

JOÃO ANTONIO FORATO

**ESTUDO DO ATRITO LATERAL DE ESTACAS ESCAVADAS E
SUA CORRELAÇÃO VIA INVESTIGAÇÃO DE CAMPO NA REGIÃO
DE VIÇOSