992; CARNEIRO, 1994 e CAMPELO, 1994).

Este fato pode estar diretamente relacionado aos problemas enfrentados de não-confirmação de capacidade de carga à tração das estacas de reação, cravadas neste tipo de terreno, uma vez que esta situação pode indicar que a estrutura do solo se rompe sem que ocorra um rearranjo das tensões. Este caráter plástico poderia ter

impedindo o chamado 'efeito de cicatrização' do solo em volta da estaca, conhecido no meio geotécnico como 'set up'.

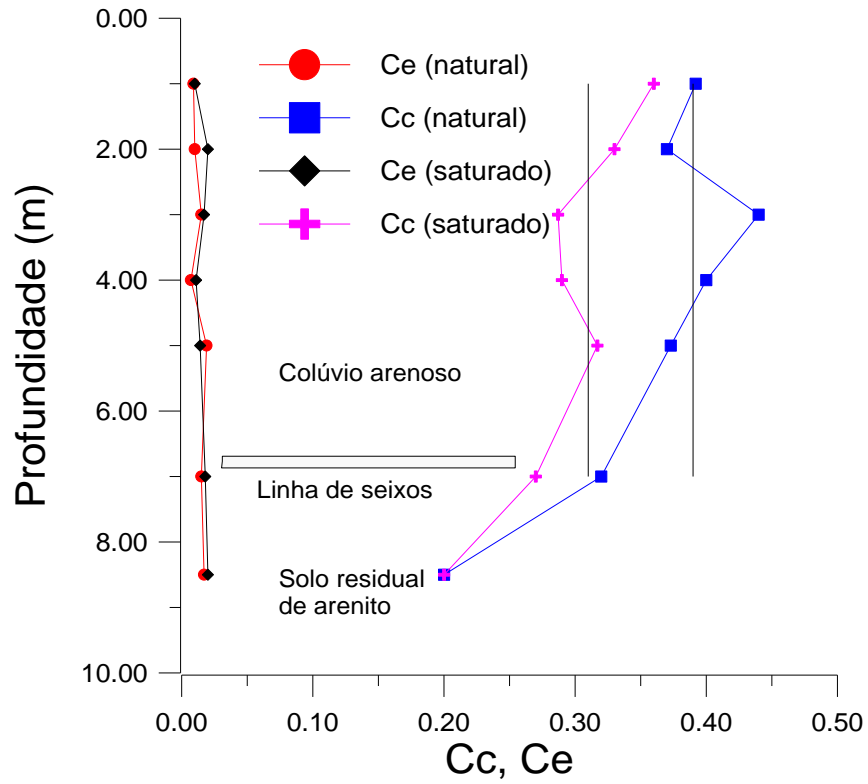


Figura 7.1.1. Variação dos índices de compressão e recompressão com a profundidade. (MACHADO, 1998).

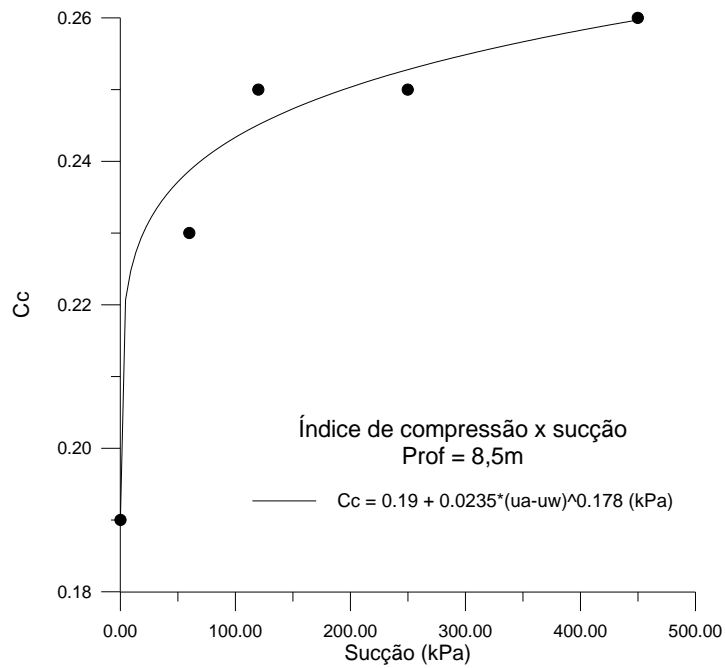


Figura 7.1.2. Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 8,5m (MACHADO, 1998).

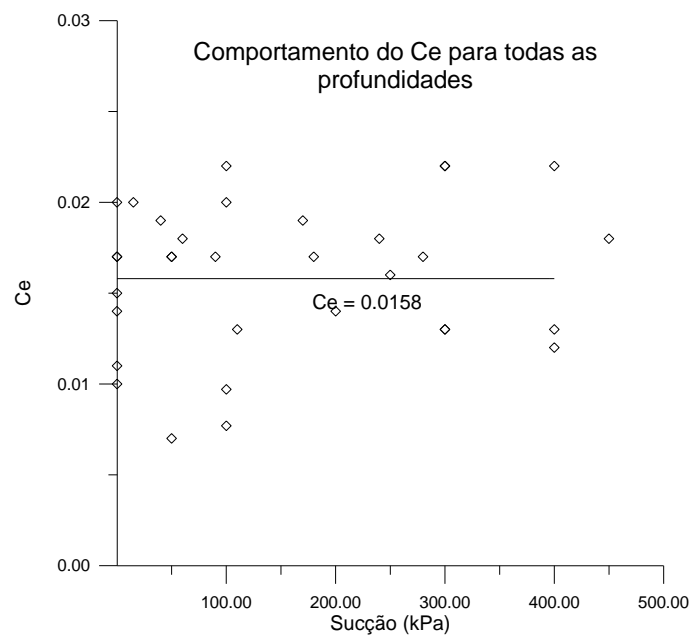


Figura 7.1.3. Curva de variação do índice de recompressão em função da sucção. Todas as profundidades (MACHADO, 1998).

- Hipóteses Levantadas para Diferença Observada entre Capacidade de Carga à Compressão e Tração.

As provas de carga dinâmicas nas estacas metálicas foram realizadas no final de cada cravação através do registro manual do repique elástico. Em geral eram realizadas duas baterias com alturas de quedas crescentes (energia crescente) de 0,20, 0,40, 0,60, 0,80, 1,00, 1,20, 1,50 e 2,00m, em cada estaca cravada. Posteriormente foram realizadas novas provas de carga dinâmicas monitoradas pelo PDA. A capacidade de carga obtida nos ensaios de prova de carga com repique manual e com o PDA, situou-se na faixa de variação de 900 a 1400kN. Para confirmação dos dados obtidos na monitoração dinâmica foi realizada uma prova de carga estática à compressão em uma das estacas tipo trilho, anteriormente ensaiada dinamicamente, onde se atingiu a carga máxima de 1200kN e recalques da ordem de 2mm.

Duas são as hipóteses foram consideradas para a diferença tão grande entre a carga de trabalho prevista (500kN) e a carga obtida (150kN) nas estacas de reação durante a realização dos ensaios:

1) Ação da areia lançada durante a cravação: é fato comprovado tanto pela prova de carga estática quanto dinâmica que realmente as estacas possuem capacidade de carga suficiente para suprir as necessidades do projeto, desde que estejam trabalhando à compressão. É provável que a areia confinada em volta da estaca, que possivelmente encontrava-se em estado compactado devido a dinâmica de cravação, ofereça muito atrito (~1000kN) uma vez que comprimindo a areia, que é um material granular, haveria uma tendência de aumento da tensão efetiva em volta do fuste e conseqüentemente uma melhoria na capacidade de carga. Mas a recíproca não seria verdadeira, ou seja, por se tratar de um material não-coesivo a areia funcionaria contra a capacidade de carga na tração, pois o atrito ascendente causaria um alívio da tensão efetiva em volta do fuste e perderia o confinamento que existiria para a areia na compressão, deixando praticamente desconfinada a estaca por inteiro ou trabalhando somente a região mais profunda (abaixo de 24m) que apresenta um N_{spt} elevado. Poderia-se imaginar algo como se a estaca fosse cravada em um bolsão de brita: comprimindo, as britas se agrupariam cada vez mais, forçando uma propagação de tensões cada vez maior contra o terreno e com isso aumentando o atrito, enquanto que tracionando tenderia a ocorrer um alívio, desconfinando o fuste e reduzindo de maneira acentuada a capacidade de carga.

2) Ponta da estaca no topo rochoso: ao invés de 1000kN de atrito e 200kN de ponta constado na monitoração pelo PDA, estaria com 1000kN de ponta e 200kN de atrito. Neste caso a estaca estaria predominantemente trabalhando de ponta, devido a rigidez e esbeltez da estaca, contrariando assim o monitoramento dinâmico. É conveniente observar que se trata de um elemento muito esbelto e que a ponta se encontra dentro da região com N_{spt} considerado impenetrável (superior a 60 golpes).

- Problemas Estruturais das Estacas do Sistema de Reação:

Podem ser vistos os problemas e sua solução na descrição das provas de carga do Tubulão 1. Na Foto 15 observa-se do lado esquerdo da alma do trilho o novo processo de solda realizado nas luvas, enquanto do lado direito pode-se ver o sistema que foi abandonado após ser realizado estudo da composição do material constituinte do trilho.



Foto 15. Vista do reforço da estaca de reação e do sistema de luvas. A esquerda do trilho as duas luvas soldadas (confeccionadas em aço 1030 e com comprimento de 180mm) de acordo com as informações contidas no item 7.2. A direita do trilho as luvas abandonadas.

7.2. GRÁFICOS DAS PROVAS DE CARGA NOS TUBULÕES.

As provas de carga realizadas para esta tese totalizaram 17 (dezesete) ensaios, incluindo-se aí os reensaos previstos e aqueles que devidos aos fatos já mencionados tornaram-se obrigatórios. As previsões iniciais projetavam um total de 10 (dez) provas de carga inclusive com os reensaos.

Na Tabela 7.2. estão apresentados dos valores de Carga Última e o seu recalque correspondente.

Tabela 7.2. Carga Máxima e seus Respectiveos Recalques nos Tubulões das Provas de Carga Concluídas.

Tubulão	Carga Máxima (kN)	Recalque (mm)
T-1. Pré-Inundado. 4 ^a PC	900	45,88
T-2. Pré-Inundado. 2 ^a PC	900	73,06
T-3. Umidade Natural. 1 ^a PC	560	63,74
T-3. Pré-Inundado. 2 ^a PC	440	61,21
T-4. Umidade Natural. 1 ^a PC	600	121,42
T-4. Umidade Natural. 2 ^a PC	700	130,47
T-5. Umidade Natural. 1 ^a PC	1500	64,52
T-5. Pré-Inundado. 2 ^a PC	1280	106,56
T-6. Umidade Natural. 2 ^a PC	1100	63,48
T-6. Pré-Inundado. 3 ^a PC	1200	71,65

A seguir são apresentados todos os gráficos das curvas carga-recalque dos ensaios de prova de carga (7.2.1 a 7.2.6) realizados em todos os tubulões, acompanhados de um comentário.

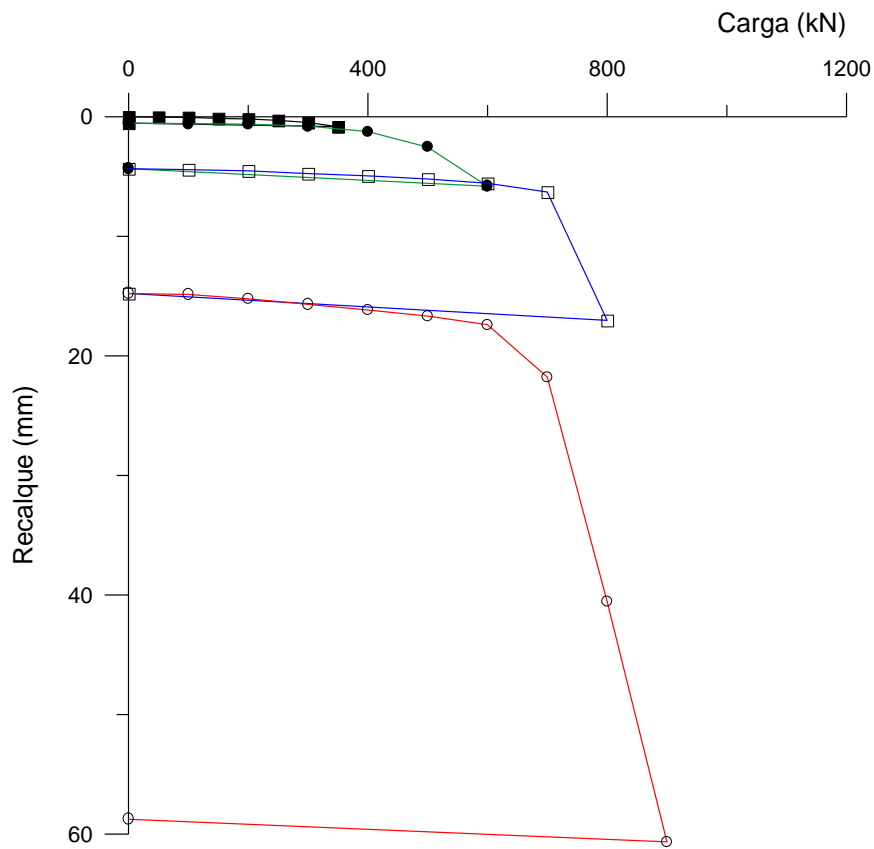


Figura 7.2.1 – Tubulão 1 (T-1) com base alargada, ensaiado sob condição de pré-inundação de 48h.

1a. Prova de Carga no Tubulão 1 (T-1), realizada com pré-inundação por no mínimo 48h. Neste ensaio foi constatada pela primeira vez a insuficiência de capacidade de carga do sistema de reação.

2a. Prova de Carga: realizada no Tubulão 1 (T-1), com pré-inundação por 48h, após a conclusão do reforço das estacas, quase um ano depois do primeiro ensaio. Após a aplicação de vários estágios de carga, houve uma ruptura brusca do contato luva-trilho, causando o completo alívio de carga. Neste caso foi atribuído o problema a um possível fenômeno de ‘envelhecimento’ da solda responsável pela ligação da luva de conexão entre o tirante do sistema de reação e a estaca metálica tipo trilho TR-68, ocasionando a ruptura do contato estaca-luva. Segundo especialistas procurados, um novo reforço deveria ser feito, utilizando-se um eletrodo “macio” especial: E-7018.

3a. Prova de Carga: apesar de todos os cuidados tomados, repetiu-se a quebra do contato estaca-luva. Mesmo alterando o processo de solda não houve melhora. Os problemas já anteriormente citados, repetiram-se, desta vez em outra luva de conexão.

4a. Prova de Carga: repetiu-se a quebra do contato estaca-luva de outro ponto do sistema de reação. Decidiu-se por abandonar todo sistema anteriormente soldado e procedeu-se um novo processo de solda em novas luvas com toda técnica proposta para processo, que consistia em aquecer os trilhos com maçarico a uma temperatura de aproximadamente 500° Celsius e executar dois cordões de solda do tipo vertical-ascendente em duas linhas, ou seja, nos dois contatos da luva com a base do trilho. Como um adicional de segurança, executou-se um acréscimo de mais quatro linhas de solda em um reforço denominado “bacalhau”, confeccionado de aço 1030, com diâmetro de 12,5mm e comprimento de 0,40m. Este terceiro tratamento, com base nos estudos exclusivos da composição real dos trilhos, definiu o trilho como aço 1080. As provas de carga neste tubulão foram encerradas por terem os recalques e cargas atingidos valores considerados suficientes para interpretação.

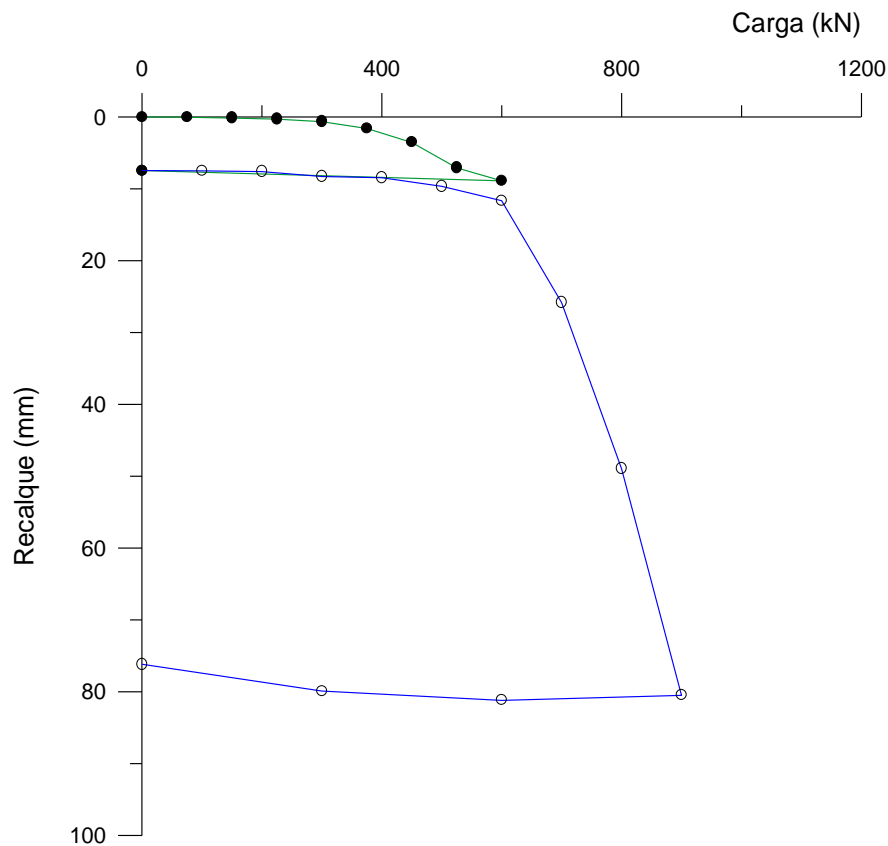


Figura 7.2.2 – Tubulão 2 (T-2) com base alargada, ensaiado sob condição de pré-inundação de 48h.

1a. Prova de Carga no Tubulão 2 (T-2). Depois dos problemas constatados de insuficiência no sistema de reação durante o ensaio do Tubulão 1 (T-1), após as análises e conclusões sobre o acontecimento anterior, chegou-se a conclusão havia folga na capacidade de carga das estacas de reação. As alternativas para confirmar uma possível falha estrutural eram muito caras. Então optou-se por uma contra-prova, desta vez no Tubulão 2 (T-2).

Repetiu-se a insuficiência do sistema de reação para a carga prevista. Novas análises foram implementadas, concluindo-se que havia ocorrido um caso considerado inédito na engenharia, pois em toda literatura consultada haviam sempre citações favoráveis a estaca metálica, não se encontrando em nenhum momento qualquer fato que desabonasse a solução. Então, decidiu-se pelo reforço das estacas de reação com equipamento destinado a execução de estacas do tipo Strauss.

2a. Prova de Carga. Tendo sido concluído o reforço das estacas de reação (trilho TR-68), bem como ser concluída a nova fase de solda nas luvas de ligação, conseguiu-se pleno sucesso nas provas de carga.

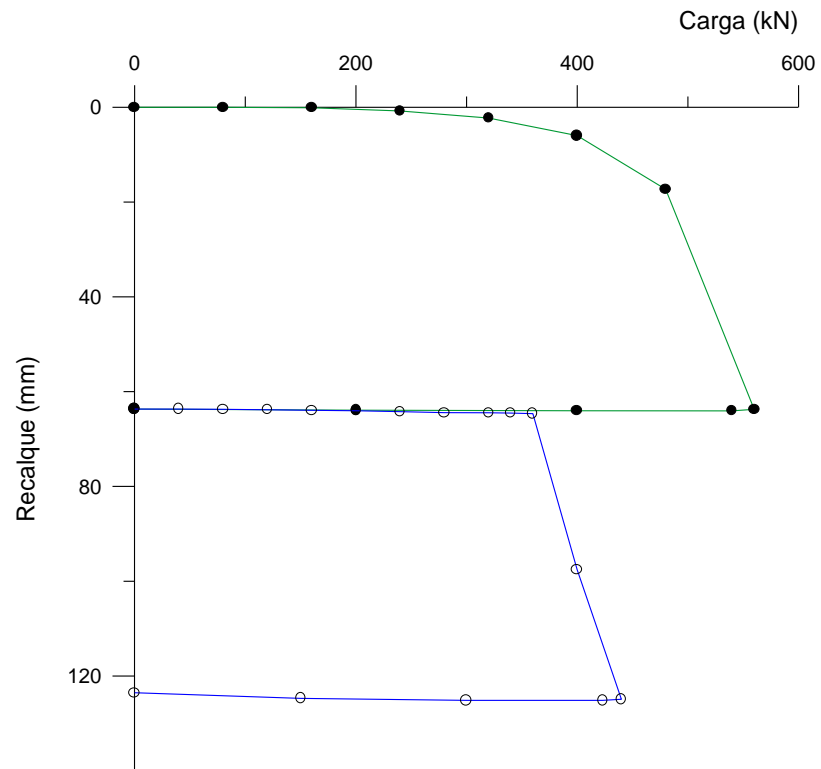


Figura 7.2.3 – Tubulão 3 (T-3) sem base alargada, primeiramente ensaiado sob a condição de umidade natural e posteriormente com pré-inundação de 48h.

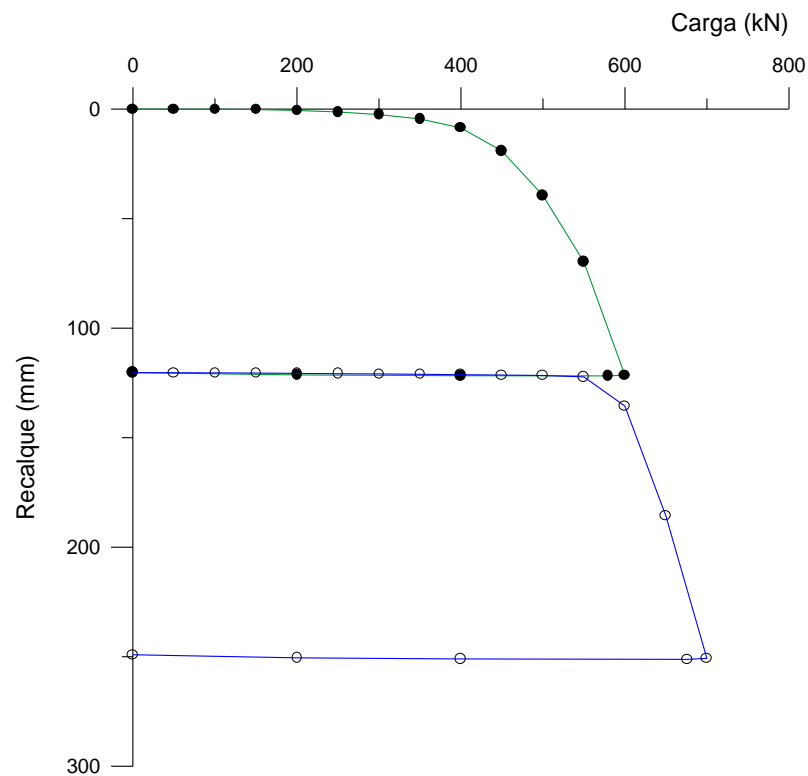


Figura 7.2.4 – Tubulão 4 (T-4) sem base alargada, ensaiado inicialmente sob a condição de umidade natural e posteriormente com reensaio nas mesmas condições de umidade natural.

Esta prova de carga, em solo na umidade natural, foi levada a atingir recalques da ordem de 20% do diâmetro. O objetivo foi avaliar a carga última e a eventual interferência da carga residual em um segundo carregamento.

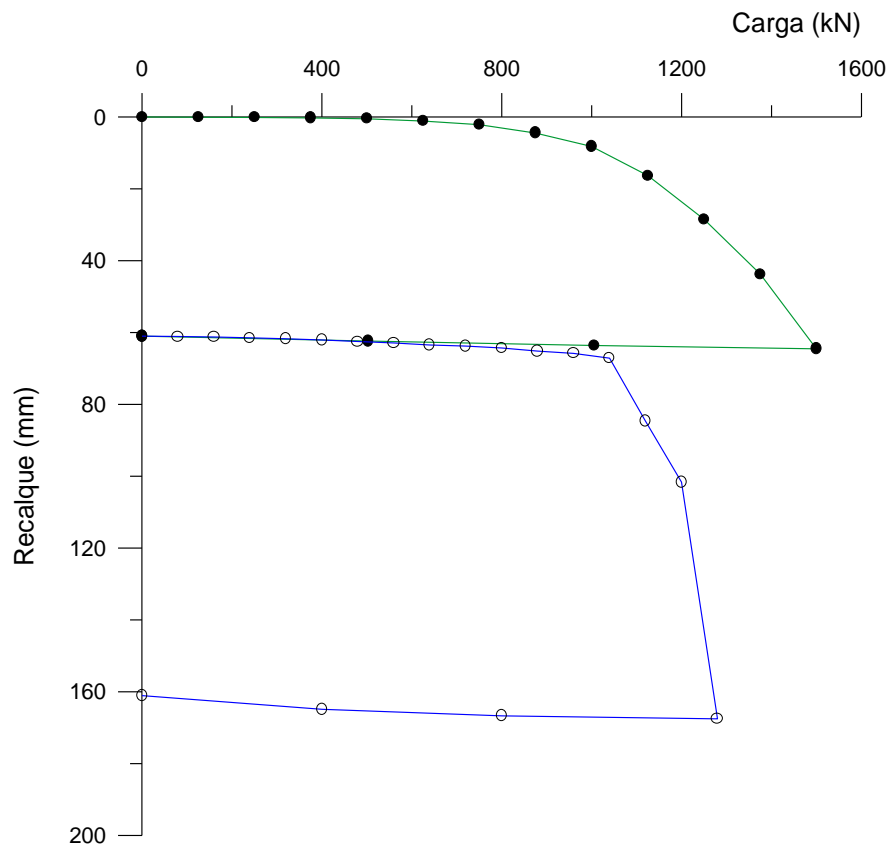


Figura 7.2.5. Tubulão 5 (T-5) com base alargada, ensaiado primeiramente na umidade natural e posterior reensaio com pré-inundação por cava de superfície por 48h.

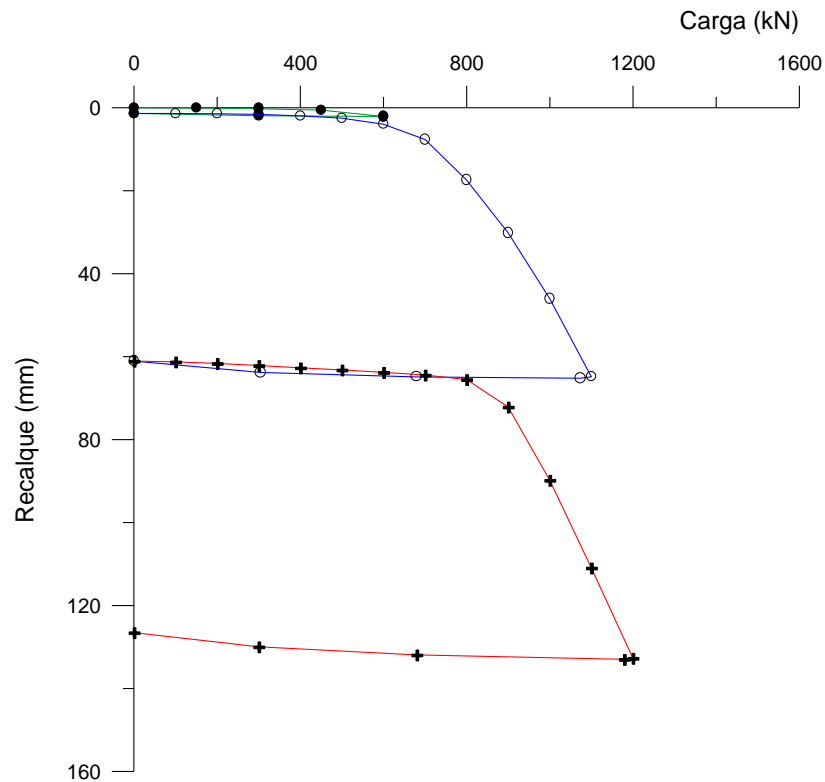


Figura 7.2.6 – Tubulão 6 (T-6) com base alargada. A 1a. Prova de carga realizada na umidade natural, foi interrompida devido a inundação acidental da cava, provocada por uma chuva rápida e de grande intensidade, quando o ensaio já se encontrava em seu 4o. estágio (600 kN) e apresentava recalque de 1mm.

O Segundo carregamento para a realização do ensaio em umidade natural foi concluído normalmente. A terceira prova de carga foi realizada com pré-inundação do solo por intermédio de cava, por 48h.

Nota: Na segunda e terceira provas de carga o N.A. havia atingido a cota de -7m, enquanto na primeira prova de carga (4 meses antes) o N.A. estava na cota -10,60m.

7.3. INSTRUMENTAÇÃO E TRANSFERÊNCIA DE CARGA.

A instrumentação foi idealizada de maneira a satisfazer às exigências e necessidades do projeto, de tal sorte que fosse possível destacar a sua utilização nos tubulões, em conjunto ou isoladamente, para separar os quinhões de carga transmitidos pelo fuste e base para as duas camadas de solo distintas no perfil, mantendo-se as mesmas cotas de instrumentação tanto nos tubulões com base alargada quanto para os sem base alargadas, para se ter uma observação das implicações da transferência de carga junto às bases destes tubulões. Para isso, utilizaram-se de duas linhas de extensômetros elétricos (*strain-gages*), com precisão de leitura da ordem de 10^{-6} mm/mm, nas cotas de -0,25, -1,90, -4,70, -6, -7 e -7,7m e extensômetros de haste (*tell-tales*), com precisão de leitura de 10^{-5} mm/mm, nas cotas de -1,90, -4,70, -7 e -7,80m.

Pode-se observar durante o decorrer das provas de carga, que apesar de terem sido tomado todos os cuidados com a instalação da instrumentação, não se pôde evitar problemas como por exemplo perdas de pontos nas linhas de *strain-gages* e de outros pontos que não apresentaram nas leituras os resultados esperados. Então, o esforço para se produzir um sistema de instrumentação sem perdas foi vão. A seguir estão apresentadas estas constatações mais detalhadas:

- *strain-gages*

Apesar de todos os cuidados tomados durante o processo de instalação das duas linhas de *strain-gages*, conforme já relatado no Capítulo-3, ocorreram perdas de pontos de instrumentação. Este tipo de problemas em geral costuma ocorrer com maior frequência quando os extensômetros elétricos são fixados diretamente na armadura do elemento de fundação a ser ensaiado. Entretanto ocorreram perdas mesmo se tomando todos os cuidados necessários para evitá-las.

Antes da instalação os extensômetros elétricos já haviam sido testados no IPT. A constatação de problemas nos pontos de *strain-gages* ocorreu na manhã do dia seguinte, menos de 24h após a conclusão dos trabalhos de instalação das linhas de *strain-gages* nos tubos de espera (bainha de protensão de 40mm de diâmetro

preenchida com nata de cimento com fator a/c de 0,45); os problemas detectados mostrava inconsistência de leituras (instabilidade do “zero”) nas pontes de algumas barras, fatos estes comprovados durante o processo de montagem do sistema de aquisição antes de se executar o carregamento nos tubulões, pois não se conseguia calibrá-los (“zerar” o ponto defeituoso). Em outros pontos, apesar de terem conseguido a calibração, começando a funcionar de maneira adequada, em certa fase do desenvolvimento do ensaio começaram a oscilar de maneira crescente e brusca, indicando que algum dano ocorrera. No total foram verificados danos em seis pontos de instrumentação. Mas apenas em um dos casos aconteceu de se perder os dois pontos em uma mesma cota (-7,70m), mas felizmente não prejudicaram em nada as análises, uma vez que todos os pontos de instrumentação desta cota foram desprezados por não apresentarem coerência entre as leituras e a realidade física.

É provável que isso esteja relacionado à proximidade dos extensômetros junto a extremidade inferior do tubulão (região da base). Como a diferença entre o Módulo de Elasticidade (E) do concreto e do solo é muito grande, a reação do solo não é suficiente para compensar a diferença e apresentar nas leituras os reais valores.

Outra problemática notada diz respeito à presença de valores residuais em todos os pontos da 1ª seção instrumentação (desconfinada na cota -0,25m), após o completo descarregamento, indicando de maneira clara a presença de uma suposta carga residual. É importante ressaltar que o procedimento básico para realização das leituras da instrumentação via sistema de aquisição automática de dados, era “zerar” sempre todos os canais conectados (inclusive a célula de carga) e só então se dar início aos carregamentos. Entretanto, após o completo descarregamento, também a célula de carga apresentava um pequeno valor, que oscilava em torno de 1 a 3 kN, indicando algumas vezes valores superiores às cargas realmente atuantes (rótula + placa de distribuição de carga ~ 1,2 kN). Este valor residual na célula de carga pode ser indicativo de uma provável histerese, levando-se a imaginar que esta diferença poderia ser muito maior nas barras instrumentadas, pelo fato da célula de carga ser confeccionada em aço especial que apresenta histerese quase desprezível e o aço das barras (CA-50A) apresentarem uma deformação permanente muito maior.

A partir destes dados ficam os seguintes questionamentos: o que poderia ser considerado como carga residual, devido ao confinamento do fuste do tubulão pelo solo (que impediria em parte o alívio do atrito lateral) nas leituras das cotas inferiores? Seria possível separar as deformações nos *strain-gages* devido à histerese e à carga residual verdadeira? As impressões que ficam destes fatos são conflitantes com as informações colhidas na literatura, citando a ocorrência de cargas residuais no ponto de referência na superfície, pois não foi encontrada nenhuma menção ou referência aos acontecimentos aqui relatados, levando a crer que seria um acontecimento exclusivo e localizado aos ensaios desenvolvidos nestes tubulões, o que é muito improvável. Mas seria muita coincidência isso se repetir sucessivamente em todos os ensaios aqui realizados, notando-se inclusive nos recarregamentos a presença desta deformação residual na cota de superfície (-0,25m) ? Poderiam estas informações estarem sendo desconsideradas ou omitidas ou seria um acontecimento exclusivo dos ensaios desta tese?

Na Figura 7.3.1 estão apresentadas as curvas de tensão-deformação dos extensômetros elétricos da primeira seção (cota -0,25m) de todos os tubulões ensaiados, com objetivo de mostrar a funcionalidade e validar a referência-chave que estes pontos representam para o sistema de transferência de carga, mostrando com isso que os *strain-gages* apresentam coerência de operacionalidade.

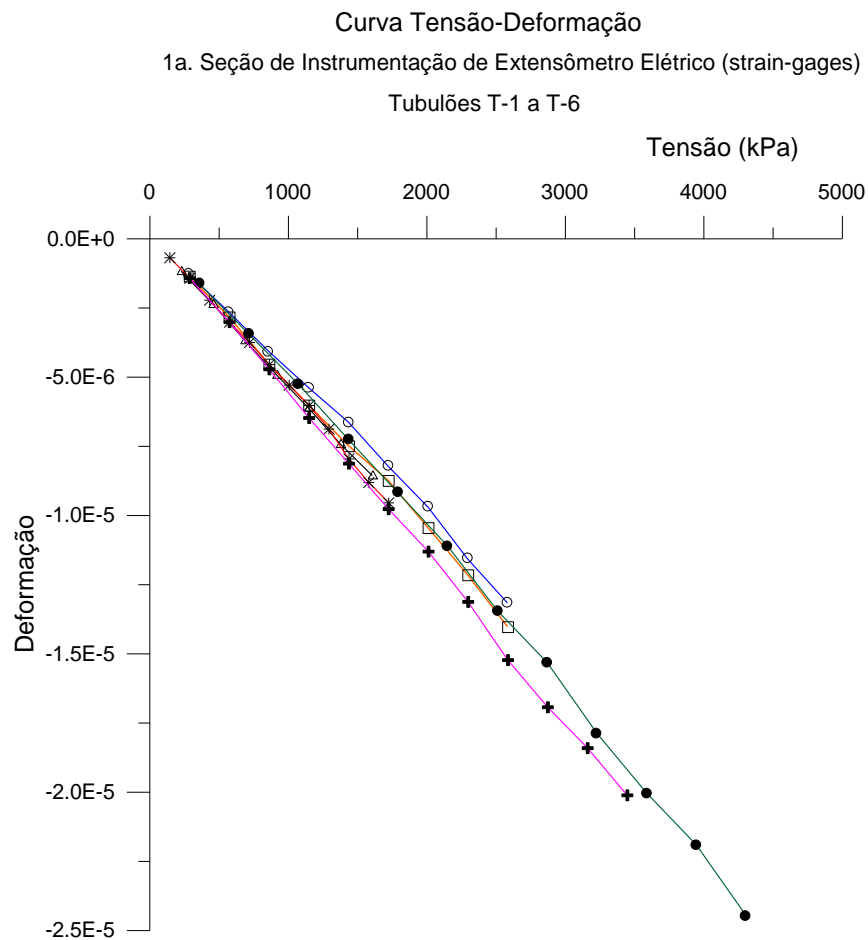


Figura 7.3.1. Curvas Tensão – Deformação da 1ª Seção de Extensômetros Elétricos (-0,25m) dos Tubulões T-1 a T-6 (Seção de Referência - Superfície Desconfinada).

- *tell-tales*

Quando se planejou a inclusão de *tell-tales* como instrumentação complementar, as literaturas consultadas apresentavam resultados importantes obtidos com este processo de interpretação de transferência de carga. As estimativas iniciais baseadas na primeira campanha de sondagem, indicavam que os tubulões de base alargada atingiriam carga na faixa de 1200 a 1800kN e deformações na faixa de 1,6 a 2,4mm considerando $E=21000\text{MPa}$. Entretanto, apenas um tubulão atingiu realmente esta faixa do carregamento ao atingir 1500kN. Os demais apresentaram magnitude de carregamento de até 1200kN. O valor médio do módulo de elasticidade do concreto obtido pela instrumentação de *strain-gage* foi da ordem de 23000MPa. Com isso houve uma redução ainda maior das deformações que, para a faixa de 1200 a 1800kN, passaram a variar de 1,5 a 2,2mm.

Os dados obtidos nas leituras apresentaram incoerência quando comparados com os valores das cargas aplicadas. A tentativa de realizar a transferência de carga utilizando os dados lidos nos quatro *tell-tales* instalados mostrou-se frustrada. É possível que se o solo apresentasse valores de N_{spt} mais elevados, houvesse uma condição mais sólida para tal tentativa, pois os encurtamentos elásticos seriam maiores. Os dados obtidos nos *tell-tales* estão nos anexos.

7.4. GRÁFICOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.

Para a transferência de carga foram considerados valores de módulo de elasticidade (E) variável, de tal modo que “zerasse” a diferença entre a carga aplicada e a leitura média da primeira seção (referência); o mesmo valor de (E) encontrado para a primeira seção foi mantido para as demais seções. Com a adoção deste artifício, pode-se ter para cada estágio de carregamento aplicado um Módulo de Elasticidade (E) necessário para atingir o carregamento aplicado. Nas Figura 7.4.1 e 7.4.2, são apresentados dados do Tubulão 5 (T-5) e pode-se observar que mantendo fixo o E, ocorre dispersão, mascarando os resultados obtidos, tanto no primeiro ensaio como no reensaio. A linha mais grossa com pontos cheios (Carga Referência) indica os valores de E compensados em cada estágio, na primeira seção de instrumentação.

Análise da Variação do E para Transferência de Carga

Primeiro Carregamento

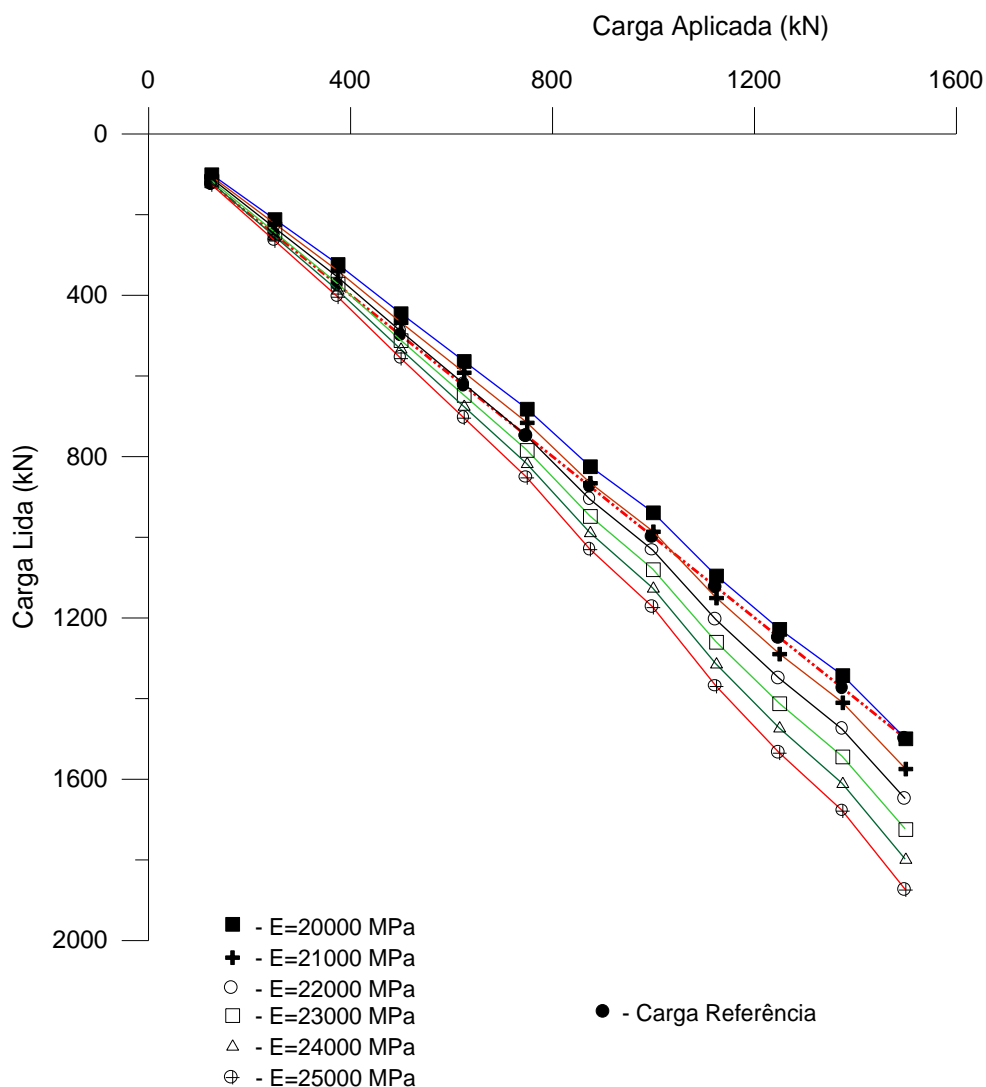


Figura 7.4.1. Variação do Módulo de Elasticidade (E) no Tubulão 5 (T-5) ensaiado no estado natural durante as provas de carga. No caso de se manter fixo o valor de E, observa-se uma divergência entre a carga aplicada e a carga lida. No caso de considerar um E que no nível de referência iguale o valor de carga aplicado, a relação apresentada é representada pela reta mais grossa com os pontos cheios (Carga Referência).

Análise da Variação do E para Transferência de Carga
Segundo Carregamento

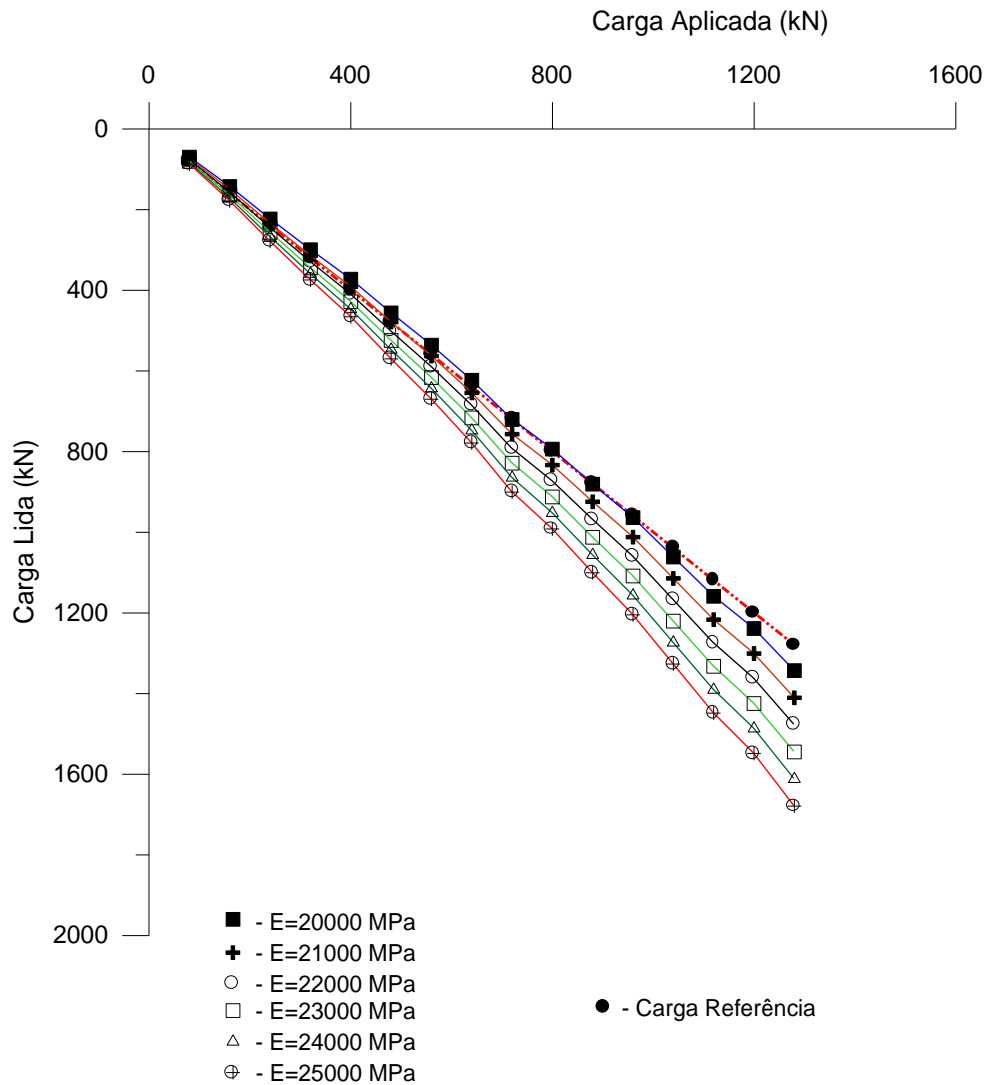


Figura 7.4.2. Variação do Módulo de Elasticidade (E) no Tubulão 5 (T-5) ensaiado no estado de solo pré-saturado durante as provas de carga. No caso de se manter fixo o valor de E, observa-se uma divergência bem maior que para o estado natural. No caso de considerar um E que no nível de referência iguale o valor de carga aplicado, a relação apresentada é representada pela reta mais grossa com os pontos cheios (Carga Referência).

Os pontos de *strain-gages* da cota $-7,70\text{m}$ não apresentaram um desenvolvimento de carregamento compatível com a carga transferida, o que pode ser verificado nas Figuras 7.4.5, 7.4.10, 7.4.15, 7.4.20, 7.4.25, 7.4.30, 7.4.35, 7.4.40, 7.4.45, 7.4.50, optando-se por desprezá-los para fins de transferência de carga, cálculos e análises, ficando apenas para ilustração.

Estão apresentados a seguir os gráficos de carga-recalque, encurtamento elástico e diversos de transferência de carga.

O conhecimento do encurtamento elástico é importante para se avaliar com mais precisão as curvas carga-recalque e para a interpretação da instrumentação, como também para a magnitude da deformação do solo. Juntamente com os gráficos de carga total x recalque são apresentados os gráficos separados de atrito lateral e base, a partir dos pontos de instrumentação de *strain-gages*.

As curvas carga x recalque apresentadas são aquelas que efetivamente serviram para interpretação dos resultados obtidos nas provas de carga. Não estão apresentadas aquelas que foram interrompidas.

Para a determinação dos valores de atrito lateral unitário – f_s , são apresentadas as Figuras 7.4.7, 7.4.12, 7.4.17, 7.4.22, 7.4.27, 7.4.32, 7.4.37, 7.4.42, 7.4.47 e 7.4.52, onde a primeira faixa (1) está situada no intervalo existente entre as cotas $-0,25$ e $-1,90\text{m}$; a segunda faixa (2) entre as cotas $-1,90$ e $-4,70\text{m}$; a terceira faixa (3) entre as cotas $-4,70\text{m}$ e -6m ; a quarta faixa (4) entre as cotas -6m e -7m . Estes detalhes podem ser observados nas Figuras 3.72 e 3.71.

TUBULÃO - 1

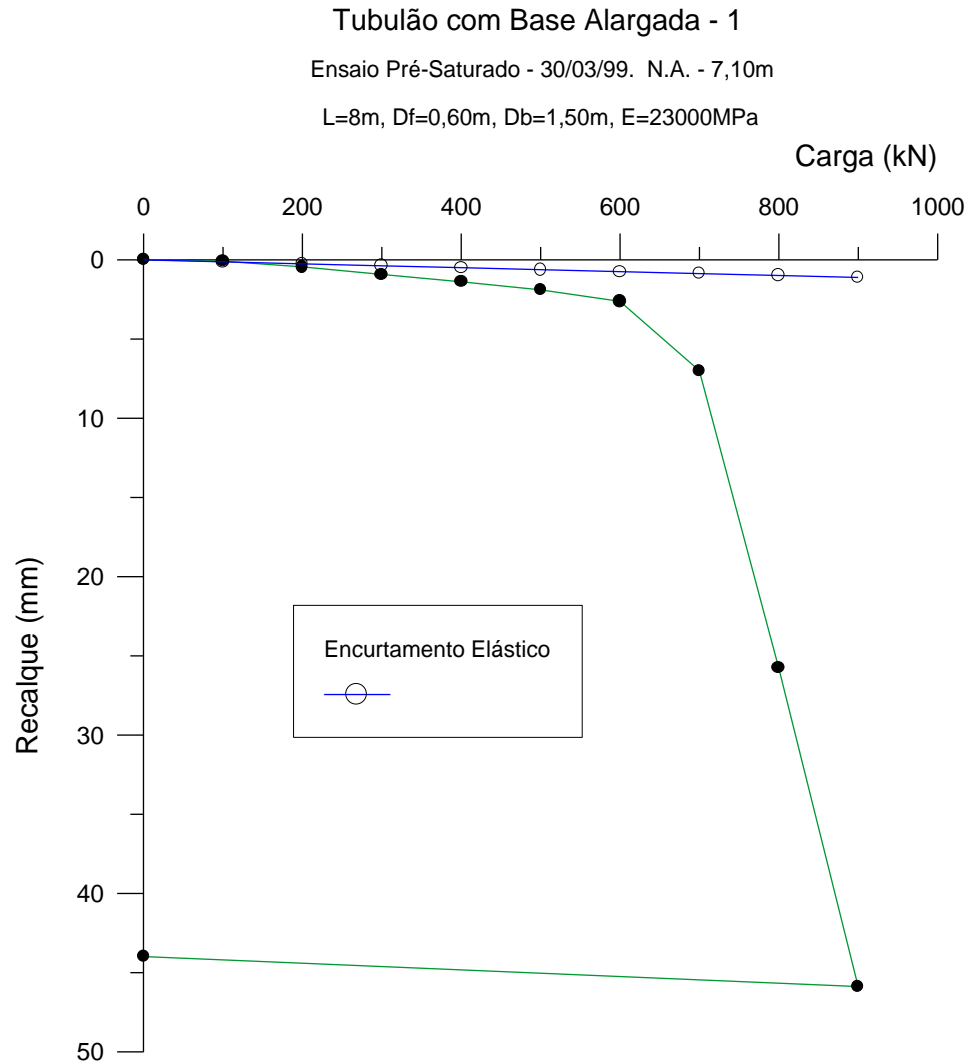


Figura 7.4.3 – Tubulão 1 (T-1) 4a. prova de carga em tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação carregamento com Pré-Inundação por 48h.

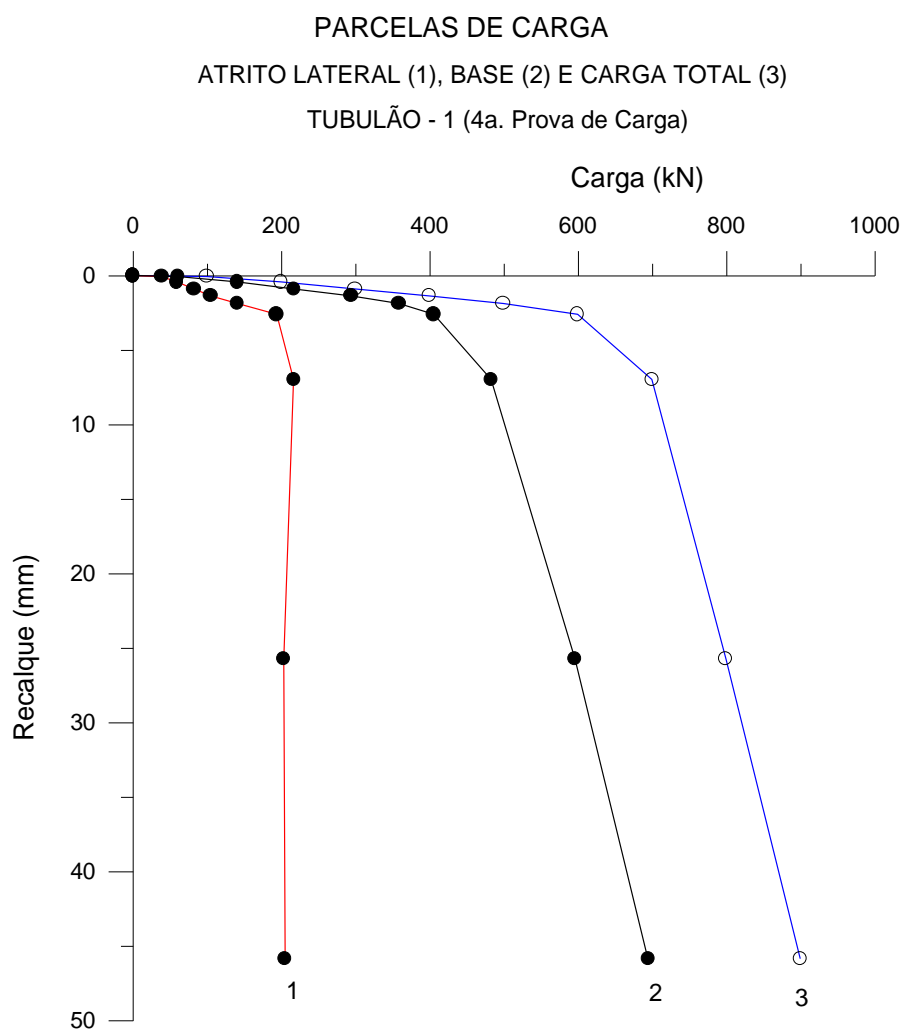


Figura 7.4.4 – Parcelas de Carga do Tubulão 1 (T-1) na 4a. prova de carga. Estão representadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação carregamento com Pré-Inundação por 48h

Transferência de Carga do Tubulão 1

4a. Prova de Carga

Extensômetros Elétricos (strain-gages)

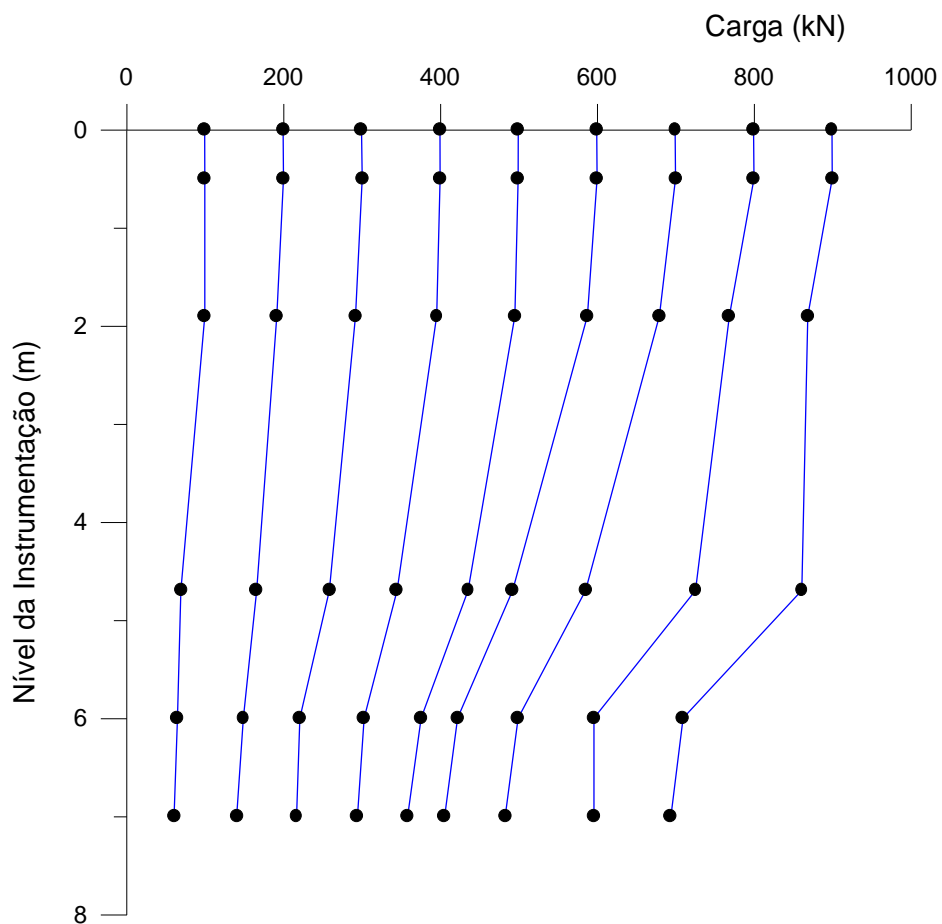


Figura 7.4.5. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 1, durante o 4º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo Pré-Inundado por 48h.

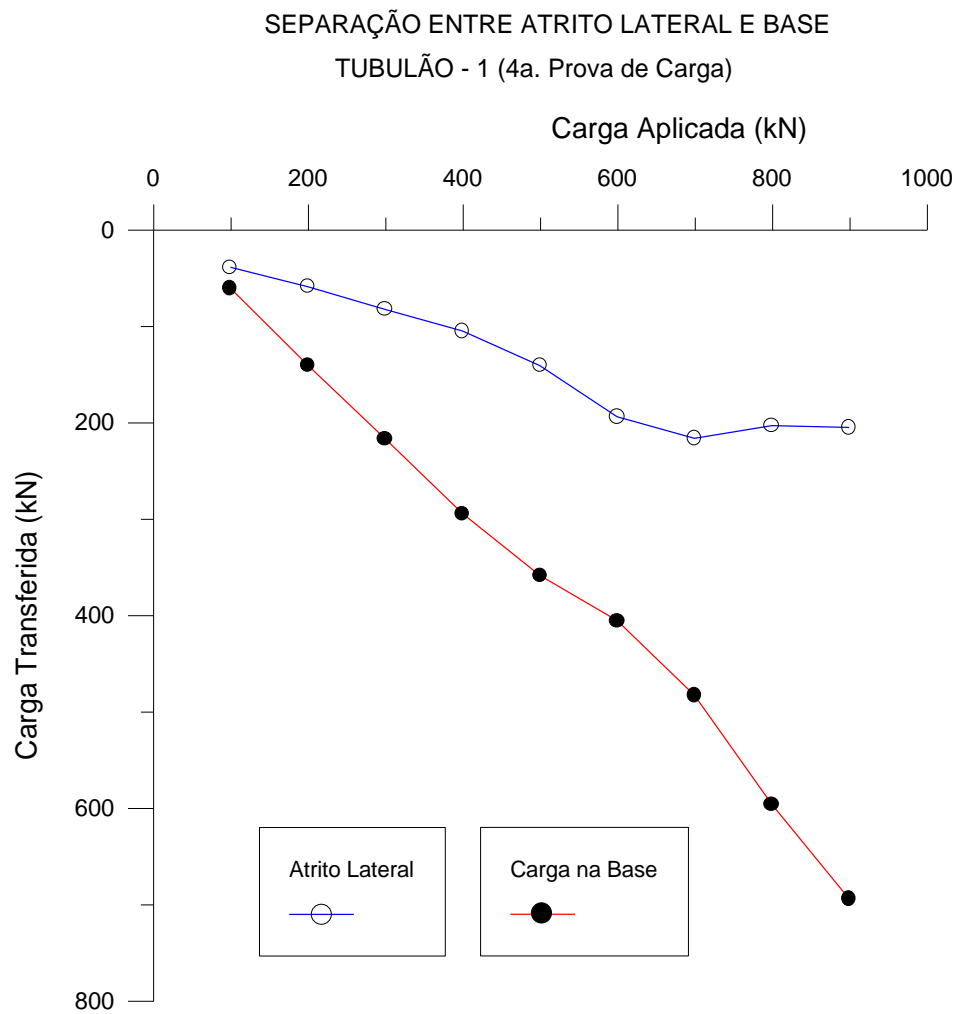


Figura 7.4.6. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 1 na 4ª Prova de Carga. Solo Pré-Inundado por 48h.

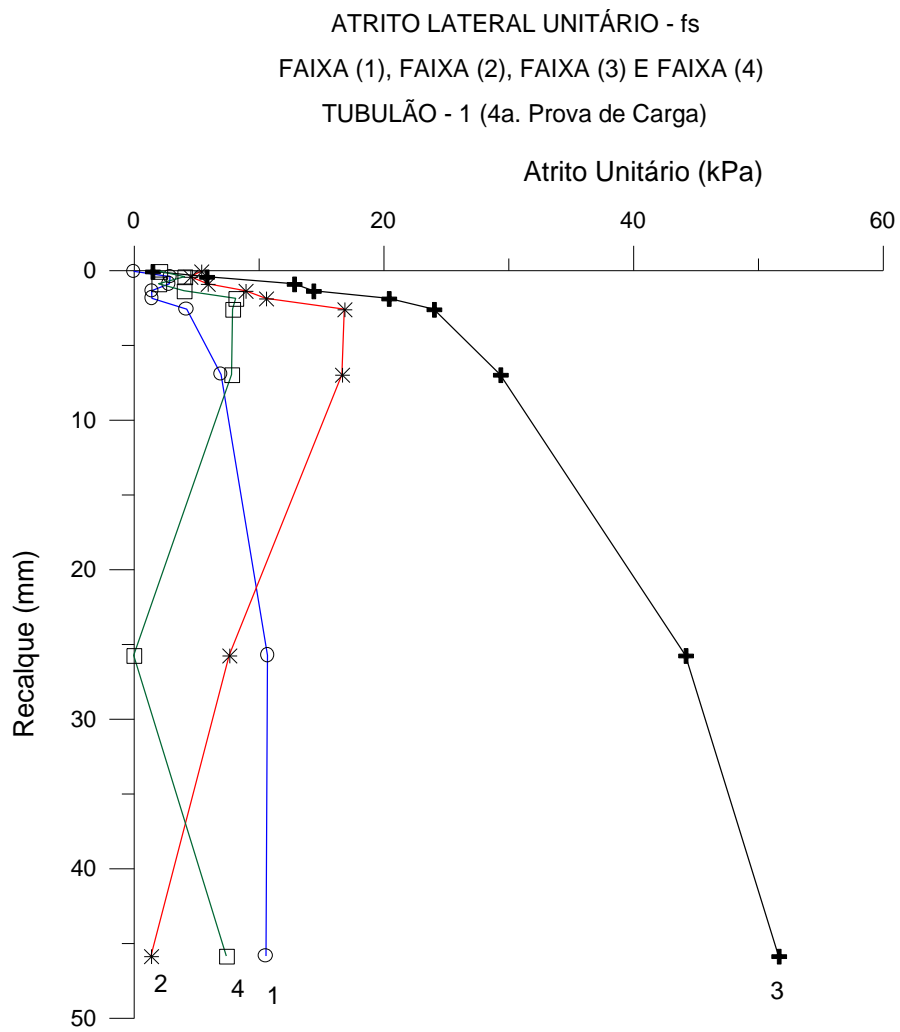


Figura 7.4.7. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 4ª Prova de Carga com Solo Pré-Inundado por 48h.

TUBULÃO - 2

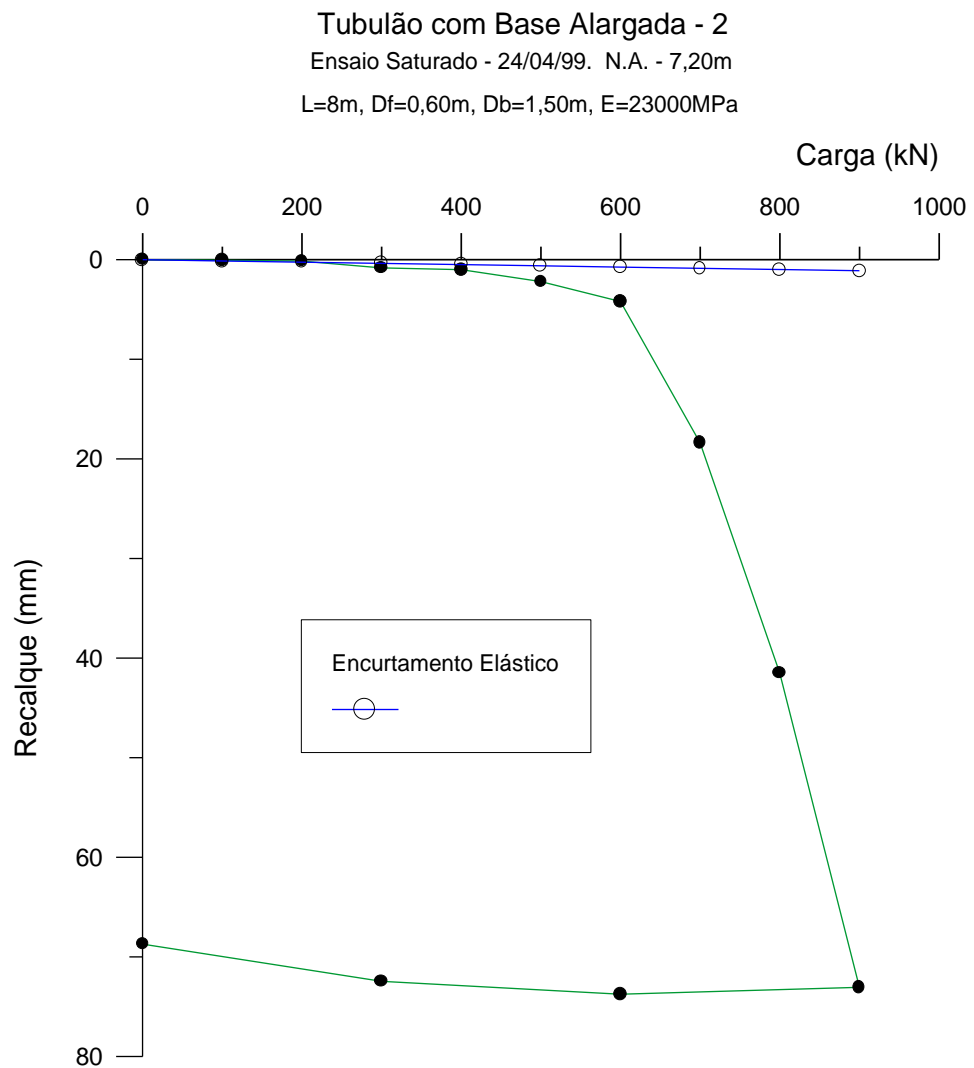


Figura 7.4.8 – Tubulão 2 (T-2) 2a. prova de carga e deformação elástica do fuste na situação de carregamento com Pré-Inundação por 48h.

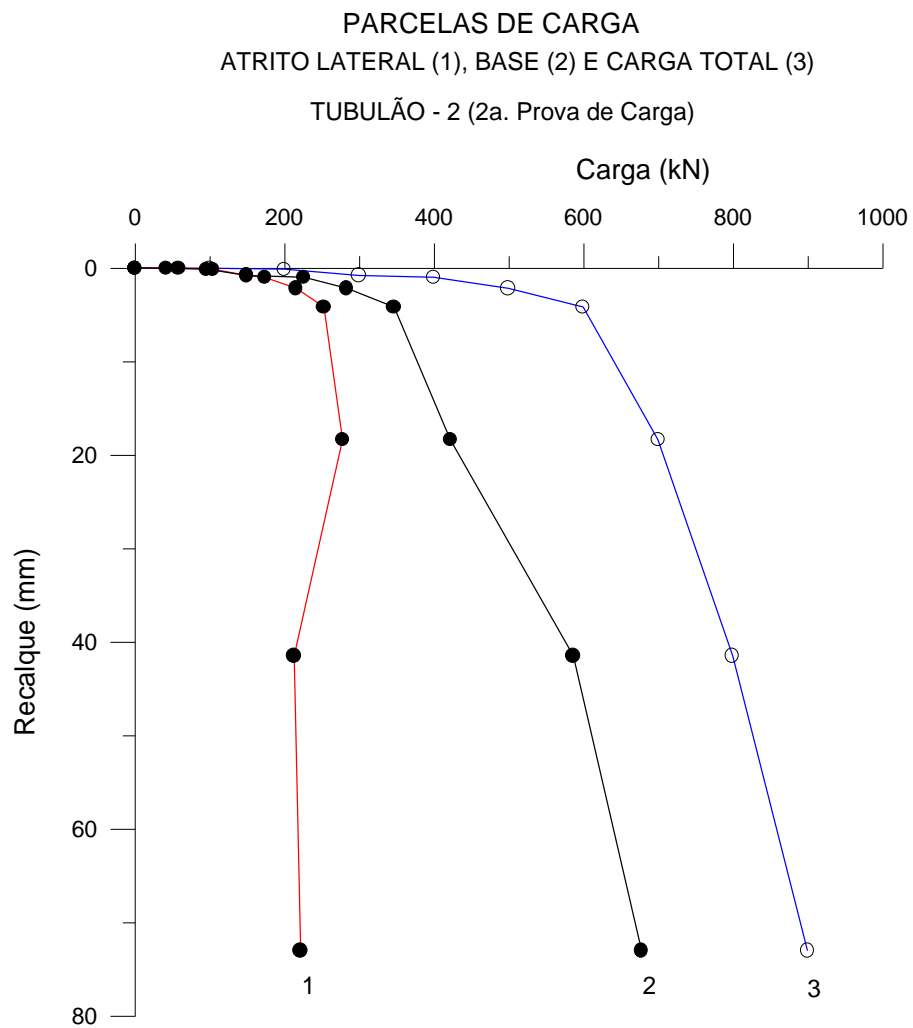


Figura 7.4.9 – Parcelas de Carga do Tubulão 2 (T-2) na 2a. Prova de Carga.
 Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação
 carregamento com Pré-Inundação por 48h.

Transferência de Carga do Tubulão 2

2a. Prova de Carga

Extensômetros Elétricos (strain-gages)

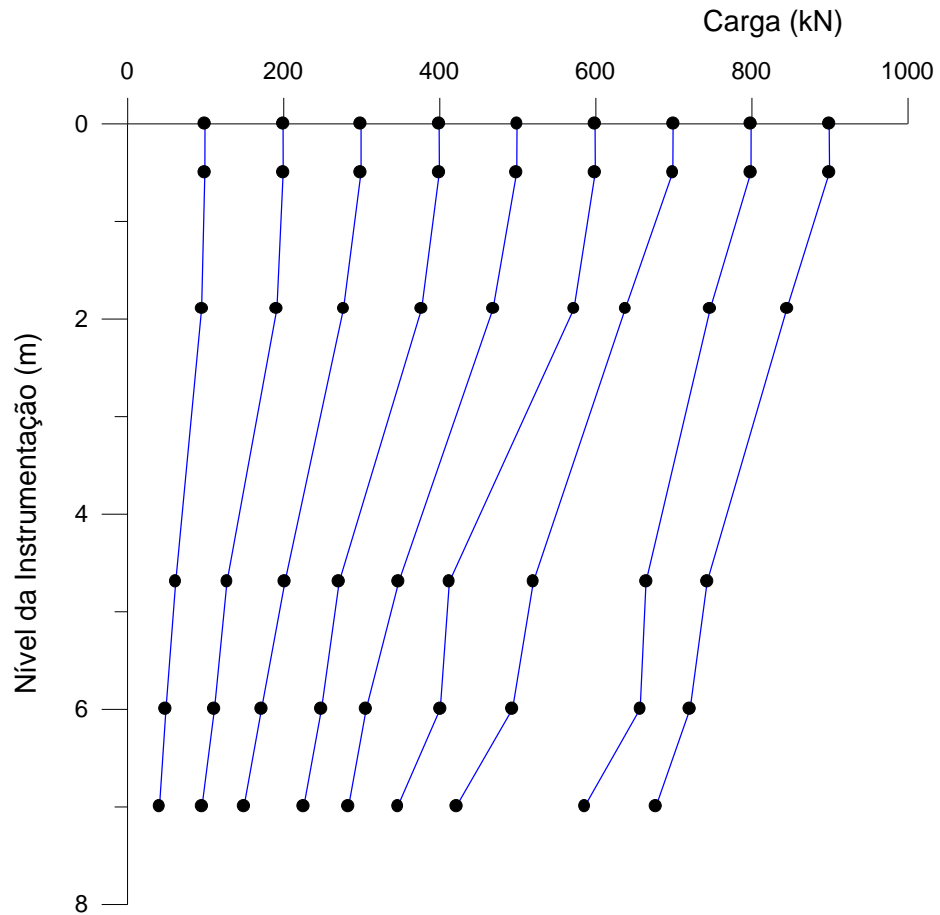


Figura 7.4.10. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 2, durante o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo Pré-Inundado por 48h.

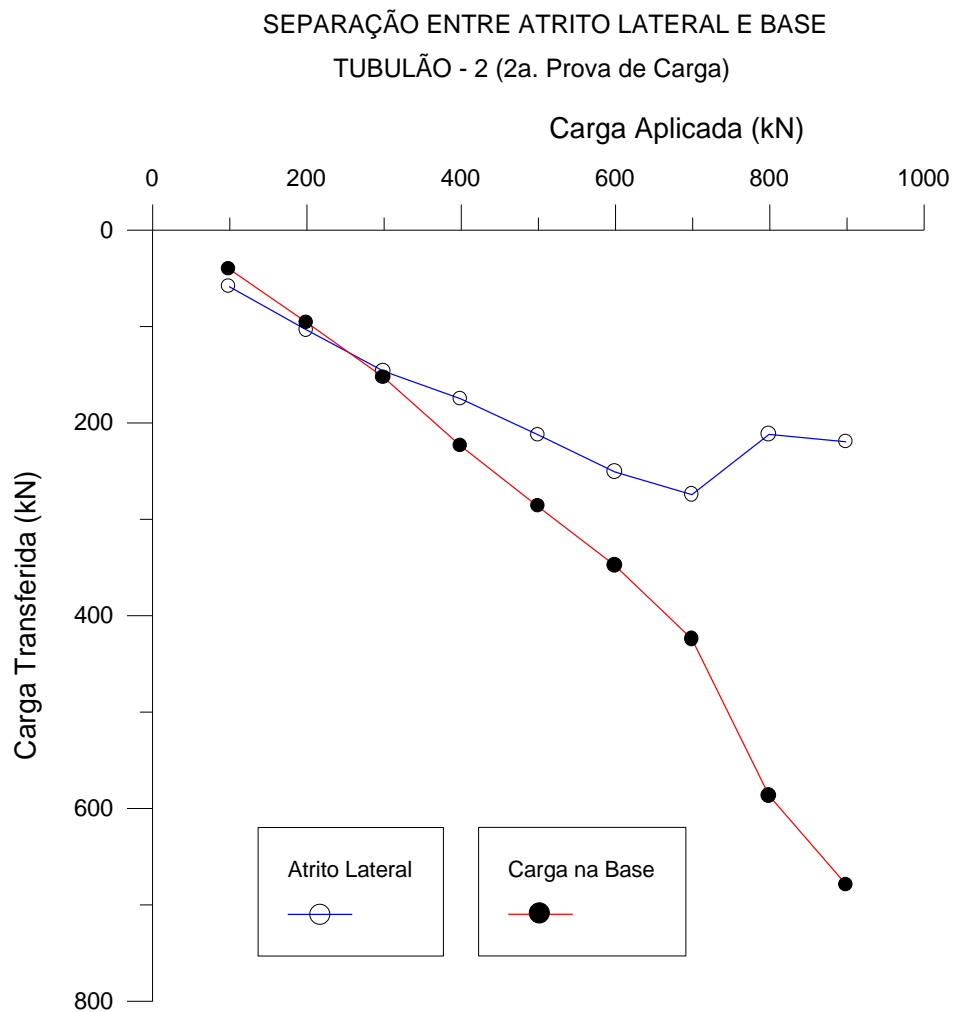


Figura 7.4.11. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 2 na 2ª Prova de Carga. Ensaio Pré-Inundado por 48h.

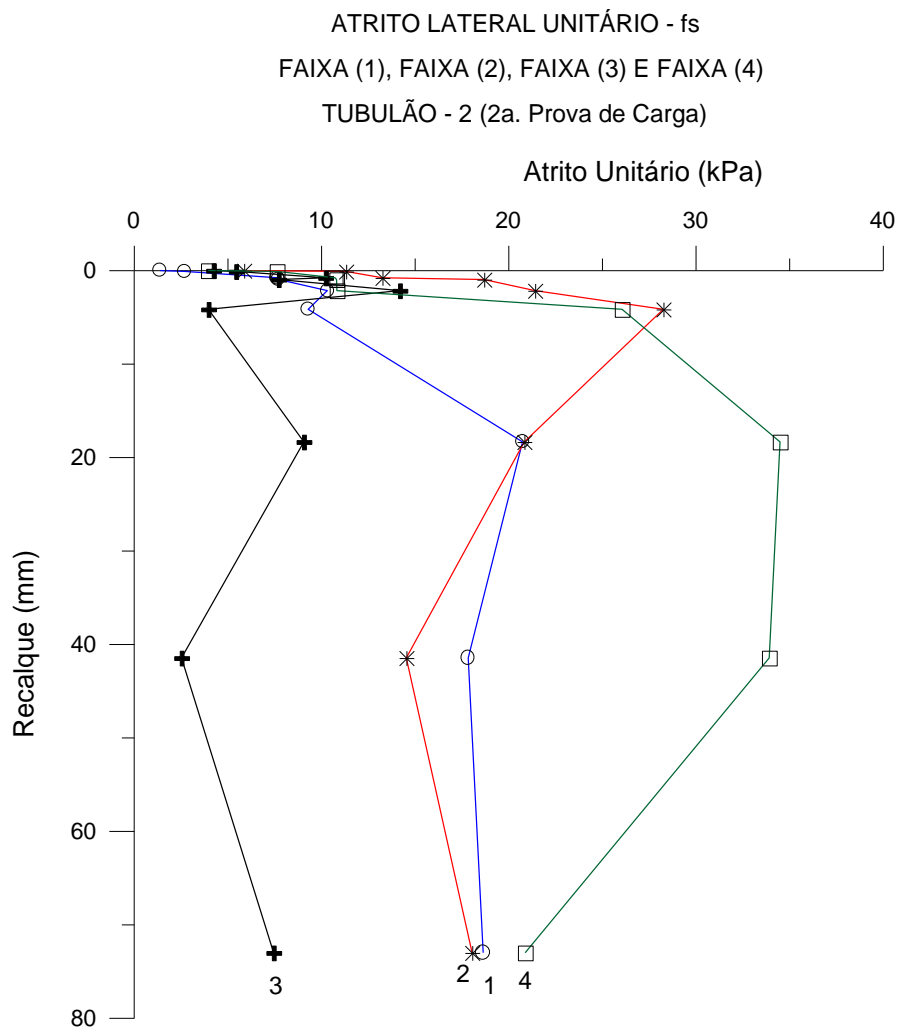


Figura 7.4.12. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 2ª Prova de Carga com Solo Pré-Inundado por 48h.

TUBULÃO - 3

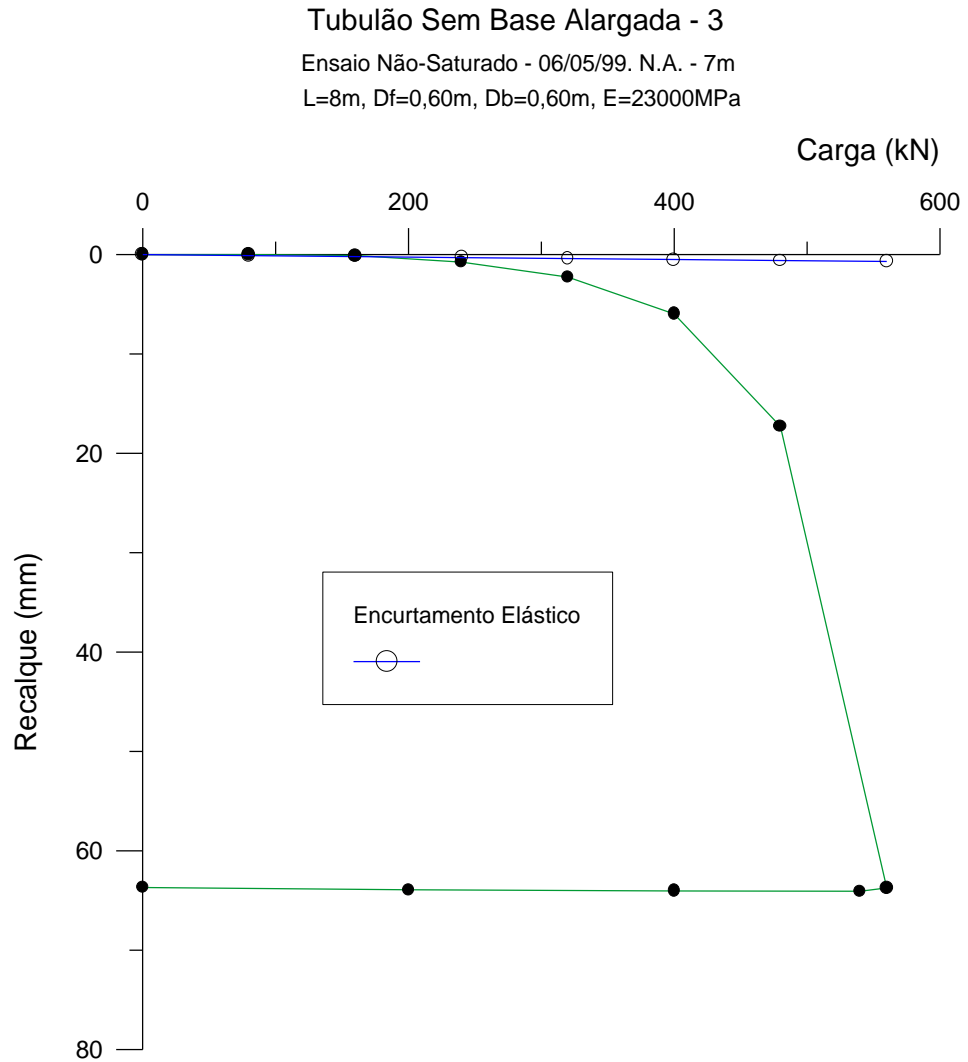


Figura 7.4.13 – Tubulão 3 (T-3) 1a. prova de carga - tubulão sem base alargada e deformação elástica do fuste na situação de umidade natural.

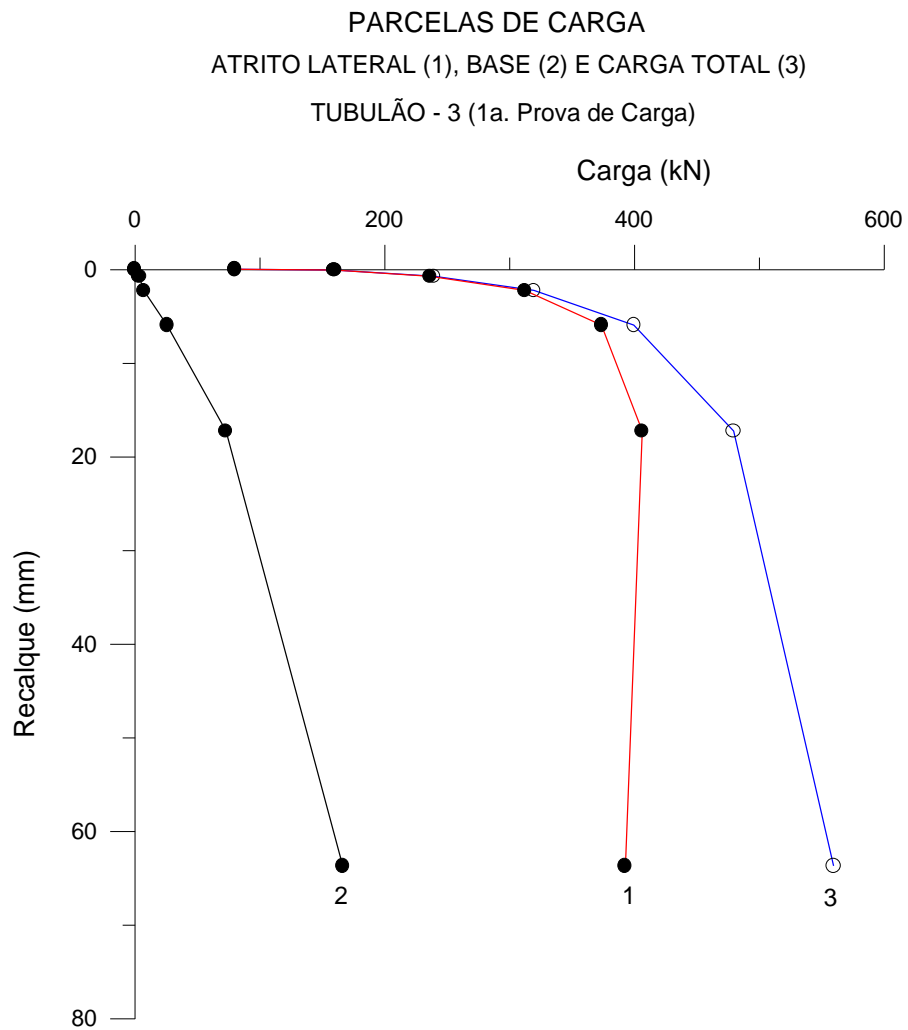


Figura 7.4.14 – Parcelas de Carga do Tubulão 3 (T-3) na 1a. Prova de Carga.
 Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação
 carregamento com umidade natureza Pré-Inundação por 48h

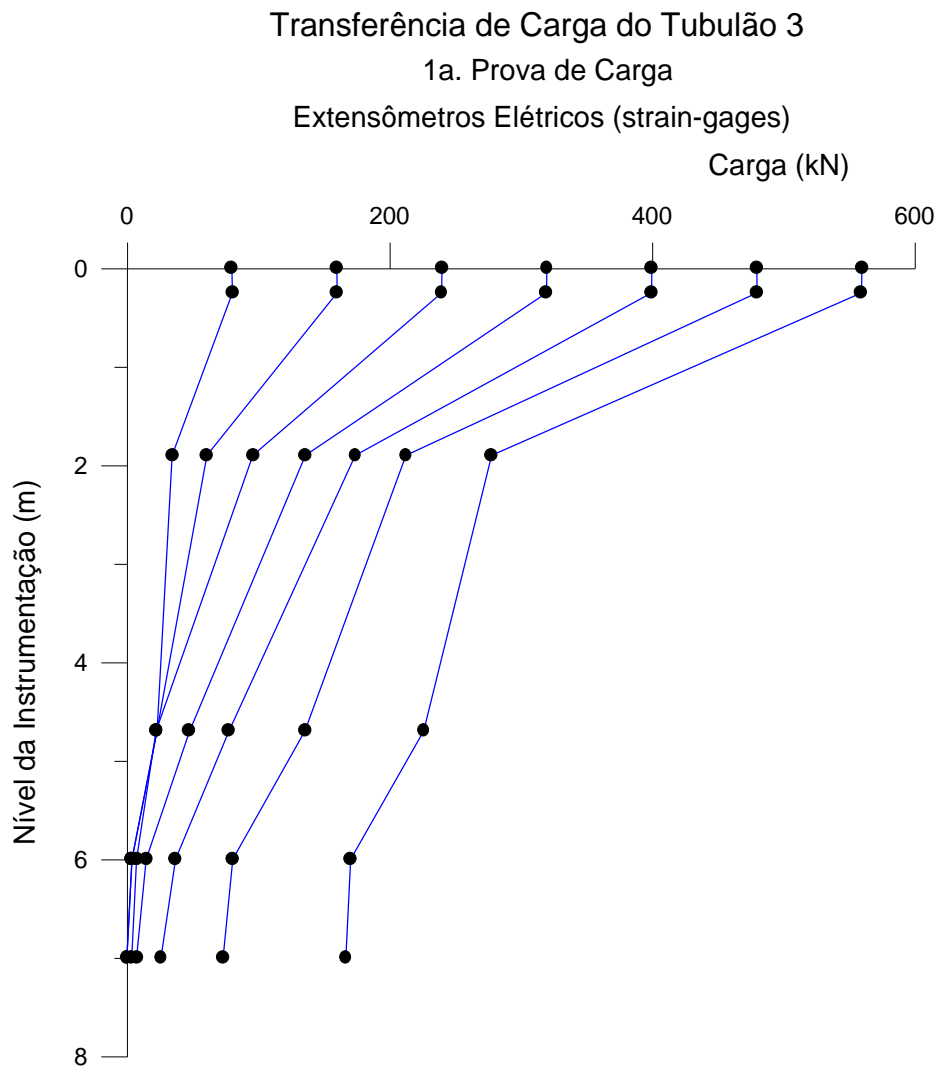


Figura 7.4.15. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 3, durante o 1º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Ensaio na Umidade Natural.

SEPARAÇÃO ENTRE ATRITO LATERAL E BASE
TUBULÃO - 3 (1a. Prova de Carga)

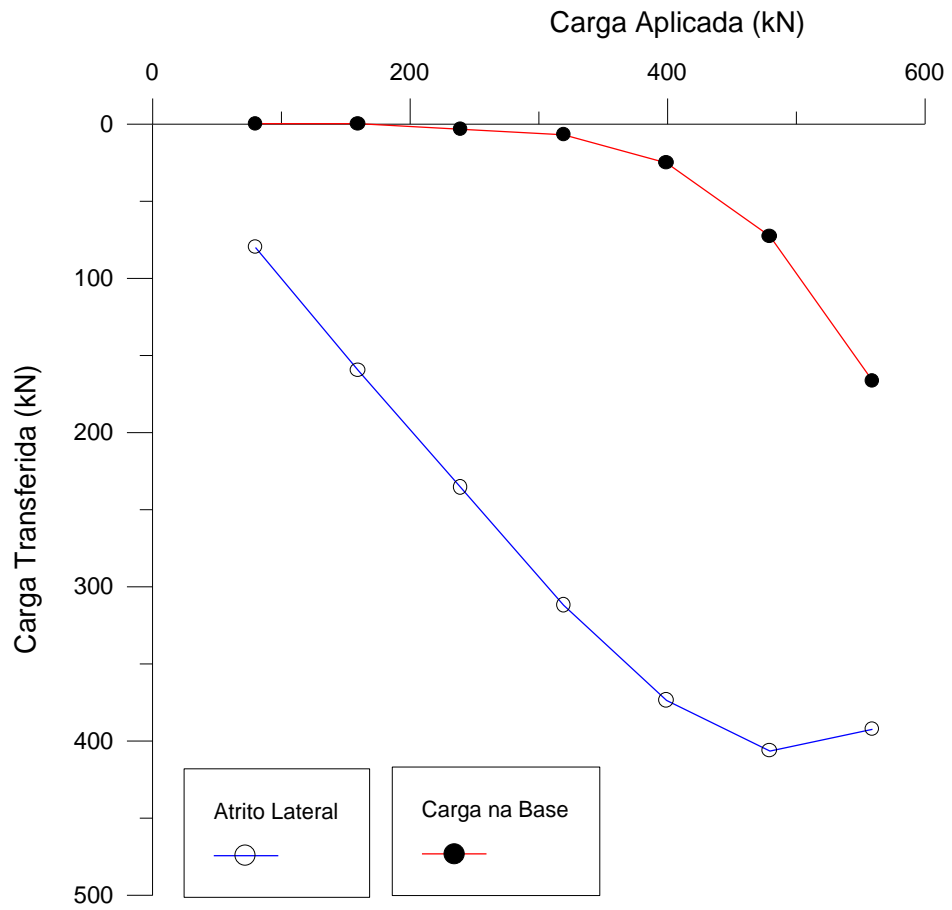


Figura 7.4.16. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 3 na 1ª Prova de Carga. Ensaio na Umidade Natural.

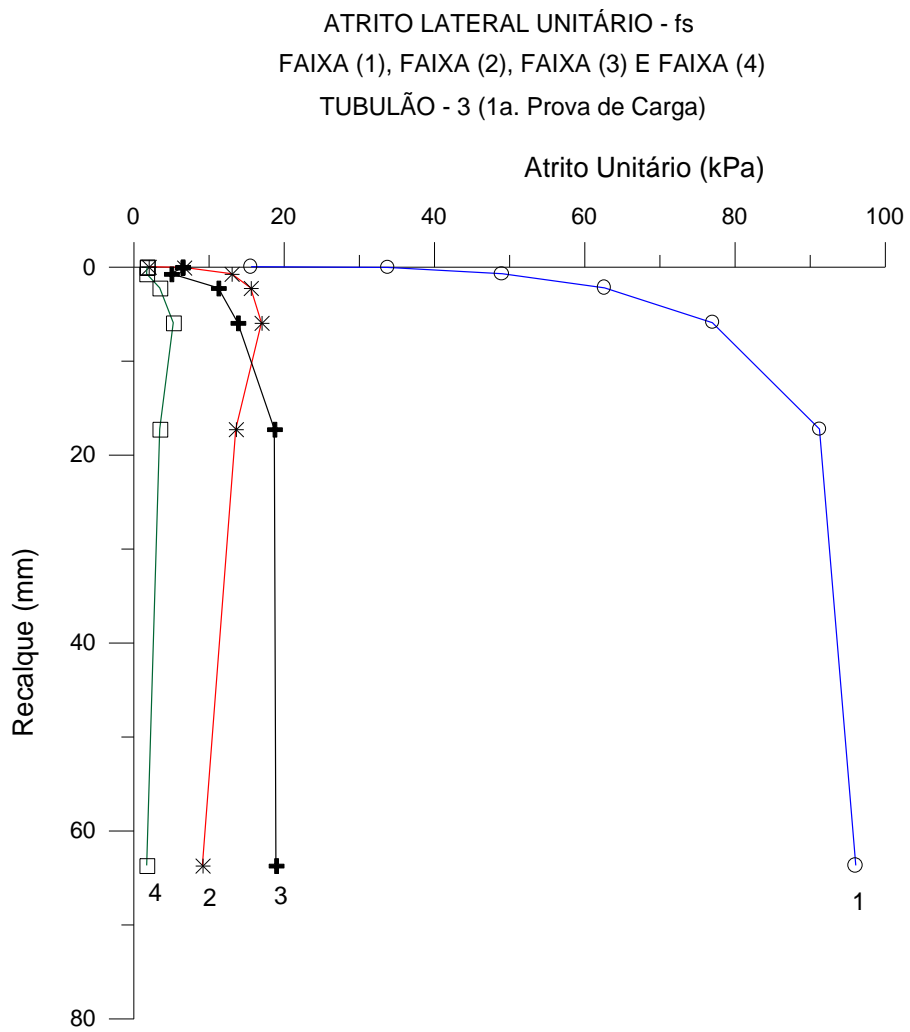


Figura 7.4.17. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 1ª Prova de Carga com Solo Natural.

Tubulão Sem Base Alargada - 3
Ensaio Pré-Saturado - 11/05/99. N.A. - 7,10m
L=8m, Df=0,60m, Db=0,60m, E=23000MPa

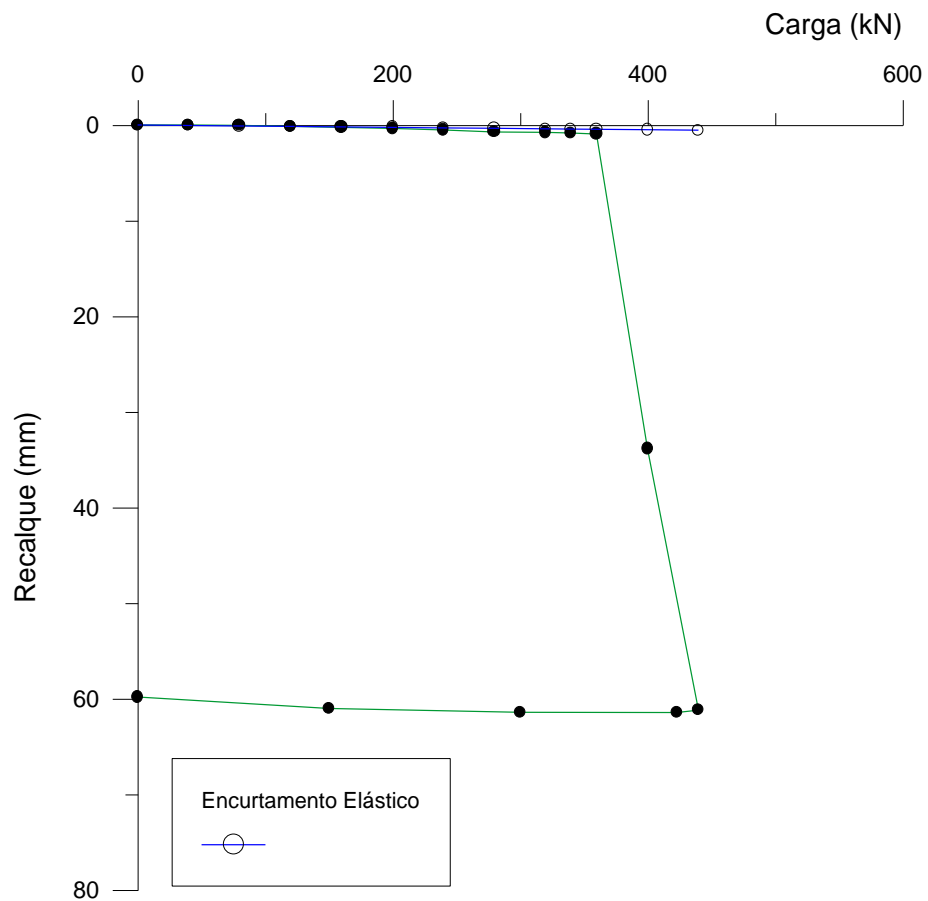


Figura 7.4.18 – Tubulão 3 (T-3) 2a. prova de carga - tubulão sem base alargada e deformação elástica do fuste na situação de recarregamento com Pré-Inundação por 48h.

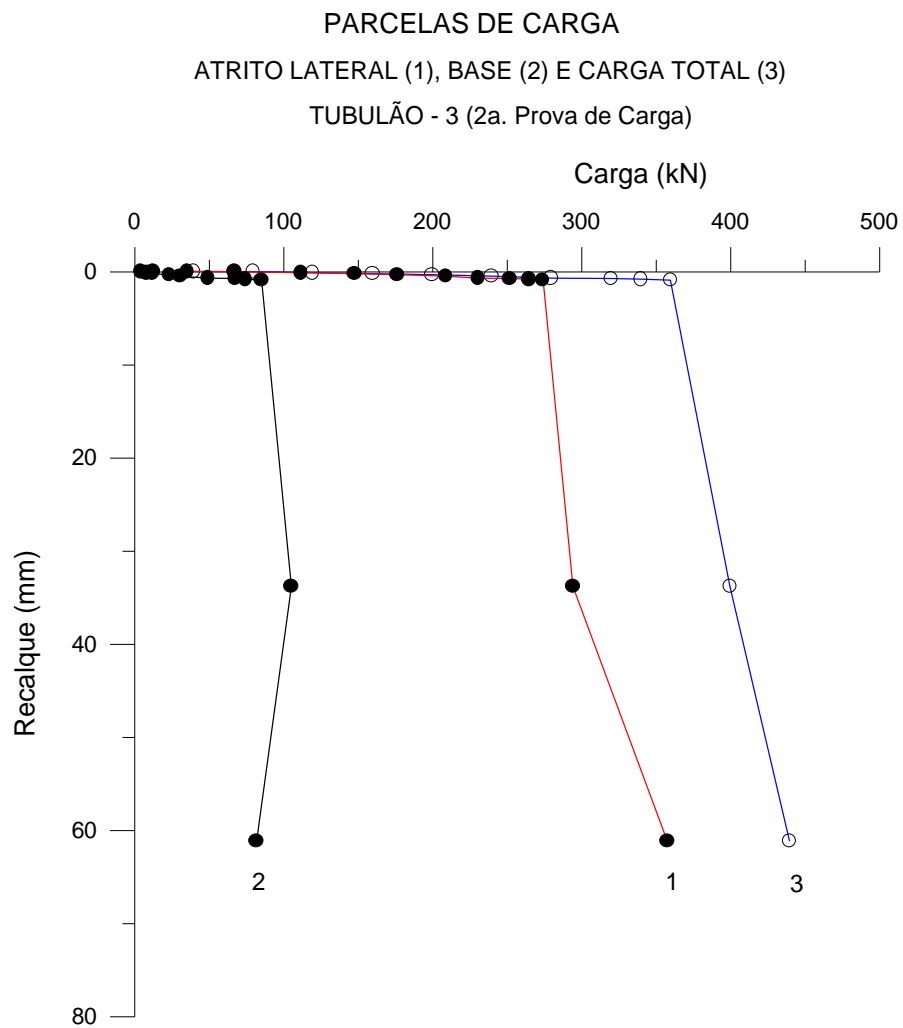


Figura 7.4.19 – Parcelas de Carga do Tubulão 3 (T-3) na 2ª Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação recarregamento com Pré-Inundação por 48h

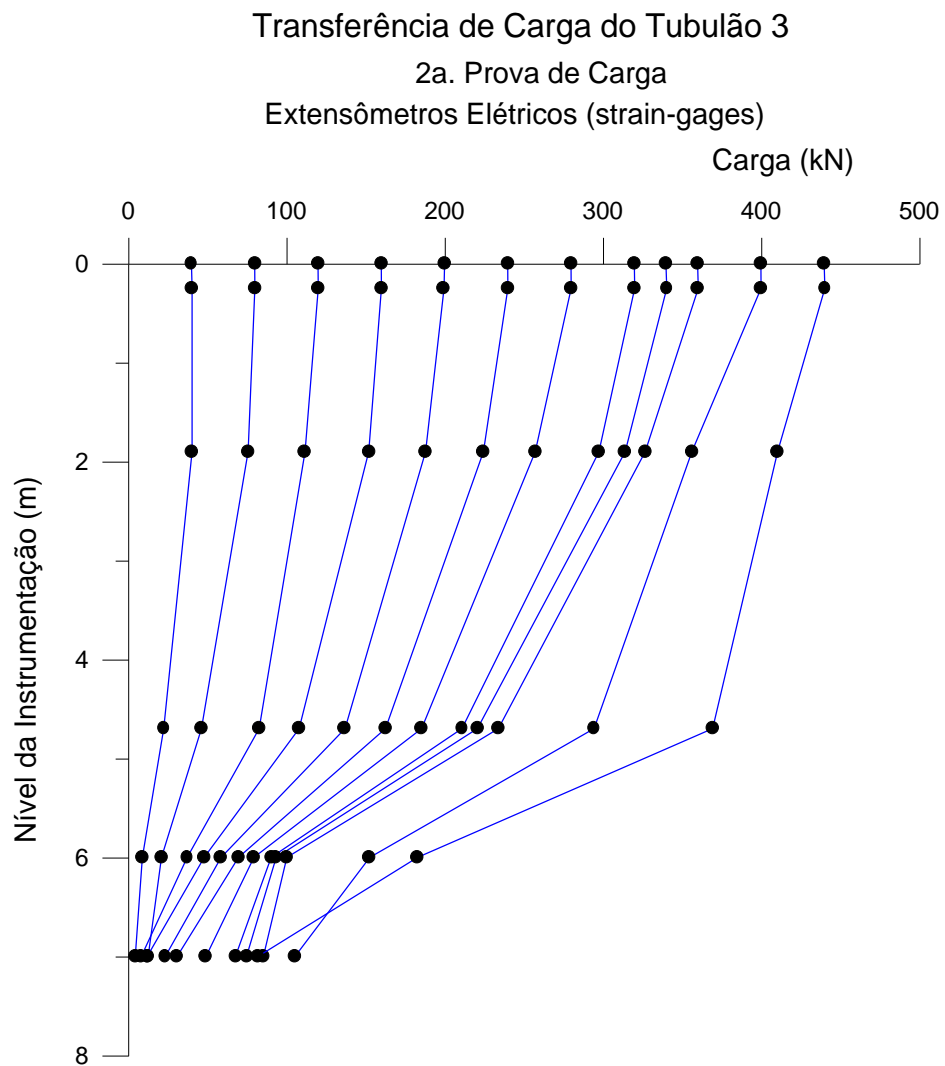


Figura 7.4.20. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 3, após o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo com Pré-Inundação por 48h.

SEPARAÇÃO ENTRE ATRITO LATERAL E BASE
TUBULÃO - 3 (2a. Prova de Carga)

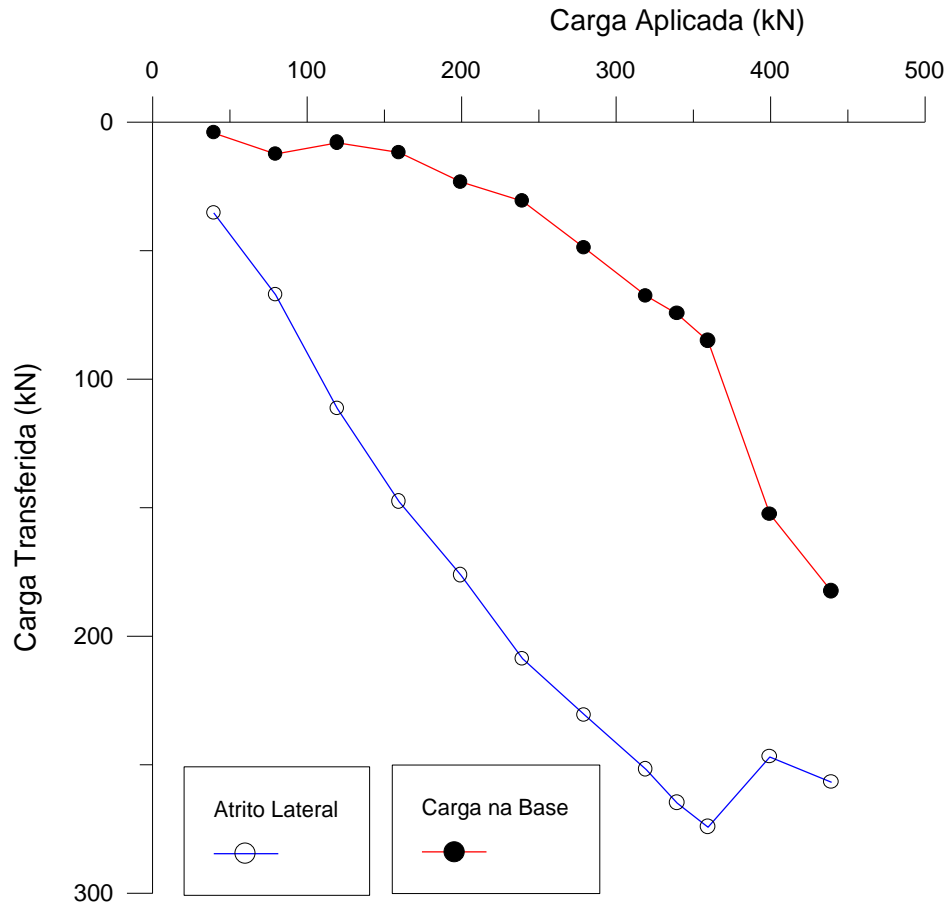


Figura 7.4.21. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 3 na 2ª Prova de Carga. Ensaio Pré-Inundado por 48h.

ATRITO LATERAL UNITÁRIO - fs
 FAIXA (1), FAIXA (2), FAIXA (3) E FAIXA (4)
 TUBULÃO - 3 (2a. Prova de Carga)

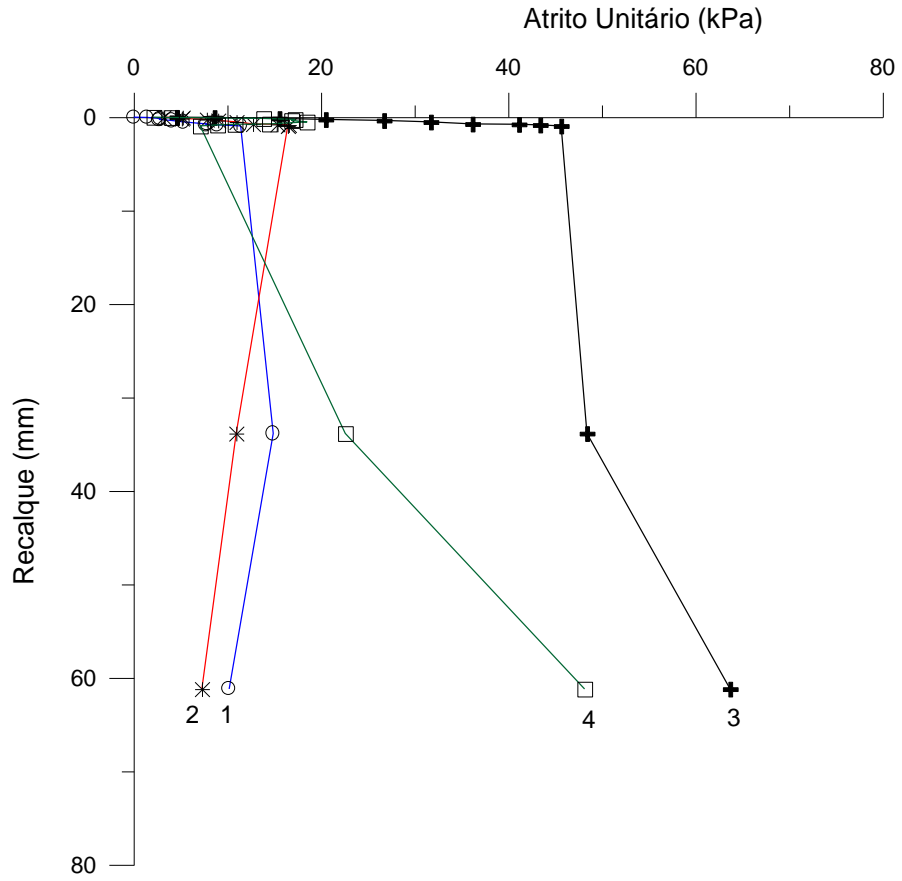


Figura 7.4.22. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 1ª Prova de Carga com Solo Pré-Inundado por 48h.

TUBULÃO - 4

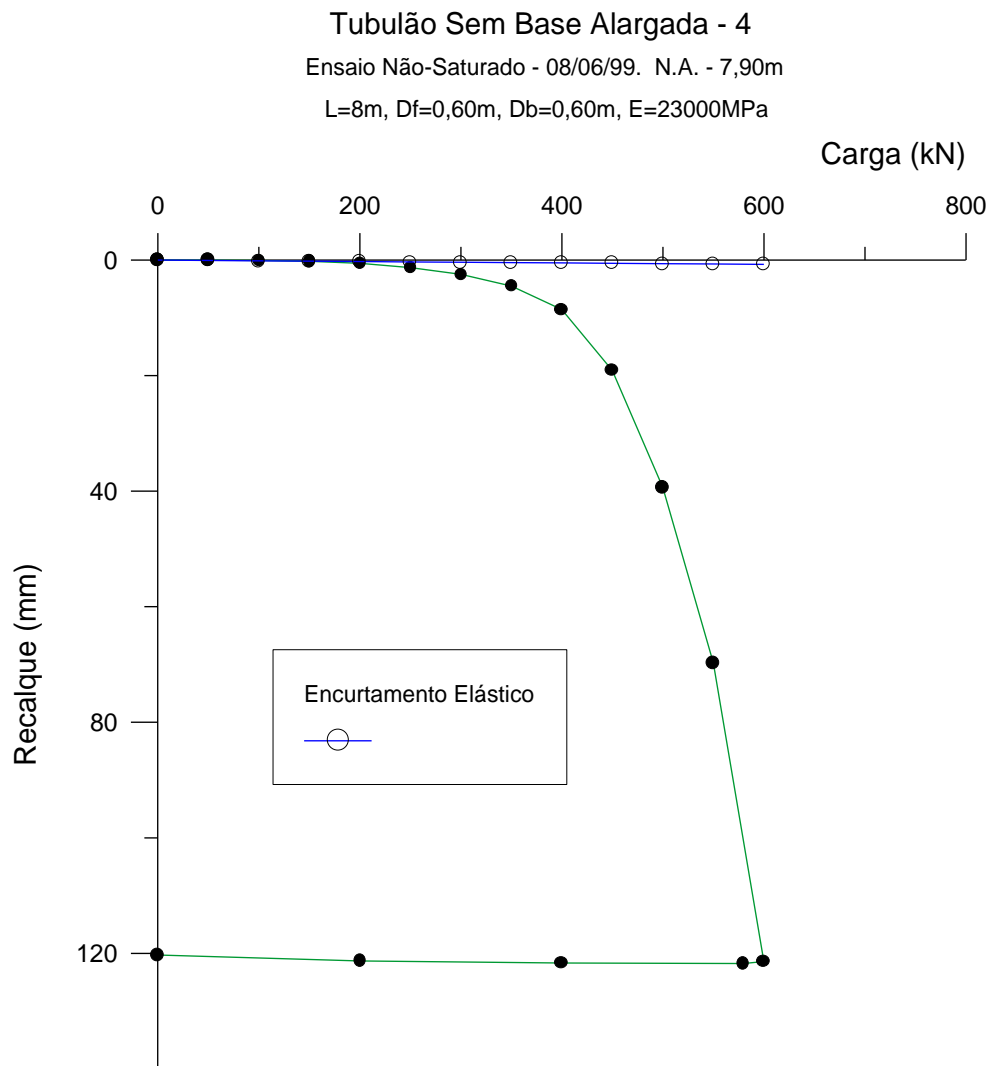


Figura 7.4.23. Tubulão 4 (T-4) 1a. prova de carga - tubulão sem base alargada e deformação elástica do concreto na situação de umidade natural.

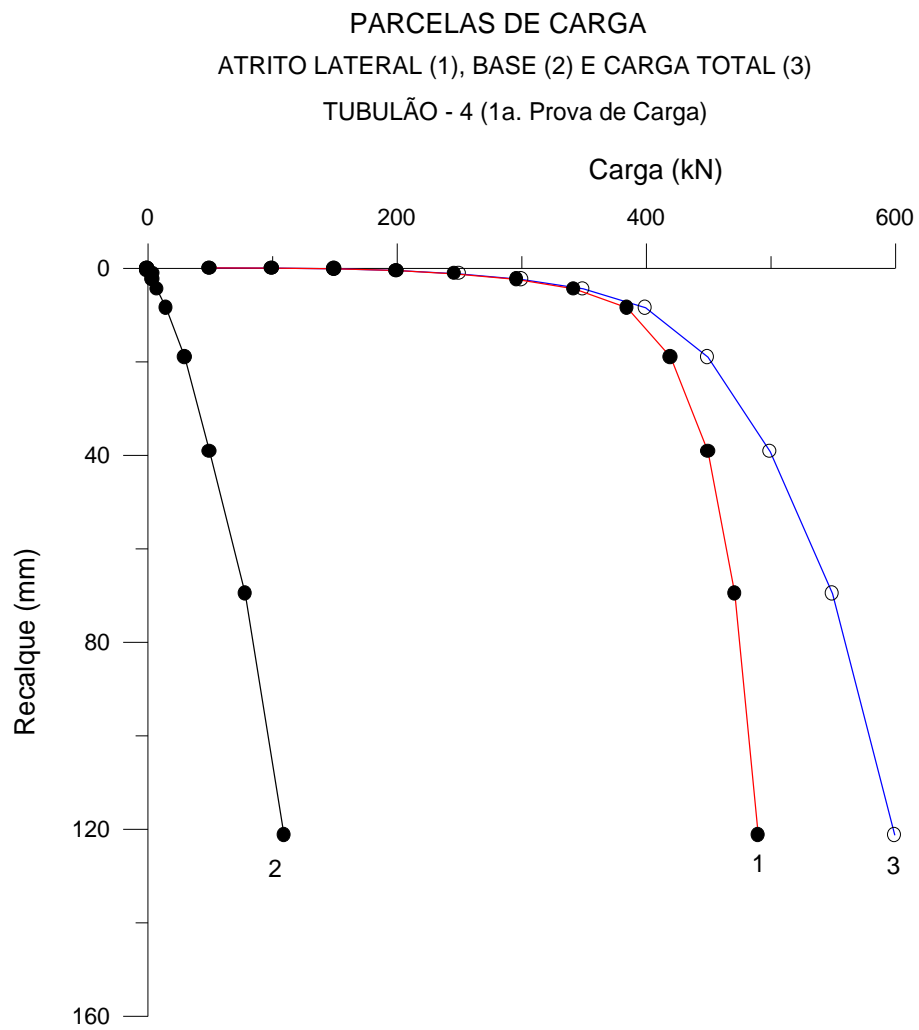


Figura 7.4.24 – Parcelas de Carga do Tubulão 4 (T-4) na 1a. Prova de Carga.
 Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação
 de Umidade Natural.

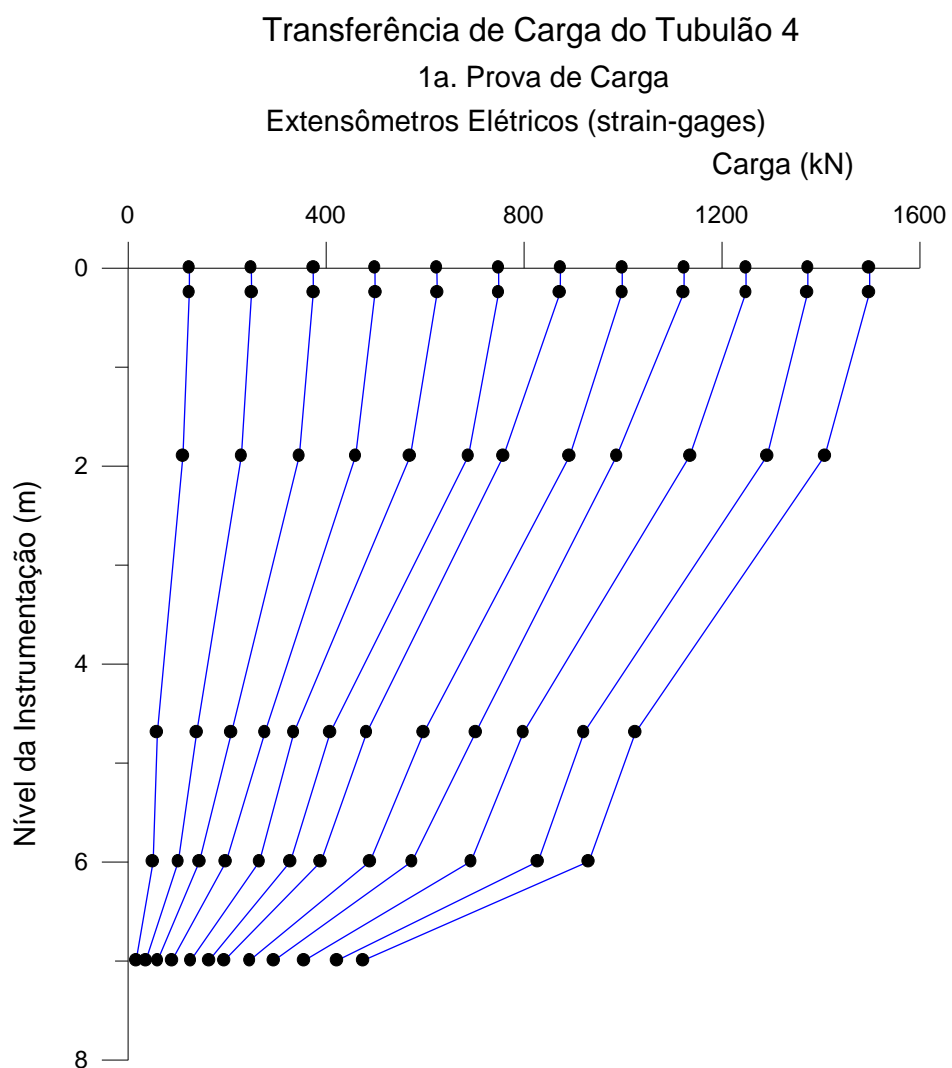


Figura 7.4.25. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 4, durante o 1º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Ensaio na Umidade Natural.

SEPARAÇÃO ENTRE ATRITO LATERAL E BASE
TUBULÃO - 4 (1a. Prova de Carga)

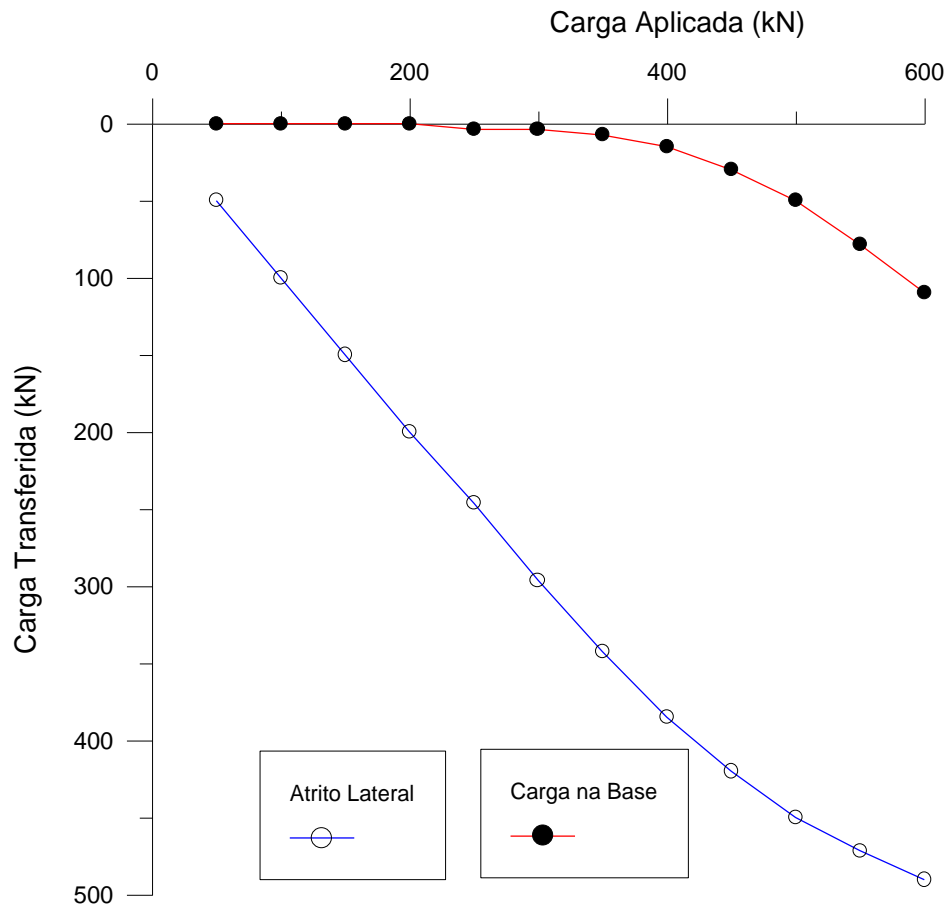


Figura 7.4.26. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 4 na 1ª Prova de Carga. Ensaio na Umidade Natural.

ATRITO LATERAL UNITÁRIO - fs
 FAIXA (1), FAIXA (2), FAIXA (3) E FAIXA (4)
 TUBULÃO - 4 (1a. Prova de Carga)

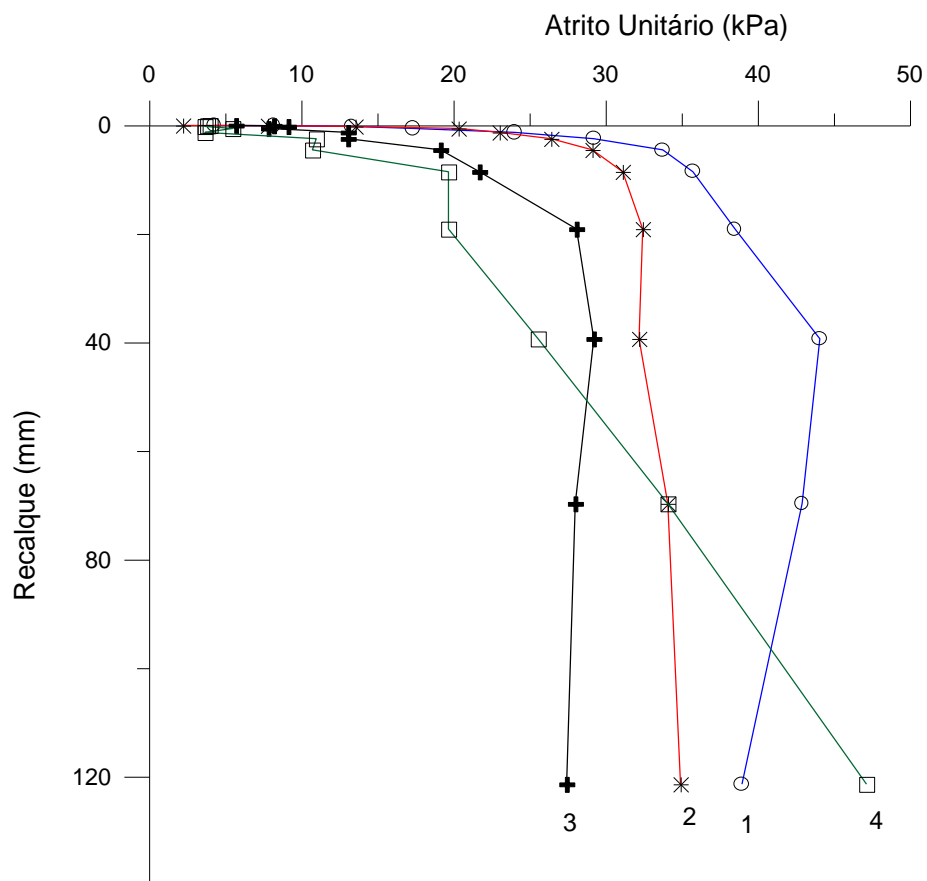


Figura 7.4.27. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 1ª Prova de Carga com Solo na Umidade Natural.

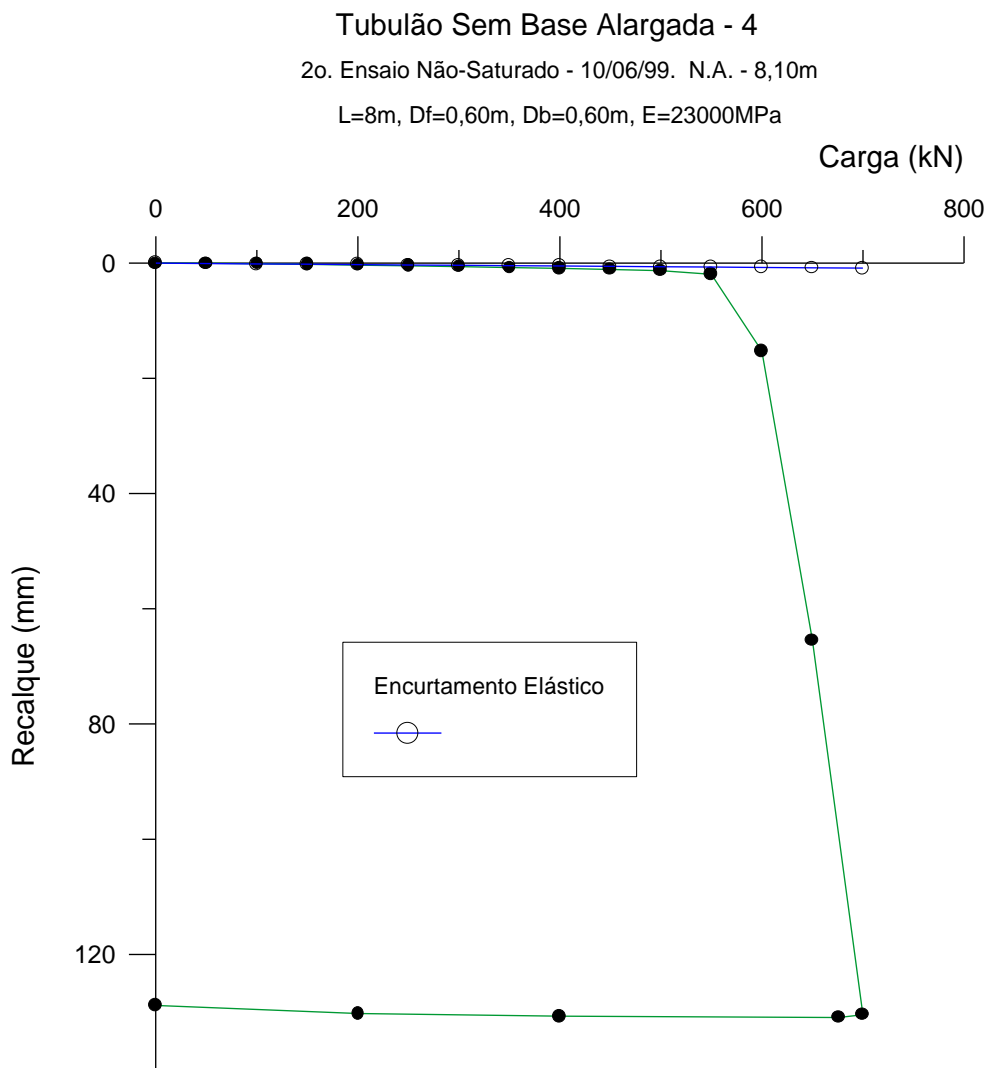


Figura 7.4.28. Tubulão 4 (T-4) 2a. prova de carga - tubulão sem base alargada e deformação elástica do fuste na situação de recarregamento na umidade natural.

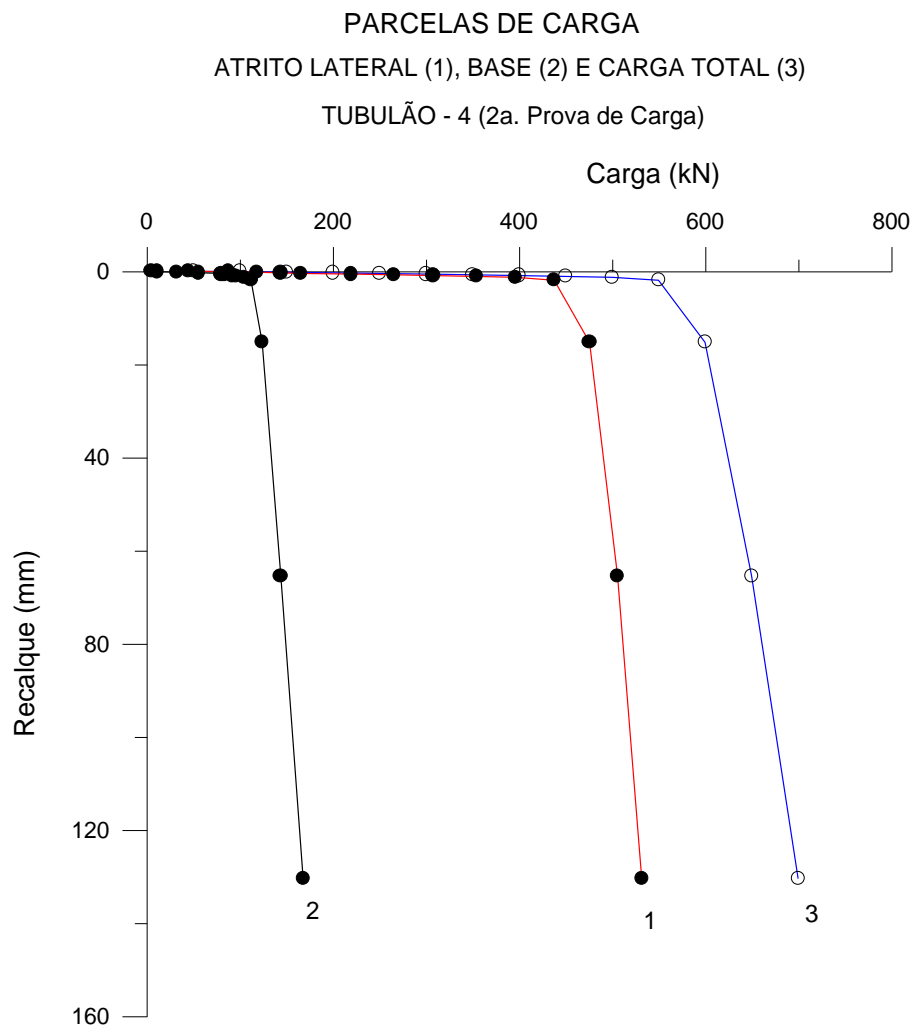


Figura 7.4.29 – Parcelas de Carga do Tubulão 4 (T-4) na 2a. Prova de Carga.
 Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação
 recarregamento na Umidade Natural.

Transferência de Carga do Tubulão 4

2a. Prova de Carga

Extensômetros Elétricos (strain-gages)

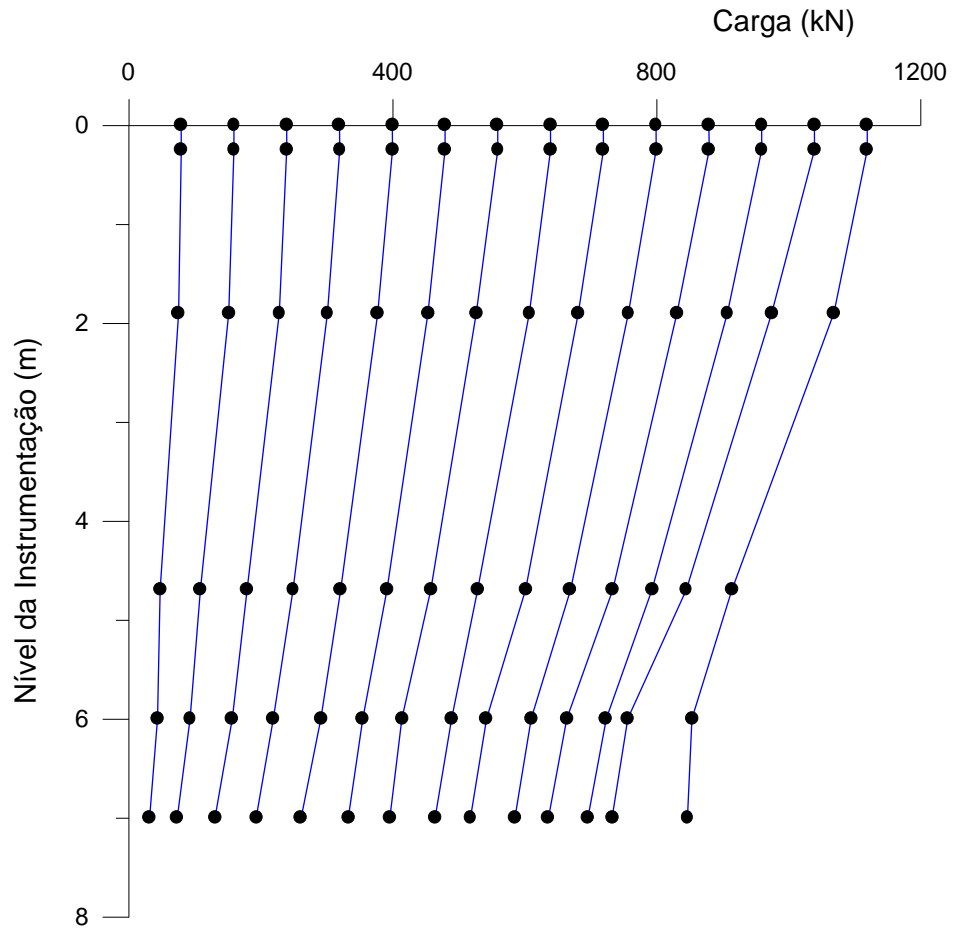


Figura 7.4.30. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 4, durante o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Reensaio na Umidade Natural.

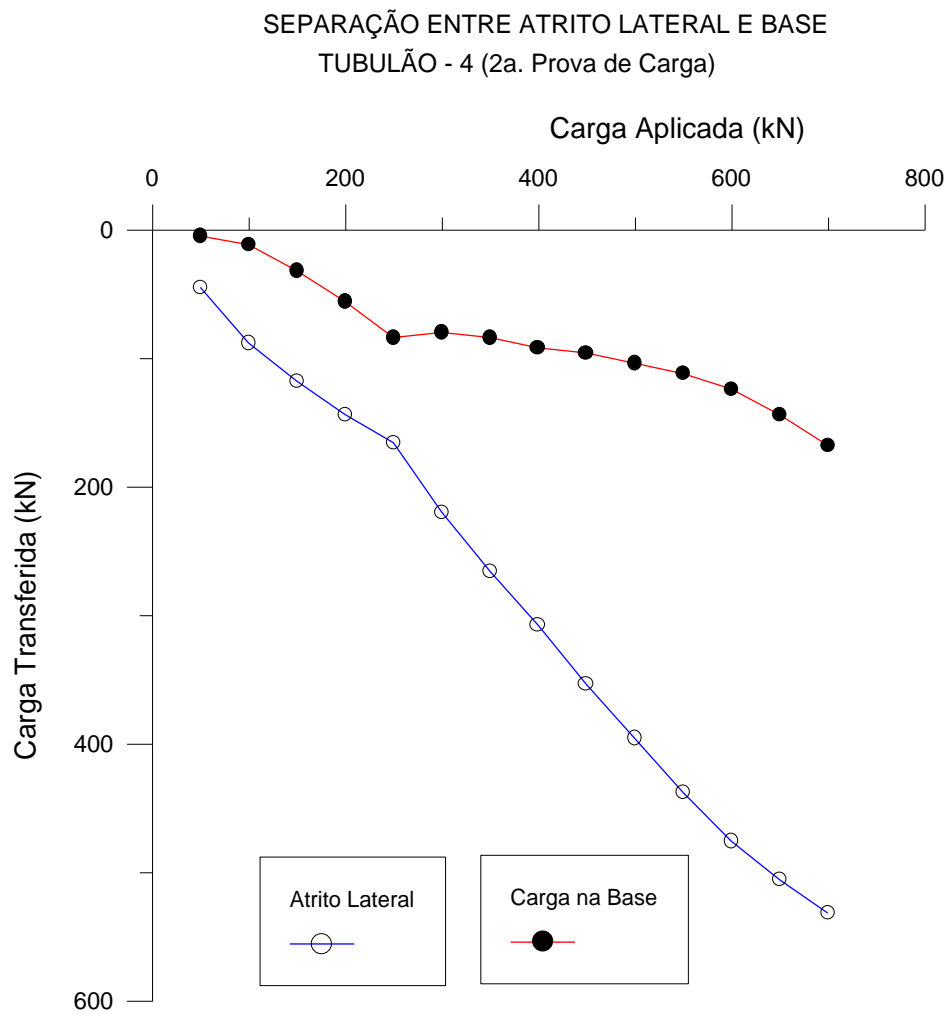


Figura 7.4.31. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 4 na 2ª Prova de Carga. Reensaio na Umidade Natural.

ATRITO LATERAL UNITÁRIO - fs
 FAIXA (1), FAIXA (2), FAIXA (3) E FAIXA (4)
 TUBULÃO - 4 (2a. Prova de Carga)

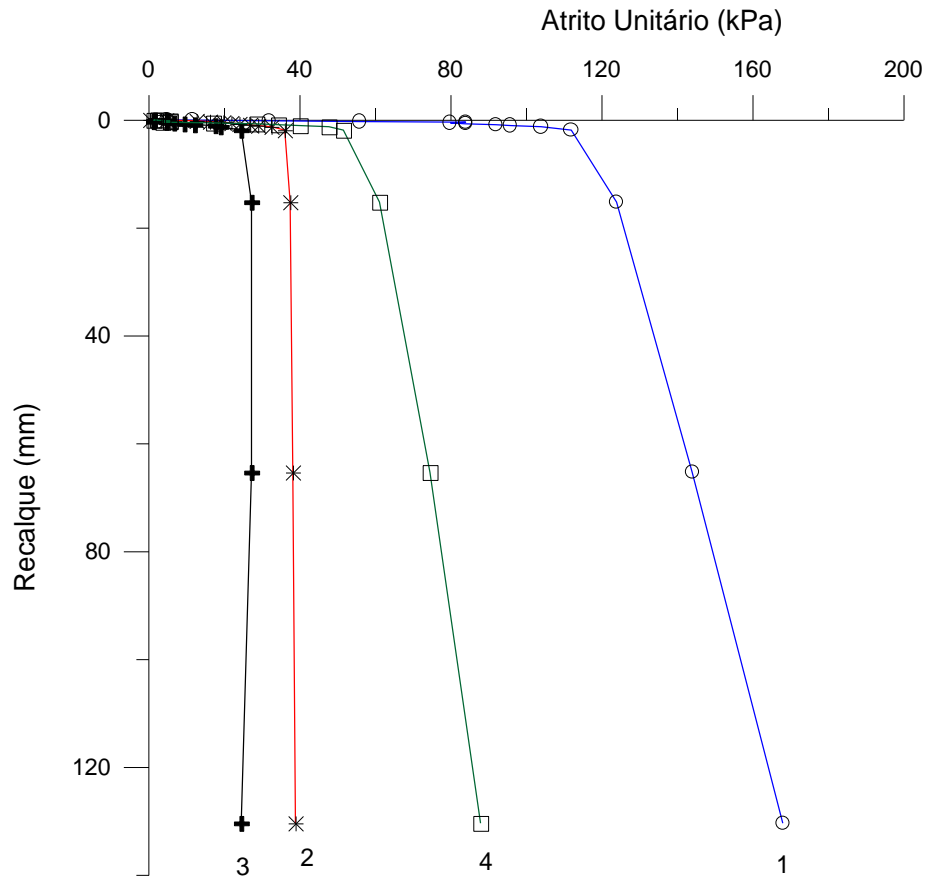


Figura 7.4.32. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 2ª Prova de Carga. Reensaio com solo na Umidade Natural.

TUBULÃO - 5

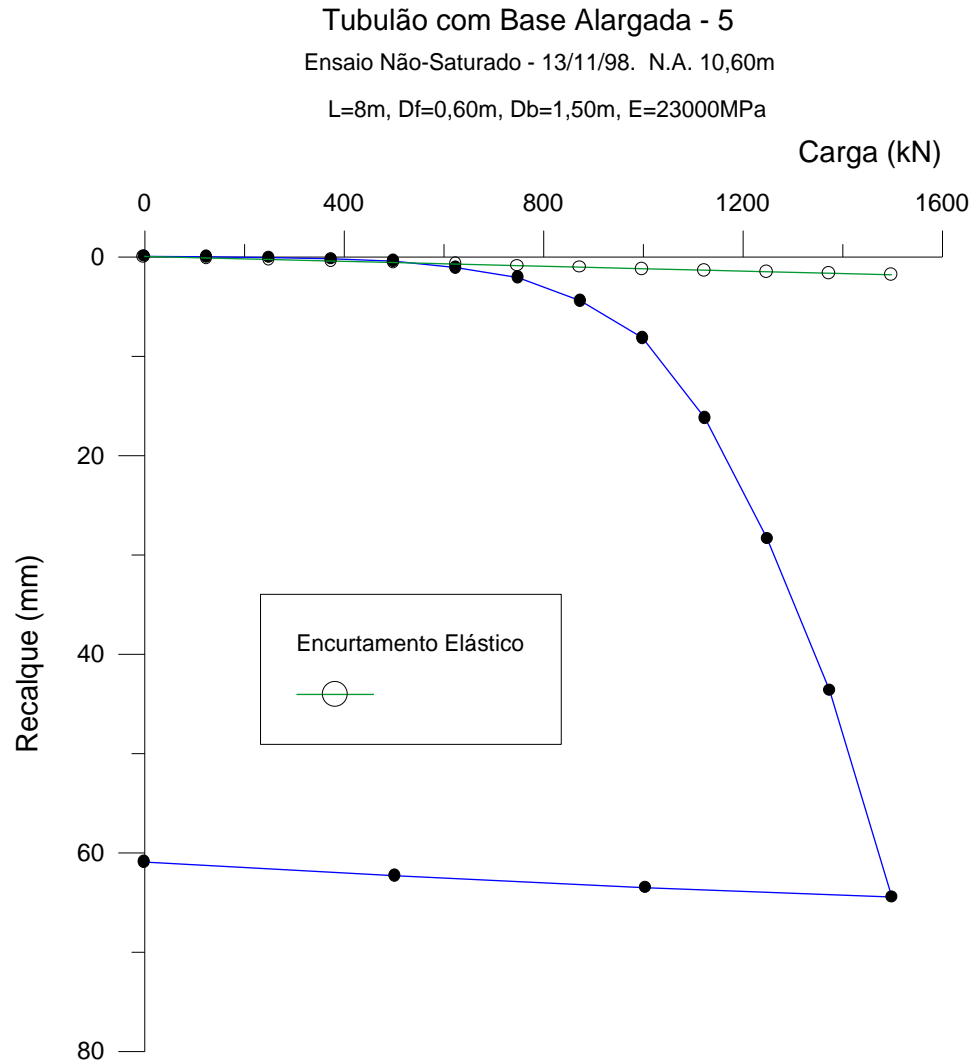


Figura 7.4.33. Tubulão 5 (T-5) 1a. prova de carga - tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação de umidade natural.

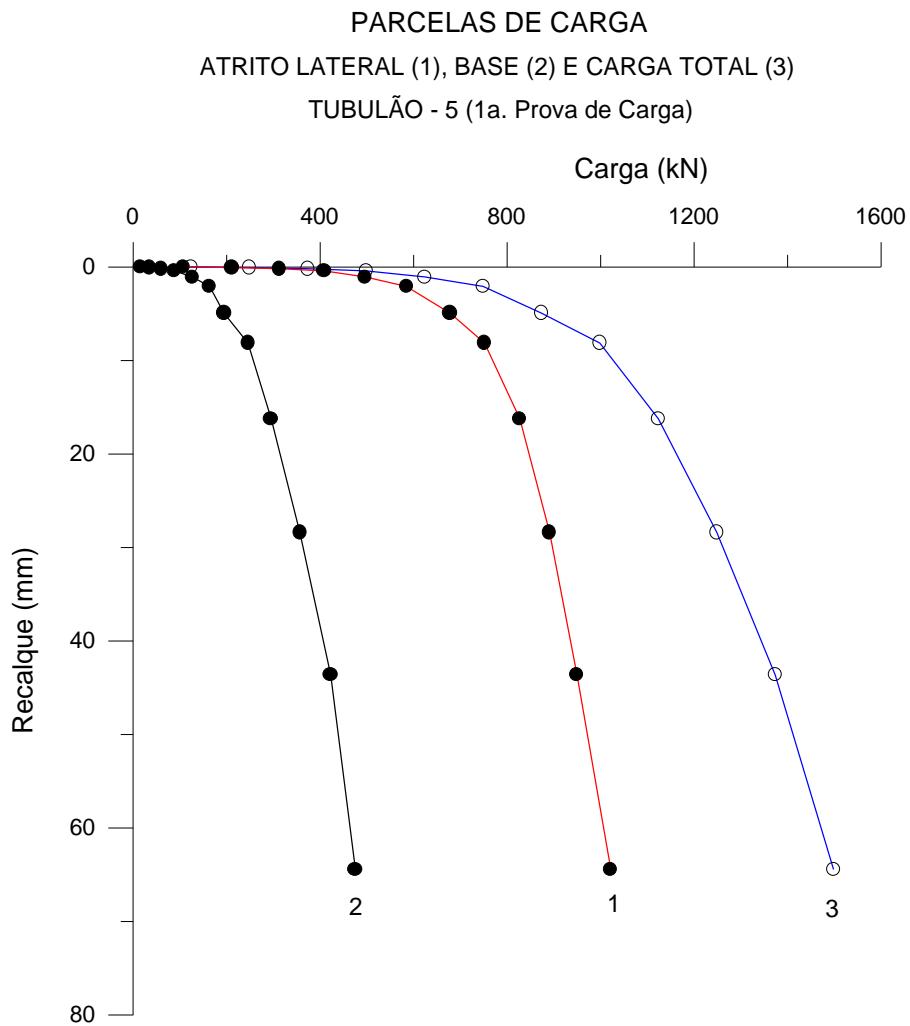


Figura 7.4.34 – Parcelas de Carga do Tubulão 5 (T-5) na 1a. Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação de Umidade Natural.

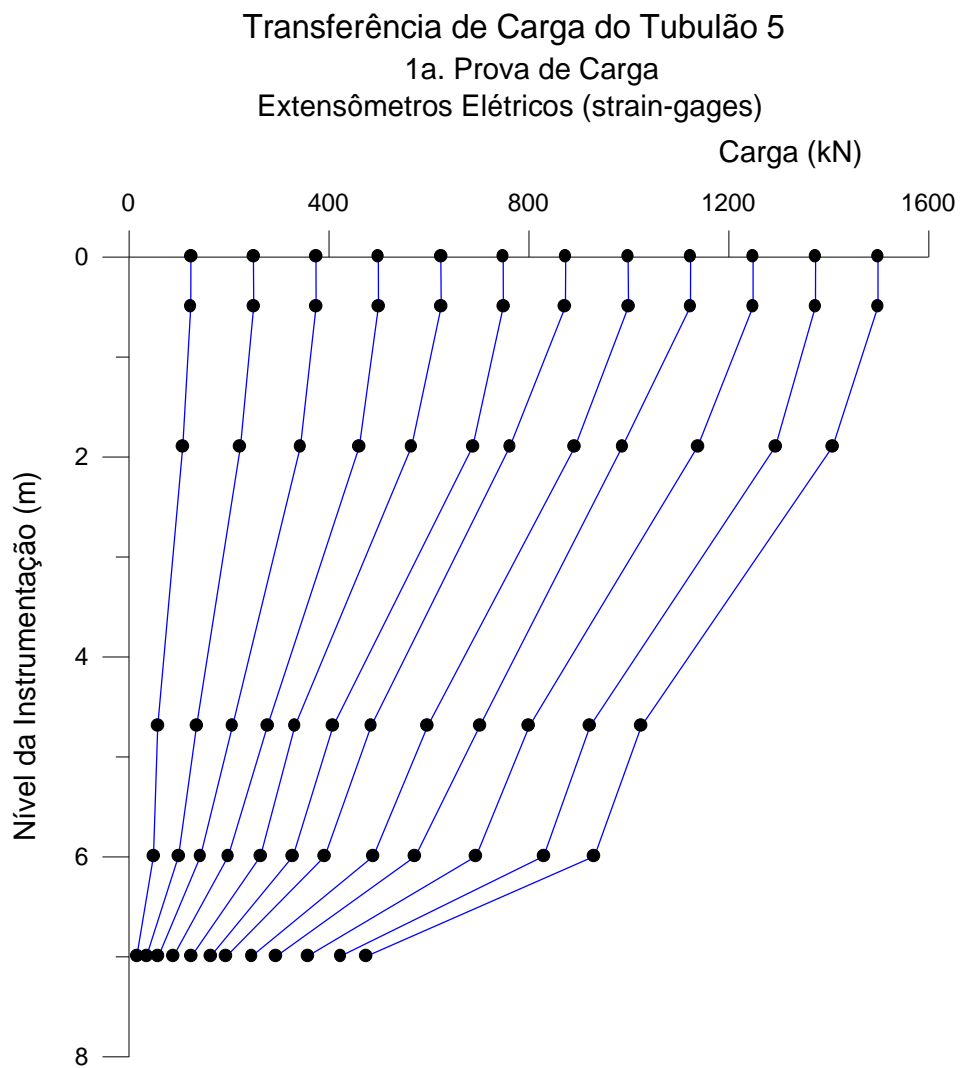


Figura 7.4.35. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 5, durante o 1º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo na Umidade Natural.

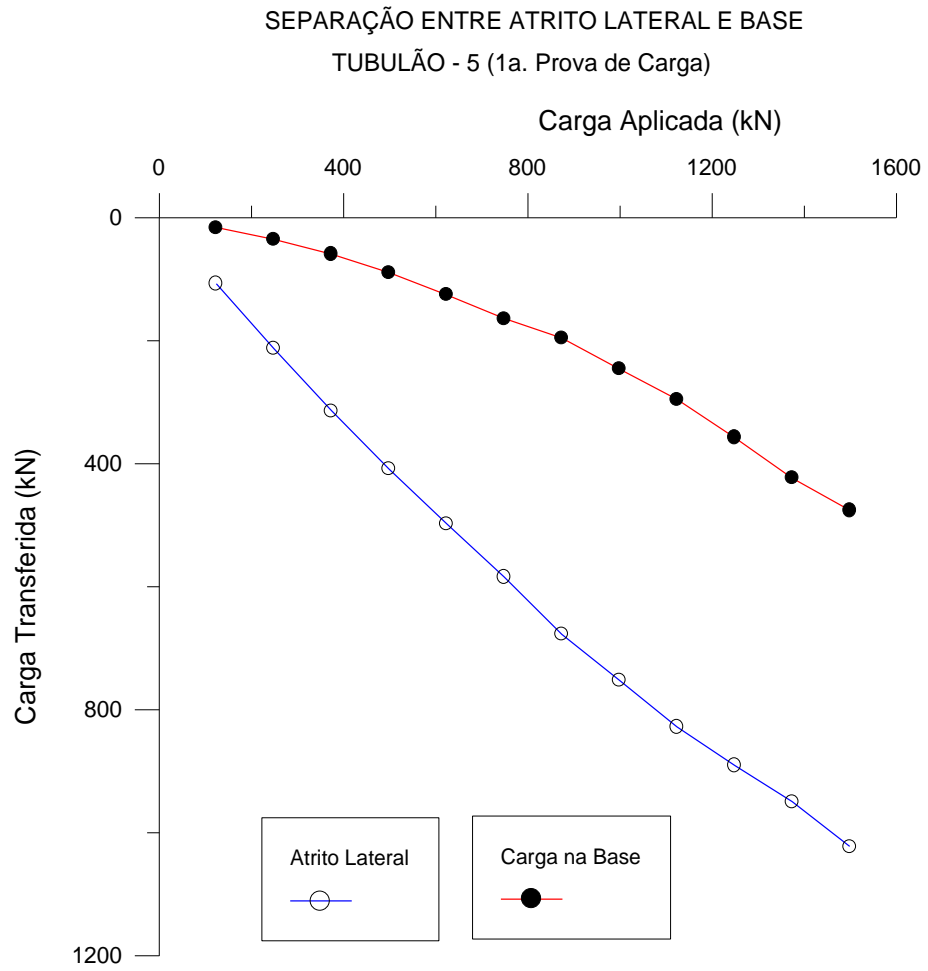


Figura 7.4.36. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 5 na 1ª Prova de Carga. Solo na Umidade Natural.

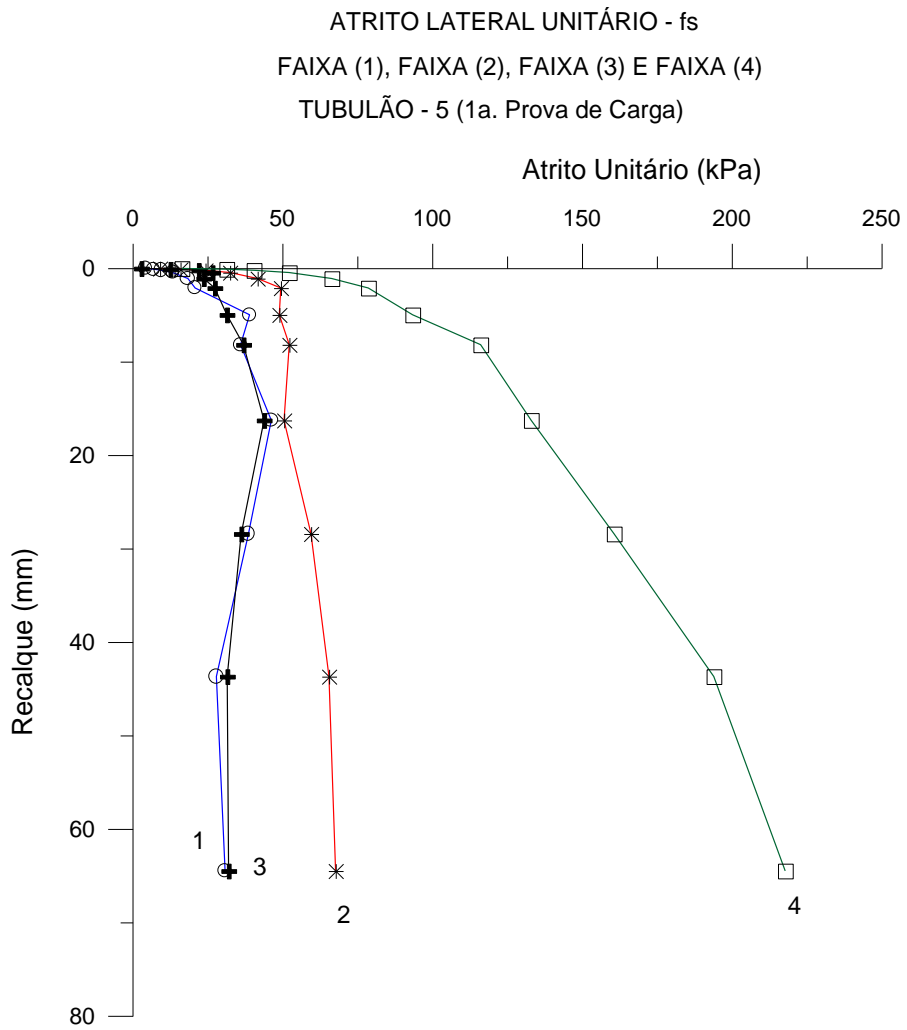


Figura 7.4.37. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – f_s na 1ª Prova de Carga. Ensaio com solo na Umidade Natural.

Tubulão com Base Alargada - 5
Ensaio Pré-Saturado - 23/02/98. N.A. - 7m
L=8m, Df=0,60m, Db=1,50m, E=23000MPa

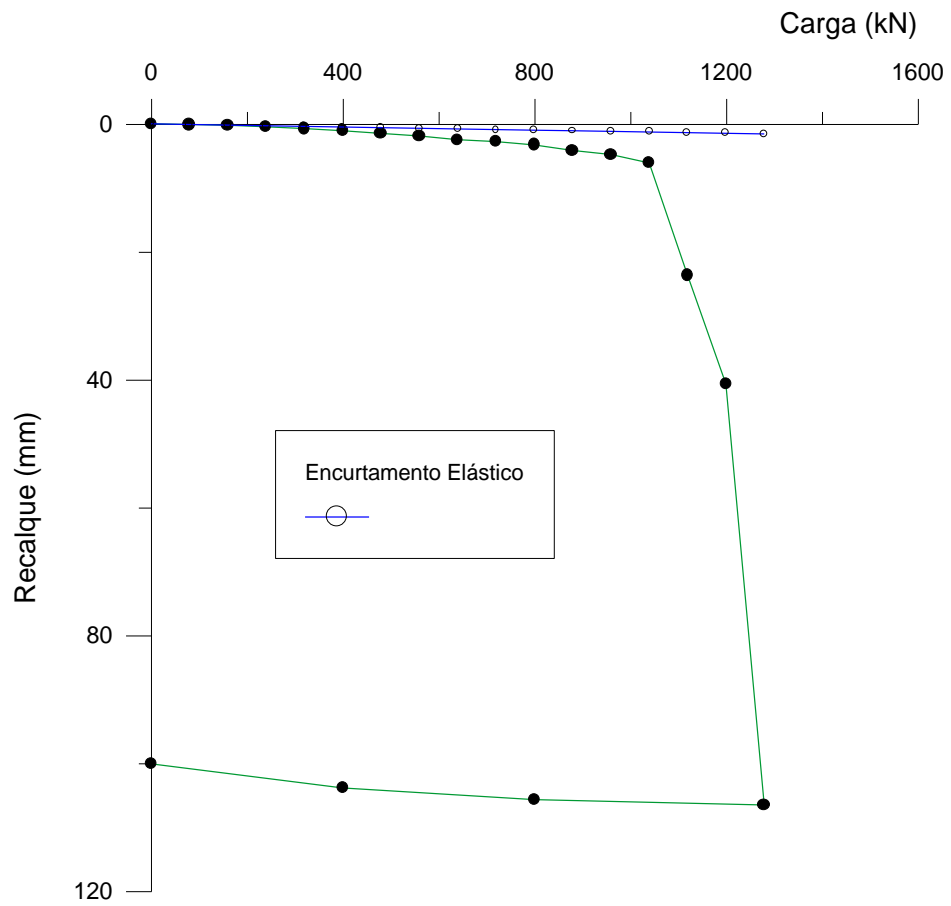


Figura 7.4.38. Tubulão 5 (T-5) 2a. prova de carga - tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação de recarregamento com Pré-Inundação de 48h.

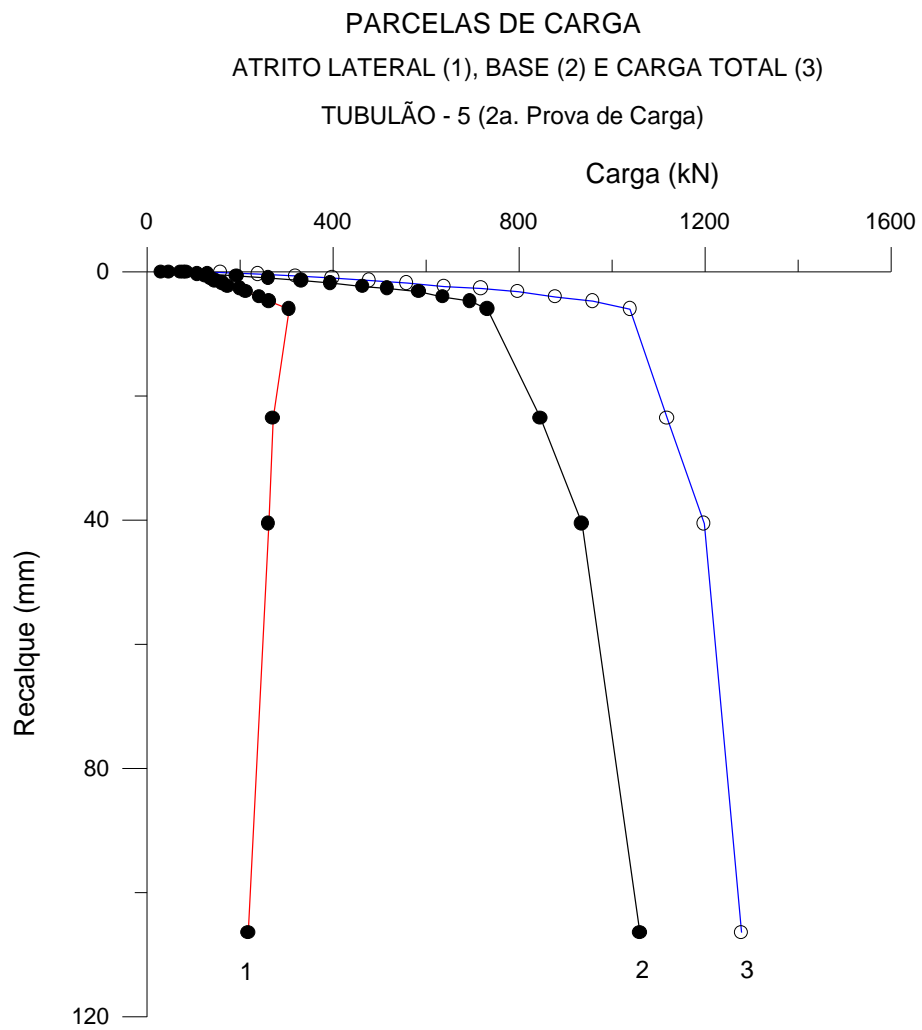


Figura 7.4.39 – Parcelas de Carga do Tubulão 5 (T-5) na 2a. Prova de Carga.
 Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação
 Pré-Inundação por 48h.

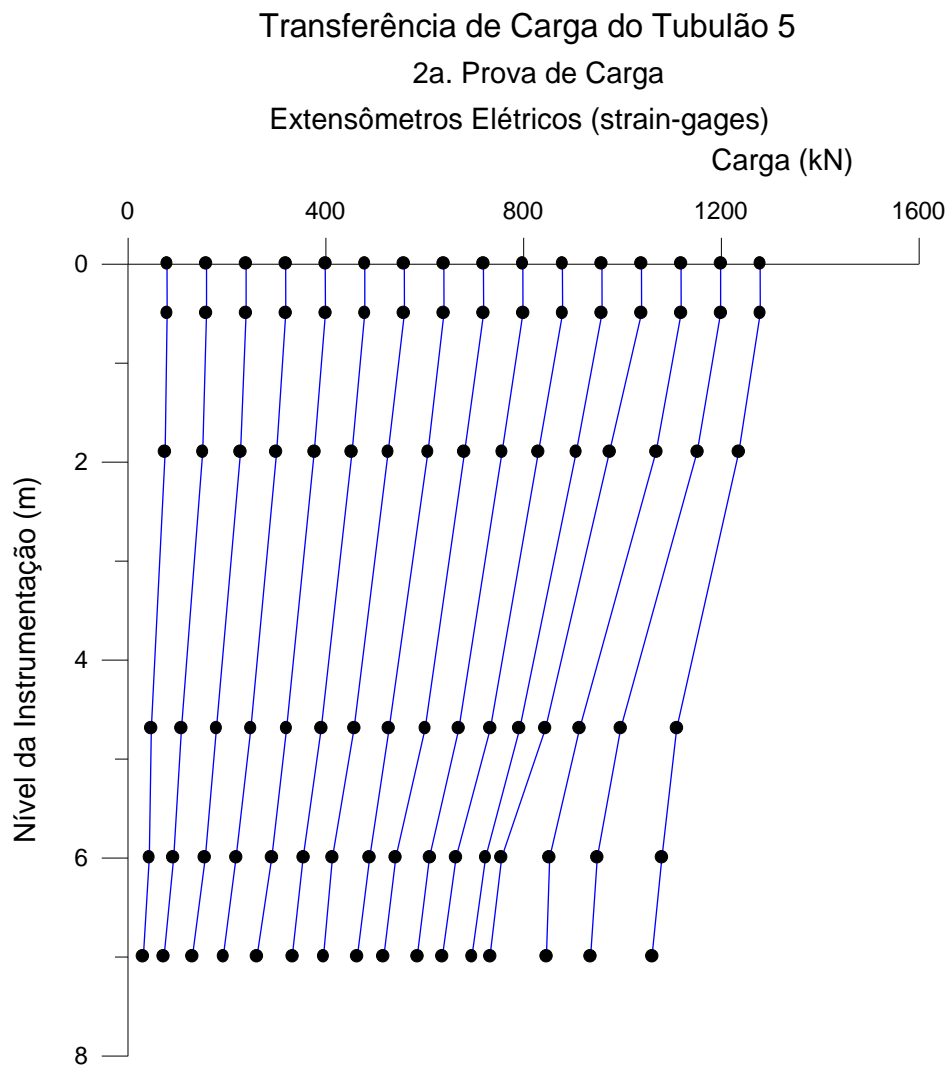


Figura 7.4.40. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 5, durante o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo com Pré-Inundação por 48h.

SEPARAÇÃO ENTRE ATRITO LATERAL E BASE

TUBULÃO - 5 (2a. Prova de Carga)

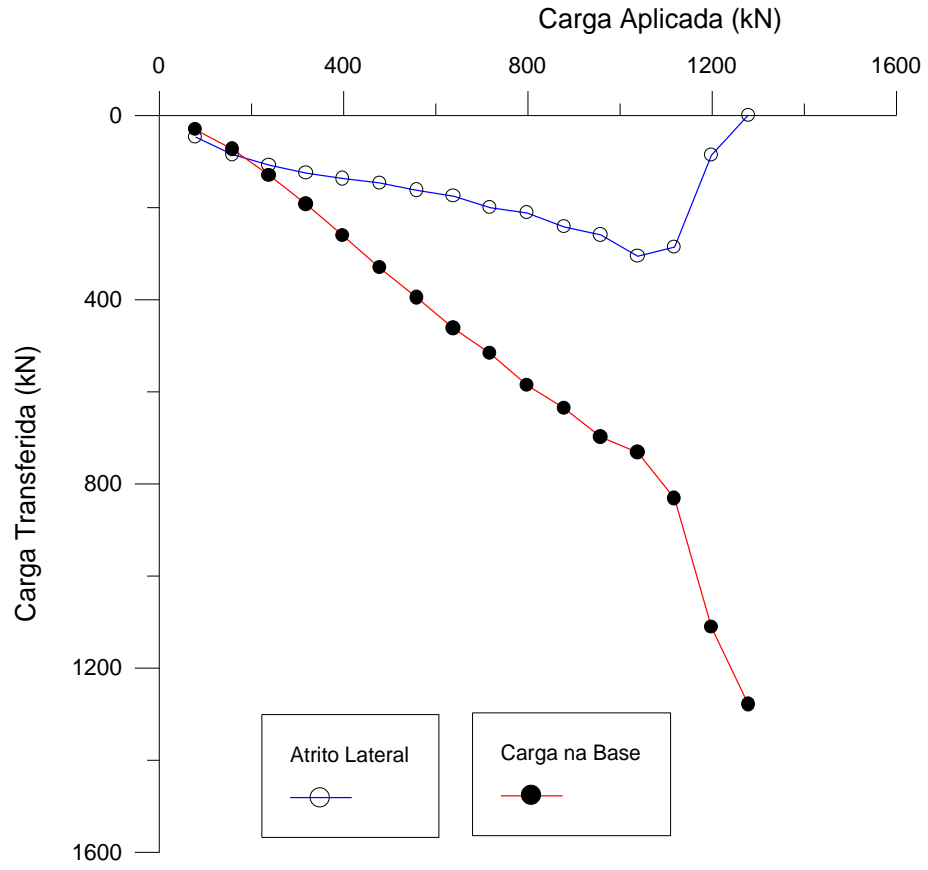


Figura 7.4.41. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 5 na 2ª Prova de Carga. Solo com Pré-Inundação por 48h.

ATRITO LATERAL UNITÁRIO - fs
 FAIXA (1), FAIXA (2), FAIXA (3) E FAIXA (4)
 TUBULÃO - 5 (2a. Prova de Carga)

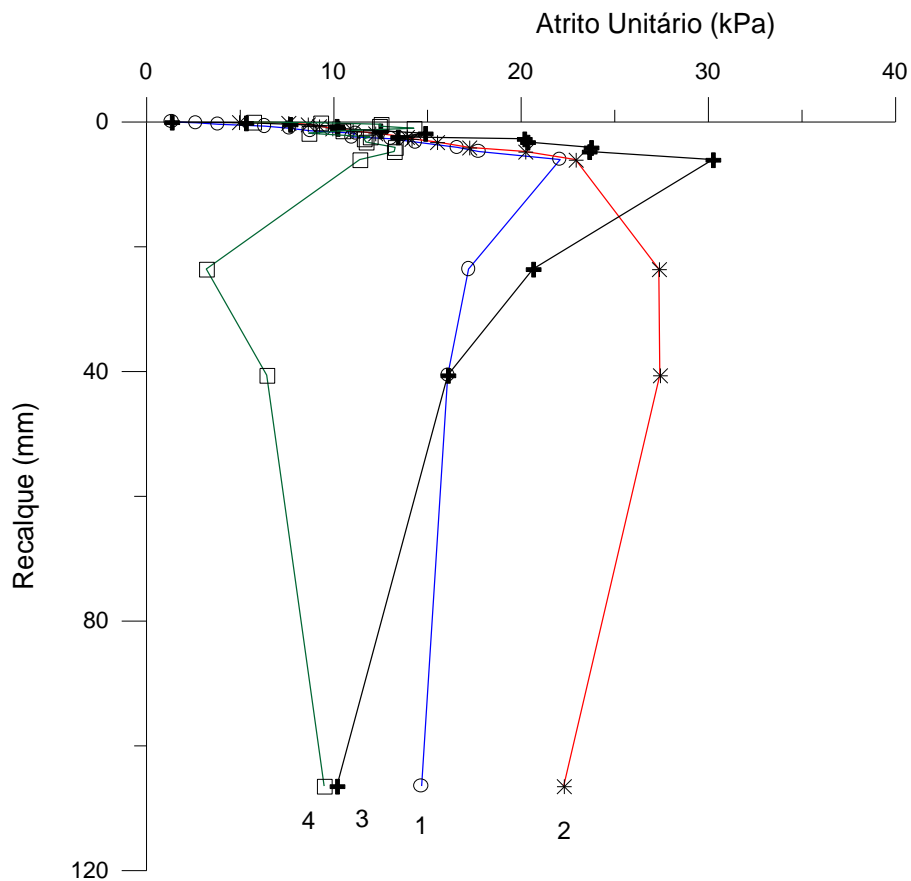


Figura 7.4.42. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 2ª Prova de Carga. Ensaio com solo Pré-Inundado por 48h.

TUBULÃO – 6

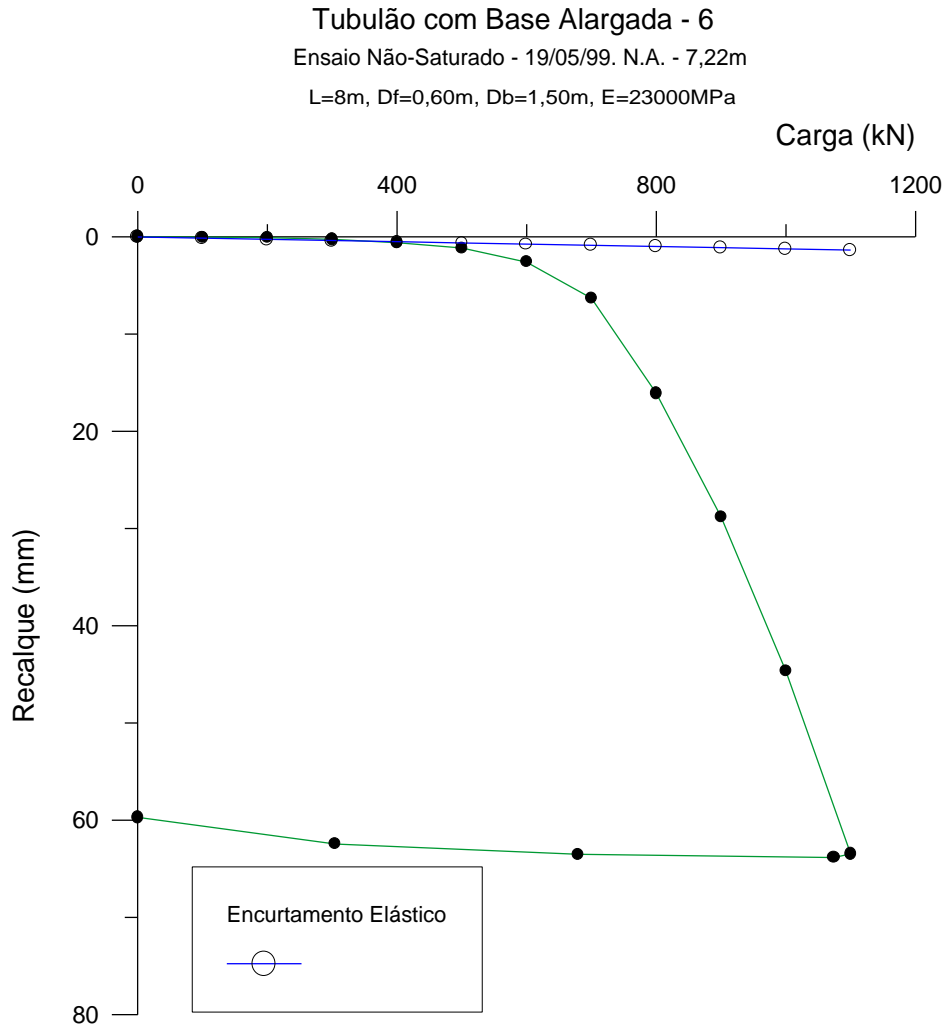


Figura 7.4.43. Tubulão 6 (T-6) 2a. prova de carga - tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação de umidade natural.

PARCELAS DE CARGA
 ATRITO LATERAL (1), BASE (2) E CARGA TOTAL (3)
 TUBULÃO - 6 (2a. Prova de Carga)

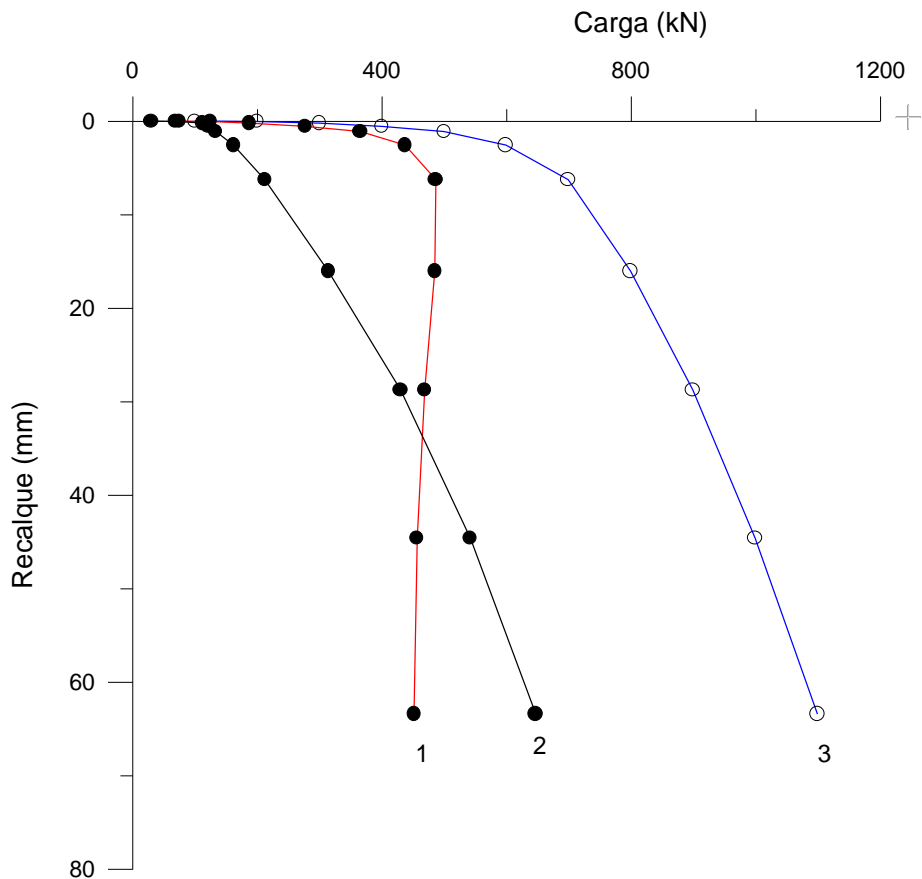


Figura 7.4.44 – Parcelas de Carga do Tubulão 6 (T-6) na 2ª Prova de Carga. Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação de solo na Umidade Natural.

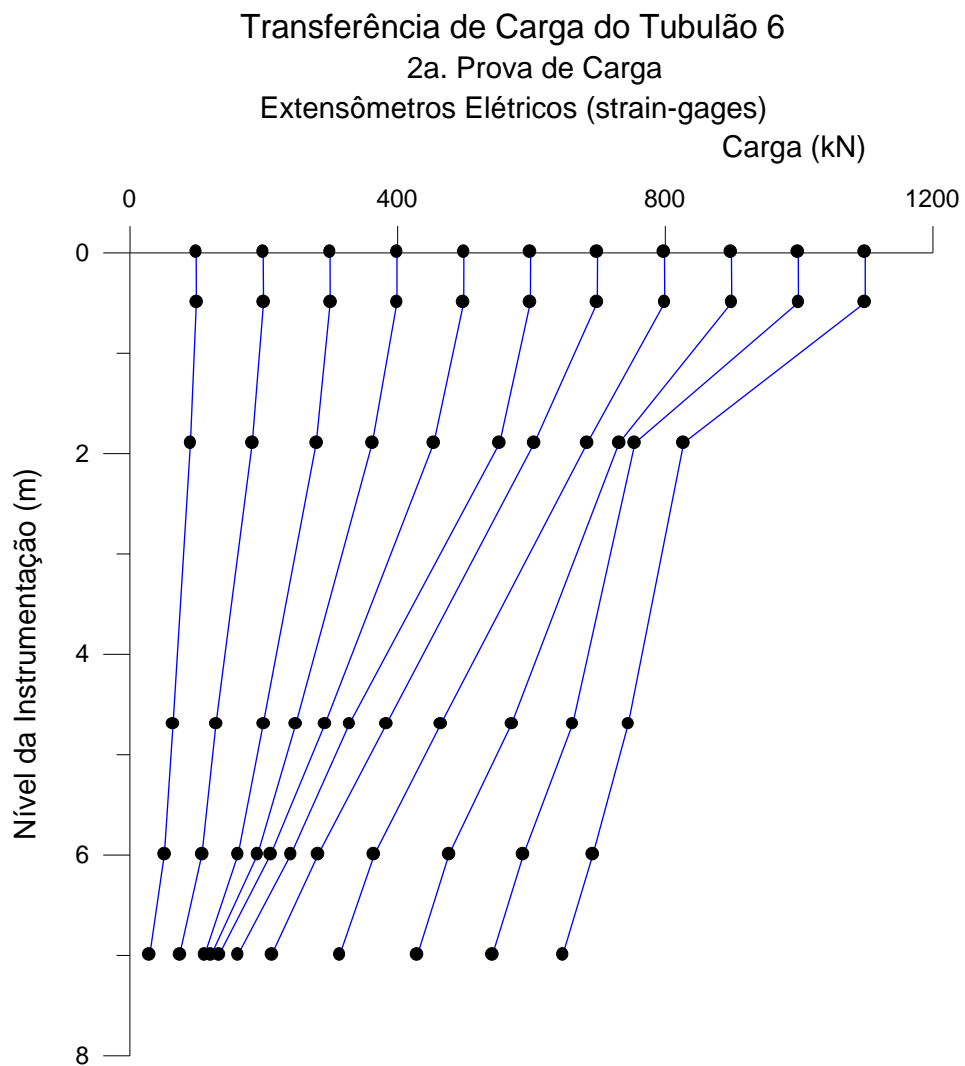


Figura 7.4.45. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 6, durante o 2º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo na Umidade Natural.

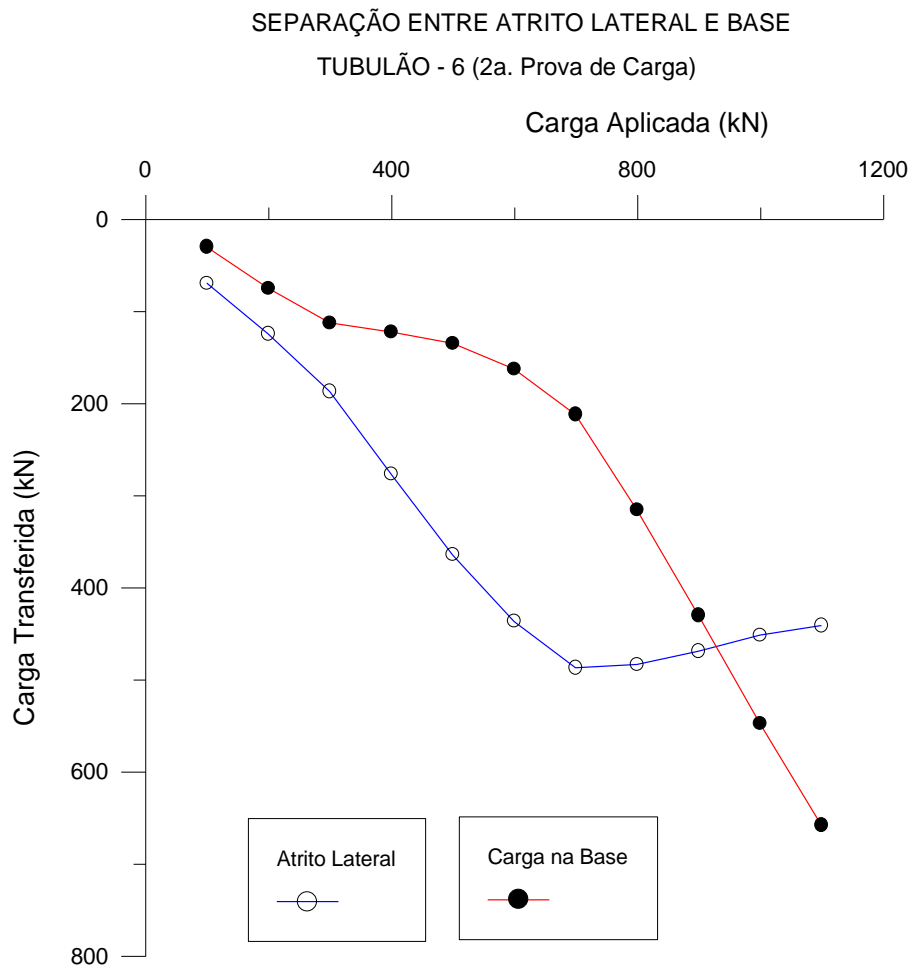


Figura 7.4.46. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 6 na 2ª Prova de Carga. Solo na Umidade Natural.

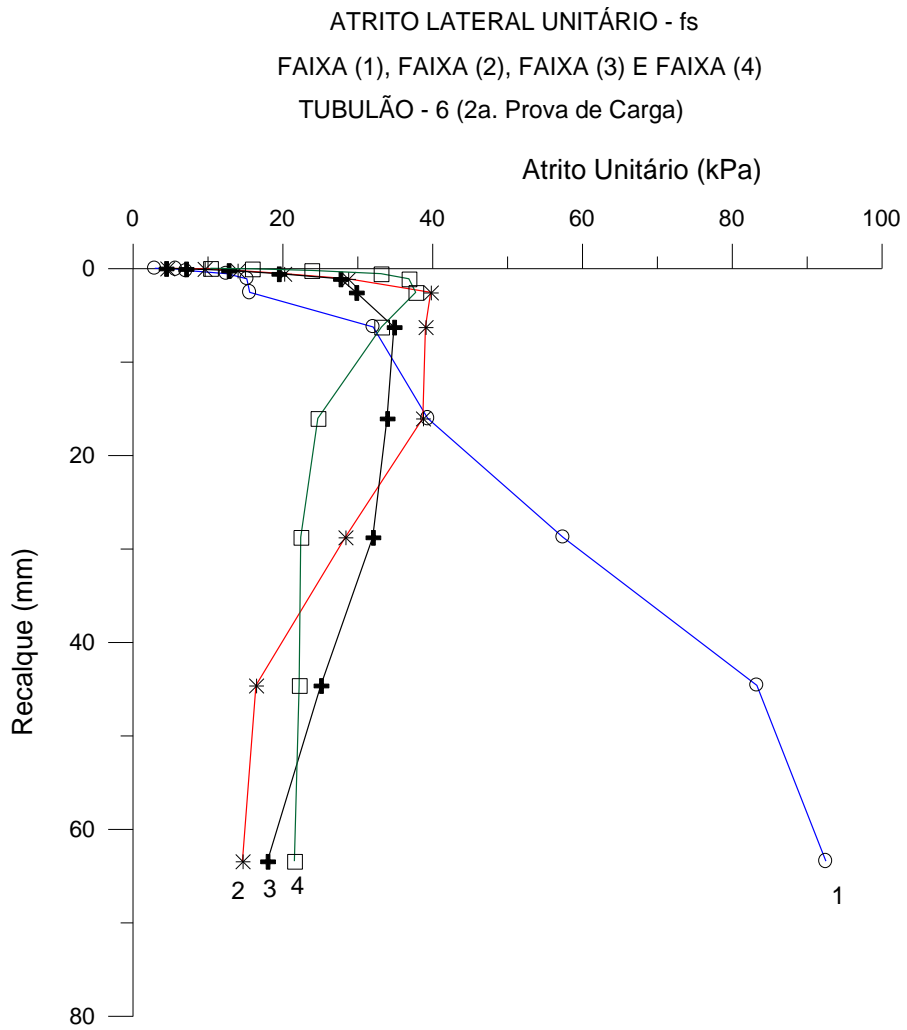


Figura 7.4.47. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 2ª Prova de Carga. Ensaio com solo na Umidade Natural.

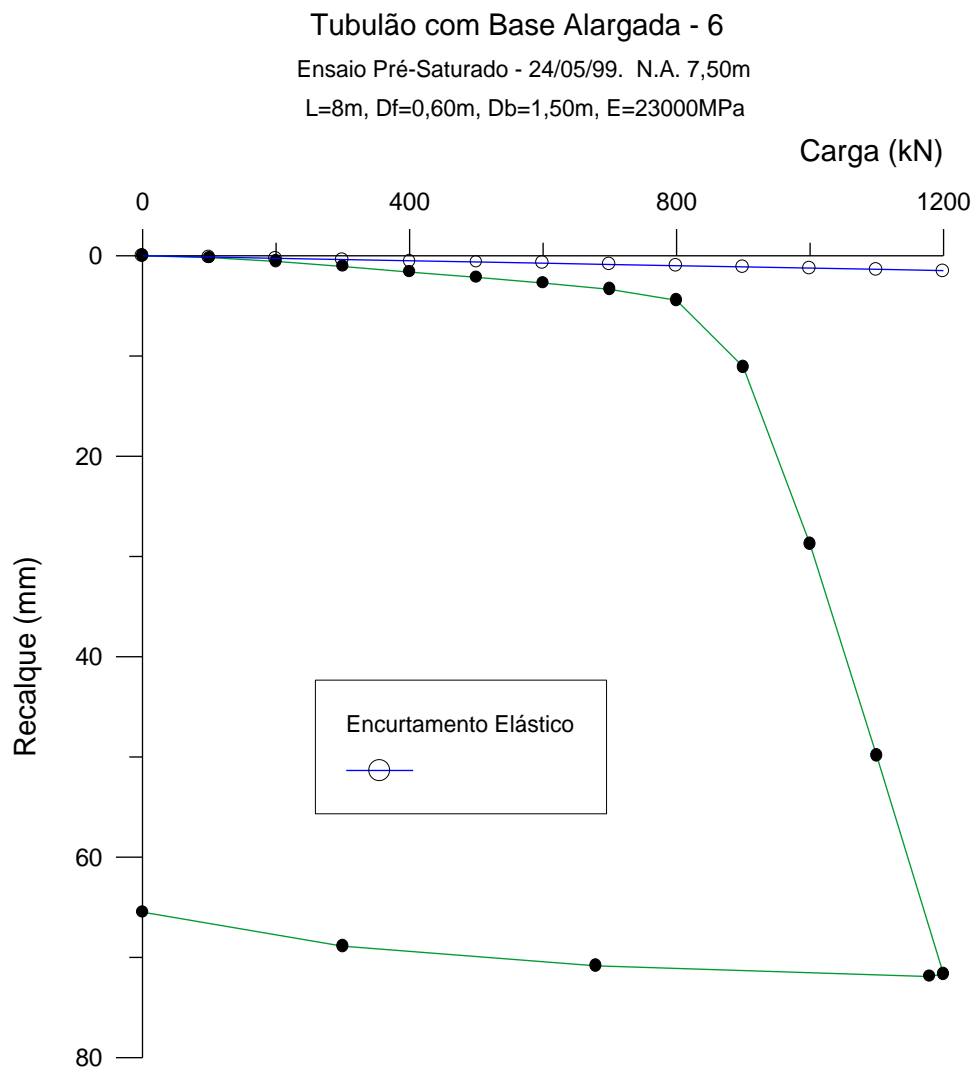


Figura 7.4.48. Tubulão 6 (T-6) 3a. prova de carga - tubulão com base alargada e deformação elástica do fuste na situação de recarregamento com Pré-Inundação de 48h.

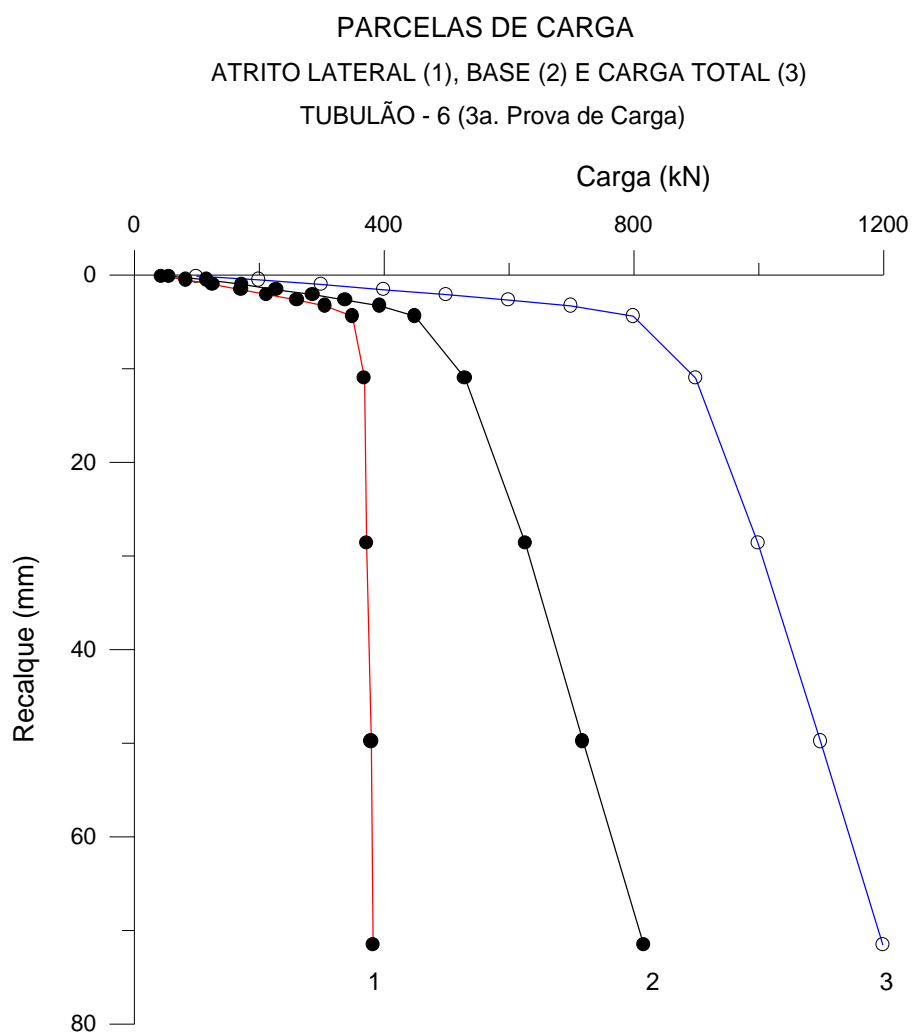


Figura 7.4.49 – Parcelas de Carga do Tubulão 6 (T-6) na 3a. Prova de Carga.
 Estão apresentadas as parcelas de Atrito Lateral, de Base e a Carga Total, na situação
 de solo Pré-Inundado por 48h.

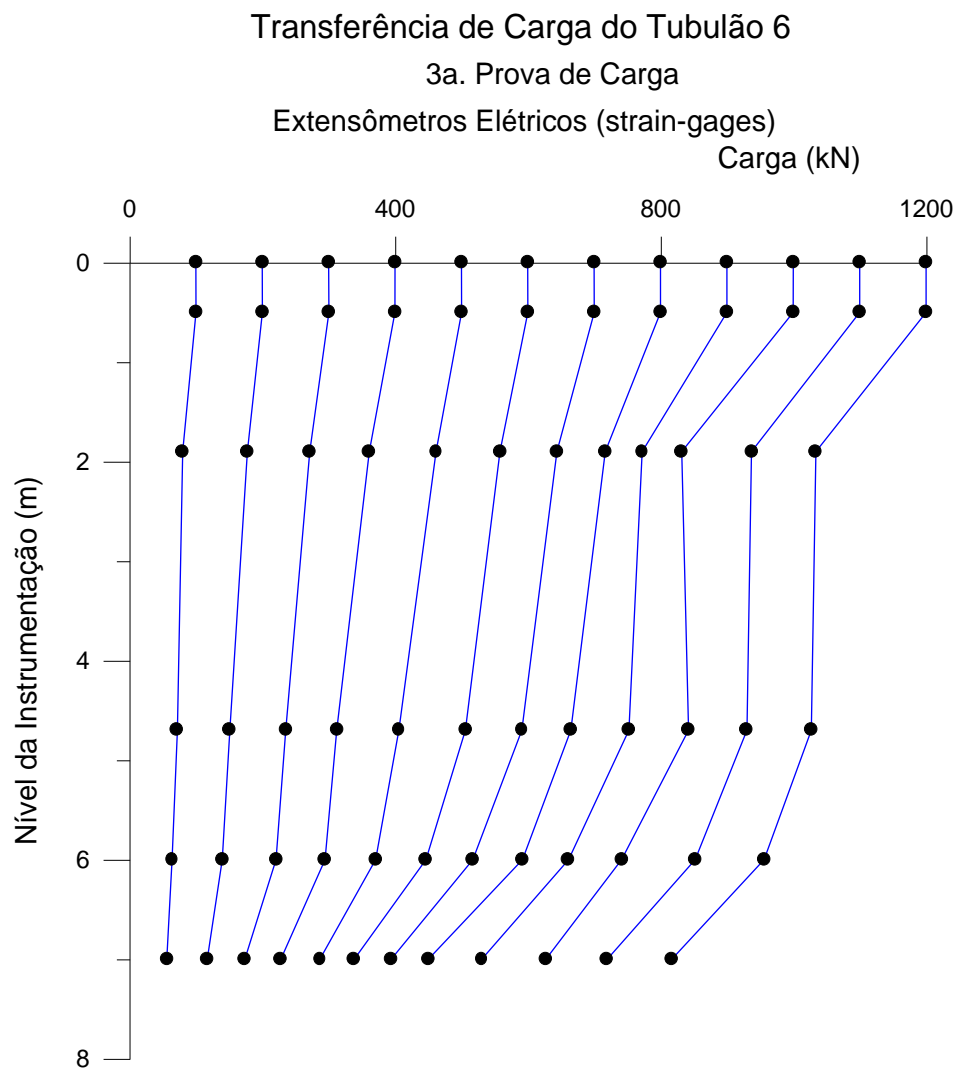


Figura 7.4.50. Gráfico de Transferência de Carga do Tubulão 6, durante o 3º carregamento. Módulo ajustado pelo primeiro nível de referência (-0,25m). Solo com Pré-Inundação por 48h.

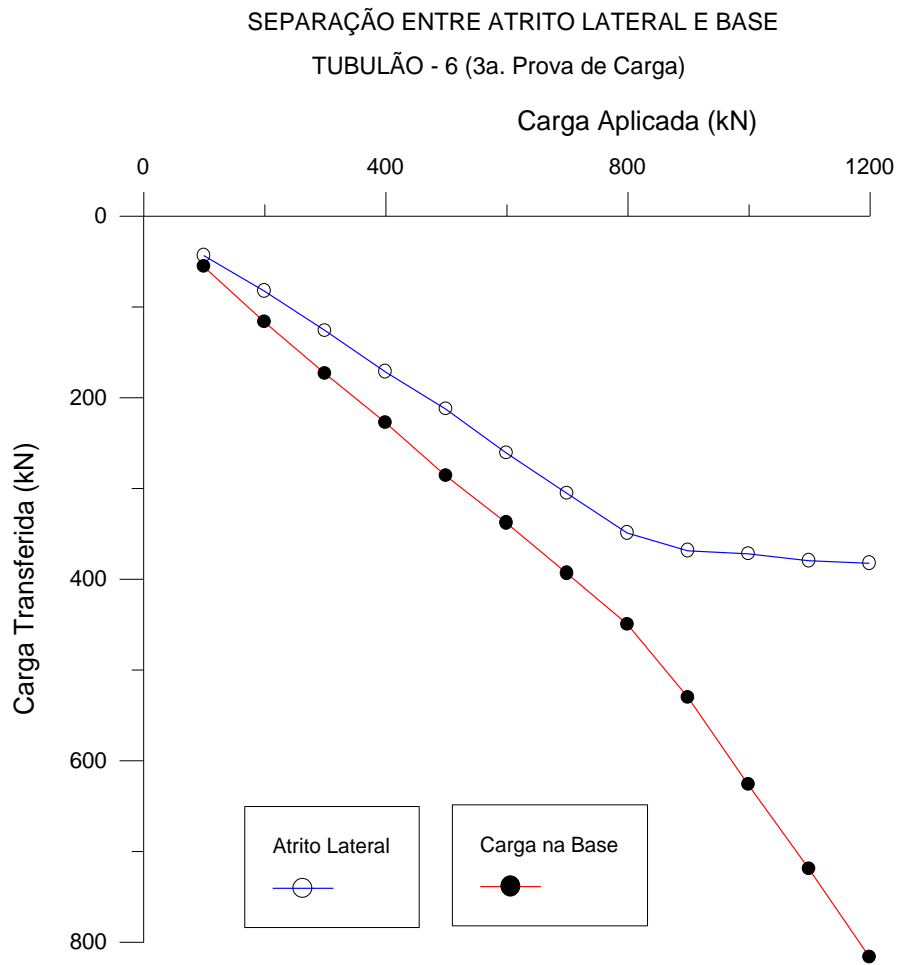


Figura 7.4.51. Gráfico de Separação do Atrito Lateral e da Carga de Ponta do Tubulão 6 na 3ª Prova de Carga. Solo com Pré-Inundação por 48h.

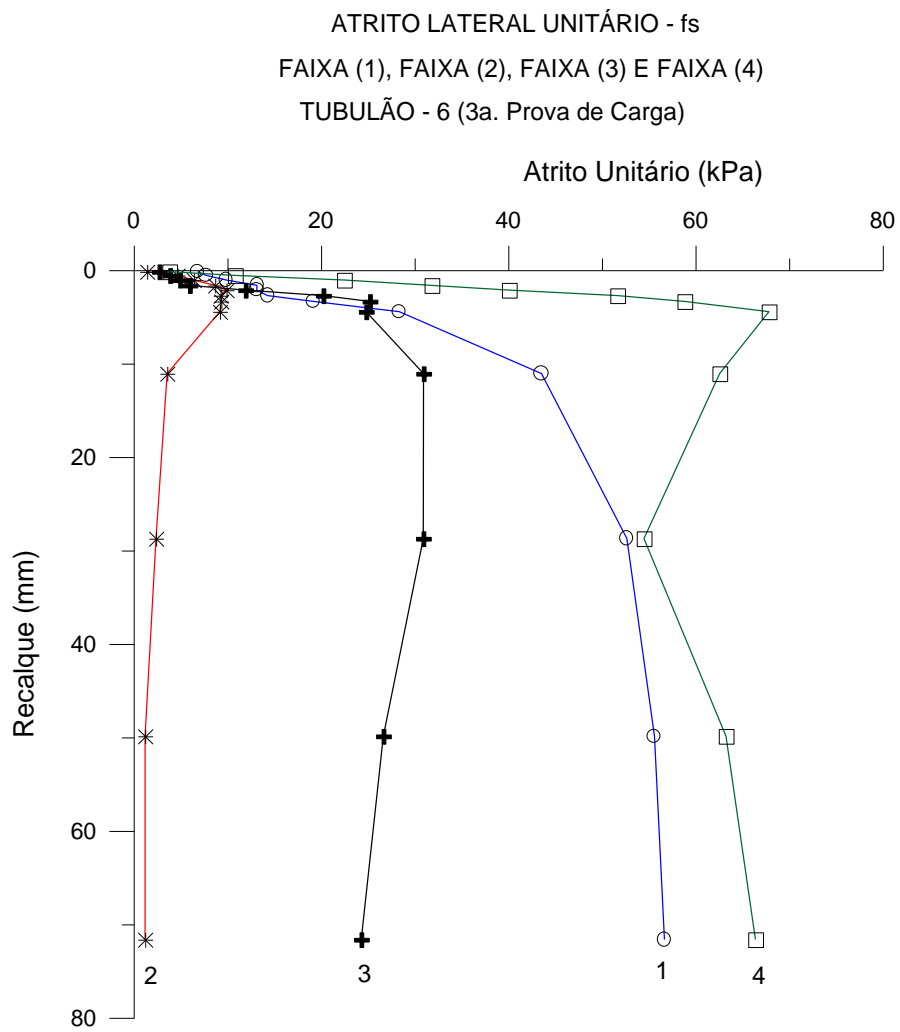


Figura 7.4.52. Gráfico de Atrito Lateral Unitário – fs na 3ª Prova de Carga. Ensaio com solo Pré-Inundado por 48h.

7.5. VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS TUBULÕES NOS SUCESSIVOS CARREGAMENTOS.

A variação do Módulo de Elasticidade (E) no decorrer das Provas de Carga se apresentou como um fato a ser sempre lembrado com cuidado ao se definir um valor para o E de uma peça estrutural, pois pelo que observado este valor sofre um decaimento quando se aplicam esforços capazes de produzir ciclagens. Com base nos fatos evidenciados pelos ensaios realizados, fica a dúvida sobre o valor do Módulo de Elasticidade (E) a ser adotado e quais as conseqüências desta escolha a longo prazo, uma vez que não foi observado linearidade de comportamento no processo de decaimento deste valor.

TUBULÃO-1

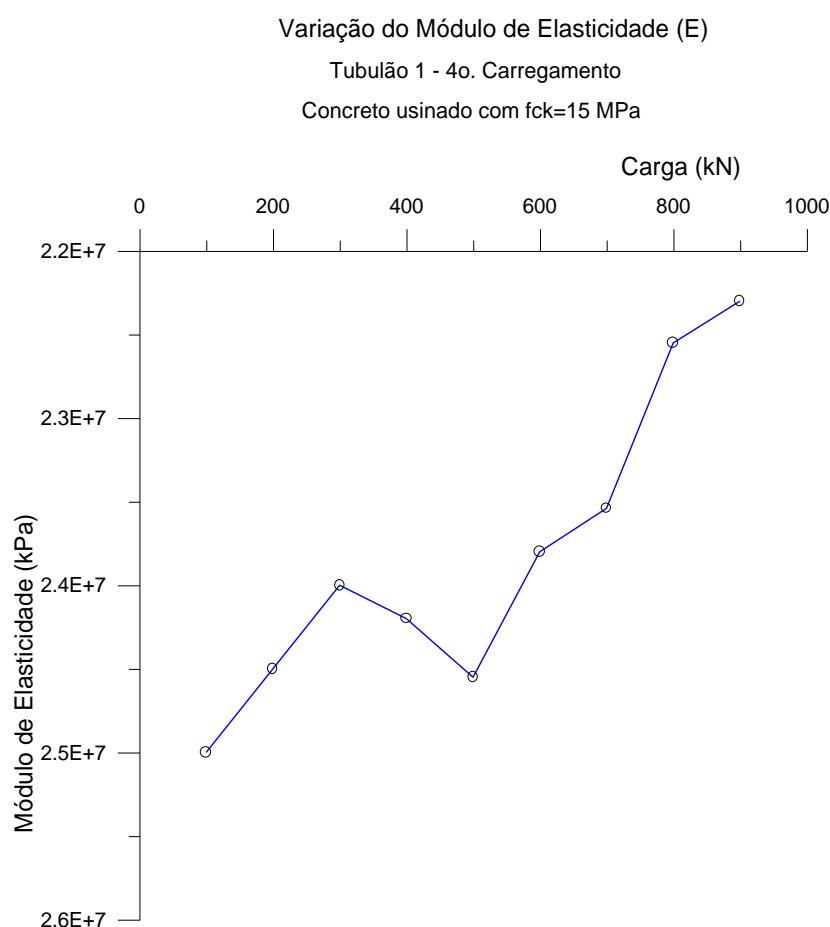


Figura 7.5.1. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 1 (T-1) na 4a. Prova de Carga. Solo com Pré-Inundação por 48h.

TUBULÃO-2

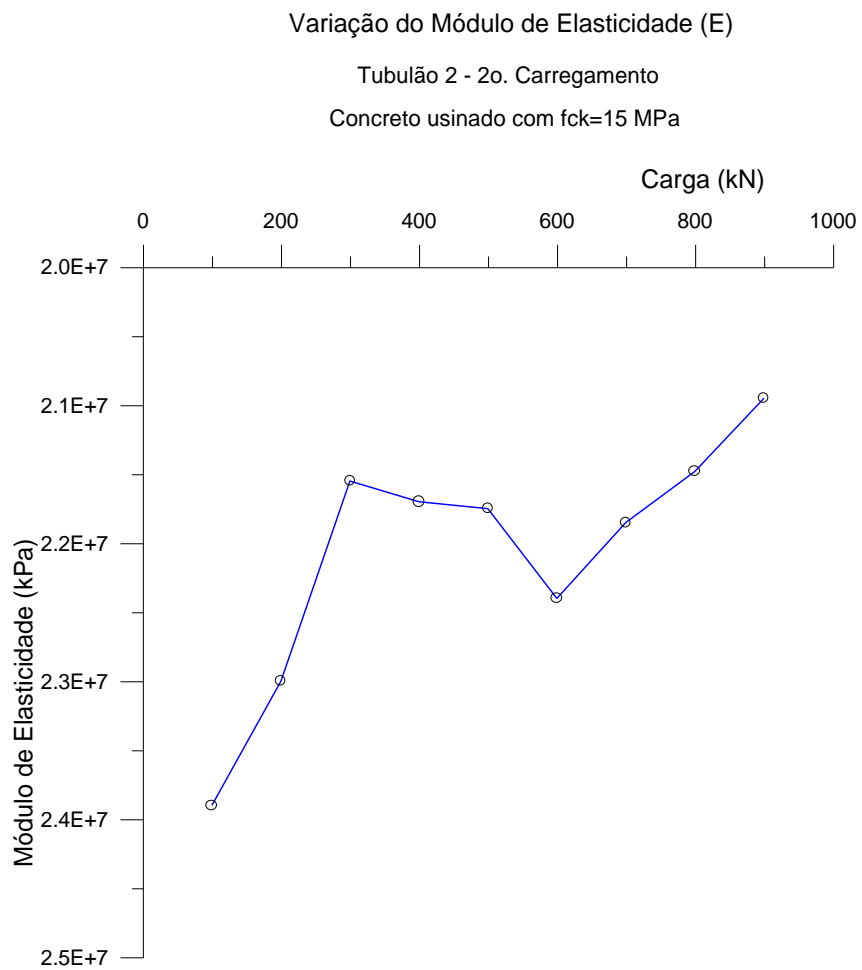


Figura 7.5.2. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 2 (T-2) na 2a. Prova de Carga. Solo com Pré-Inundação por 48h.

TUBULÃO-3

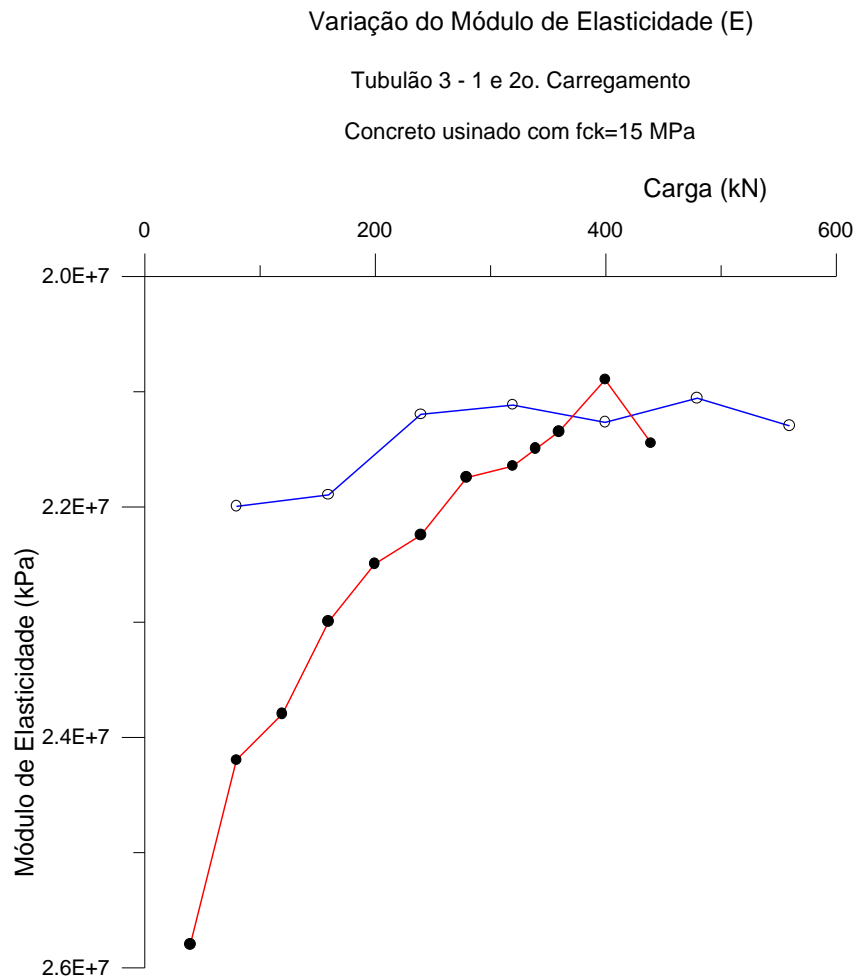


Figura 7.5.3. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 3 (T-3) no 1º e 2º ensaio de Prova de Carga. Solo com Umidade Natural e Pré-Inundação por 48h, respectivamente. (Linha vermelha e bola cheia representa o 2º Carregamento.)

TUBULÃO-4.

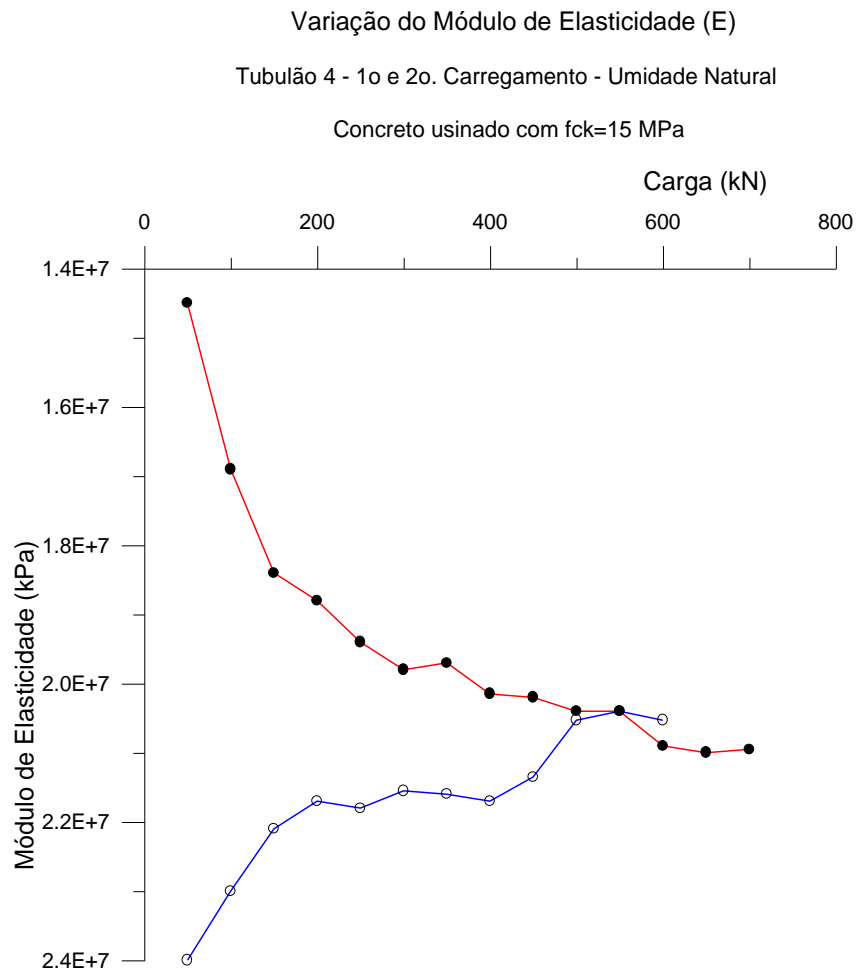


Figura 7.5.4. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 4 (T-4) no 1º e 2º ensaio de Prova de Carga. Solo com Umidade Natural nos dois casos. (Linha vermelha e bola cheia representa o 2º Carregamento.)

TUBULÃO-5

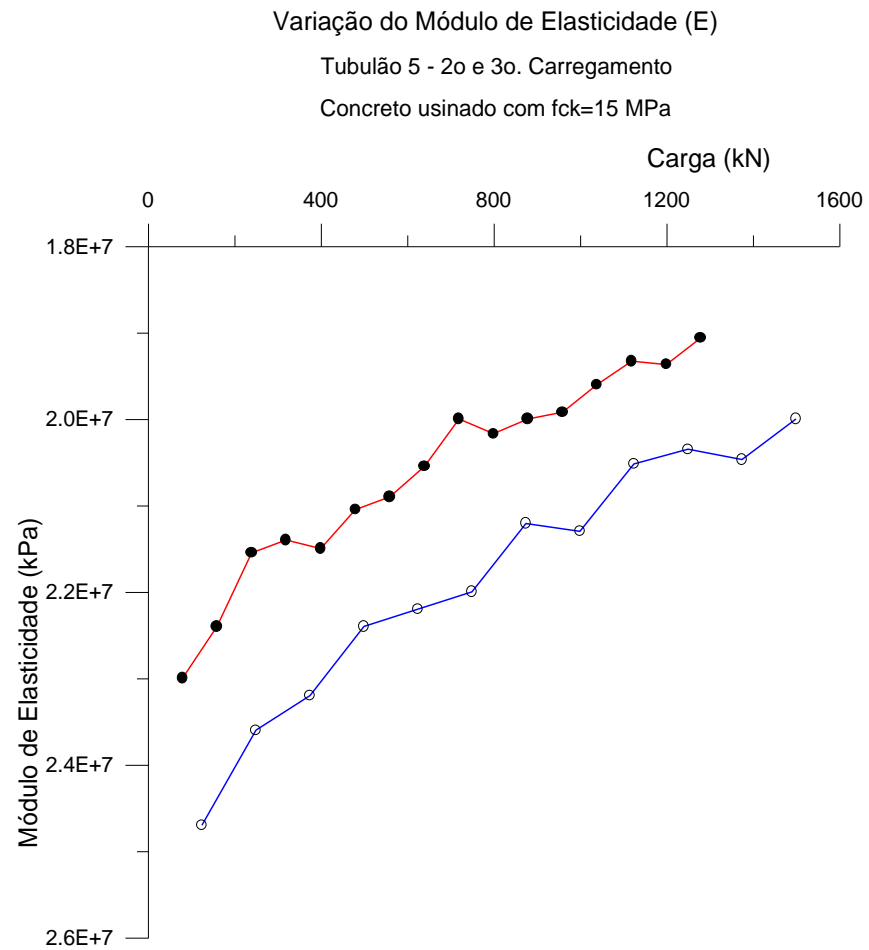


Figura 7.5.5. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 5 (T-5) no 1º e 2º ensaio de Prova de Carga. Solo com Umidade Natural e Pré-Inundação por 48h, respectivamente. (Linha vermelha e bola cheia representa o 2º Carregamento.)

TUBULÃO-6

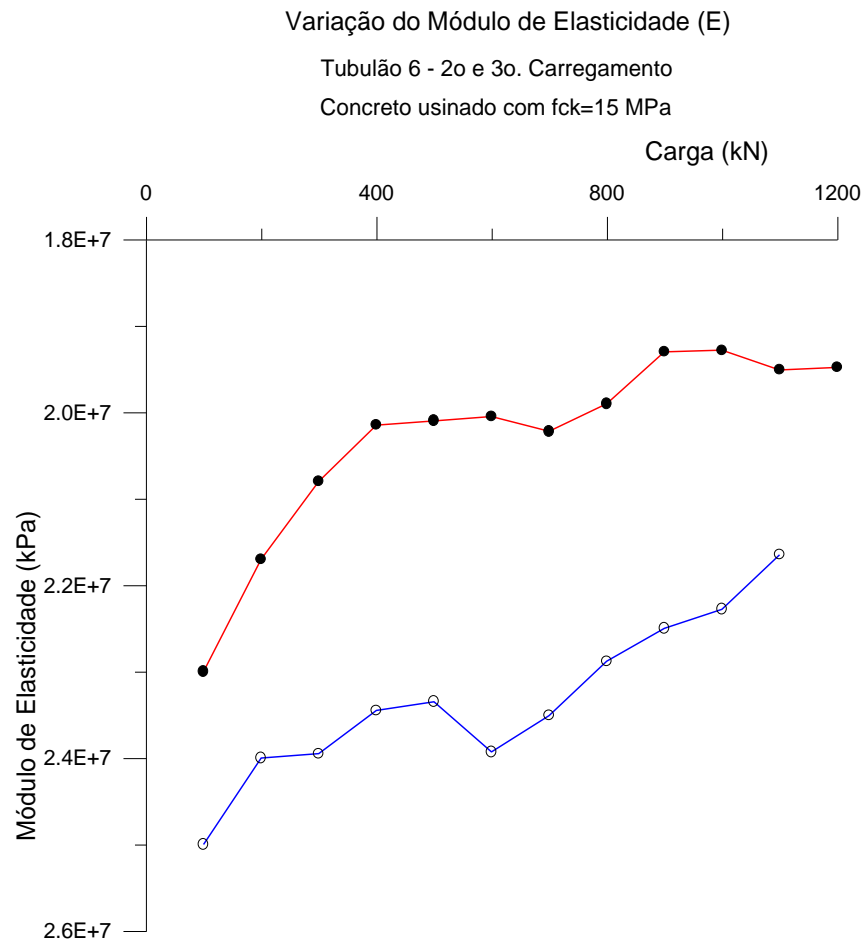


Figura 7.5.6. Variação do Módulo de Elasticidade do Tubulão 6 (T-6) no 2º e 3º ensaio de Prova de Carga. Solo com Umidade Natural e Pré-Inundação por 48h, respectivamente. (Linha vermelha e bola cheia representa o 2º Carregamento.)

CAPÍTULO 8 - ANÁLISES DOS RESULTADOS.

Para a realização das análises dos resultados, serão considerados os tópicos capacidade de carga, recalque e retro-análises, definido-se assim o comportamento dos tubulões, conforme proposta desta tese.

As planilhas referentes aos dados desta tese estão incluídas nos anexos: dados de *strain-gages* e *tell-tales* (planilhas do anexo-1), provas de carga e transferência de carga (planilhas do anexo-2) e avaliação da resistência ao cisalhamento das provas de carga (planilhas do anexo-3).

8.1. CAPACIDADE DE CARGA.

Em todas as avaliações e cálculos realizados com base nas provas de carga, está-se levando em conta o desconfinamento de 0,50m do fuste, ou seja, para os tubulões com base alargada $L=6,50m$ e para os sem base, $L=7,50m$.

8.1.1. TRANSFERÊNCIA DE CARGA NOS TUBULÕES.

Os resultados das provas de carga, sob a ótica da instrumentação (*strain-gage* e *tell-tales*), atingiram os objetivos desta tese apesar das dificuldades que surgiram para a interpretação dos dados obtidos pelos extensômetros de hastes (*tell-tales*). Notou-se incoerência nos resultados dos *tell-tales* quando comparados aos valores da instrumentação de *strain-gages*. As deficiências aconteceram regularmente ao se analisar os resultados nas provas de carga. Esta situação requereu uma avaliação da validade das deformações. A conclusão foi que possivelmente a

pequena magnitude dos encurtamentos verificados não causaram o aporte de deformação necessário à operacionalidade deste sistema. Outro fato importante presenciado durante a realização das provas de carga, foi que as leituras da linha de *strain-gages* da cota $-7,70\text{m}$ que também apresentaram incoerências em quase todos tubulões (exceção para o reensaio do Tubulão-4 quando a mobilização dos recalques no segundo ensaio já atingia mais de 200mm); havia uma clara incompatibilidade entre o quinhão de carga que migrava para a base e os valores obtidos nas leituras dos *strain-gages*. Muito provavelmente isso decorre da diferença de rigidez entre o solo e o concreto no contato da base; é provável que densificação do solo na região de contato da base em virtude do recalque, produziu alterações nos resultados lidos na instrumentação para atingir os patamares compatíveis (T-4).

Os resultados da transferência de carga nos tubulões estão analisados da seguinte forma: em solo inundado, em solo não-saturado e recarregamentos em solo não-saturado/inundado.

8.1.1.1. TUBULÕES EM SOLO INUNDADO.

Os tubulões 1 e 2 foram escolhidos para serem ensaiados com pré-inundação por 48h, antes da realização do ensaio.

-TUBULÃO – 1. Com base alargada. NA – $7,10\text{m}$.

4º carregamento. Inundação/48h.

Atrito Unitário Médio do Último Estágio: 17kPa .

Máximo Atrito Unitário Médio: 18kPa (700kN - $6,99\text{mm}$).

Atrito Lateral: 205kN .

Carga Transmitida para a Base: 695kN .

Máxima Carga aplicada: 900kN .

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo: $6,99\text{mm}$.

Máximo recalque atingido: $45,88\text{mm}$.

O esgotamento do atrito deve ter ocorrido na faixa de recalque entre $2,61\text{mm}$ e $6,99\text{mm}$, com carga variando de 600 a 700kN .

Pode-se neste caso observar a existência de uma proporção da ordem de 34% de atrito lateral e 66% de carga atuante na base.

Pela Figura 7.4.4. percebe-se que após atingir a carga de 600kN o atrito lateral praticamente entra em fase de esgotamento, caminhando uma mobilização de carga crescente para a base. Na Figura 7.4.6. pode-se ver com maior clareza esta situação.

- TUBULÃO – 2. Com base alargada. NA – 7,20m.

2º carregamento – solo pré-inundado por 48h.

Atrito Unitário Médio do Último Estágio: 18kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 23kPa (700kN – 18,38mm).

Atrito Lateral: 222kN.

Carga Transmitida para a Base: 678kN.

Máxima Carga aplicada: 900kN.

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo: 18,38mm.

Máximo recalque atingido: 73,06mm.

Apesar de ter atingido um atrito lateral máximo de 278 kN no estágio de 700kN, o atrito final considerado para calcular o valor médio do atrito unitário foi de 222kN. O atrito se esgotou na faixa de 4,19mm e carga de 600kN, conforme Figuras 7.4.9 e 7.4.11. A partir deste patamar, a migração de carga para ponta se torna intensa, até que no final do carregamento foi observado 33% da carga para o atrito lateral e 67% para a base.

CONSIDERAÇÕES.

Para os dois tubulões ensaiados (T-1 e T-2) a faixa de carga entre 600 e 700kN foi a que apresentou a máxima mobilização do atrito lateral. Se forem levados em conta os recalques anteriormente sofridos pelo Tubulão – 1, de 60,66mm para uma carga de 900 kN, e comparados com o recalque do Tubulão – 2, de 73,06mm para uma carga de 900kN, pode-se supor que a carga de 900kN seria a carga última.

Para a carga de serviço prevista de 500kN o recalque se aproximaria de uma média de 2mm.

8.1.1.2. TUBULÕES EM SOLO NÃO-SATURADO E REENSAIADOS COM PRÉ-INUNDAÇÃO POR 48h.

Nesta situação de ensaio foram escolhidos os Tubulões 3, 4, 5 e 6.

TUBULÃO – 3. Sem base alargada. NA – 7m.

1º carregamento – solo natural.

Atrito Unitário Médio do Último Estágio: 28kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 29kPa (480kN – 17,29mm).

Atrito Lateral: 393kN.

Carga Transmitida para a Base: 167kN.

Máxima Carga aplicada: 560kN.

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo: 17,29mm.

Máximo recalque atingido: 63,74mm.

Neste ensaio a base começou a apresentar mobilização (4kN) com recalque de 0,75mm (240kN) e a transferência para base se processou de forma mais significativa quando o recalque atingiu 17,29mm (480kN). Neste caso a instrumentação marcava 18% da carga na base e 82% de atrito lateral. No último estágio aplicado à prova de carga (560kN), quando o recalque atingia 63,74mm (10,6% do diâmetro), a situação de mobilização da base passou a registrar 42% e 58% para o atrito lateral. No estágio anterior a mobilização da base era de apenas 18%, passando a 42%, quase equilibrando a relação atrito-base (Figura 7.4.14)

Mais uma vez a máxima carga atingida não foi aquela que ofereceu o maior atrito lateral, repetindo-se as mesmas coincidências observadas nos dois primeiros tubulões ensaiados. Convém frisar que neste caso a base não é alargada e sim da mesma geometria do fuste, ou seja, 0,60m, enquanto que os dois primeiros tubulões ensaiados tinham base alargada. Estas evidências podem indicar que há uma

certa relaxação no contato fuste-solo ou existência de uma resistência de patamar residual que após atingir o máximo, retornaria a um certo valor mais baixo.

TUBULÃO – 3. Sem base alargada. NA – 7,10m.

2º carregamento – solo inundado/48h.

Atrito Unitário Médio do Último Estágio: 25kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 25kPa. (440kN – 61,21mm).

Atrito Lateral: 358kN.

Carga Transmitida para a Base: 167kN.

Máxima Carga aplicada: 440kN.

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo: 61,21mm.

Máximo recalque atingido: 61,21mm (124,95mm).

O atrito lateral apresentou menor patamar de carga, como seria de esperar, pois o processo de inundação provoca uma redução de capacidade de carga do solo. É provável que a presença de carga residual tenha contribuído para tão baixo valor de recalque, apresentando quase que uma ruptura rígido-plástica.

Observa-se na Figura 7.4.19 que ocorre uma diminuição da carga na ponta e um pequeno aumento do atrito lateral.

CONSIDERAÇÕES.

Observando a evolução do atrito unitário nas diversas faixas de valores (anexo-2), pode ser constatado que o primeiro carregamento (solo natural) apresentou maiores valores de atrito unitário entre a 1ª e 2ª seção de *strain-gages*, seguido pela seção 3-4, enquanto que no segundo carregamento este fato ocorreu entre a 3ª e 4ª seção, seguido pela 5-6.

TUBULÃO – 4. Sem base alargada. NA – 7.90m.

1º carregamento – solo natural.

Atrito Unitário Médio do Último Estágio: 35kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 35kPa. (600kN – 121,42mm).

Atrito Lateral: 490kN.

Carga Transmitida para a Base: 110 kN.

Máxima carga aplicada: 600kN.

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo:
121,42mm

Máximo recalque atingido: 121,42mm.

O recalque atingido pelo tubulão 4 foi da ordem de 20% do diâmetro do fuste (D). A mobilização da base se processa lentamente e apresenta neste último estágio 18% de carga na base e uma predominância de 82% de atrito lateral. (Figuras 7.4.24 e 7.4.26). O atrito lateral unitário apresenta esgotamento nas faixas 1, 2 e 3, mas continua crescente na faixa 4. (Figura 7.4.27)

TUBULÃO – 4. Sem base alargada. NA – 8m.

2º carregamento – solo natural.

Atrito Unitário Médio do Último Estágio: 38kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 38kPa. (700kN – 130,47mm).

Atrito Lateral: 532kN.

Carga Transmitida para a Base: 168kN.

Máxima Carga aplicada: 700kN.

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo:
130,47mm

Máximo recalque atingido: 130,47mm. (251,89mm)

Neste segundo carregamento o deslocamento máximo do tubulão foi da ordem de 42%.D. Neste patamar de recalque, a distribuição de carga se processa da seguinte maneira: 24% para a base e 76% para o atrito lateral. (Figuras 7.4.29 e 7.4.31). O atrito lateral unitário apresenta estável nas faixas 2 e 3, enquanto é crescente nas faixas 1 e 4.

CONSIDERAÇÕES.

Mesmo após atingir 42% de D, a mobilização da base continua baixa. O tubulão sem base alargada apresenta toda característica de estaca de atrito: mobilização da base somente após grandes deslocamentos.

TUBULÃO – 5. Com base alargada. NA-10,60m.

1º carregamento – solo natural.

Atrito Unitário Médio do Último Estágio: 83kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 83kPa. (1500kN – 64,52mm).

Atrito Lateral: 1023kN.

Carga Transmitida para a Base: 477kN.

Máxima Carga aplicada: 1500kN.

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo: 64,52mm.

Na Figura 7.4.34, observa-se um crescimento mais linear do atrito lateral e uma crescente e contínua mobilização da base. No estágio final, o atrito lateral predomina com 68% e a carga na base com 32%. Fica claro nesta prova de carga a real influência do atrito lateral nos elementos de fundações denominados tubulões, ou seja, trabalha majoritariamente por atrito lateral, com uma proporção de 2/3 para o atrito lateral em relação a base. Muito provavelmente se o comprimento do fuste fosse maior, haveria uma proporção maior ainda de atrito. Na Figura 7.4.37, observa-se um valor crescente de atrito lateral unitário na faixa 4, no metro antecedente a base e dentro do solo residual.

TUBULÃO – 5. Com base alargada. NA – 10,60m.

2º carregamento – solo inundado/48h.

Atrito Unitário Médio no Último Estágio: 18kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 25kPa.

Atrito Lateral: 219kN.

Carga Transmitida para a Base: 1061kN.

Máxima Carga aplicada: 1280kN

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo: 4,8mm.

O processo de inundação aparentemente causou substancial redução no atrito lateral. Na Figura 7.4.39, observa-se uma redução gradual do atrito lateral mobilizado no decorrer da prova de carga e um crescimento acentuado da carga transferida para a base, até praticamente reduzir o atrito a próximo de zero. (Figura 7.4.41)

TUBULÃO – 6. Com base alargada. NA – 7,22m.

2º carregamento – solo natural.

Atrito Unitário Médio no Último Estágio: 37kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 40kPa. (700kN – 6,3mm).

Atrito Lateral: 452 kN.

Carga Transmitida para a Base: 648kN.

Máxima Carga aplicada: 1100kN.

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo: 6,3mm.

Máximo recalque atingido: 63,48mm.

Uma avaliação mais precisa da transferência de carga deste tubulão teria sido melhor realizada se não tivesse sofrido um pré-carregamento inicial, abortado por uma enchente acidental da cava. Diferentemente do tubulão 5, o tubulão 6 começou a apresentar proporções de carga para base maiores e ao contrário do 6, não apresentou predominância de atrito lateral e sim de base. O comportamento se assemelhou ao segundo carregamento do tubulão 5. No estágio final de carregamento porcentagem de distribuição de carga: 41% para o atrito lateral e 59% para a base. Maiores detalhes podem ser vistos na Figura 7.4.49.

TUBULÃO – 6. Com base alargada. NA – 7,50m.

3º carregamento – solo inundado/48h.

Atrito Unitário Médio no Último Estágio: 31kPa.

Máximo Atrito Unitário Médio: 31kPa. (1200kN – 71,65mm).

Atrito Lateral: 383kN.

Carga Transmitida para a Base: 817kN.

Máxima Carga aplicada: 1200kN.

Recalque estabilizado de mobilização do atrito lateral máximo: 71,65mm.

Máximo recalque atingido: 71,65mm.

Este 3º carregamento do tubulão 6 se assemelha as características observadas nos tubulões 1 e 2 no que se refere ao processo de transferência de carga: 32% de atrito lateral e 68% de carga na base, ou seja, a proporção inversa ao observado no tubulão 5. Maiores detalhes nas Figuras 7.4.49 e 7.4.51.

CONSIDERAÇÕES.

Os tubulões de base alargada em solo natural apresentaram uma proporção aproximada de 2/3 para o atrito lateral e 1/3 para carga na base. Entretanto, se eles se encontram em situação com o solo pré-inundado, esta proporção se inverte e 2/3 passa a ser parcela de base e 1/3 de atrito lateral.

8.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO NÃO-SATURADO.

A aplicação dos conceitos dos solos não-saturados para avaliar as condições de capacidade de carga a partir dos dados de umidade de campo e dos ensaios de laboratório foi muito satisfatória. A grande dificuldade foi de estabelecer os valores de resistência ao cisalhamento ao longo do fuste e de como considerá-lo na base, visto que a coleta de umidade era realizada em um único ponto afastado aproximadamente um metro do fuste e após a realização da prova de carga. Inicialmente se planejou a utilização de dois sistemas de detecção de umidade. O primeiro foi o emprego de sondas de TDR distribuídas longo do fuste e na base (conforme Figuras 3.7.2, 3.7.3 e 3.7.4). Entretanto, a fiação foi seriamente danificada durante a fase de concretagem e comprometeu esta parte sensível do processo para determinação da umidade. O segundo seria a aquisição dos dados de umidade com utilização de uma sonda de nêutrons e para isso foram abertos 12 (doze) poços de 10m para se monitorar a umidade em quatro pontos nas proximidades de cada

tubulão, envolvendo toda a região do maciço ao longo fuste e da base, trabalhando-se assim com a umidade média antes e durante o processamento da prova de carga. A sonda no entanto apresentou defeito no visor de cristal líquido (não se conseguiu reposição nem com o fabricante do aparelho) e perdeu-se assim mais uma parte do processo, restando somente a opção da tradagem.

Os resultados de umidade e inferências dos valores de capacidade de carga a partir dos ensaios de triaxiais (para o fuste e base) e compressão confinada (para a base) estão apresentados no anexo -3, nas Tabelas 1, 2, 3, 4, 5 e 6. Estes resultados foram analisados considerando valores de $K_0 = 0,7$, 1 e $(1-\text{sen}\phi)$, conforme já citado e justificado no Capítulo 6.

TUBULÃO – 1.

A partir dos resultados de laboratório pode se observar que considerando os valores de resistência ao cisalhamento para determinação do atrito lateral e da resistência da base, obteve-se para este caso capacidade de carga variando de 539kN a 889kN. Se observarmos a carga máxima de 900kN aplicada nesta prova de carga, constata-se que atingiu um recalque de 45,88mm, enquanto que a instrumentação apresentava atrito lateral já saturado de 205kN e resistência de base mobilizando de maneira crescente, atingindo o valor de 695kN. Nos dados de laboratório se tem predominância de atrito lateral e não carga de base.

Então, há uma inversão dos valores dos quinhões de carga de atrito e de base entre os dados de resistência ao cisalhamento constante na Tabela 8.2.1. e as leituras da instrumentação. Apesar da magnitude do valor da carga máxima se aproximar dos resultados de laboratório aplicado aos dados de umidade de campo a correspondência no entanto está invertida: atrito lateral e base.

Tabela 8.2.1 - Estimativa de Capacidade de Carga a Partir dos Parâmetros de Laboratório (Resistência ao Cisalhamento) e Dados de Umidade de Campo. (Vide anexo-3)

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	509	676	400
PP (kN) =	164	213	140
PR (kN) =	673	889	539

Na outra situação, apresentada na Tabela 8.2.2, considerou-se atrito lateral a partir da resistência ao cisalhamento e a carga de base a partir dos dados de valores da Pressão de Pré-adensamento dos ensaios de compressão confinada. Foi considerado como capacidade de carga o valor de Pa aplicado a área da base e multiplicado pelo fator 2 (área da base x Pa x 2). Supõe-se assim que esta condição seria a carga última a ser suportada pelo solo da base. Obviamente que nesta situação não está sendo considerado o fator enrijecimento do solo abaixo da base em decorrência dos recalques ocorridos. Neste caso, há uma predominância de carga atuante na base, mas com o valor de atrito lateral tendendo ao equilíbrio.

Tabela 8.2.2. Capacidade de Carga considerando os parâmetros de Resistência ao Cisalhamento e Pressão de Pré-Adensamento.

TUBULÃO – 1 (Vide anexo-3)

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	509	676	400
PP (kN) =	601	601	601
PR (kN) =	1110	1277	1001

TUBULÃO – 2.

Para o Tubulão 2, situação idêntica ao Tubulão 1 se repete: ensaio pré-inundado.

Tabela 8.2.3 - Estimativa de Capacidade de Carga a Partir dos Parâmetros de Laboratório (Resistência ao Cisalhamento) e Dados de Umidade de Campo.

TUBULÃO – 2 (Vide anexo-3)

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	509	676	400
PP (kN) =	164	213	140
PR (kN) =	673	889	539

Tabela 8.2.4. Capacidade de Carga considerando os parâmetros de Resistência ao Cisalhamento e Pressão de Pré-Adensamento.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	509	676	400
PP (kN) =	601	601	601
PR (kN) =	1110	1277	1001

Para os dois tubulões sem base alargada (T-3 e T-4), as situações de umidade de campo se aproximaram devido às condições climáticas e do nível de N.A., apresentando assim condições de resistência ao cisalhamento não-saturada semelhantes.

Nas duas previsões (Tabela 8.2.5 e 8.2.7) pode-se observar que a resistência ao cisalhamento (τ_3), que considera $k_0=1-\text{sen}\phi$, apresenta valores próximos aos obtidos nas provas de carga. Os dois outros (τ_1 e τ_2) apresentaram valores contrários a segurança.

As mesmas observações podem ser mantidas para as previsões baseadas na pressão de pré-adensamento. É possível observar que há nas previsões dos tubulões 3 e 4, com base nos dados de umidade de campo correlacionados aos ensaios de laboratório, uma predominância de atrito lateral. Estas informações são compatíveis com as cargas medidas pela instrumentação, apesar de estarem bem acima da realidade física.

Tabela 8.2.5 - Estimativa de Capacidade de Carga a Partir dos Parâmetros de Laboratório (Resistência ao Cisalhamento) e Dados de Umidade de Campo.

TUBULÃO – 3.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	729	925	609
PP (kN) =	26	34	22
PR (kN) =	756	959	631

Tabela 8.2.6. Capacidade de Carga considerando os parâmetros de Resistência ao Cisalhamento e Pressão de Pré-Adensamento.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	729	925	609
PP (kN) =	145	145	145
PR (kN) =	874	1070	754

Tabela 8.2.7 - Estimativa de Capacidade de Carga a Partir dos Parâmetros de Laboratório (Resistência ao Cisalhamento) e Dados de Umidade de Campo.

TUBULÃO – 4.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	749	944	628
PP (kN) =	26	34	22
PR (kN) =	775	978	651

Tabela 8.2.8. Capacidade de Carga considerando os parâmetros de Resistência ao Cisalhamento e Pressão de Pré-Adensamento.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	749	944	628
PP (kN) =	96	96	96
PR (kN) =	845	1040	724

Para o tubulão 5, considerando-se apenas os parâmetros de resistência ao cisalhamento, os resultados obtidos nas previsões são extremamente conservadores. Considerando conjuntamente os dados de resistência ao cisalhamento e de compressão confinada (Pa), chega-se a valores compatíveis com a carga máxima alcançada na prova de carga, mesmo com a ressalva de que a distribuição de carga não seja a esperada.

Tabela 8.2.9 - Estimativa de Capacidade de Carga a Partir dos Parâmetros de Laboratório (Resistência ao Cisalhamento) e Dados de Umidade de Campo.

TUBULÃO – 5.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	588	737	490
PP (kN) =	181	227	159
PR (kN) =	769	963	649

Tabela 8.2.10. Capacidade de Carga considerando os parâmetros de Resistência ao Cisalhamento e Pressão de Pré-Adensamento.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	588	737	490
PP (kN) =	969	969	969
PR (kN) =	1557	1706	1459

Para as condições de campo do Tubulão 6, situação semelhante a do Tubulão 5 se repete.

Tabela 8.2.11 - Estimativa de Capacidade de Carga a Partir dos Parâmetros de Laboratório (Resistência ao Cisalhamento) e Dados de Umidade de Campo.

TUBULÃO – 6.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	622	771	524
PP (kN) =	164	213	140
PR (kN) =	786	984	664

Tabela 8.2.12. Capacidade de Carga considerando os parâmetros de Resistência ao Cisalhamento e Pressão de Pré-Adensamento.

	τ_1	τ_2	τ_3
PL (kN) =	622	771	524
PP (kN) =	601	601	601
PR (kN) =	1223	1372	1125

CONSIDERAÇÕES.

O contexto geral da aplicação de resistência ao cisalhamento não-saturada para se estimar a capacidade de carga de fundações profundas se mostrou muito promissor. Muito provavelmente se as condições favoráveis (NA -10,60m, meses do período seco e medidas das umidades antes e durante o ensaio) tivessem sido alcançadas é bem provável que os resultados pudessem ser bem mais propícios que os apresentados.

8.3. MÉTODOS EMPÍRICOS.

A opção de se fazer comparações com os métodos empíricos está na observância da ampla utilização destas formulações no meio técnico, apesar das restrições e críticas a respeito do seu uso. Não está sendo apresentada como alternativa ou endosso que prescindam dos estudos científicos a esse respeito. Sem entrar no mérito do questionamento, deve-se considerar que a prática tem suas razões em utilizá-los e esta avaliação serve apenas como uma referência prática e não científica.

Durante as previsões foram consideradas duas fórmulas empíricas ou como cita o Prof. Victor de Mello, “prescrições de bolso”.

$$\text{GODOY (1958): } \sigma_{\text{adm}} = \frac{\overline{\text{SPT}}}{25} + q = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\text{MELLO (1975): } \sigma_{\text{adm}} = \frac{\overline{\text{SPT}}}{30} = 0,27 \text{ MPa}$$

Considerando a pressão admissível nas bases dos tubulões, chega-se aos seguintes resultados de capacidade de carga pelas duas fórmulas empíricas:

1ª Campanha de Sondagem (SPT) – NA. 10,50m.

8.3.1. GODOY (1958):

Tubulões Com Base Alargada:

$$PR = \text{Área da Base} \times \sigma_{\text{adm}} \times 2.$$

$$PR = 1,767\text{m}^2 \times 450\text{kPa} \times 2 = 1590\text{kN}$$

-TUBULÃO – 1: 900kN.

-TUBULÃO – 2: 900kN.

-TUBULÃO – 5: 1500kN

-TUBULÃO – 6: 1100kN

Pelos resultados obtidos, os Tubulões 1 e 2 (solo pré-inundado), apresentaram valores de carga última de 57% em relação ao proposto, enquanto que o tubulão 5 chegou a 94% e o tubulão 6 obteve 69%.

Por coincidência, o Tubulão 5 foi ensaiado nas melhores condições possíveis para o ensaio não-saturado, pois o N.A. estava a 10,60m, enquanto os demais se encontravam com a base inundada. (NA – entre 7 e 8m) É oportuno mencionar o fato deste solo apresentar caráter colapsível.

Tubulões Sem Base Alargada:

$$PR = \text{Área da Base} \times \sigma_{adm} \times 2.$$

$$PR = 0,283\text{m}^2 \times 450\text{kPa} \times 2 = 255\text{kN}$$

-TUBULÃO – 3: 560kN.

-TUBULÃO – 4: 600kN

Para estes tubulões a situação se inverte. A carga da previsão está muito abaixo do obtido: 46% e 43%.

CONSIDERAÇÕES.

A fórmula de GODOY (1958) pode ser considerada contrária a segurança para a maioria das situações analisadas. Para os tubulões sem base alargada, é muito a favor da segurança.

8.3.2. MELLO (1975):

Tubulões Com Base Alargada:

$$PR = \text{Área da Base} \times \sigma_{adm} \times 2.$$

$$PR = 1,767\text{m}^2 \times 270\text{kPa} \times 2 = 954\text{kN}$$

-TUBULÃO – 1: 900kN.

-TUBULÃO – 2: 900kN.

-TUBULÃO – 5: 1500kN

-TUBULÃO – 6: 1100kN

Os resultados obtidos mostra aproximação para os valores de cargas dos Tubulões 1 e 2 (solo pré-inundado), com 94% do previsto, enquanto que o Tubulão 5 superou em 57% e o Tubulão 6 superou em 15%.

Tubulões Sem Base Alargada:

$$PR = \text{Área da Base} \times \sigma_{adm} \times 2.$$

$$PR = 0,283\text{m}^2 \times 270\text{kPa} \times 2 = 153\text{kN}$$

-TUBULÃO – 3: 560kN.

-TUBULÃO – 4: 600kN

Os resultados obtidos foram muito acima do previsto, ficando a previsão: 27 e 26%, respectivamente, dos valores encontrados nas provas de carga.

CONSIDERAÇÕES.

Apesar das aproximações observadas para os tubulões de base alargada ensaiados com solo pré-inundado por 48h, é necessário citar que para aqueles com base alargada ensaiados na umidade natural, a previsão foi conservadora. Entretanto, praticamente se tem assegurada a validade desta fórmula, pois ofereceu capacidade de carga para a pior situação (ensaios pré-inundados).

8.4. MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.

Foram considerados nestas análises os métodos AOKI-VELLOSO (1975), DÉCOURT-QUARESMA (1978) e VELLOSO (1982), utilizando as sondagens da 1ª campanha.

a) Tubulões com Base Alargada

- AOKI-VELLOSO (1975):

1a. Campanha de Investigação

SPT:

RL = 140 kN

RP = 2.380 kN

PR = 2.520 kN

CPT:

RL = 100 kN

RP = 1.470 kN

PR = 1.570 kN

- DÉCOURT-QUARESMA (1978)

1a. Campanha de Investigação: SPT

RL = 260 kN

RP = 9540 kN

PR = 9810 kN

- VELLOSO (1982) : 1a. Campanha de Investigação: CPT

RL = 270 kN

RP = 1330 kN

PR = 1.600 kN

Tabela 8.4.1. Quinhões de Carga nos Tubulões de Base Alargada.

Tubulão (situação)	Carga Máxima (kN)	Atrito Lateral (kN)	Carga da Base (kN)
1 (solo inundado)	900	205	695
2 (solo inundado)	900	222	678
5 (solo natural)	1500	1023	477
6 (solo natural)	1100	452	648

CONSIDERAÇÕES.

Todos os métodos utilizados apresentaram baixa parcela de atrito lateral e predominância de parcela de ponta. Os métodos de CPT de AOKI-VELLOSO (1975) e VELLOSO(1982) aproximaram-se da carga máxima atingida na prova de carga do Tubulão 5, mas com os quinhões de carga invertidos: enquanto na prova de carga predominou 68% para o atrito lateral e com 32% para a base, nas previsões apresentaram para a base 94 e 83%, respectivamente. DÉCOURT-QUARESMA (1978) em todas as circunstâncias apresentou valores desproporcionais, demasiadamente contra a segurança.

b) Tubulão sem base alargada:

- AOKI-VELLOSO (1975):

1a. Campanha de Investigação.

SPT:

RL = 180 kN

RP = 510 kN

PR = 690 kN

CPT:

RL = 120 kN

RP = 240 kN

PR = 360 kN

- DÉCOURT-QUARESMA (1978).

1a. Campanha de Investigação: SPT

RL = 350 kN

RP = 1.530 kN

PR = 1.880 kN

- VELLOSO (1982): CPT

RL = 440 kN

RP = 210 kN

PR = 650 kN

CONSIDERAÇÕES.

O método de VELLOSO(1982) apresentou resultado muito próximo do obtido no Tubulão 4, tanto em termo de atrito quanto em termo de carga de ponta. O método AOKI-VELLOSO(1975) apresentou magnitude de carga próxima, entretanto, com predominância muito grande de carga na base. O método DÉCOURT-QUARESMA(1978) continuou a apresentar valores muito elevados e contrários a segurança.

8.5. SEPARAÇÃO ATRITO-BASE: MÉTODO DAS DUAS RETAS.

A aplicação do Método das Duas Retas foi desenvolvido com base em modelo matemático que utiliza como funções de transferência de carga as Leis ou Relações de Cambefort, para interpretar provas de carga em estacas rígidas ou curtas, isto é, cuja a compressibilidade pouco influi no formato da curva carga-recalque do topo. Este método representa uma solução gráfica proposta por MASSAD & LAZO (1998) a partir do trabalho original de CAMBEFORT (1964) e modificado com modelos matemáticos por MASSAD (1991; 1992; 1993; 1995; 1996).

MASSAD (1992) modificou as Leis ou Relações de Camberfort para incorporar a carga residual (P_h), conforme pode ser observado na Figura 8.5.1. O autor definiu (k) como coeficiente de rigidez relativa solo-estaca. Quando $k \geq 8$ a estaca precisa se deformar muito até que o atrito lateral se esgote (estaca longa ou compressível). Desenvolve-se um acentuado trecho curvo (3-4 da Figura 8.5.2-a), que pode ser aproximado de uma parábola. Se $k \leq 2$, o atrito lateral se esgota quase que instantaneamente do topo à base da estaca (estaca curta ou rígida).

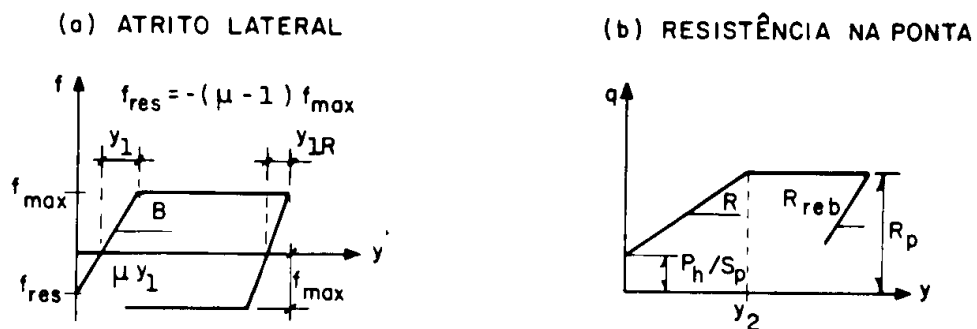
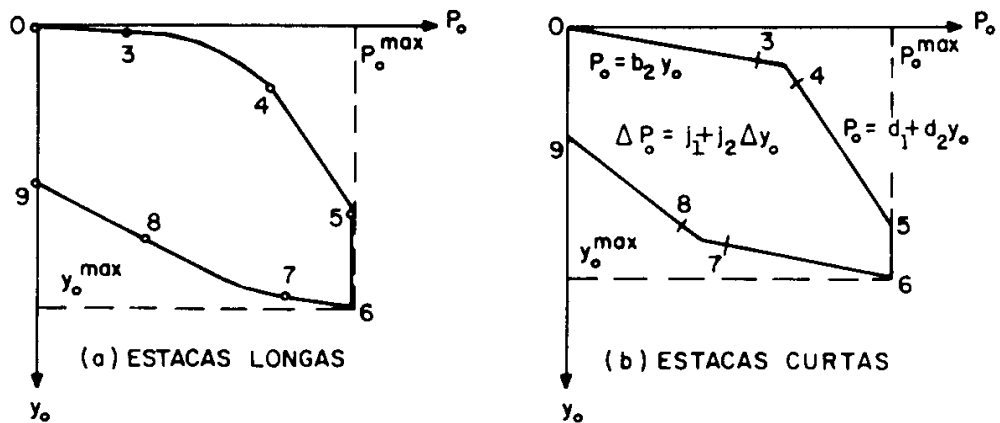


Figura 8.5.1. Leis ou Relações de Camberfort Modificadas. (MASSAD & LAZO, 1998).



8.5.2. Curvas Teóricas de Carga-Recalque no Topo. (MASSAD & LAZO, 1998).

A construção gráfica faz o ajuste da curva carga-recalque no topo (P_o , y_o) a duas retas, correspondentes aos trechos (0-3) e (4-5) da Figura 8.5.2. Para a

determinação de A_{lr} e de Ph pode-se usar a construção gráfica da Figura 8.5.3. A intersecção da reta dada por $P_o = 2.K_r.y_o$ com aquela associada ao trecho (4-5), ponto M, fornece o valor de μA_{lr} . Para as estacas escavadas, primeiro carregamento, $Ph=0$, donde $\mu=1$ e o A_{lr} é obtido só com o carregamento. Para estacas cravadas, é necessário recorrer ao “rebound”, onde se tem $\mu_{reb} = 2$. De forma análoga ao carregamento, conhece-se o termo $2A_{lr}$, conforme Figura 8.5.3. Notar que as retas $OM//RN$ são paralelas. Assim, do rebound extrai-se A_{lr} e do descarregamento, o valor do fator μ .

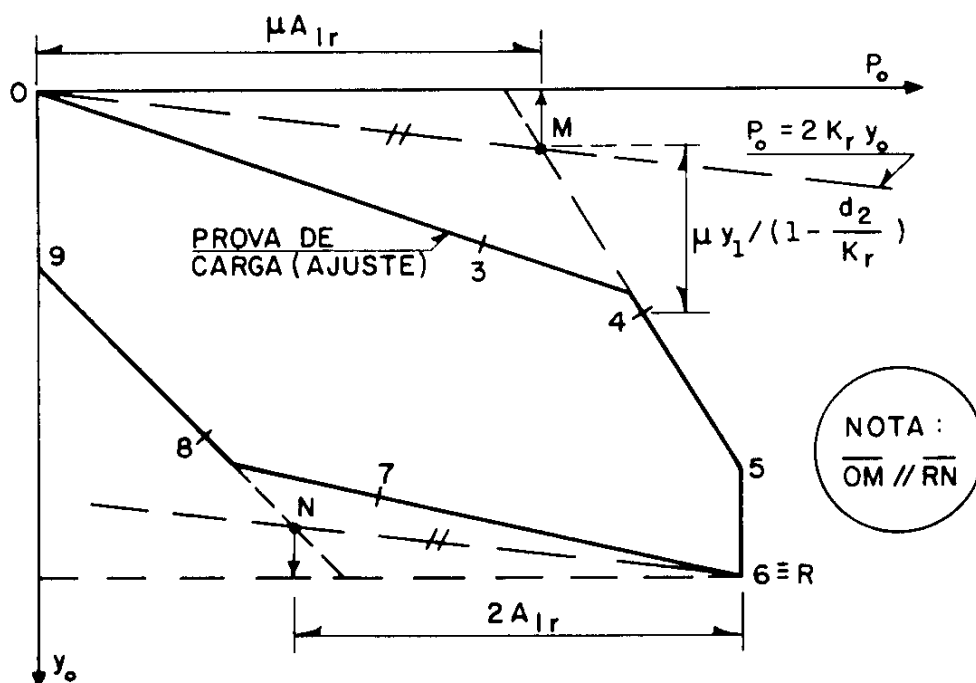


Figura 8.5.3. Construção Gráfica para Determinação do Atrito Lateral na Ruptura (A_{lr}) e da Carga Residual na Ponta (Ph). (MASSAD & LAZO, 1998).

O coeficiente de rigidez relativa solo-estaca (k) foi calculado com parâmetro B (tangente da reta que corresponde à mobilização pseudo-elástica da resistência de ponta unitária) de SOUZA & MASSAD (1996) aplicado à equação proposta por MASSAD (1992).

$$k = 4 \cdot (h/D)^2 \cdot (B.D/E)$$

A rigidez estrutural da estaca foi calculada por:

$$K_r = (E.S)/h.$$

Os valores de k e K_r encontrados são:

$$k = 0,12 \text{ (rígido ou curto)}$$

$$K_r = 813\text{kN/mm.}$$

Traçou-se o processo gráfico para todos os ensaios de prova de carga, dividindo-se em duas situações: 1º carregamento ($Ph=0$) e 2º carregamento ($Ph\neq 0$). Os resultados estão na Tabela 8.5.1.

Tabela 8.5.1. Método das Duas Retas - Informações obtidas graficamente*.

Tubulão	μ^*	Alr (kN)*	Ph (kN)*	Carga da Base (kN)
T-1 (4ª PC)**	-	-	-	-
T-2 (2ª PC)	2,39	218	303	682
T-3	1	451	0	109
T-3	2,66	134	222	306
T-4	1	410	0	190
T-4	2,35	249	336	451
T-5	1	964	0	536
T-5	3,59	278	720	1002
T-6	1	684	0	416
T-6	2,63	318	518	882

** Não se adapta às condições necessárias.

Na Tabela 8.5.2 abaixo está apresentada uma relação entre atrito lateral medido nas instrumentações das provas de carga e os obtidos com a utilização do Método das Duas Retas.

Tabela 8.5.2. Correlação entre os quinhões de carga de atrito lateral e base dos tubulões.

Tubulão	Po	Alr / Alpc	Pbase/PBpc
T-1 (4ª PC)**	-	-	-
T-2 (2ª PC)	900	218/222 = 0,98	682/678 = 1,01
T-3	560	451/393 = 1,15	109/167 = 0,65
T-3	440	134/358 = 0,37	***
T-4	600	410/490 = 0,84	190/110 = 1,72
T-4	700	249/532 = 0,47	451/168 = 2,68
T-5	1500	964/1023 = 0,94	536/477 = 1,12
T-5	1280	278/219 = 1,27	1002/1061 = 0,94
T-6	1100	684/452 = 1,51	416/648 = 0,64
T-6	1200	318/383 = 0,83	882/817 = 1,08

*** - Dados de instrumentação danificados.

CONSIDERAÇÕES.

Se forem comparados os valores de transferência de carga nos tubulões (anexo-3) e comparados aos quinhões de carga de atrito e base obtidos pelo Método das Duas Retas (Tabela 8.5.1), poderá ser verificado a proximidade muito grande de resultados (Tabela 8.5.2), com exceção dos tubulões sem base alargada, que apresentaram discordância em relação ao obtido no gráfico. Esta observação leva a conclusão de que existe uma boa estimativa das reais condições de transferência de carga pelo método das duas retas, com restrições ao elementos sem base alargada.

8.6. COLAPSIBILIDADE.

O fenômeno da colapsibilidade está associado aos solos meta-estáveis de diferentes gêneses. No Brasil há ocorrência dos chamados potencialmente

colapsíveis, ou seja, sofrem colapsibilidade somente quando submetido a uma sobrecarga e seguido de um processo de umedecimento. A presença deste tipo de solo se faz notar em quase toda a região centro-sul e em áreas localizadas no nordeste. É caracterizado por ser em geral laterítico e apresentar valores de SPT variando entre 2 e 5. A camada pode variar de 5 a 16m (centro-oeste paulista) e 40m (Mato Grosso).

Tabela 8.6.1. Redução de Capacidade de Carga por Efeito da Colapsibilidade.

Tubulão	1º Carregamento Solo Natural Carga Máxima (kN)	2º Carregamento Solo Pré-Inundado Carga Máxima (kN)	Redução (%)
1	900*	-	-
2	900*	-	-
3	560	440	22
4	600	-	-
5	1500	1280	15
6	1100	1200	-

* Solo pré-inundado/48h.

O fenômeno da colapsibilidade é bem visível quando se observam os Tubulões 1-2 e o Tubulão 5, que foram ensaiados em duas condições extremas. No caso dos Tubulões 1 e 2, o N.A. se encontrava na cota de -7m e foram inundados por cava de superfície por 48h. O fuste do tubulão já se encontrava na situação saturada (pressão de sucção igual a zero ou próximo de zero). Já o Tubulão 5 foi ensaiado em um período seco e com NA a 10,60m. O perfil de sucção pode ser visto no anexo-3.

Analisando conjuntamente, podemos observar que a perda de capacidade de carga entre o T-1 e o T-5 alcança a 40%. Isto quer dizer que um tubulão que estivesse submetido a um carregamento sem a presença da água neste solo, poderia sofrer uma redução de capacidade de carga elevada se fosse submetido a processo de inundação.

As perdas por colapso são menores nos tubulões 3 e 6, devido principalmente ao segundo/terceiro recarregamento que podem alterar as condições entorno da base (enrijecimento do solo abaixo da base devido a carregamento anterior).

Com base nos estudos já realizados, a camada de solo colapsível seria o primeiro pacote de solo denominado de Sedimentos Cenozóicos, formado pelo retrabalhamento de areia e argila das formações Serra Geral e Grupo Bauru, enquanto que o solo subjacente é uma areia residual do Grupo Bauru, não-colapsível.

Poderia-se pensar que o fato do tubulão apresentar a base embutida em solo residual, não-colapsível, não enfrentaria problemas relativos ao fenômeno da colapsibilidade. Mas cabe registrar que o Tubulão 5 apresentou maior parte da capacidade de carga por atrito lateral (2/3) e portanto a redução de capacidade de carga não está ligada somente ao embutimento da base, mas diretamente dependente do maciço de solo que o fuste atravessa.

8.8. ESTIMATIVA DE RECALQUE

As previsões de recalque baseadas nos métodos AOKI-LOPES (1975) e pelo Método do Espriamento (NBR-6122), quando comparados com a carga máxima aplicada, apresentaram recalques bem menores que os observados nas provas de carga. Este fato indica que estes dois métodos tendem a ser desfavoráveis à segurança, entretanto, quando se trata da avaliação do recalque na carga de trabalho, a situação se inverte, pois os métodos passam apresentar valores de recalques maiores. Um provável motivo pode estar relacionado ao comportamento muito próximo do rígido-plástico que este solo apresenta e ao módulo de deformabilidade (E).

CAPÍTULO 9 – MODELAGEM NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE CAMPO A PARTIR DE DADOS OBTIDOS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO.

Neste capítulo são apresentados resultados de simulações numéricas das provas de carga realizadas nos tubulões. De um modo geral, pode-se dizer que os ensaios realizados foram divididos em dois grandes grupos: umidade natural e com pré-inundação do solo por 48h, através de cava de superfície. Os procedimentos executivos adotados na realização dos ensaios já foram apresentados no Capítulo 7.

Para a simulação numérica dos ensaios de campo foi empregado o aplicativo Sigma/W, desenvolvido pela Geo-Slope International (1998). Este programa permite a execução de análises empregando-se o método dos elementos finitos, para um grande número de leis constitutivas do material, e de condições de contorno do problema. Em particular, o aplicativo Sigma/W permite a execução de análises de tensão/deformação do contínuo empregando-se modelos altamente não lineares, como o Cam-Clay modificado, o qual serve de base para os modelos de ALONSO *et al.* (1990), BALMACEDA *et al.* (1992) e para o modelo constitutivo proposto por MACHADO (1998). Deve-se ressaltar, contudo, que no caso do modelo Cam-Clay modificado, o Sigma/W não comporta uma extensão automática do mesmo para a condição de não-saturação do solo (não é comportada pelo software uma formulação para extensão das superfícies de escoamento do solo no espaço (p;q), em planos com valores crescentes de sucção). Desta forma, no caso dos ensaios realizados na umidade natural, os valores de sucção atuando no solo foram estimados empregando-se a técnica de tradagem ao longo do fuste dos tubulões. Para cada valor de umidade medido foram estimados os valores de sucção correspondentes, utilizando-se as curvas características obtidas para o solo para diferentes valores de

profundidade. O valor de sucção assim calculado foi suposto constante com a horizontal, sendo a área de influência de cada ponto de medida, adotada conforme ilustrado na Figura 9.1. Com o valor de sucção adotado para cada faixa de solo e utilizando-se as formulações apresentadas em MACHADO (1998), foram calculados os valores de λ , p_o e p_s do solo, onde λ corresponde ao índice de compressão obtido para o solo, p_o corresponde à sua tensão de pré-adensamento média líquida e p_s é uma função do solo relacionada ao seu intercepto de coesão no plano (p;q). Os parâmetros λ e p_o já são comportados pelo Cam Clay modificado para solos saturados, a diferença sendo que neste trabalho estes são funções da sucção matricial, e, no caso do p_o , também da história de tensões do solo. O parâmetro p_s deve representar os ganhos de coesão do solo com a sucção, sendo adotado por MACHADO (1998) uma função hiperbólica para a representação de p_s . Como o Cam Clay, no caso do solo saturado, deve por si só prever aumentos na coesão do solo devidos ao seu pré-adensamento, p_s deve ser nulo para um valor nulo de sucção.

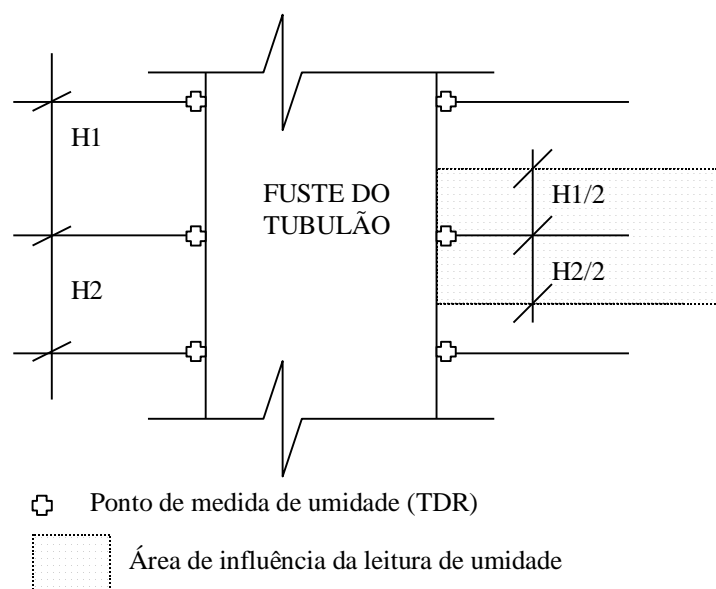


Figura 9.1 – Construção do perfil de umidade adotado para o solo. (MACHADO, 1998)

No caso do modelo proposto por MACHADO (1998), as deformações volumétricas e cisalhantes plásticas podem ser calculadas utilizando-se planos de

iguais valores de sucção de forma que, na simulação numérica dos resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios de campo realizados na umidade natural do solo, a extensão das superfícies de escoamento do solo (assim como a modificação dos seus parâmetros de encruamento), foi feita de forma manual, para cada valor de sucção adotado na camada considerada.

Deve-se notar ainda que o Sigma/w, devido ao fato de comportar o modelo Cam Clay apenas para o caso de solo saturado, não permite o uso de superfícies de escoamento no plano (p;q) com acréscimos de coesão por sucção (as superfícies de escoamento passíveis de serem representadas pelo aplicativo passam necessariamente pelo ponto (0,0), no plano (p;q), não sendo possível a representação direta do espraiamento das superfícies de escoamento LC por ganhos na coesão do solo). Desta forma, antes da modelagem numérica dos resultados, os valores das tensões médias líquidas iniciais do solo tiveram que ser transladados do valor de p_s : $(p - u_a)^t = (p - u_a) + p_s$ e $p_o^t = p_o + p_s$. Aplicando-se esta translação de eixos para os outros termos da equação, tem-se:

$$q^2 - M^2(p^t)(p_o^t - p^t) = 0 \quad (9.1)$$

A lei de fluxo do material passa a ser representada pela equação 9.2, (adoção de uma lei de fluxo associada):

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q}{M^2(2p^t - p_o^t)} \quad (9.2)$$

As equações 9.1 e 9.2 são comportadas pelo aplicativo utilizado, tornando-se possível a realização de simulações numéricas do comportamento de estruturas de fundação em campo, para o caso das provas de carga realizadas na umidade natural do solo.

A simulação das provas de carga em tubulão foi realizada utilizando-se um estado de tensões geostático para o solo, ou seja, modificações no estado de tensões do solo devido à construção dos tubulões não foram levadas em consideração

nas análises. Devido ao fato de já se estar utilizando um modelo elastoplástico, não foram adotados elementos de interface especiais para representar a interação solo fuste. O valor do coeficiente de Poisson adotado para os elementos de concreto foi de $\nu = 0,25$, sendo o seu módulo de elasticidade adotado como $E = 21000$ MPa. Na zona de alargamento do fuste do tubulão, o requerimento de compatibilidade de deslocamentos da malha foi suprimido desconsiderando-se os elementos do contato fuste/solo. Desta forma, procurou-se evitar o surgimento de tensões de tração no solo da zona de alargamento da base do tubulão devido ao movimento relativo tubulão/solo.

A simulação numérica dos ensaios de tubulões foi realizada aplicando-se deslocamentos verticais ao topo do tubulão, de forma incremental, e calculando-se a tensão vertical média de reação obtida.

As figuras 9.2, 9.3, 9.4, 9.5 apresentam os resultados experimentais obtidos a partir das provas de carga realizadas, em conjuntos com os resultados previstos a partir das simulações numéricas realizadas.

Na Figura 9.2, com o resultado da simulação numérica procurou-se fazer uma avaliação da situação genérica para os tubulões de base alargada que foram ensaiados na situação de pré-inundação, indistintamente da seqüência de carregamento adotada.

Na Figura 9.3, a mesma situação adotada na 9.2, para a situação de solo pré-saturado e tubulão sem base alargada.

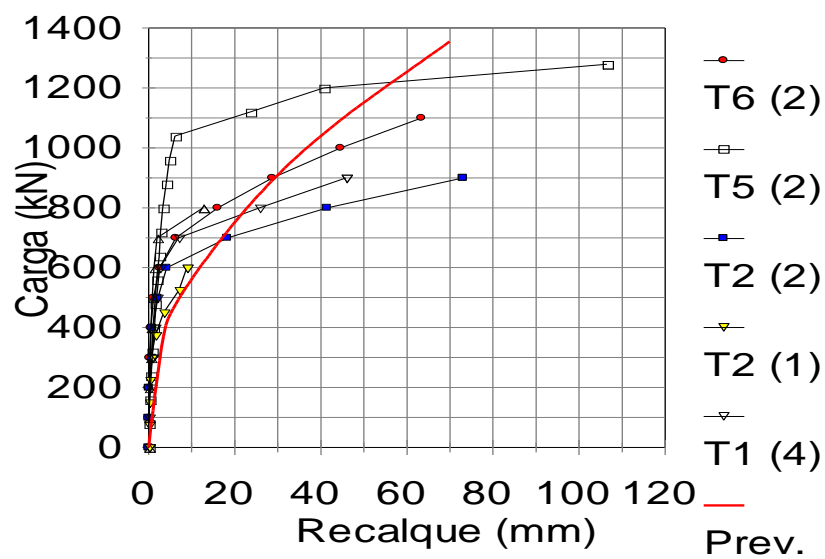


Figura 9.2. Tubulões pré-inundados com base alargada.

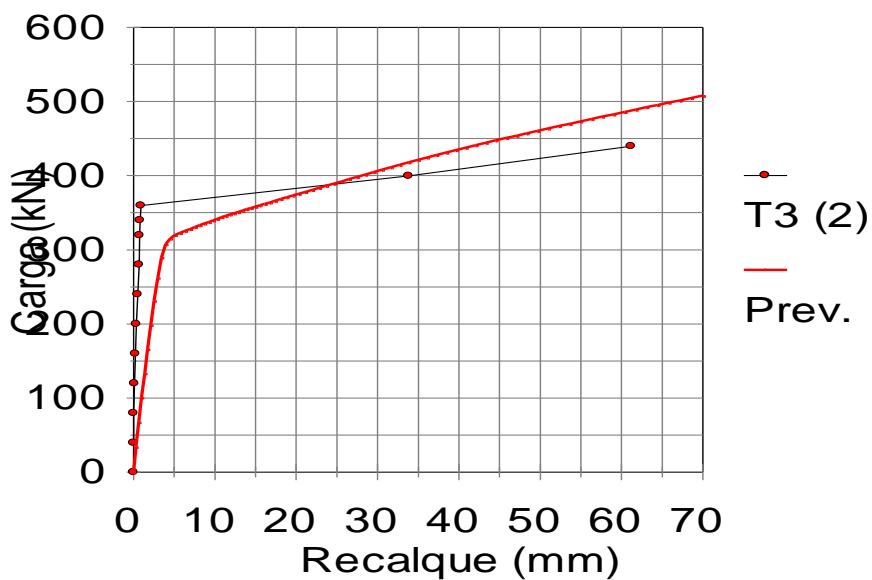


Figura 9.3. Tubulões pré-inundados sem base alargada.

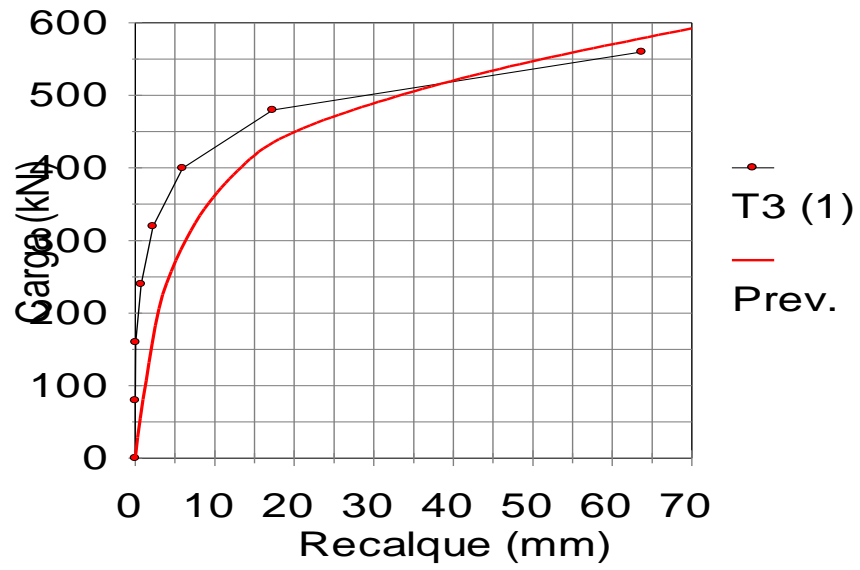


Figura 9.4. Tubulão 3 (sem base alargada) – Umidade natural.

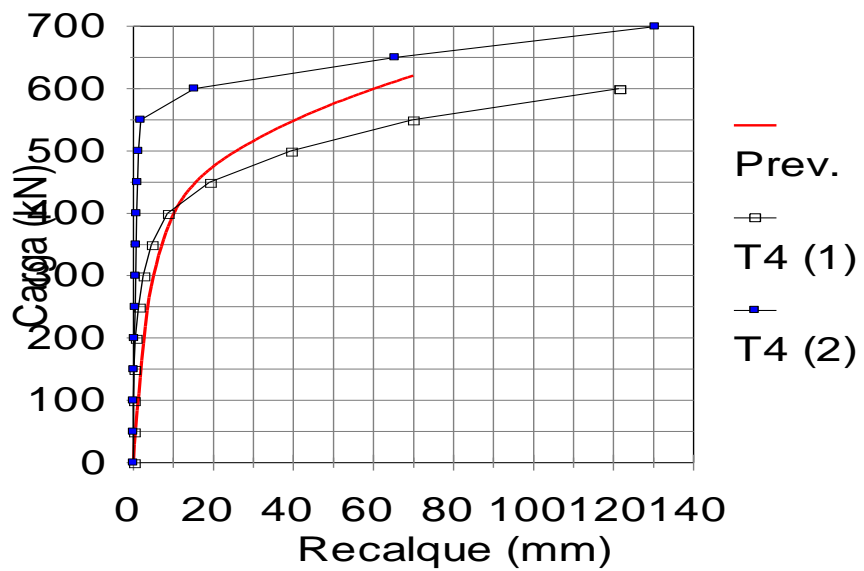


Figura 9.5. Tubulão 4 (sem base alargada) – Umidade natural.

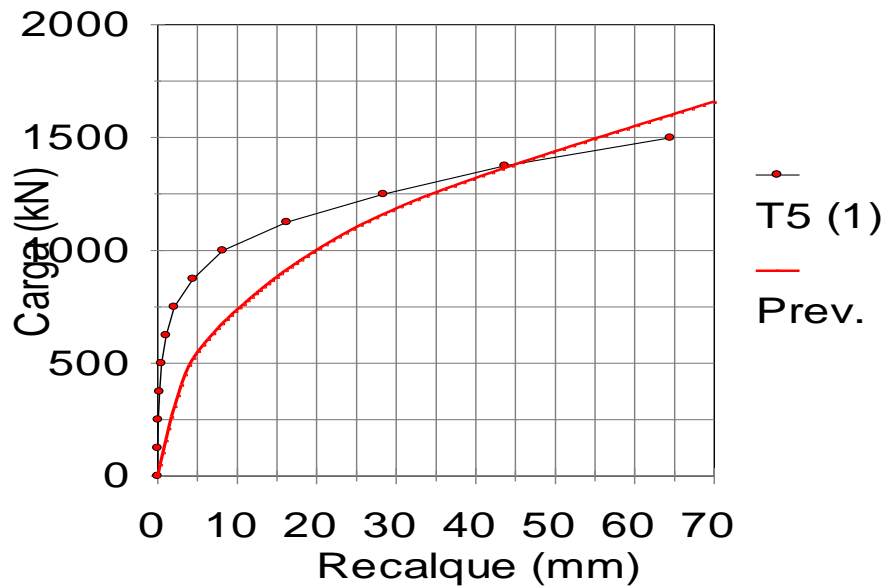


Figura 9.6. Tubulão 5 (com base alargada) – Umidade natural.

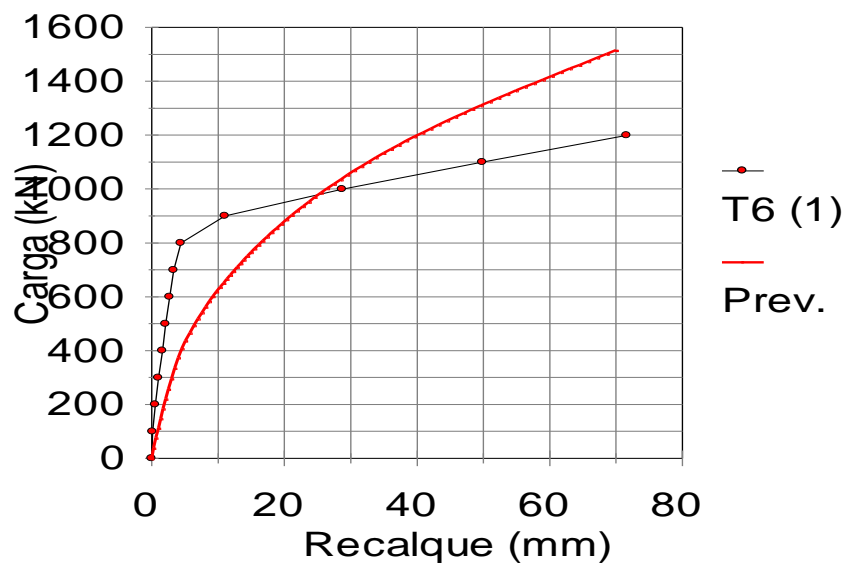


Figura 9.7. Tubulão 6 (base alargada) – Umidade natural.

COMENTÁRIOS.

O modelo proposto por MACHADO (1998) reproduz com um bom grau de fidelidade as situações de campo em termos de capacidade de carga, apresentando entretanto deformações maiores que os obtidos em campo nas provas de carga. Muito provavelmente o comportamento próximo do rígido-plástico do solo pode ocasionar esta distorção, uma vez que o modelo é baseado no elásto-plástico.

CAPÍTULO 10 - CONCLUSÕES.

10.1. PROVAS DE CARGA.

Em nenhuma prova de carga foi observada qualquer tendência que algum tubulão ensaiado fosse apresentar a ruptura nítida mencionada na NBR-6122, isto é, definição de um patamar descendente vertical causado pela aplicação de uma carga que provocasse recalques incessantes. Esta situação não aconteceu nem nos ensaios pré-inundados. É importante ressaltar que houve sempre uma tendência permanente de trajetória crescente na inclinação curva carga-recalque, apresentando uma espécie característica de ‘reta virgem’, semelhante a do ensaio de adensamento, se mantendo indefinidamente. Em um dos tubulões sem base alargada (T-4), decidiu-se por aplicar dois carregamentos sucessivos que forçasse a atingir recalques da ordem de pelo menos 20% do diâmetro da base. Este patamar foi duas vezes atingido sem que se produzisse a ruptura nítida. O que se observou no segundo carregamento foi novamente o surgimento da ‘reta virgem’ pois o tubulão após atingir o mesmo patamar anterior de carga, retomou a mesma trajetória descendente. Uma explicação possível para este fato, pode ser a mobilização crescente da massa de solo sobre a região da base, causando densificação contínua pelo efeito de compressão do solo compreendido nesta região, devido ao recalque sofrido pelo tubulão.

10.2. CAPACIDADE DE CARGA.

Como pode ser visto no Capítulo 8, a influência do atrito na capacidade de carga de um tubulão é muito importante, mesmo nos tubulões muito curtos

($L=4m$) como os apresentados por TEIXEIRA (1997) que a instrumentação indicou uma média de 48% de atrito lateral e 52% para a base. Nos casos dos tubulões desta tese, as proporções observadas por meio de transferência de carga foram:

- Tubulões com Base Alargada, ensaiados com solo pré-inundados por 48h: no geral foi observado que 25% da carga foi transformada em atrito lateral e os 75% restantes em carga de base. Por se tratar de solo colapsível, esta seria a situação mais desfavorável a que estaria submetida o elemento de fundação e mesmo assim, 25% de um total de 900kN, é bem mais que o peso próprio dos tubulões (~60kN) e portanto contribui efetivamente para com a capacidade de carga.

- Tubulões sem Base Alargada: a contribuição do atrito lateral na capacidade de carga passa a ser de 70% a 80% e apenas 30% a 20% representando carga de base. No reensaio com solo pré-inundado, praticamente se manteve a proporção. Esta informação é importante, pois são adotados os mesmos critérios para se dimensionar tubulões, independente de ter ou não base alargada. Pode-se com isso concluir que os tubulões sem base alargada trabalham de maneira análoga às estacas de atrito (escavadas ou tipo broca).

- Tubulões com Base Alargada: a proporção de atrito lateral ficou na faixa de 70% e 30% para a base, para o ensaio na umidade. No reensaio na situação de pré-inundação por 48h, a situação se inverte: uma faixa de 20 a 30% para o atrito lateral e 80 a 70% para a base. Foi observado um decaimento contínuo da resistência por atrito lateral, após o tubulão atingir certo patamar de recalque, naqueles ensaiados e reensaiados na condição de pré-inundação.

As conclusões de todas estas observações conduz a afirmativa que a parcela de atrito é muito importante no comportamento dos tubulões. Deve-se considerar a contribuição da parcela de atrito lateral, visto que há uma colaboração efetiva, principalmente quando se tratar de solo colapsível como este existente no perfil típico do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos.

Estas conclusões vão de encontro ao exposto por MELLO (1975) que cita que provas de carga sobre protótipos na argila de Londres e em areias nos E.U.A mostram que não se deve desprezar o atrito lateral.

10.3. COLAPSIBILIDADE POR EFEITO DA INUNDAÇÃO.

A variação da carga máxima em decorrência da variação do teor de umidade, no caso por inundação da cava de superfície em torno do tubulão, apresentou um surpreendente patamar de 40%, quando se compara o Tubulão 5 (T-5), que atingiu carga máxima de 1500kN (NA – 10,60m e época seca), com os Tubulões 1 e 2 (T-1 e T-2), pré-inundados por 48h, que atingiram patamar de 900kN. Quando se faz a comparação entre os tubulões que foram reensaiados com pré-inundação, a redução de carga máxima no segundo carregamento em relação ao primeiro é de 22% para o Tubulão 3 (T-3) sem base alargada e de 15% para o Tubulão 5 (T-5) de base alargada, para este último caso uma redução menor devido ao provável efeito de mobilização da base. Esta situação de melhoria causada pela crescente mobilização da base pode ser também constatada no Tubulão 6 (T-6), onde a carga máxima atingida no segundo carregamento foi maior que a do primeiro. Neste caso deve-se ressaltar que a base se encontrava saturada pela elevação do N.A. que se encontrava na cota -7m (a cota de apoio da base -8m).

10.4. INSTRUMENTAÇÃO.

A instrumentação de extensômetros elétricos (*strain-gages*) funcionou adequadamente, mesmo considerando as perdas de ponto nas cotas instrumentadas, pois as leituras ofereceram boas relações. Entretanto, foi deixado de se avaliar com esta instrumentação as cargas residuais no descarregamento, por existir histerese no primeiro nível da instrumentação que impossibilitou de considerar os valores como dados confiáveis. Provavelmente a histerese também ocorreu nos demais níveis de instrumentação, colocando assim em dúvida real efeito da carga residual. Existiram perdas importantes, como por exemplo os resultados dos extensômetros de haste (*tell-tales*), utilizados como instrumentação complementar, que apresentaram resultados incompatíveis com as cargas aplicadas.

10.5. SISTEMA DE REAÇÃO.

Deve-se evitar utilizar elementos cravados para resistirem aos esforços de tração, em princípio para todas os casos que o solo não apresente recuperação de resistência ao longo do tempo ('set-up'), seja pela característica rígido-plástica ou provocada pela vibração excessiva durante o processo de cravação que desestrutura o solo em volta do fuste e evita a recuperação da resistência.

10.6. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO UTILIZANDO CONCEITOS DE SOLOS NÃO-SATURADOS.

Os resultados preliminares empregados nesta pesquisa indicam serem promissoras as aplicações de dados para previsão, com utilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não-saturada, em melhores condições, do comportamento de fundações.

10.7. RECALQUES.

Tendo como base as provas de carga e considerando apenas a carga máxima alcançada, em comparação com a carga de mesma magnitude das previsões por AOKI-LOPES (1975) e pelo Método do Espraimento (NBR 6122), verifica-se que os valores das previsões apresentaram valores menores que aqueles encontrados nas provas de carga. Quando considerado a magnitude dos recalques na carga de trabalho, verifica-se que os métodos apresentaram recalques superiores ao observados.

10.8. CARGA RESIDUAL.

A presença da carga residual aprisionada no fuste devido ao confinamento do solo, após o descarregamento das provas de carga, não pode ser interpretada a partir dos dados obtidos na instrumentação, por estes dados não serem precisos, em decorrência do processo de histerese verificado. A interpretação foi realizada com o emprego do Método das Duas Retas (MASSAD & LAZO, 1998). Este método se apresentou eficiente, não só para determinação de carga residual mas também para interpretação das provas de carga no que diz respeito a separação dos quinhões de carga de atrito e base, confirmados com os dados obtidos pela instrumentação. Pode-se afirmar que é um método extremamente valioso e preciso, além de ser simples de aplicar.

10.9. SIMULAÇÃO NUMÉRICA.

Os resultados das simulações numéricas obtidas a partir da aplicação do modelo proposto por MACHADO (1998), utilizando-se os parâmetros de solos não-saturados, apresentaram boas correlações quando comparados às provas de carga, indicando sua validade para simular o comportamento de fundações profundas nestes maciços de solo.

CAPÍTULO 11 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- ABNT/MB 3472 (1991). Estacas - Prova de Carga Estática.
- AFLITOS, A.O.; PEREIRA, J.H.F.; CARVALHO, J.C. & MENDONÇA, M.B. (1990). Projeto Formoso A - implantação de obras localizadas com fundação em solos colapsíveis. IX COBRAMSEF. Vol. 2, p.101-108.
- AITCHISON, G.D. & WOODBURN, J.A. (1969). Soil suction in foundation design. VII ICSMFE. Vol. 2. p.1-8.
- ALBIERO, J.H. (1972). Comportamento de Estacas Moldadas “in loco”. Tese de Doutorado, EESC- USP, 108p.
- ALMEIDA, F.F.M. (1964). Fundamentos geológicos do relevo paulista. Boletim do Instituto Geográfico Geológico. Vol. 41, p.169-263. São Paulo.
- ALONSO, E.E; GENS, A. & JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique. Vol. 40, n. 3, p.405-430.
- ALONSO, E.E; GENS, A. & JOSA, A. (1991). A constitutive model for partially saturated soils. Discussion. Géotechnique. Vol. 41, n. 2, p.273-275.
- ALONSO, U.R. (1994). Correlação entre o atrito lateral medido com o torque e o SPT. Revista Solos e Rochas. Vol.17, n.3. p.191-194.
- ALTAEE, A; EVGIN, E. & FELLENIUS, B.H. (1992). Axial load transfer for piles in sand. II. Numerical analysis. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 29. n. 1. p.21-30.
- ALTAEE, A; FELLENIUS, B. H.; EVGIN, E. (1993). Load transfer for piles in sand and the critical depth. Canadian Geotechnical Journal v 30 n 3. p 455-463.
- ALTAEE, A; FELLENIUS, B.H. & EVGIN, E. (1992). Axial load transfer for piles in sand. I. Tests on an instrumented precast pile. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 29. n. 1. p.11-20.

- AMAYA, P. J. (1990). Axial-load test on an instrumented drilled pier. Proceedings of the 1990 Annual Symposium Geology & Geotechnical Engineering. Idaho State University, Pocatello, ID, USA. p 341.
- AOKI, N. (1996). Informação Verbal do Autor/Notas de Aula. EESC-USP/São Carlos.
- APPENDINO, M. (1981). Interpretation of axial load tests on long piles. X ICSMFE. Vol. 2. p.593-618.
- ARAGÃO, C.J.C. & MELO, A.C. (1982). Fundações rasas em solo colapsível: um caso no semi-árido de Pernambuco. VII COBRAMSEF. Vol. 2, p. 19-40.
- AZEVEDO, R.F. (1994). Comentários sobre um modelo constitutivo para solos não-saturados. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados. p. 259-264.
- BAKER, C. N. Jr.; Drumright, E. E.; Sterr, M. J.; Benson, J. E. (1989). New combined footing and drilled shaft foundation design. Foundation Engineering: Current Principles and Practices v 2. ASCE, New York, NY, USA. p 1459-1472.
- BARROS, C.L.A. (1970). Ensaio especiais de adensamento para o terreno de São Carlos. Trabalho de Formatura. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 21 p.
- BERBERIAN, D. (1982). XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.
- BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique. Vol. 13, n. 3, p.177-197.
- BOTELHO, H. C. (1986). Fundações de pontes em tubulões a ar comprimido com base alargada. Revista Solos e Rochas. Vol. 9, n.3. p.13-31.
- BRACKLEY, I.J.A. (1980). Prediction of soil heave from suction measurements. VII Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1. p.159-166.
- BRADY, K.C. (1988). Soil suction and the critical state. Technical Notes. Géotechnique. Vol. 38, n. 1, p.117-120.
- BRADY, N.C. (1984). Natureza e Propriedades dos Solos. 898p. Livraria Freitas Bastos. 7ª Edição em português.

- BROMS, B.B. (1981). Pile foundations - general report. X ICSMFE. Vol. 4. p.427-439.
- CAMPELO, N.S. (1994). Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração em solo colapsível. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 139p.
- CAMPELO, N.S., CINTRA, J.C.A. & CARNEIRO, B.J.I (1995). Uplift capacity of piles in collapsible soil. X Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering – Guadalajara - México.
- CARNEIRO, B.J.I. (1994). Comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 108p.
- CARNEIRO, B.J.I., CAMPELO, N.S., MACACARI, M. & CINTRA, J.C.A. (1995). Correlação entre carga última de estacas à tração e à compressão em solo colapsível. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados - ABMS-NE – Recife/PE.
- CARNEIRO, B.J.I. & CONCIANI, W. (1997). Emprego de TDR para acompanhar a evolução da infiltração de água no solo. 3o. Simpósio Brasileiro de Solo Não Saturado. p. 215-220.
- CARVALHO, D. (1991). Análise de Cargas Últimas à Tração de Estacas Escavadas, Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos - SP. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 204p.
- CARVALHO, I.S. (1994). Análise Experimental de Blocos sobre Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro. Dissertação de Mestrado, EESC - USP. 245p.
- CHOW, Y.K. (1987). Iterative analysis of pile-soil-pile interaction. Géotechnique. Vol. 37, n. 3, p.321-333.
- CINTRA, J.C.A. (1987). Comportamento de Modelos Instrumentados de Grupos de Grupos de Estacas Escavadas em Areia. Tese de Doutorado. EESC - USP. 117p.
- CINTRA, J.C.A. (1998). Fundações em solos colapsíveis. Livro. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. p.

- CINTRA, J.C.A.; CARVALHO, D.; GIACHETI, H.L.; BORTOLUCCI, A.A. & ALBIERO, J.H. (1991). Campos experimental de fundações em São Carlos. II SEFE. Vol. 1, p. 96-105.
- CINTRA, J.C.A. & CARNEIRO, B.J.I. (1998). Ampliação do campo experimental de fundações da USP/São Carlos. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. p. 1505-1510.
- CLEMENCE, S. P. & BRUMUND, W. F. (1975). Large-Scale model test of drilled pier in sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. Vol.101,n. GT6. p.537-550.
- CONCIANI, W.; CARNEIRO, B.J.I & MACHADO, S.L. (1997). Estimativa da condutividade hidráulica de solos não-saturados através do TDR. 3o. Simpósio Brasileiro de Solo Não Saturado. p. 221-229.
- CONCIANI, W.; CARNEIRO, B.J.I, CRESTANA, S. & HERRMANN, P.S.P; (1996). Emprego de TDR com sondas multi-hastes segmentadas para medida de umidade do solo. 1o. Simpósio Brasileiro de Instrumentação Agropecuária.
- CONCIANI, W; HERRMANN, P.S.P. & SOARES, M.M. (1995). The time domain reflectometry to study matrix succion. 1st. Int. Conf. on Unsaturated Soils.
- CONCIANI, W; HERRMANN, P.S.P; MACHADO, S.L. & SOARES, M.M. (1995). O uso da técnica de reflectometria no domínio do tempo para determinação *in situ* da condutividade hidráulica. Revista Solos e Rochas.
- COOKE, R.W. & WHITAKER, T. (1961). Experimental on model piles with enlarged bases. Géotechnique. Vol. 11, n. 1, p.1-13.
- COOKE, R.W. (1979). Load transfer from bored, cast-*in situ* piles in London clay. Behavior of Deep Foundations. ASTM STP-670, Raymond Ludgren - Ed. p.250-263.
- COSTA NUNES, A.J. & FERNANDES, C.E.M. (1982). Aspectos relativos à interpretação dos resultados de provas de carga em estacas instrumentadas.VII COBRAMSEF. vol. 3, p. 201-209.
- COSTA NUNES, A.J.; COSTA, R.J.A. & RAUSA, E.P. (1977). High capacity load tests on large diameter piles. IX ICSMFE. Vol. 1. p.675-678.

- COSTA NUNES, A.J; GOLOMBEK, S; OKAY, M; TÁVORA PINHO, J.C. & BICHARA, M. (1985). Load transfer and load transfer on short bored piles. XI ICSMFE. vol. 2, p. 1369-1372.
- COSTA, M.E.R. (1986). Estudo da colapsibilidade dos solos superficiais de Uberlândia. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 90p.
- CRUZ, P.T. (1994). Pressões efetivas e sucção em solos não saturados de origem residual. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados. p. 153-166.
- DE MELLO, V.F.B. (1975). Deformações como base fundamental de escolha da fundação. Geotecnia. Vol. 12. p.55-75.
- DÉCOURT, L. & NIYAMA, S. (1994). Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. XIII ICSMFE. Vol. 2, p. 477-486.
- DÉCOURT, L; NIYAMA, S; CAMPOS, G.C; TAIOLI, F. & DOURADO, J.C. (1995). Experimental behavior of a piled footing. X CPANAM. Vol. 2, p. 1083-1094.
- DELAGE, P. & DE SILVA, G.P.R. (1994). Influence de la succion sur la compressibilite d'un limon non sature. XIII ICSMFE. Vol. 1. p.89-92.
- FELLENIOUS, B.H. (1980). The analysis of results from routine pile load tests. Ground Engineering, Vol. 13, nº 6, p. 19-31.
- FENG, G. -D.; LIU, Z. -D.; HUANG, S. -K. Determination of the load transfer parameters of pile foundations. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering v 2. p 1053-1056.
- FERNANDES, J. C. S. (1995). Grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo colapsível. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC-USP. 78p.
- FERREGUT, C. & PICORNELL, M. (1991). Reliability analysis of drilled piers in expansive soils. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 28. n. 6. p.834-842.
- FERREIRA, S.R.M. (1990). Banco de dados de solos especiais - colapsíveis no Estado de Pernambuco. IX COBRAMSEF. Vol. 2, p.81-86.

- FINNO, R. J. (Ed.) (1989). Pile Prediction Symposium. Geotechnical Special Publication n 23. ASCE Geotechnical Engineering Div, New York, NY, USA. 385p.
- FINNO, R. J.; ACHILLE, J; CHEN, H. C; COSMAO, T; PARK, J. B; PICARD, J. N; SMITH, D. L; WILLIAMS, G. P. (1989). Summary of pile capacity predictions and comparison with observed behaviour. Pile Prediction Symposium. Geotechnical Special Publication n 23. ASCE, New York, NY, USA. p 356-385.
- FINNO, R. J.; COSMAO, T. & GITSKIN, B. (1989). Results of foundation engineering congress pile load tests. Pile Prediction Symposium. Geotechnical Special Publication n 23. ASCE, New York, NY, USA. p 338-355.
- FONSECA, E.C; CAMPOS, L.E.P; PRESA, E.P. & MACHADO, S.L. (1994). Ensaio triaxiais de estágios múltiplos com controle da sucção controlada em solos residuais de granulito. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados. p. 45-51.
- FONTE, A. O. C; PONTES FILHO, I. & JUCÁ, J. F. T. (1994). Interação solo-estrutura em edifícios altos. X COBRAMSEF. Vol. 1, p.239-246.
- FONTOURA, S.A.B; VELLOSO, P.P; PEDROSA, M.G.A. (1982). Análise da Capacidade de Carga de uma Estaca Escavada, com Instrumentação no Fuste. VII COBRAMSEF. Vol. 2, p.221.
- FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 31. n. 4. p.521-532.
- FREDLUND, D.G; MORGENSTERN, N.R. & WIDGER, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 15, n. 3, p.313-321.
- FREDLUND, D.G; XING, A. & HUANG, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 31. n. 4. p.533-546.
- FÚLFARO, V.J. & BJORNBERG, A.J.S. (1993). Geologia. Cap. 1 de "Solos do Interior de São Paulo". Editores: J.C.A. Cintra & J.H. Albiero, p.1-42.

- GIACHETI, H.L. (1991). Estudo Experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicais do Estado de São Paulo. Tese de Doutorado. EESC - USP. 232p.
- GOLOMBECK, S. (1985). Peculiarities of in situ behaviour of tropical lateritic and saprolitic soils in their natural conditions: building foundations. First Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Vol. 4, p.13-29.
- GUSMÃO FILHO, J.A. (1994). Fundações em solos não saturados. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados. p. 217-230.
- GUSMÃO, A. D. & GUSMÃO FILHO, J. A. (1994). Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações. X COBRAMSEF. Vol. 1, p.67-74.
- GUSMÃO, A. D. (1994). Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. Revista Solos e Rochas. Vol. 17, n.1. p.47-55.
- HADIPRIONO, F. C. & TAHIR, M. (1990). Construction errors. Bridge pier case studies. Journal of Performance of Constructed Facilities v 4 n 2 p 134-139.
- HASAN, J.U. & FREDLUND, D.G. (1980). Pore pressure parameters for unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 17, n. , p.395-404.
- HERRMANN, P.S.P. & CRESTANA, S. (1994). Uso da técnica de reflectometria no domínio do tempo para caracterização físico-hídrica de um meio poroso. Resumo. Encontro sobre escoamento em meios porosos. n. 22. p.5.
- HERRMANN, P.S.P. (1992). Utilização da técnica de reflectometria no domínio do tempo para estudos da física do solo. Escuela Latino-Americana de Física de Suelos. Vol. 2.
- HIRANY, A. & KULHAWY, F. H. (1989). Interpretation of load tests on drilled shafts. Part 1. Axial compression. Foundation Engineering: Current Principles and Practices - v 2. ASCE, New York, NY, USA. p 1132-1149.
- HORVATH, R.G. (1985). Multiple loading method for field testing drilled piers. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 22. n. 4. p.592-599.
- IPT (1944). Estudo das fundações dos hangares da Escola Aeronáutica de Pirassununga. Relatório n^o. 676, 10/5/1944, 15p.
- KASSIFF, G. & BEN SHALOM, A. (1971). Experimental relationship between swell pressure and suction. Géotechnique. Vol. 21. n. 3. p.245-255.

- KOUTSOFTAS, D. C. & REESE, L. C. (1989). Performance of high capacity caissons founded on decomposed rock. *Foundation Engineering: Current Principles and Practices - v 2*. ASCE, New York, NY, USA. p 1040-1053.
- KUJALA, K. & RAVASKA, O. (1994). Soil water content measurement with a time domain reflectometer. XIII ICSMFE. Vol. 1. p.219-224.
- LAMBE, T.W. (1973). Predictions in soil engineering. *Géotechnique* 23, n. 2, 149-202.
- LEWIS, M. R.; YOUNG, L. W. JR. & WANG, C. T. (1989). Northwestern test section-pile and pier capacity predictions. *Pile Prediction Symposium. Geotechnical Special Publication n 23*. Publ by ASCE, New York, NY, USA. p 161-172.
- LIANG, R. Y. (1989). Numerical and analytical methods for deep foundations. *Pile Prediction Symposium. Geotechnical Special Publication n 23*. ASCE, Geotechnical Engineering Div, New York, NY, USA. p 211-224.
- LOBO, A. S; FERREIRA, C. V. & ALBIERO, J. H. (1994). Comportamento de tubulações através de medida de recalques de um edifício, no interior de São Paulo. X COBRAMSEF. Vol. 1, p.135-142.
- LOBO, A.S, FERREIRA, C.V. & ALBIERO, J.H. (1994). Comportamento de tubulões apoiados em arenito. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados. p. 243-248.
- LOBO, A.S. (1991). Colapsividade do solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 216p.
- LOPES, J.A.U. (1987). Terra Roxa-PR: Um caso notável de problemas em fundações rasas provocadas por fenômenos associados a colapso de solos. 5º CBGE. Vol. 2, p.359-375.
- MACHADO, S.L. (1995). Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. 160p.
- MACHADO, S.L. (1998). Aplicações de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC-USP/São Carlos. 361p.

- MANTILLA, J.N.R. (1992). Comportamento de estacas escavadas, instrumentadas, à compressão. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 263p.
- MASSAD, E. (1985). Provas de carga e acompanhamento de recalques. SEFE I. Vol. 2, p.9-72.
- MASSAD, F; NIYAMA, S. & ROCHA, R. (1981). Vertical load tests on intrumental root-piles. X ICSMFE. Vol. 2. p.771-775.
- MASSAD, F. (1991). Análise da transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas a compressão axial. SEFE II. p.235-244.
- MASSAD, F. (1992). Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I : estaca embutida em camada mais resistente. Revista Solos e Rochas. Vol.15, n.2. p.103-115.
- MASSAD, F. (1993). Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II : estaca embutida em camada mais resistente. Revista Solos e Rochas. Vol.16, n.2. p.93-112.
- MASSAD, F. (1994). Considerações sobre a forma da curva carga-recalque de estacas solicitadas axialmente. Publicação 045/94. USP-São Carlos. 35p.
- MASSAD, F. & LAZO (1998). Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas ou curtas. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. p. 1407-1514.
- MATEUS, M.S.C.S & VILAR, O.M. (1994). Determinação experimental da condutividade hidráulica de solos não saturados. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados. p. 54-59.
- MATYAS, E.L. & RAHAKRISHNA, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially satured soils. Géotechnique. Vol. 18. p.432-448.
- MEIGH, A.C. & SKIPP, B.O. (1960). Gamma-ray and neutron methods of measuring soil density and moisture. Géotechnique. Vol. 10, n. , p.110-126.
- MELLIOS, G.A. (1985). Provas de carga em solos porosos. SEFE I. Vol. 2, p.73-102.

- MENEZES, S.M. (1990). Correlações entre Ensaios de Penetração (SPT e CPT) e os Resultados de Ensaios de Laboratório para a Região de São Carlos - SP. Dissertação de Mestrado. EESC - USP. 194p.
- MENZIES, B. (1986). A computer controlled hydraulic triaxial testing system. ASTM Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. p.1-20.
- MIGUEL, M.G. (1996). Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado. EESC - USP. 195p.
- MILOVIC, D. M. & STEVANOVIC, S. (1989). Deformation modulus determined by pile load test. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering v 2. p 1163-1166.
- MOHAN, D; JAIN, G.S. & KUMAR, V. (1963). Load-bearing capacity of piles. Géotechnique. Vol. 13, n. 1, p.76-86.
- MONTEIRO, L.B. (1985). Alguns Aspectos de Capacidade de Carga de Solos Colapsíveis. SEFE II. Vol. 2, p. 193-202.
- MONTGOMERY, M.W. (1979). Pile load tests to evaluate load transfer mechanisms. Behavior of Deep Foundations. ASTM STP-670, Raymond Ludgren - Ed. p.451-463.
- NELSON, P. P; SMITH, T. D. & CLUKEY, E. C. (1993). Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock. Proceedings of the 1993 ASCE Annual Conference and exposition. ASCE, New York, NY, USA. 276p.
- NEVES, M. (1993). Análise Elastoplástica de Estacas Escavadas pelo Métodos dos Elementos Finitos. Tese de Doutorado. EESC - USP. 139p.
- NIYAMA, S; AZEVEDO, N-JR; POLLA, C.M. & DECHICHI, M.A. (1989). Load transfer in dynamically and statically tested pile. XII ICSMFE. Vol. 2, p.1167-1170.
- NIYAMA, S; MORAES, J. T .L; SOBRINHO, R. R; ALVIM, F. M. & TACHIBANA, L. S. (1994). Desenvolvimento de um transdutor de deformação específica removível para provas de carga em estacas. X COBRAMSEF. Vol. 1, p.151-158.

- NOVAKOWSKI, K.S. (1993). Interpretation on the transient flow rate obtained from constant-head tests conducted in situ in clays. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 30. n. 4. p.600-606.
- PENNA, A. S. D. (1994). Carga x recalque de estacas, com base em SPT. X COBRAMSEF. Vol. 1, p.81-87.
- PEREIRA, J.H.F; MAHLER, C.F & HURRY, E.A.Z. (1990). Projeto Formoso A - implantação de irrigação em solos colapsíveis. IX COBRAMSEF. Vol. 2, p.115-124.
- PÔMPEO, C.A. (1990). Balanço hídrico da zonda não-saturada do solo na bacia do Ribeirão da Onça (SP). Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 177p.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1968). The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. *Géotechnique*. Vol. 18. p.351-371.
- POULOS, H.G. (1981). Soil - structure interaction - general report. X ICSMFE. Vol. 4. p.307-329.
- PRESA, E.P; FONSECA, E.C; CAMPOS, S.L. & MACHADO, S.L. (1994). Análise das trajetórias de sucção-umidade de um solo residual de granulito. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados. p. 204-210.
- RECORDON, E. & GUEYE, I. (1994).Influence de la temperature sur la succion et la deformabilite des sols non satures. XIII ICSMFE. Vol. 1. p.79-84.
- REICHARDT, K. (1983). Dinâmica da Matéria e da Energia em Ecossistemas. 505p. USP/ESALQ. Piracicaba. Depto. de Física e Metereologia.
- REZENDE, M.E.B (1996). Análise de Recalques de Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro através de Provas de Carga In Situ e em Modelos Centrifugados. Tese de Doutorado. EESC - USP. 257p
- SACILOTTO, A.C. (1992). Comportamento de estacas escavadas instrumentadas, submetidas à provas de carga lentas e rápidas. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 163p.
- SAMSON, L. & AUTHIER, J. (1986). Change in pile capacity with time : case histories. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 23. n. 2. p.174-180.
- SENNA Jr., R.S. (1993) - Distribuição de Carga em Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro. Dissertação de Mestrado. EESC - USP. 112p.

- SERAPHIM, L.A. (1978). Comportamento do solo superficial de Limeira e sua integração com fundações de estruturas de pequeno porte. FEL/UNICAMP. Limeira-SP, 22p.
- SHERMAN, JR., W.C. (1969). Instrumented pile tests in a stiff clay. VII ICSMFE. Vol. 2. p.227-231.
- SHEU, W. & BODDY, J. (1989). Prediction of pile and pier capacity. Geotechnical Special Publication n 23. ASCE, New York, NY, USA. p 318-325.
- SILVA, J.C.B.J. (1990). Análise dos resultados de provas de carga em estacas de pequeno diâmetro em solo colapsível. IX COBRAMSEF. Vol. 2, p.125-131.
- SILVA, P.A.B.A. (1996). Capacidade de Carga de Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro. Dissertação de Mestrado. EESC - USP
- SPINELLI, O.H; COSTA NUNES, A.J; NOVAES, J.L.M. & SILVA, S.R.B. (1980). Avaliação do comportamento de estacas premoldadas cravadas. Separata do II Seminário Regional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - ABMS - Regional Bahia. Vol. 2, p.205-217.
- SURENDRA, M. (1989). Estimation of ultimate capacity of driven piles and drilling piers. Pile Prediction Symposium. Geotechnical Special Publication n 23. ASCE, New York, NY, USA. p 147-160.
- TEIXEIRA, C.Z. (1993). Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 157p.
- TEIXEIRA, C. Z. & ALBIERO, J. H. (1994). Comportamento de estacas escavadas instrumentadas em um solo colapsível inundado. X COBRAMSEF. Vol. 1, p.95-102.
- TEIXEIRA, C.Z. (1997). Capacidade de carga de sapatas, estacas de pequeno diâmetro e tubulões curtos em função do SPT: um estudo em solos residuais de gnaisses para a região Sul de Minas. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 272p.
- TEIXEIRA, C. Z., ALBIERO, J. H. & CARVALHO, D. (1998). Transferência de carga de tubulões curtos de base alargada em solos residuais. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. p. 1561-1566.

- TOTANI, G; MARCHETTI, S; CALABRESE, M. & MONACO, P. (1994). Field studies of an instrumented full-scale pile driven in clay. XIII ICSMFE. Vol. 2. p.695-698.
- VARGAS, M. (1973). Structurally unstable soils in Southern Brazil. VIII ICSMFE Vol. 2.2, p.239-246.
- VARGAS, M. (1978). Introdução à Mecânica dos Solos. Ed. McGraw-Hill.
- VARGAS, M. (1993). Solos porosos e colapsíveis. Aula Inaugural de 1992. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 39p.
- VELLOSO, D. A. & KAMINSKI, S. (1979). Fundações da nova ponte sobre o canal de São Gonçalo. Revista Solos e Rochas. Vol. 2, n.1. p.33-42.
- VELLOSO, P.P.C. (1982). Fundações : aspectos geotécnicos. PUC-RJ. Vol. 1, 2 e 3.
- VÉSIC, A.S. (1975). Principles of pile foundation design. Soil Mechanics Series. n° 38. School of Engineering - Duke University.
- VILAR, O.M. (1979). Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP, 110p.
- VILAR, O.M. (1996). Informação Pessoal do Autor. EESC-USP/São Carlos.
- WHITAKER, T. & COOKE, R.W. (1965). Bored piles with enlarged bases in London clay. VI ICSMFE. Vol. 2. p.342-346.

Tabela 1
Tubulão 1

NA - 7.10 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 1.50m Área = 1.767 m²

Prof. (m)	U. Grav. (%)	$\gamma\delta$ (kN/m ³)	γS (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	U. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) ko=1-sen ϕ	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	32,3	12,5	27,1	16,5	1,17	40,4	74,8	0,0	0	12	17	9	6	9	5
2	35,5	13,6	27,1	18,4	0,99	48,3	97,2	0,0	0	26	37	19	14	20	11
3	35	13,8	27,1	18,6	0,96	48,3	98,8	0,0	0	39	56	29	22	31	16
4	32,5	14,3	27,5	18,9	0,9	46,5	99,3	0,0	11,6	53	76	36	43	57	33
5	32	14,4	27,5	19,0	0,88	47,6	100,0	0,0	11,6	67	95	46	52	69	39
6	30,5	14,7	27,5	19,2	0,84	47,6	99,9	0,0	11,6	81	115	55	60	81	45
7	28,7	15,2	27,1	19,6	0,78	40,6	99,7	0,0	28,3	96	137	75	76	97	66
8		16,1	27,1	20,2	0,68		100,0	0,0	28,3	113	162	89	85	109	73
9		16,6	27,1	20,5	0,63		100,0	0,0	28,3	129	185	101	93	121	79

Prof. (m)	τ_1 (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	τ_2 (kPa)	AL2 (kN)	ALT2 (kN)	τ_3 (kPa)	AL3 (kN)	ALT3 (kN)	τ_4 (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)
1	6	12	6	9	17	9	5	9	4	29,5	56	28
2	14	27	33	20	38	47	11	20	24	40,8	77	105
3	22	41	73	31	58	105	16	30	54	43,6	82	187
4	43	82	155	57	108	212	33	63	117	52	98	285
5	52	97	252	69	129	342	39	73	191	60,5	114	399
6	60	113	365	81	152	494	45	84	275	65,2	123	522
7	76	144	509	97	182	676	66	124	400	115	217	739
8	85	160	669	109	206	882	73	137	537	178,5	336	1075
9	93	175	844	121	227	1109	79	149	686	181,3	342	1417

Tubulão 1 NA - 7.10 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 1.50m Área = 1.767 m²

Capacidade de Carga : PR = PL + PP

Pressão de Pré-Adensamento na cota de apoio da base = 170 kPa

Carga Última da Base = Área x Pa x 2 = 601 kN

Método Empírico 2a Campanha de Sondagem

SPT/3

N = 5.3

Pressão Admissível = 177 kPa

Carga Última = Área x Pressão Admissível x 2 = 625 kN

Resistência ao Cisalhamento

	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
PL =	509	676	400	739
PP =	164	213	140	320
PR =	673	889	539	1059

Atrito Lateral + Pressão de Pré-Adensamento.

	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
PL =	509	676	400	739
PP =	601	601	601	601
PR =	1110	1277	1001	1340

Tabela 2
Tubulão 2

NA - 7.20 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 1.50m Área = 1.767 m²

Prof. (m)	U. Grav. (%)	$\gamma\delta$ (kN/m ³)	γ_S (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	U. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) ko=1-sen ϕ	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	32,3	12,5	27,1	16,5	1,17	40,4	74,8	0,0	0	12	17	9	6	9	5
2	35,5	13,6	27,1	18,4	0,99	48,3	97,2	0,0	0	26	37	19	14	20	11
3	35	13,8	27,1	18,6	0,96	48,3	98,8	0,0	0	39	56	29	22	31	16
4	32,5	14,3	27,5	18,9	0,9	46,5	99,3	0,0	11,6	53	76	36	43	57	33
5	32	14,4	27,5	19,0	0,88	47,6	100,0	0,0	11,6	67	95	46	52	69	39
6	30,5	14,7	27,5	19,2	0,84	47,6	99,9	0,0	11,6	81	115	55	60	81	45
7	28,7	15,2	27,1	19,6	0,78	40,6	99,7	0,0	28,3	96	137	75	76	97	66
8		16,1	27,1	20,2	0,68		100,0	0,0	28,3	113	162	89	85	109	73
9		16,6	27,1	20,5	0,63		100,0	0,0	28,3	129	185	101	93	121	79

Prof. (m)	τ_1 (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	τ_2 (kPa)	AL2 (kN)	ALT2 (kN)	τ_3 (kPa)	AL3 (kN)	ALT3 (kN)	τ_4 (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)
1	6	12	6	9	17	9	5	9	4	29,5	56	28
2	14	27	33	20	38	47	11	20	24	40,8	77	105
3	22	41	73	31	58	105	16	30	54	43,6	82	187
4	43	82	155	57	108	212	33	63	117	52	98	285
5	52	97	252	69	129	342	39	73	191	60,5	114	399
6	60	113	365	81	152	494	45	84	275	65,2	123	522
7	76	144	509	97	182	676	66	124	400	115	217	739
8	85	160	669	109	206	882	73	137	537	178,5	336	1075
9	93	175	844	121	227	1109	79	149	686	181,3	342	1417

Tubulão 2 NA - 7.20 m

Diâmetro do fuste = 0.60m
Diâmetro da Base = 1.50m

Área = 0.283 m²
Área = 1.767 m²

Capacidade de Carga : PR = PL + PP

Pressão de Pré-Adensamento na cota de apoio da base = 170 kPa

Carga Última da Base = Área x Pa x 2 = 601 kN

Método Empírico 2a Campanha de Sondagem

SPT/3

N = 5.3

Pressão Admissível = 177 kPa

Carga Última = Área x Pressão Admissível x 2 = 625 kN

Resistência ao Cisalhamento (RC)

	τ1	τ2	τ3	τ4
PL =	509	676	400	1075
PP =	164	213	140	320
PR =	673	889	539	1395

Atrito Lateral + Carga Última na Base. (AL/CUB)

	τ1	τ2	τ3	τ4
PL =	509	676	400	739
PP =	601	601	601	601
PR =	1110	1277	1001	1340

Tabela 3
Tubulão 3

NA - 7 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 0.60m Área = 0.283 m³

Prof. (m)	U. Grav. (%)	$\gamma\delta$ (kN/m ³)	γ_S (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	U. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) ko=1-sen ϕ	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	14,6	12,5	27,1	14,3	1,17	18,3	33,8	62	16	10	14	7	22	24	20
2	17	13,6	27,1	15,9	0,99	23,1	46,5	10	3	22	32	17	15	20	12
3	15,7	13,8	27,1	16,0	0,96	21,7	44,3	15	4	34	48	25	23	31	18
4	17	14,3	27,5	16,7	0,9	24,3	51,9	37	25	47	67	32	53	65	44
5	16,6	14,4	27,5	16,8	0,88	23,9	51,9	43	26	59	84	40	61	77	50
6	18,6	14,7	27,5	17,4	0,84	27,3	60,9	15	19	73	105	50	63	81	49
7	19,9	15,2	27,1	18,2	0,78	30,2	69,1	5	32	89	128	70	76	95	67
8		16,1	27,1	20,2	0,68		100,0	0	28	113	162	89	85	109	73
9		16,6	27,1	20,5	0,63		100,0	0	28	129	185	101	93	121	79

Prof. (m)	τ_1 (kPa)	AL1		ALT1		τ_2 (kPa)	AL2		ALT2		τ_3 (kPa)	AL3		ALT3		τ_4 (kPa)	AL1		ALT1		Umidade in situ	
		fs	(kN)	(kN)	fs		(kN)	(kN)	fs	(kN)		(kN)	fs-cone	(kN)	(kN)		Prof. (m)	w (%)				
1	22	41	21	24	46	23	20	39	19	29,5	56	28	0,5	14,7								
2	15	28	49	20	38	61	12	22	42	40,8	77	105	1,0	14,6								
3	23	43	92	31	58	119	18	34	76	43,6	82	187	1,5	16,9								
4	53	100	192	65	123	241	44	83	159	52	98	285	2,0	17,0								
5	61	116	308	77	144	386	50	95	254	60,5	114	399	2,5	16,7								
6	63	118	425	81	153	539	49	92	346	65,2	123	522	3,0	15,7								
7	76	144	569	95	180	719	67	126	472	115	217	739	3,5	16,5								
8	85	160	729	109	206	925	73	137	609	178,5	336	1075	4,0	17,0								
9	93	175	904	121	227	1152	79	149	758	181,3	342	1417	4,5	15,9								
													5,0	16,6								
													5,5	17,3								
													6,0	18,6								
													6,5	19,9								

Tubulão 3 NA - 7 m

Diâmetro do fuste =
Diâmetro da Base =

0.60m Área = 0.283 m²
0.60m Área = 0.283 m³

Capacidade de Carga : PR = PL + PP

Pressão de Pré-Adensamento na cota de apoio da base = 170 kPa

Carga Última da Base= Área x Pa x 2 = 96 kN

Método Empírico

SPT/3

N = 5.3

Pressão Admissível = 177 kPa

Carga Última = Área x Pressão Admissível x 3 = 150 kN

Resistência ao Cisalhamento - RC

	τ1	τ2	τ3	τ4
PL =	729	925	609	1075
PP =	26	34	22	320
PR =	756	959	631	1395

Atrito Lateral + Carga Última na Base (AL/CUB)

	τ1	τ2	τ3	τ4
PL =	729	925	609	1075
PP =	145	145	145	145
PR =	874	1070	754	1220

Tabela 4
Tubulão 4

NA - 7.90 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 0.60m Área = 0.283 m³

Prof. (m)	U. Grav. (%)	$\gamma\delta$ (kN/m ³)	γ_S (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	U. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) ko=1-sen ϕ	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	13,4	12,5	27,1	14,2	1,17	16,8	31,0	150	36	10	14	7	41	43	40
2	14,8	13,6	27,1	15,6	0,99	20,1	40,5	27	7	22	31	16	19	25	16
3	15,8	13,8	27,1	16,0	0,96	21,8	44,6	14	4	34	48	25	22	30	18
4	17,3	14,3	27,5	16,8	0,9	24,7	52,9	32	24	47	67	32	52	64	43
5	17,1	14,4	27,5	16,9	0,88	24,6	53,4	33	24	59	84	40	59	75	48
6	18,8	14,7	27,5	17,5	0,84	27,6	61,5	13	18	73	105	50	62	81	48
7	19,5	15,2	27,1	18,2	0,78	29,6	67,8	6	32	89	127	70	77	96	67
8		16,1	27,1	20,2	0,68		100,0	0	28	113	162	89	85	109	73
9		16,6	27,1	20,5	0,63		100,0	0	28	129	185	101	93	121	79

Prof. (m)	τ_1 (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	τ_2 (kPa)	AL2 (kN)	ALT2 (kN)	τ_3 (kPa)	AL3 (kN)	ALT3 (kN)	τ_4	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	Umidade in situ	
										fs-cone (kPa)			Prof. (m)	w (%)
1	41	77	39	43	82	41	40	75	37	29,5	56	28	1,0	13,4
2	19	37	75	25	46	87	16	31	68	40,8	77	105	1,5	14,2
3	22	42	118	30	57	144	18	33	101	43,6	82	187	2,0	14,8
4	52	98	215	64	121	265	43	81	183	52	98	285	2,5	15,0
5	59	112	327	75	141	406	48	91	274	60,5	114	399	3,0	15,8
6	62	117	444	81	152	558	48	91	364	65,2	123	522	3,5	16,9
7	77	145	589	96	181	739	67	127	491	115	217	739	4,0	17,3
8	85	160	749	109	206	944	73	137	628	178,5	336	1075	4,5	17,0
9	93	175	924	121	227	1171	79	149	777	181,3	342	1417	5,0	17,1
													5,5	17,9
													6,0	18,8
													6,5	19,5

Tubulão 4 NA - 7.90 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 0.60m Área = 0.283 m³

Capacidade de Carga : PR = PL + PP

Pressão de Pré-Adensamento na cota de apoio da base = 170 kPa

Carga Última da Base = Área x Pa x 2 = 96 kN

Método Empírico

SPT/3

N = 5.3

Pressão Admissível = 177 kPa

Carga Última = Área x Pressão Admissível x 2 = 100 kN

Resistência ao Cisalhamento - RC

	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
PL =	749	944	628	1075
PP =	26	34	22	320
PR =	775	978	651	1395

Atrito Lateral + Carga Última na Base (AL/CUB)

	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
PL =	749	944	628	1075
PP =	96	96	96	96
PR =	845	1040	724	1171

Tabela 5
Tubulão 5

NA - 10.6 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 1.50m Área = 1.767 m²

Prof. (m)	U. Grav. (%)	$\gamma\delta$ (kN/m ³)	γ_S (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	U. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) (ko=1-senφ)	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	13,3	12,5	27,1	14,2	1,17	16,6	30,8	172	40	10	14	7	45	47	44
2	16,3	13,6	27,1	15,8	0,99	22,2	44,6	13	4	22	32	16	16	21	13
3	17,2	13,8	27,1	16,2	0,96	23,7	48,6	8	2	34	49	25	21	29	16
4	17,5	14,3	27,5	16,8	0,9	25,0	53,5	29	23	47	67	32	51	63	42
5	17,5	14,4	27,5	16,9	0,88	25,2	54,7	27	22	59	85	41	58	73	47
6	18,6	14,7	27,5	17,4	0,84	27,3	60,9	15	19	73	105	50	63	81	49
7	16,9	15,2	27,1	17,8	0,78	25,7	58,7	15	37	87	124	68	81	99	71
8	16,9	16,1	27,1	18,8	0,68	27,2	67,4	10	35	105	151	83	87	110	76
9	13,9	16,6	27,1	18,9	0,63	23,1	59,8	31	43	119	170	94	103	128	90

Prof. (m)	τ_1			τ_2			τ_3			τ_4			Umidade in situ	
	fs (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	fs (kPa)	AL2 (kN)	ALT2 (kN)	fs (kPa)	AL3 (kN)	ALT3 (kN)	fs-cone (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	Prof. (m)	w (%)
1	45	85	43	47	90	45	44	82	41	29,5	56	28	0,5	11,5
2	16	30	72	21	40	84	13	24	65	40,8	77	105	1,0	13,3
3	21	39	112	29	55	139	16	30	96	43,6	82	187	1,5	15,6
4	51	97	208	63	119	258	42	80	175	52	98	285	2,0	16,3
5	58	109	318	73	138	396	47	88	264	60,5	114	399	2,5	17,6
6	63	118	436	81	153	550	49	92	356	65,2	123	522	3,0	17,2
7	81	152	588	99	187	737	71	134	490	115	217	739	3,5	18,0
8	87	165	752	110	207	944	76	143	633	178,5	336	1075	4,0	17,5
9	103	194	946	128	242	1186	90	169	803	181,3	342	1417	4,5	17,4
													5,0	17,5
													5,5	17,9
													6,0	18,6
													6,5	18,1
													7,0	16,9
													7,5	17,1
													8,0	16,9
													8,5	15,3
													9,0	13,9

Tubulão 5 NA - 10.6 m

Diâmetro do fuste =
Diâmetro da Base =

0.60m Área = 0.283 m²
1.50m Área = 1.767 m²

Capacidade de Carga : PR = PL + PP

Pressão de Pré-Adensamento na cota de apoio da base = 274,3 kPa

Carga Última da Base = Área x Pa x 2 = 969 kN

Método Empírico 2a Campanha de Sondagem

SPT/3

N = 5.3

Pressão Admissível = 177 kPa

Carga Última = Área x Pressão Admissível x 2 = 625 kN

Resistência ao Cisalhamento - RC

	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
PL =	588	737	490	739
PP =	181	227	159	320
PR =	769	963	649	1059

Atrito Lateral + Carga Última na Base (AL/CUB)

	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
PL =	588	737	490	739
PP =	969	969	969	969
PR =	1557	1706	1459	1708

Tabela 6
Tubulão 6

NA - 7.22 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 1.50m Área = 1.767 m²

Prof. (m)	U. Grav. (%)	$\gamma\delta$ (kN/m ³)	γ_S (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	U. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) ko=1-sen ϕ	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	12,4	12,5	27,1	14,1	1,17	15,5	28,7	382	71	10	14	7	77	79	75
2	15,8	13,6	27,1	15,7	0,99	21,5	43,3	16	4	22	31	16	17	22	13
3	16,4	13,8	27,1	16,1	0,96	22,6	46,3	11	3	34	48	25	22	30	17
4	16,9	14,3	27,5	16,7	0,9	24,2	51,6	39	25	47	67	32	53	65	45
5	17	14,4	27,5	16,8	0,88	24,5	53,1	35	24	59	84	40	60	75	49
6	18,5	14,7	27,5	17,4	0,84	27,2	60,6	15	19	73	105	50	63	81	49
7	19,2	15,2	27,1	18,1	0,78	29,2	66,7	7	33	89	127	70	77	96	68
8		16,1	27,1	20,2	0,68	0	100,0	0	28	113	162	89	85	109	73
9		16,6	27,1	20,5	0,63	0	100,0	0	28	129	185	101	93	121	79

Prof. (m)	τ_1 (kPa)	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	τ_2 (kPa)	AL2 (kN)	ALT2 (kN)	τ_3 (kPa)	AL3 (kN)	ALT3 (kN)	τ_4	AL1 (kN)	ALT1 (kN)	Umidade in situ	
										fs-cone (kPa)			Prof. (m)	w (%)
1	77	144	72	79	149	74	75	142	71	29,5	56	28	0,5	11,7
2	17	31	104	22	41	116	13	25	96	40,8	77	105	1,0	12,4
3	22	41	144	30	56	171	17	32	128	43,6	82	187	1,5	15,4
4	53	101	245	65	123	295	45	84	212	52	98	285	2,0	15,8
5	60	113	358	75	141	436	49	92	304	60,5	114	399	2,5	15,3
6	63	118	476	81	153	590	49	92	396	65,2	123	522	3,0	16,4
7	77	146	622	96	182	771	68	128	524	115	217	739	3,5	17,1
8	85	160	781	109	206	977	73	137	661	178,5	336	1075	4,0	16,9
9	93	175	957	121	227	1204	79	149	810	181,3	342	1417	4,5	17,0
													5,0	17,0
													5,5	18,1
													6,0	18,5
													6,5	19,2

Tubulão 6 NA - 7.22 m

Diâmetro do fuste = 0.60m Área = 0.283 m²
Diâmetro da Base = 1.50m Área = 1.767 m²

Capacidade de Carga : PR = PL + PP

Pressão de Pré-Adensamento na cota de apoio da base = 170 kPa

Carga Última da Base = Área x Pa x 2 = 601 kN

Método Empírico 2a Campanha de Sondagem

SPT/3

N = 5.3

Pressão Admissível = 177 kPa

Carga Última = Área x Pressão Admissível x 2 = 625 kN

Resistência ao Cisalhamento - RC

	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
PL =	622	771	524	739
PP =	164	213	140	320
PR =	786	984	664	1059

Atrito Lateral + Carga Última da Base (AL/CUB)

	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
PL =	622	771	524	739
PP =	601	601	601	601
PR =	1223	1372	1125	1340

Tubulão 1

PC-1		PC-2		N.A. - 7m		PC-3		N.A. - 7.10m		PC-4		N.A. - 7.10m	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Adicionado	Carga (kN)	Recalque (mm)	Adicionado	Carga (kN)	Recalque (mm)	Adicionado	Carga (kN)	Recalque (mm)	Adicionado
0	0	0	0	0,53	0	0	4,34	0	0	14,78	0	0	14,78
50	0,03	100	0,04	0,57	100	0,08	4,42	100	0,08	14,86	100	0,08	14,86
100	0,05	200	0,09	0,62	200	0,18	4,52	200	0,44	15,22	200	0,44	15,22
150	0,14	300	0,25	0,78	300	0,41	4,75	300	0,91	15,69	300	0,91	15,69
200	0,18	400	0,71	1,24	400	0,6	4,94	400	1,38	16,16	400	1,38	16,16
250	0,3	500	2,01	2,54	500	0,86	5,2	500	1,89	16,67	500	1,89	16,67
300	0,48	600	5,28	5,81	600	1,22	5,56	600	2,61	17,39	600	2,61	17,39
350	0,83	0	3,81	4,34	700	1,95	6,29	700	6,99	21,77	700	6,99	21,77
0	0,53				800	12,69	17,03	800	25,77	40,55	800	25,77	40,55
					0	10,44	14,78	900	45,88	60,66	0	43,99	58,77
								0					

Tubulão 2

PC-1		PC-2		N.A. - 7.20m	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Adicionado	
0	0	0	0	7,45	
75	0,03	100	0,05	7,5	
150	0,15	200	0,14	7,59	
225	0,3	300	0,82	8,27	
300	0,65	400	1	8,45	
375	1,59	500	2,19	9,64	
450	3,55	600	4,19	11,64	
525	7,08	700	18,38	25,83	
600	8,88	800	41,51	48,96	
0	7,45	900	73,06	80,51	
		600	73,76	81,21	
		300	72,46	79,91	
		0	68,73	76,18	

Tubulão 3

PC-1	N.A. - 7m	PC-2	N.A. - 7.1m	Adicionado
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	
0	0	0	0	63,7
80	0	40	0	63,7
160	0,09	80	0,04	63,74
240	0,75	120	0,14	63,84
320	2,26	160	0,25	63,95
400	5,97	200	0,35	64,05
480	17,29	240	0,52	64,22
560	63,74	280	0,73	64,43
540	64,07	320	0,77	64,47
400	64,05	340	0,84	64,54
200	63,93	360	0,94	64,64
0	63,7	400	33,86	97,56

Tubulão 4

PC-1	N.A. - 7.9m	PC-2	N.A. - 8m	Adicionado
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	
0	0	0	0	120,3
50	0,02	50	0,01	120,31
100	0,055	100	0,075	120,375
150	0,195	150	0,19	120,49
200	0,56	200	0,33	120,63
250	1,3	250	0,465	120,765
300	2,465	300	0,605	120,905
350	4,505	350	0,75	121,05
400	8,555	400	0,91	121,21
450	19,095	450	1,095	121,395
500	39,35	500	1,305	121,605
550	69,74	550	1,93	122,23
600	121,42	600	15,26	135,56
580	121,77	650	65,415	185,715
400	121,675	700	130,47	250,77
200	121,325	676	130,95	251,25
0	120,3	400	130,735	251,035
		200	130,255	250,555
		0	128,855	249,155

Tubulão 5					Tubulão 6							
PC-1	N.A. - 10.6m	PC-2	N.A. - 7m		PC-1	N.A. - 10.5m	PC-2	N.A. - 7.22m		PC-3	N.A. - 7.50m	
Carga (kN)	Recal.(mm)	Carga (kN)	Recal.(mm)	Adicionado	Carga (kN)	Recal.(mm)	Carga (kN)	Recal.(mm)	Adicionado	Carga (kN)	Recal.(mm)	Adicionado
0	0	0	0	60,99	0	0	0	0	1,35	0	0	61,06
125	0,04	80	0,09	61,08	150	0,08	100	0,02	1,37	100	0,17	61,23
250	0,11	160	0,22	61,21	300	0,22	200	0,08	1,43	200	0,56	61,62
375	0,24	240	0,45	61,44	450	0,54	300	0,25	1,6	300	1,06	62,12
500	0,48	320	0,74	61,73	600	2,1	400	0,59	1,94	400	1,63	62,69
625	1,11	400	1,08	62,07	300	1,9	500	1,14	2,49	500	2,14	63,2
750	2,13	480	1,49	62,48	0	1,35	600	2,6	3,95	600	2,72	63,78
875	4,46	560	1,9	62,89			700	6,3	7,65	700	3,35	64,41
1000	8,2	640	2,47	63,46			800	16,07	17,42	800	4,44	65,5
1125	16,28	720	2,78	63,77			900	28,81	30,16	900	11,08	72,14
1250	28,44	800	3,29	64,28			1000	44,66	46,01	1000	28,74	89,8
1375	43,71	880	4,15	65,14			1100	63,48	64,83	1100	49,89	110,95
1500	64,52	960	4,8	65,79			1074	63,85	65,2	1200	71,65	132,71
1006	63,58	1040	6,12	67,11			680	63,51	64,86	1179	71,92	132,98
503	62,37	1120	23,66	84,65			305	62,46	63,81	680	70,85	131,91
0	60,99	1200	40,68	101,67			0	59,71	61,06	300	68,89	129,95
		1280	106,56	167,55						0	65,49	126,55
		800	105,72	166,71								
		400	103,9	164,89								
		0	100,11	161,1								

PC-1 Tubulão sem Base Alargada - 3
 Unidade Natural

E = Variável

Extensômetros Elétricos

(Strain-gages)

Cota(m)	Estágios de Carregamento (kN)							
0	0	80	160	240	320	400	480	560
0,25		80	160	240	320	400	480	560
1,9		34	61	96	136	174	213	278
4,7		23	23	22	48	78	136	226
6		4	4	7	15	37	81	170
7		0	0	4	7	26	73	167
7,7		0	0	0	0	0	0	0
Def.(μ e)	0	-11	-21	-33	-44	-54	-66	-76
		-5	-8	-13	-19	-24	-29	-38
		-3	-3	-3	-7	-11	-19	-31
		-1	-1	-1	-2	-5	-11	-23
		0	0	-1	-1	-4	-10	-23
E	(kPa)	22000000	21900000	21200000	21120000	21270000	21060000	21300000

Cota	Carga nas Faixas de Instrumentação (kN)							
0,25	0	80	160	240	320	400	480	560
1,9		46	99	144	184	226	268	282
4,6		11	38	74	88	96	77	52
6		19	19	15	33	41	55	56
7		4	4	4	7	11	7	4
7,8		0	0	4	7	26	73	167

Faixa	Atrito Unitário - fs (kPa)							
0 e 1		0	0	0	0	0	0	0
1 e 2		16	34	49	63	77	91	96
2 e 3		2	7	13	16	17	14	9
3 e 4		7	7	5	11	14	19	19
4 e 5		2	2	2	4	5	4	2
5 e 6		0	0	0	0	0	0	0

PC-2 Tubulão sem Base Alargada - 3

PC-1 Tubulão sem Base Alargada - 4

Extensômetros Elétricos

(Strain-gages)

Umidade Natural

E = Variável

Estágios de Carregamento (kN)

Cota	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
0,25	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
1,9	0	38	76	111	149	180	214	251	296	337	371	424	486
4,6	0	25	32	34	34	50	65	86	120	153	189	232	289
6	0	8	8	8	11	11	27	30	56	71	103	150	208
7	0	0	0	0	0	4	4	7	15	30	50	78	110
7,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18	29
Def.($\mu\epsilon$)	-6	-13	-20	-27	-33	-40	-47	-53	-61	-70	-78	-84	
	-5	-10	-15	-20	-24	-28	-34	-40	-45	-52	-60	-67	
	-3	-4	-5	-5	-7	-9	-12	-16	-21	-27	-33	-40	
	-1	-1	-1	-2	-2	-4	-4	-8	-10	-15	-21	-29	
	0	0	0	0	-1	-1	-1	-2	-4	-7	-11	-15	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-3	-4	
E (kPa)	24000000	23000000	22100000	21700000	21800000	#####	21600000	21700000	21350000	20530000	20400000	20530000	

Cota Carga nas Faixas de Instrumentação (kN)

Cota	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
0,25	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
1,9	0	13	24	39	51	70	86	99	105	113	129	126	114
4,6	0	13	44	77	115	130	149	165	176	183	182	193	197
6	0	17	24	27	23	38	38	56	64	82	86	82	80
7	0	8	8	8	11	8	23	22	41	41	54	71	99
7,8	0	0	0	0	0	4	4	7	15	30	50	61	80

Faixa Delta L Atrito Unitário - fs (kPa)

Faixa	Delta L	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
0 e 1	0,25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1 e 2	1,4	4	8	13	17	24	29	34	36	39	44	43	39	
2 e 3	2,7	2	8	14	20	23	26	29	31	32	32	34	35	
3 e 4	1,4	6	8	9	8	13	13	19	22	28	29	28	27	
4 e 5	1	4	4	4	5	4	11	11	20	20	26	34	47	
5 e 6	0,8	0	0	0	0	2	2	4	7	14	24	29	38	

PC-2 Tubulão sem Base Alargada - 4

Extensômetros Elétricos

(Strain-gages)

Umidade Natural

Estágios de Carregamento (kN)

Cota	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650
0,25	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650
1,9	0	20	56	120	164	218	260	308	352	396	444	496	544	596
4,6	0	18	29	48	72	106	136	172	200	232	260	292	332	380
6	0	10	15	44	68	92	116	144	164	180	204	220	252	300
7	0	5	12	32	56	84	80	84	92	96	104	112	124	144
7,8	0	0	9	16	16	20	20	20	20	28	28	24	28	76
Def.(µe)		-10	-17	-24	-31	-37	-44	-51	-57	-64	-71	-78	-83	-89
		-4	-10	-15	-21	-32	-33	-39	-44	-50	-56	-62	-68	-75
		-4	-5	-6	-9	-22	-17	-22	-25	-29	-33	-37	-42	-48
		-2	-3	-6	-9	-16	-15	-18	-21	-23	-26	-28	-32	-38
		-1	-2	-4	-7	-11	-10	-11	-12	-12	-13	-14	-16	-18
		0	-2	-2	-2	-3	-3	-3	-3	-4	-4	-3	-4	-10
E	(kPa)	14500000	16900000	18400000	18800000	19400000	#####	19700000	20150000	20200000	20400000	20400000	20900000	21000000

Cota	Carga nas Faixas de Instrumentação (kN)													
	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650
0,25	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650
1,9	0	30	44	30	35	32	40	41	48	54	56	54	56	54
4,6	0	3	26	72	92	112	124	136	152	164	184	204	212	216
6	0	5	15	4	4	14	20	28	36	52	56	72	80	80
7	0	5	3	12	12	8	36	60	72	84	100	108	128	156
7,8	0	5	3	16	40	64	60	64	72	68	76	88	96	68

Faixa	Atrito Unitário - fs													
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0 e 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1 e 2	0	10	15	10	12	11	14	14	16	18	19	18	19	18
2 e 3	0	0	5	13	16	20	22	24	27	29	33	36	38	38
3 e 4	0	2	5	1	1	5	7	10	12	18	19	25	27	27
4e 5	0	2	1	6	6	4	17	29	34	40	48	52	61	75
5 e 6	0	2	1	8	19	31	29	31	34	33	36	42	46	33

700
700
644
424
352
168
116
-96
-81
-53
-44
-21
-15
20950000

700
56
220
72
184
52

0
19
39
25
88
25

Tubulão 1 - Pré-Saturado por 48h

Com Base Alargada

Diâmetro do Fuste = 0,60m

L = 8m

Diâmetro da Base = 1,50m

PC-4

Recalque (mm)	Carga (kN)	Al (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0	0	0				
0,08	100	39	61	0	5	1	2
0,44	200	59	141	3	5	6	4
0,91	300	83	217	3	6	13	2
1,38	400	105	295	1	9	14	4
1,89	500	141	359	1	11	20	8
2,61	600	194	406	4	17	24	8
6,99	700	217	483	7	17	29	8
25,77	800	204	596	11	8	44	0
45,88	900	205	695	11	1	52	7

Tubulão 2 - Pré-Saturado por 48h

Com Base Alargada

Diâmetro do Fuste = 0,60m

L = 8m

Diâmetro da Base = 1,50m

PC-2

Recalque (mm)	Carga (kN)	Al (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0	0	0				
0,05	100	58	42	1	6	4	4
0,14	200	104	96	3	11	5	8
0,82	300	150	150	8	13	10	11
1	400	173	227	8	19	8	11
2,19	500	216	284	10	21	14	11
4,19	600	253	347	9	28	4	26
18,38	700	278	422	21	21	9	35
41,51	800	213	587	18	15	3	34
73,06	900	222	678	19	18	7	21

Tubulão 3 - Umidade Natural e recarregamento com pré-inundação por 48h.

Sem Base Alargada

Diâmetro = 0,60m

L = 8m

PC-1

Recalque (mm)	Carga (kN)	AI (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0						
0	80	80	0	16	2	7	2
0,09	160	160	0	34	7	7	2
0,75	240	236	4	49	13	5	2
2,26	320	313	7	63	16	11	4
5,97	400	374	26	77	17	14	5
17,29	480	407	73	91	14	19	4
63,74	560	393	167	96	9	19	2

PC-2

Recalque (mm)	Carga (kN)	AI (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0						
0	40	36	4	0	3	5	2
0,04	80	67	13	1	5	9	4
0,14	120	112	8	3	5	16	14
0,25	160	148	12	3	8	20	17
0,35	200	177	23	4	9	27	17
0,52	240	209	31	5	11	32	19
0,73	280	231	49	8	13	36	14
0,77	320	252	68	8	15	41	11
0,84	340	265	75	9	17	43	9
0,94	360	275	85	11	16	46	7
33,86	400	295	105	15	11	48	23
61,21	440	358	82	10	7	64	48

Tubulão 4 - Umidade Natural e recarregamento com pré-inundação por 48h.

Sem Base Alargada

Diâmetro = 0,60m

L = 8m

PC-1

Recalque (mm)	Carga (kN)	AI (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0						
0,02	50	50	0	4	2	6	4
0,055	100	100	0	8	8	8	4
0,195	150	150	0	13	14	9	4
0,56	200	200	0	17	20	8	5
1,3	250	246	4	24	23	13	4
2,465	300	296	4	29	26	13	11
4,505	350	343	7	34	29	19	11
8,555	400	385	15	36	31	22	20
19,095	450	420	30	39	32	28	20
39,35	500	450	50	44	32	29	26
69,74	550	472	78	43	34	28	34
121,42	600	490	110	39	35	27	47

PC-2

Recalque (mm)	Carga (kN)	AI (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0						
0,01	50	45	5	10	0	2	2
0,075	100	88	12	15	5	5	1
0,19	150	118	32	10	13	1	6
0,33	200	144	56	12	16	1	6
0,465	250	166	84	11	20	5	4
0,605	300	220	80	14	22	7	17
0,75	350	266	84	14	24	10	29
0,91	400	308	92	16	27	12	34
1,095	450	354	96	18	29	18	40
1,305	500	396	104	19	33	19	48
1,93	550	438	112	18	36	25	52
15,26	600	476	124	19	38	27	61
65,415	650	506	144	18	38	27	75
130,47	700	532	168	19	39	25	88

Tubulão 5

Umidade Natural e recarregamento c/ pré-inundação por 48h.

Com Base Alargada

L = 8m

Diâmetro do Fuste = 0,60m

Diâmetro da Base = 1,50m

PC-1

Recalque (mm)	Carga (kN)	Al (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0						
0,04	125	108	17	4	9	3	16
0,11	250	213	37	7	16	13	31
0,24	375	314	61	10	24	22	41
0,48	500	410	90	13	33	27	52
1,11	625	498	127	18	42	24	66
2,13	750	585	165	21	49	27	79
4,99	875	679	196	39	49	31	93
8,2	1000	753	247	36	52	37	116
16,28	1125	829	296	46	51	44	133
28,44	1250	892	358	39	60	36	161
43,71	1375	951	424	28	66	32	194
64,52	1500	1023	477	31	68	32	218

PC-2

Recalque (mm)	Carga (kN)	Al (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0						
0,09	80	48	32	1	5	1	6
0,22	160	86	74	3	8	5	9
0,45	240	109	131	4	9	8	13
0,74	320	126	194	6	9	10	12
1,08	400	138	262	8	10	10	14
1,49	480	147	333	9	11	13	11
1,9	560	164	396	11	12	15	9
2,47	640	175	465	11	14	13	12
2,78	720	201	519	13	14	20	12
3,29	800	214	586	14	16	20	12
4,15	880	243	637	17	17	24	13
4,8	960	263	697	18	20	24	13
6,12	1040	307	733	22	23	30	11
23,66	1120	272	848	17	27	21	3
40,68	1200	263	937	16	27	16	6
106,56	1280	219	1061	15	22	10	10

Tubulão 6.

Umidade Natural e recarregamento com pré-inundação por 48h
 Com Base Alargada L = 8m Diâmetro da Base = 1,50m
 Diâmetro do Fuste = 0,60m

PC-2

Recalque (mm)	Carga (kN)	Al (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0						
0,02	100	70	30	3	5	4	10
0,08	200	125	75	6	10	7	16
0,25	300	187	113	7	14	13	24
0,59	400	278	122	13	20	20	33
1,14	500	366	134	15	29	28	37
2,6	600	438	162	16	40	30	38
6,3	700	487	213	32	39	35	33
16,07	800	485	315	39	39	34	25
28,81	900	469	431	57	28	32	22
44,66	1000	457	543	83	16	25	22
63,48	1100	452	648	93	15	18	22

PC-3

Recalque (mm)	Carga (kN)	Al (kN)	base (kN)	fs12 (kPa)	fs23 (kPa)	fs34 (kPa)	fs56 (kPa)
0	0						
0,17	100	44	56	7	1	3	4
0,56	200	83	117	8	5	4	11
1,06	300	126	174	10	6	5	22
1,63	400	172	228	13	9	6	32
2,14	500	213	287	13	10	12	40
2,72	600	262	338	14	9	20	52
3,35	700	306	394	19	9	25	59
4,44	800	350	450	28	9	25	68
11,08	900	369	531	44	4	31	63
28,74	1000	373	627	53	2	31	55
49,89	1100	380	720	56	1	27	63
71,65	1200	383	817	57	1	24	66

Tubulão-1

PC-4	Pré-sat
Carga (kN)	E (kPa)
100	25000000
200	24500000
300	24000000
400	24200000
500	24550000
600	23800000
700	23540000
800	22550000
900	22300000

Tubulão-2

PC-2	Pré-sat
Carga (kN)	E (kPa)
100	23900000
200	23000000
300	21550000
400	21700000
500	21750000
600	22400000
700	21850000
800	21480000
900	20950000

Tubulão-3

PC-1	Natural
Carga (kN)	E (kPa)
80	22000000
160	21900000
240	21200000
320	21120000
400	21270000
480	21060000
560	21300000

PC-2	Pré-sat
Carga (kN)	E (kPa)
40	25800000
80	24200000
120	23800000
160	23000000
200	22500000
240	22250000
280	21750000
320	21650000
340	21500000
360	21350000
400	20900000
440	21450000

Tubulão-4

PC-1	Natural
Carga (kN)	E (kPa)
50	24000000
100	23000000
150	22100000
200	21700000
250	21800000
300	21550000
350	21600000
400	21700000
450	21350000
500	20530000
550	20400000
600	20530000

PC-2 Pré-sat

Carga (kN)	E (kPa)
50	14500000
100	16900000
150	18400000
200	18800000
250	19400000
300	19800000
350	19700000
400	20150000
450	20200000
500	20400000
550	20400000
600	20900000
650	21000000
700	20950000

Tubulão-5

PC-1	Natural
Carga (kN)	E (kPa)
125	24700000
250	23600000
375	23200000
500	22400000
625	22200000
750	22000000
875	21210000
1000	21300000
1125	20520000
1250	20350000
1375	20470000
1500	20000000

PC-2	Pré-sat
Carga (kN)	E (kPa)
80	23000000
160	22400000
240	21550000
320	21400000
400	21500000
480	21050000
560	20900000
640	20550000
720	20000000
800	20170000
880	20000000
960	19920000
1040	19600000
1120	19330000
1200	19370000
1280	19060000

Tubulão-6

PC-2	Natural	PC-3	Pré-sat
Carga (kN)	E (kPa)	Carga (kN)	E (kPa)
100	25000000	100	23000000
200	24000000	200	21700000
300	23950000	300	20800000
400	23450000	400	20150000
500	23350000	500	20100000
600	23930000	600	20050000
700	23510000	700	20220000
800	22880000	800	19900000
900	22500000	900	19300000
1000	22280000	1000	19280000
1100	21650000	1100	19510000
		1200	19480000

PC-2		Leitura em $\mu\epsilon$							Leitura em 0,01mm				
		Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	49185	49128	49210	48750	49696	48632					
		B	49258	50366	48710	49246	49364	47548					
100	0,04	a	-15	-13	-8	-6	-4	0		1	5	4	3
		b	-9	-8	-8	-6	-6	0					
		m	-12	-11	-8	-6	-5	0					
200	0,09	a	-28	-26	-17	-10	-8	-1		1	7	7	7
		b	-18	-16	-15	-11	-11	0					
		m	-23	-21	-16	-11	-10	-1					
300	0,25	a	-44	-41	-24	-12	-8	0		2	10	10	11
		b	-27	-24	-21	-17	-14	0					
		m	-36	-33	-23	-15	-11	0					
400	0,71	a	-59	-57	-32	-16	-11	0		2	13	14	14
		b	-34	-30	-26	-22	-19	-2					
		m	-47	-44	-29	-19	-15	-1					
500	2,01	a	-75	-72	-42	-19	-14	-2		4	17	17	18
		b	-42	-39	-34	-29	-26	-4					
		m	-59	-56	-38	-24	-20	-3					
600	5,28	a	-94	-86	-50	-21	-17	-2		5	20	21	23
		b	-56	-47	-37	-37	-36	-6					
		m	-75	-67	-44	-29	-27	-4					
0	3,81	a	-11	-2	10	22	20	0					
		b	-12	-4	6	3	7	-4					
		m	-12	-3	8	13	14	-2					

PC-3		Leitura em $\mu\epsilon$							Leitura em 0,01mm				
------	--	--------------------------	--	--	--	--	--	--	-------------------	--	--	--	--

Carga (kN)	Recalque (mm)	Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8
		Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	49160	49223	49266	48833	49775	48666					
		B	50392	49299	48760	49412	49295	47573					
100	0,08	a	-5	-5	-4	-2	-3	-1		2	1	2	3
		b	-5	-5	-4	-3	-3	0					
		m	-5	-5	-4	-3	-3	-1					
200	0,18	a	-16	-16	-12	-9	-10	-1		2	2	4	4
		b	-13	-13	-11	-10	-10	0					
		m	-15	-15	-12	-10	-10	-1					
300	0,41	a	-26	-26	-21	-16	-15	-1		3	5	7	9
		b	-20	-20	-18	-17	-16	0					
		m	-23	-23	-20	-16	-16	-1					
400	0,6	a	-35	-35	-29	-22	-20	-1		4	7	10	12
		b	-26	-26	-24	-23	-22	-1					
		m	-31	-31	-27	-22	-22	-1					
500	0,86	a	-51	-50	-40	-31	-27	-2		4	10	12	15
		b	-37	-37	-34	-31	-30	-1					
		m	-44	-44	-37	-31	-29	-2					
600	1,22	a	-65	-65	-51	-37	-33	-1		6	13	17	20
		b	-46	-46	-42	-38	-37	-1					
		m	-56	-56	-47	-36	-37	-1					
700	1,95	a	-78	-76	-60	-43	-38	-1		7	16	20	24
		b	-56	-54	-50	-46	-44	-2					
		m	-67	-65	-55	-44	-42	-2					
800	12,69	a	-92	-89	-67	-52	-49	-3		7	18	26	28
		b	-68	-62	-66	-69	-62	-5					
		m	-80	-76	-67	-61	-56	-4					
0	10,44	a											
		b											
		m	0	0	0	0	0	0					

PC-4	Leitura em μe	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Leitura em 0,01mm	1,9	4,6	7	7,8
	Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8

Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6		Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	49203	49153	49253	48811	49754	48664						
		B	49295	50380	49380	48735	49251	47752						
100	0,08	a	-11	-11	-9	-7	-7	0			0	1	1	2
		b	-12	-12	-7	-8	-7	0						
		m	-12	-12	-8	-8	-7	0						
200	0,44	a	-25	-24	-21	-17	-17	-1			2	2	5	7
		b	-22	-21	-18	-18	-16	-1						
		m	-24	-23	-20	-18	-17	-1						
300	0,91	a	-40	-39	-33	-26	-26	-1			3	6	10	11
		b	-32	-31	-29	-27	-26	-1						
		m	-36	-35	-31	-27	-26	-1						
400	1,38	a	-53	-53	-43	-35	-35	-2			5	9	15	16
		b	-42	-41	-39	-37	-35	-1						
		m	-48	-47	-41	-36	-35	-2						
500	1,89	a	-66	-66	-53	-42	-41	-2			6	13	20	21
		b	-51	-50	-49	-46	-43	-2						
		m	-59	-58	-51	-44	-42	-2						
600	2,61	a	-82	-81	-63	-48	-47	-3			7	15	24	24
		b	-63	-61	-56	-54	-51	-3						
		m	-73	-71	-60	-51	-49	-3						
700	6,99	a	-98	-93	-73	-57	-56	-3			10	19	28	30
		b	-73	-73	-70	-65	-62	-4						
		m	-86	-83	-72	-61	-59	-4						
800	25,77	a	-112	-111	-91	-75	-75	-6			21	25	38	39
		b	-92	-85	-94	-77	-77	-8						
		m	-102	-98	-93	-76	-76	-7						
900	45,88	a	-126	-123	-107	-90	-88	-8			22	28	42	45
		b	-106	-99	-116	-93	-91	-11						
		m	-116	-111	-112	-92	-90	-10						
0	43,99	a	-5	-3	-4	-6	-5	0						
		b	-16	-11	0	-1	-3	-5						
		m	-11	-7	-2	-4	-4	-3						

Tubulão 2 - Pré-Saturado por 48h		L = 8m											
Com Base Alargada		Diâmetro da Base = 1,50m											
Diâmetro do Fuste = 0,60m													
		Leitura em $\mu\epsilon$							Leitura em 0,01mm				
PC-1		Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	50480	49754	51471	51060	52135	51975					
		B	50625	50525	49455	51010	50635	52358					
75	0,03	a	-9	-8	-5	-4	-3	0		0	0	0	0
		b	-9	-8	-4	-5	-3	0					
		m	-9	-8	-5	-5	-3	0					
150	0,15	a	-19	-18	-11	-8	-8	0		1	0	1	4
		b	-17	-14	-9	-6	-3	0					
		m	-18	-16	-10	-7	-6	0					
225	0,3	a	-29	-29	-16	-13	-13	0		2	0	3	6
		b	-25	-21	-23	-14	-10	0					
		m	-27	-25	-20	-14	-12	0					
300	0,65	a	-40	-40	-25	-20	-19	0		3	2	5	9
		b	-34	-28	-23	-20	-14	0					
		m	-37	-34	-24	-20	-17	0					
375	1,59	a	-52	-51	-35	-28	-27	0		3	2	7	13
		b	-42	-34	-32	-26	-21	0					
		m	-47	-43	-34	-27	-24	0					
450	3,55	a	-62	-63	-46	-35	-35	-5		5	5	10	17
		b	-51	-42	-36	-33	-29	-4					
		m	-57	-53	-41	-34	-32	-5					
525	7,08	a	-74	-74	-57	-44	-44	-6		5	5	13	20
		b	-61	-47	43	-40	-37	-4					
		m	-68	-61	-7	-42	-41	-5					
600	8,88	a								5	5	15	23
		b											
		m	0	0	0	0	0	0					
0	7,45	a											
		b											
		m	0	0	0	0	0	0					

PC-2		Leitura em $\mu\epsilon$							Leitura em 0,01mm				
------	--	--------------------------	--	--	--	--	--	--	-------------------	--	--	--	--

		Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	50207	49490	48495	48897							
		B	48980	49387									
100	0,05	a	-16	-16	-8	-7	-5	0		1	3	1	3
		b	-8	-7	-7	-5	-5	0					
		m	-12	-12	-8	-6	-5	0					
200	0,14	a	-33	-33	-18	-15	-14	0		2	4	5	7
		b	-17	-15	-14	-13	-10						
		m	-25	-24	-16	-14	-12	0					
300	0,82	a	-53	-50	-31	-27	-25	-1		4	7	9	11
		b	-27	-24	-23	-19	-15	-1					
		m	-40	-37	-27	-23	-20	-1					
400	1	a	-71	-68	-45	-40	-39	-2		6	10	13	15
		b	-35	-32	-27	-26	-21	-1					
		m	-53	-50	-36	-33	-30	-2					
500	2,19	a	-91	-87	-59	-51	-48	-3		10	15	20	19
		b	-41	-37	-33	-30	-27	-2					
		m	-66	-62	-46	-41	-38	-3					
600	4,19	a	-111	-108	-73	-59	-55	-4		10	18	20	23
		b	-43	-39	-33	-44	-34	-3					
		m	-77	-74	-53	-52	-45	-4					
700	18,38	a	-134	-125	-95	-77	-74	-6		11	16	24	25
		b	-50	-43	-42	-53	-37	-4					
		m	-92	-84	-69	-65	-56	-5					
800	41,51	a	-154	-147	-119	-112	-108	-9		15	21	31	35
		b	-60	-53	-57	-65	-49	-5					
		m	-107	-100	-88	-89	-79	-7					
900	73,06	a	-172	-165	-129	-126	-124	-12		15	25	34	38
		b	-75	-67	-69	-78	-62	-7					
		m	-124	-116	-99	-102	-93	-10					
600	73,76	a	-124	-116	-95	-88	-95	-9		14	18	27	32
		b	-47	-42	-28	-22	-40	-4					
		m	-86	-79	-62	-55	-68	-7					
300	72,46	a	-65	-63	-46	-38	-52	-5		8	10	13	21
		b	-19	-36	-22	-15	-25	-1					
		m	-42	-50	-34	-27	-39	-3					
0	68,73	a	-6	-10	-7	-2	-3	0		1	3	7	0
		b	10	6	2	0	-4	0					
		m	2	-2	-3	-1	-4	0					

Tubulão 3 - Umidade Natural e posterior recarregamento com pré-inundação por 48h.														
Sem Base Alargada		Diâmetro = 0,60m		L = 8m										
		Leitura em $\mu\epsilon$								Leitura em 0,01mm				
PC-1		Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7		Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6		Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	48928	47820	50770	48478	49837	48034						
		B	50741	50070	50575	49398	50059							
80	0	a	-10		-3	-1	-1	3		1	2	1	2	
		b	-11	-9	-3	0	0	0						
		m	-11	-5	-3	-1	-1	2						
160	0,09	a	-20		-3	-1	0	4		2	3	3	3	
		b	-22	-16	-3	0	0	0						
		m	-21	-8	-3	-1	0	2						
240	0,75	a	-30		-3	-2	-1	7		4	6	4	5	
		b	-35	-26	-3	0	0	0						
		m	-33	-13	-3	-1	-1	4						
320	2,26	a	-40		-5	-4	-2	8		4	7	6	7	
		b	-47	-37	-8	0	0	0						
		m	-44	-19	-7	-2	-1	4						
400	5,97	a	-49		-5	-5	-4	8		6	7	9	9	
		b	-59	-47	-16	-5	-3	-1						
		m	-54	-24	-11	-5	-4	4						
480	17,29	a	-60		-8	-6	-9	10		6	8	10	13	
		b	-71	-58	-29	-16	-11	0						
		m	-66	-29	-19	-11	-10	5						
560	63,74	a	-68		-4	-7	-17	4		6	8	12	17	
		b	-83	-75	-57	-39	-28	-2						
		m	-76	-38	-31	-23	-23	1						
540	64,07	a	-66		-2	-6	-16	6		6	8	12	17	
		b	-80	-73	-56	-38	-27	-1						
		m	-73	-37	-29	-22	-22	3						
407	64,05	a	-52		6	0	-12	7		6	6	11	16	
		b	-61	-55	-46	-32	-23	-1						
		m	-57	-28	-20	-16	-18	3						
216	63,93	a	-32		19	9	-6	7		6	6	2	9	
		b	-32	-30	-30	-22	-17	0						
		m	-32	-15	-6	-7	-12	4						
0	63,7	a	-4		31	19	4	10		5		-2	0	
		b	-1	-3	-7	-5	-7	0						
		m	-3	-2	12	7	-2	5						

PC-2		Leitura em $\mu\epsilon$							Leitura em 0,01mm				
Carga (kN)	Recalque (mm)	Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8
0	0	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
		(Ponte) A	48952	47862	48546	49876	48048	50771					
		B	50767	50097	50589	49396	50053	49055					
40	0	a	-5	-5	-2	-2	-1	0		0	0	0	1
		b	-4	-4	-3	0	0	0					
		m	-5	-5	-3	-1	-1	0					
80	0,04	a	-10	-10	-5	-5	-3	1		1	1	2	3
		b	-9	-8	-6	0	0	0					
		m	-10	-9	-6	-3	-2	1					
120	0,14	a	-14	-14	-9	-9	-6	4		1	2	4	5
		b	-15	-13	-11	0	4	0					
		m	-15	-14	-10	-5	-1	2					
160	0,25	a	-19	-19	-12	-12	-9	4		1	3	5	6
		b	-21	-19	-15		6	0					
		m	-20	-19	-14	-6	-2	2					
200	0,35	a	-24	-24	-15	-15	-11	5		1	4	7	8
		b	-27	-24	-20		5	-2					
		m	-26	-24	-18	-8	-3	2					
240	0,52	a	-28	-28	-18	-18	-13	5		2	6	9	10
		b	-34	-30	-24		5	-2					
		m	-31	-29	-21	-9	-4	2					
280	0,73	a	-33	-33	-21	-21	-16	2		2	7	10	12
		b	-41	-35	-28		3	-4					
		m	-37	-34	-25	-11	-7	-1					
320	0,77	a	-38	-38	-24	-24	-18	2		3	8	11	15
		b	-47	-41	-32		0	-6					
		m	-43	-40	-28	-12	-9	-2					
340	0,84	a	-41	-41	-25	-25	-19	1		3	9	13	16
		b	-50	-43	-34		-1	-8					
		m	-46	-42	-30	-13	-10	-4					
360	0,94	a	-44	-44	-27	-27	-20	1		3	9	13	16
		b	-53	-44	-36		-3	-13					
		m	-49	-44	-32	-14	-12	-6					
400	33,86	a	-50	-45	-29	-27	-24	6		4	10	14	19
		b	-60	-53	-57		-15	-14					
		m	-55	-49	-41	-15	-21	-4					
440	61,21	a	-53	-47	-22	-31	-31	5		5	13	14	21
		b	-65	-63	-68		-18	-10					
		m	-59	-55	-50	-11	-25	-3					

423	61,46	a	-52	-46	-21	-29	-29	5		5	13	14	21
		b	-62	-61	-66		-15	-9					
		m	-57	-54	-44	-15	-22	-2					
300	61,44	a	-38	-33	-12	-21	-25	6		5	12	12	20
		b	-45	-45	-54		-11	-9					
		m	-42	-39	-33	-11	-18	-2					
150	61,03	a	-21	-18	-3	-12	-15	7		5	8	7	15
		b	-23	-23	-34		-2	-7					
		m	-22	-21	-19	-6	-9	0					
0	59,84	a	-3	-2	2	-4	-3	8		4	2	1	6
		b	-3	-3	-5		16	-8					
		m	-3	-3	-2	-2	7	0					

Tubulão 4 - Umidade Natural e posterior recarregamento com pré-inundação por 48h. Inversão: B no lugar de A e vice-versa.														
Sem Base Alargada		Diâmetro = 0,60m	L = 8m											
		Leitura em $\mu\epsilon$								Leitura em 0,01mm				
PC-1		Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7		Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6		Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	49013	50001	47929	49022	49197	49174						
		B	48756	50473	48947	49236	49017	48464						
50	0,02	a	-6	-4	-3	-2	-1	0		0	0	0	0	0
		b	-6	-5	-3	-2		0						
		m	-6	-5	-3	-2	-1	0						
100	0,055	a	-12	-8	-4	-2	0	0		1	1	3	3	
		b	-13	-11	-4	-1		0						
		m	-13	-10	-4	-2	0	0						
150	0,195	a	-18	-11	-5	-3	0	0		1	1	4	3	
		b	-21	-18	-4	1		0						
		m	-20	-15	-5	-1	0	0						
200	0,56	a	-24	-14	-5	-4	0	1		2	2	5	5	
		b	-29	-25	-4	1		0						
		m	-27	-20	-5	-2	0	1						
250	1,3	a	-30	-17	-6	-3	-1	3		2	3	7	6	
		b	-36	-30	-7	0		0						
		m	-33	-24	-7	-2	-1	2						
300	2,465	a	-37	-20	-7	-5	-1	2		3	4	9	9	
		b	-43	-36	-10	-2		0						
		m	-40	-28	-9	-4	-1	1						
350	4,505	a	-43	-25	-9	-5	-2	3		3	4	11	12	
		b	-50	-42	-14	-3		-1						
		m	-47	-34	-12	-4	-1	1						
400	8,555	a	-49	-30	-14	-9	-4	3		3	4	14	15	
		b	-57	-49	-18	-6		-2						
		m	-53	-40	-16	-8	-2	1						
450	19,095	a	-53	-34	-19	-12	-8	7		5	8	20	22	
		b	-68	-56	-22	-7		-3						
		m	-61	-45	-21	-10	-4	2						
500	39,35	a	-61	-41	-24	-18	-14	5		6	10	25	26	
		b	-79	-63	-29	-11		-4						
		m	-70	-52	-27	-15	-7	1						
550	69,74	a	-68	-47	-30	-27	-22	2		6	12	28	30	
		b	-87	-72	-35	-15		-7						
		m	-78	-60	-33	-21	-11	-3						
600	121,42	a	-74	-53	-34	-35	-30	0		6	14	31	34	

		b	-94	-80	-45	-22		-8					
		m	-84	-67	-40	-29	-15	-4					
580	121,77	a	-73	-51	-34	-35	-29	0		6	14	31	34
		b	-92	-78	-43	-21		-8					
		m	-83	-65	-39	-28	-15	-4					
400	121,675	a	-53	-36	-22	-26	-24	1		6	12	27	33
		b	-66	-55	-30	-14		-7					
		m	-60	-46	-26	-20	-12	-3					
200	121,325	a	-30	-20	-8	-16	-16	1		6	7	19	25
		b	-36	-26	-13	-4		-6					
		m	-33	-23	-11	-10	-8	-3					
0	120,3	a	-5	-2	3	-3	-5	2		3	0	5	5
		b	-4	5	11	11		-4					
		m	-5	2	7	4	-3	-1					

		Leitura em $\mu\epsilon$							Leitura em 0,01mm				
PC-2		Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	-5	-2	4	-3	-5	2		3	0	5	5
		B	-4	5	11	11		-4					
50	0,01	a	-10	-7	0	-7	-7	2		3	0	6	5
		b	-10	-1	7	9		-4					
		m	-10	-4	4	1	-4	-1					
100	0,075	a	-16	-11	-4	-10	-9	2		3	0	8	6
		b	-18	-8	2	5		-5					
		m	-17	-10	-1	-3	-5	-2					
150	0,19	a	-22	-15	-7	-13	-12	1		3	1	10	8
		b	-25	-15	-3	2		-5					
		m	-24	-15	-5	-6	-6	-2					
200	0,33	a	-29	-19	-10	-16	-14	1		3	2	12	10
		b	-32	-22	-8	-1		-5					
		m	-31	-21	-9	-9	-7	-2					
250	0,465	a	-35	-24	-14	-19	-17	1		3	3	14	12
		b	-39	-29	-12	-4		-6					
		m	-37	-32	-22	-16	-11	-3					
300	0,605	a	-41	-28	-17	-22	-20	1		3	4	16	15
		b	-46	-37	-17	-7		-6					
		m	-44	-33	-17	-15	-10	-3					
350	0,75	a	-48	-33	-21	-25	-21	1		3	5	19	18
		b	-54	-44	-22	-11		-6					

		m	-51	-39	-22	-18	-11	-3						
400	0,91	a	-53	-37	-24	-28	-23	1			3	6	21	20
		b	-61	-51	-26	-13		-6						
		m	-57	-44	-25	-21	-12	-3						
450	1,095	a	-59	-41	-27	-30	-24	0			4	9	23	23
		b	-69	-58	-31	-15		-7						
		m	-64	-50	-29	-23	-12	-4						
500	1,305	a	-65	-45	-30	-33	-26	0			4	10	25	25
		b	-76	-66	-35	-18		-7						
		m	-71	-56	-33	-26	-13	-4						
550	1,93	a	-71	-50	-33	-35	-28	0			5	12	28	28
		b	-84	-74	-40	-20		-6						
		m	-78	-62	-37	-28	-14	-3						
600	15,26	a	-76	-53	-35	-37	-31	0			5	14	30	32
		b	-89	-83	-48	-26		-7						
		m	-83	-68	-42	-32	-16	-4						
650	65,415	a	-81	-56	-33	-38	-36	-11			8	19	34	37
		b	-97	-93	-62	-37		-8						
		m	-89	-75	-48	-38	-18	-10						
700	130,47	a	-86	-58	-33	-40	-42	-21			9	21	36	40
		b	-106	-103	-73	-48		-8						
		m	-96	-81	-53	-44	-21	-15						
676	130,95	a	-84	-57	-31	-39	-39	-18			9	21	36	39
		b	-103	-100	-70	-45		-7						
		m	-94	-79	-51	-42	-20	-13						
400	130,735	a	-53	-34	-13	-26	-31	-15			9	18	27	35
		b	-63	-63	-51	-33		-6						
		m	-58	-49	-32	-30	-16	-11						
200	130,255	a	-29	-17	-1	-14	-21	-11			8	12	18	26
		b	-34	-32	-31	-21		-5						
		m	-32	-25	-16	-18	-11	-8						
0	128,855	a	-4	-2	6	-2	-7	-5			3	4	7	8
		b	-6	0	0	0		-3						
		m	-5	-1	3	-1	-4	-4						
0	128,69	a	-4	-1	6	-2	-7	-6			3	2	6	8
		b	-5	1	1	1		-4						
		m	-5	0	4	-1	-4	-5						

Tubulão 5 - Umidade Natural e posterior recarregamento com pré-inundação por 48h.							Com Base Alargada			L = 8m				
Diâmetro do Fuste = 0,60m		Diâmetro da Base = 1,50m												
		Leitura em $\mu\epsilon$						Leitura em 0,01mm						
PC-1		Strain-Gages	0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales	1,9	4,6	7	7,8	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	
0	0	(Ponte) A												
		B												
125	0,04	a	-18	-16	-6	-6		0		2	3	3	5	
		b	-11	-10	-8	-6	-4	0						
		m	-15	-13	-7	-6	-2	0						
250	0,11	a	-35	-33	-17	-12		1		4	8	7	12	
		b	-26	-23	-17	-13	-9	0						
		m	-31	-28	-17	-13	-5	1						
375	0,24	a	-51	-49	-26	-17		1		7	10	13	17	
		b	-42	-37	-26	-19	-15	1						
		m	-47	-43	-26	-18	-8	1						
500	0,48	a	-68	-66	-36	-23		1		9	13	19	22	
		b	-60	-52	-35	-28	-23	2						
		m	-64	-59	-36	-26	-12	2						
625	1,11	a	-86	-82	-41	-30		1		13	18	25	28	
		b	-76	-66	-46	-39	-33	-3						
		m	-81	-74	-44	-35	-17	-1						
750	2,13	a	-104	-97	-51	-38		1		15	21	29	32	
		b	-92	-83	-56	-48	-43	-4						
		m	-98	-90	-54	-43	-22	-2						
875	4,99	a	-126	-109	-64	-47		10		25	32	37	51	
		b	-111	-97	-67	-59	-53	-5						
		m	-119	-103	-66	-53	-27	3						
1000	8,2	a	-144	-126	-78	-58		9		25	39	40	59	
		b	-126	-113	-82	-73	-66	-7						
		m	-135	-120	-80	-66	-33	1						
1125	16,28	a	-165	-138	-93	-68		29		31	43	48	72	
		b	-150	-139	-104	-93	-83	-7						
		m	-158	-139	-99	-81	-42	11						
1250	28,44	a	-183	-160	-104	-85		1		38	53	56	80	
		b	-170	-161	-122	-111	-101	-9						
		m	-177	-161	-113	-98	-51	-4						
1375	43,71	a	-200	-190	-127	-108		-17		42	61	64	86	
		b	-186	-173	-132	-125	-119	-10						
		m	-193	-182	-130	-117	-60	-14						
1500	64,52	a	-221	-213	-147	-125		-23		47	71	74	95	

		m	-77	-73	-63	-57	-55	-4					
640	2,47	a	-105	-102	-83	-74	-65	-3		13	36	17	26
		b	-74	-68	-65	-63	-65	-5					
		m	-90	-85	-74	-69	-65	-4					
720	2,78	a	-121	-118	-97	-82	-74	-3		12	39	17	28
		b	-86	-78	-76	-74	-75	-6					
		m	-104	-98	-87	-78	-75	-5					
800	3,29	a	-134	-132	-107	-91	-83	-4		18	51	29	41
		b	-94	-84	-84	-83	-84	-7					
		m	-114	-108	-96	-87	-84	-6					
880	4,15	a	-148	-146	-119	-100	-91	-4		18	54	34	44
		b	-105	-93	-92	-91	-92	-7					
		m	-127	-120	-106	-96	-92	-6					
960	4,8	a	-161	-161	-128	-107	-100	-4		20	58	38	50
		b	-116	-101	-101	-102	-101	-8					
		m	-139	-131	-115	-105	-101	-6					
1040	6,12	a	-178	-175	-138	-114	-107	-4		18	54	34	44
		b	-127	-111	-110	-108	-108	-8					
		m	-153	-143	-124	-111	-108	-6					
1120	23,66	a	-192	-193	-155	-137	-130	-3		23	60	50	54
		b	-141	-125	-117	-115	-123	-9					
		m	-167	-159	-136	-126	-127	-6					
1200	40,68	a	-204	-208	-168	-152	-145	-4		24	64	57	60
		b	-152	-134	-128	-125	-136	-10					
		m	-178	-171	-148	-139	-141	-7					
1280	106,56	a	-221	-228	-193	-180	-170	-2		26	68	71	73
		b	-165	-145	-142	-140	-155	-10					
		m	-193	-187	-168	-160	-163	-6					
800	105,72	a	-143	-153	-143	-133	-121	1		24	50	70	59
		b	-114	-97	-93	-94	-105	-6					
		m	-129	-125	-118	-114	-113	-3					
400	103,9	a	-77	-86	-83	-77	-67	3		17	31	52	41
		b	-69	-56	-47	-54	-54	-2					
		m	-73	-71	-65	-66	-61	1					
0	100,11	a	-11	-20	-25	-19	-7	6		10	10	35	22
		b	-15	-3	2	-8	-4	4					
		m	-13	-12	-12	-14	-6	5					

Tubulão 6 - Umidade Natural e posterior recarregamento com pré-inundação por 48h.															
Com Base Alargada		L = 8m													
Diâmetro do Fuste = 0,60m		Diâmetro da Base = 1,50m													
		Leitura em $\mu\epsilon$						Leitura em 0,01mm							
PC-1		Strain-Gages		0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales		1,9	4,6	7	7,8
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota		1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota		1	2	3	4
0	0	(Ponte) A		47292	49770	49025	48934	48035	48472						
		B		48965	49369	48146	47900	48547	47775						
150	0,08	a		-10	-8	-7	-6	-5	0			0	11	5	8
		b		-27	-25	-9	-8	-5	0						
		m		-19	-17	-8	-7	-5	0						
300	0,22	a		-21	-18	-16	-16	-12	-1			0	14	12	16
		b		-58	-58	-21	-15	-10	0						
		m		-40	-38	-19	-16	-11	-1						
450	0,54	a		-31	-31	-28	-25	-22	-2			1	19	19	27
		b		-91	-90	-34	-23	-15	0						
		m		-61	-61	-31	-24	-19	-1						
600	2,1	a		-40	-40	-40	-31	-31	-3			3	23	27	37
		b		-116	-116	-46	-32	-23	0						
		m		-78	-78	-43	-32	-27	-2						
300	1,9	a													
		b													
		m		0	0	0	0	0	0						
0	1,35	a													
		b													
		m		0	0	0	0	0	0						

PC-2															
		Leitura em $\mu\epsilon$						Leitura em 0,01mm							
PC-2		Strain-Gages		0,25	1,9	4,6	6	7	7,7	Tell-Tales		1,9	4,6	7	7,8
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota		1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota		1	2	3	4
0	0	(Ponte) A		47324	49813	49073	48822	48046	48447						
		B		48955	49360	48156	47860	48555	47799						
100	0,02	a		-15	-13	-8	-6	-4	-1			0	0	0	2
		b		-8	-8	-7	-6	-3	0						
		m		-12	-11	-8	-6	-4	-1						
200	0,08	a		-31	-28	-17	-13	-10	-1			0	0	3	7
		b		-17	-16	-14	-13	-8	0						
		m		-24	-22	-16	-13	-9	-1						
300	0,25	a		-47	-44	-28	-22	-18	-2			1	2	7	15

		b	-25	-23	-20	-17	-9	0					
		m	-36	-34	-24	-20	-14	-1					
400	0,59	a	-64	-59	-39	-30	-23	-2		1	3	10	19
		b	-34	-30	-22	-17	-7	-1					
		m	-49	-45	-31	-24	-15	-2					
500	1,14	a	-81	-76	-51	-37	-27	-2		1	4	12	24
		b	-42	-36	-21	-15	-6	-1					
		m	-62	-56	-36	-26	-17	-2					
600	2,6	a	-95	-92	-65	-47	-32	-3		1	5	13	28
		b	-49	-41	-14	-11	-7	-1					
		m	-72	-67	-40	-29	-20	-2					
700	6,3	a	-113	-104	-87	-61	-40	-4		3	6	13	34
		b	-58	-44	-7	-8	-12	-1					
		m	-86	-74	-47	-35	-26	-3					
800	16,07	a	-135	-122	-112	-77	-52	-5		3	6	13	38
		b	-66	-50	-5	-15	-27	-2					
		m	-101	-86	-59	-46	-40	-4					
900	28,81	a	-158	-131	-136	-96	-67	-7		5	7	14	44
		b	-72	-56	-10	-26	-43	-2					
		m	-115	-94	-73	-61	-55	-5					
1000	44,66	a	-180	-133	-156	-117	-85	-8		10	12	18	51
		b	-78	-62	-15	-35	-55	-2					
		m	-129	-98	-86	-76	-70	-5					
1100	63,48	a	-204	-152	-180	-140	-104	-11		11	13	21	58
		b	-88	-68	-18	-44	-68	-3					
		m	-146	-110	-99	-92	-86	-7					
1075	63,85	a	-200	-149	-177	-137	-102	-10		11	14	21	57
		b	-87	-65	-16	-41	-65	-3					
		m	-144	-107	-97	-89	-84	-7					
680	63,51	a	-140	-88	-143	-112	-80	-8		6	7	8	36
		b	-54	-34	10	-13	-40	-1					
		m	-97	-61	-67	-63	-60	-5					
305	62,46	a	-74	-29	-91	-71	-45	-3		0	0	-6	14
		b	-22	-9	31	17	-5	0					
		m	-48	-19	-30	-27	-25	-2					
0	59,71	a	-11	21	-22	-15	-4	1		-6	-4	-16	-10
		b	6	9	33	33	23	0					
		m	-3	15	6	9	10	1					

Tubulão 6 - Umidade Natural e posterior recarregamento com pré-inundação por 48h.

Com Base Alargada		L = 8m											
Diâmetro do Fuste = 0,60m		Diâmetro da Base = 1,50m											
		Leitura em $\mu\epsilon$						Leitura em 0,01mm					
PC-3		Strain-Gages						Tell-Tales					
Carga (kN)	Recalque (mm)	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4	5	6	Prof.(m)/Cota	1	2	3	4
0	0	(Ponte) A	48836	47333	49818	49066	48059	48459					
		B	49423	49003	47942	48602	48235	47804					
100	0,17	a	-17	-13	-10	-10	-8	0		1	0	1	8
		b	-8	-7	-8	-6	-6	0					
		m	-13	-10	-9	-8	-7	0					
200	0,56	a	-35	-30	-25	-24	-20	-2		3	2	4	15
		b	-18	-17	-15	-13	-11	0					
		m	-27	-24	-20	-19	-16	-1					
300	1,06	a	-54	-49	-40	-41	-33	-4		5	3	8	22
		b	-29	-26	-25	-20	-15	-1					
		m	-42	-38	-33	-31	-24	-3					
400	1,63	a	-74	-68	-56	-57	-46	-5		7	5	12	30
		b	-40	-35	-33	-27	-19	-2					
		m	-57	-52	-45	-42	-33	-4					
500	2,14	a	-93	-86	-75	-72	-59	-6		9	8	16	35
		b	-50	-46	-41	-34	-23	-2					
		m	-72	-66	-58	-53	-41	-4					
600	2,72	a	-112	-104	-97	-87	-70	-8		10	9	20	42
		b	-60	-56	-48	-41	-27	-2					
		m	-86	-80	-73	-64	-49	-5					
700	3,35	a	-130	-118	-113	-99	-80	-9		11	11	22	48
		b	-69	-65	-55	-48	-32	-3					
		m	-100	-92	-84	-74	-56	-6					
800	4,44	a	-153	-132	-130	-113	-92	-10		14	13	25	54
		b	-78	-75	-62	-58	-38	-3					
		m	-116	-104	-96	-86	-65	-7					
900	11,08	a	-173	-147	-146	-131	-109	-12		16	15	29	61
		b	-95	-83	-78	-66	-49	-4					
		m	-134	-115	-112	-99	-79	-8					
1000	28,74	a	-191	-158	-158	-147	-125	-14		18	17	35	69
		b	-107	-90	-93	-74	-62	-4					
		m	-149	-124	-126	-111	-94	-9					
1100	49,89	a	-209	-175	-172	-167	-143	-15		22	21	42	79
		b	-115	-101	-102	-84	-69	-4					
		m	-162	-138	-137	-126	-106	-10					

1200	71,65	a	-228	-193	-191	-187	-162	-17		25	24	46	87
		b	-126	-112	-112	-95	-79	-4					
		m	-177	-153	-152	-141	-121	-11					
1180	71,92	a	-224	-189	-187	-184	-160	-17		25	24	46	87
		b	-124	-110	-110	-94	-77	-4					
		m	-174	-150	-149	-139	-119	-11					
680	70,85	a	-141	-123	-112	-123	-108	-10		15	21	29	60
		b	-70	-66	-59	-55	-40	-2					
		m	-106	-95	-86	-89	-74	-6					
300	68,89	a	-63	-37	-51	-51	-50	-4		8	15	12	24
		b	-30	-33	-32	-30	-30	0					
		m	-47	-35	-42	-41	-40	-2					
0	65,49	a	-7	19	-4	3	-3	1		3	10	-1	3
		b	-4	-5	0	-4	-9	0					
		m	-6	7	-2	-1	-6	1					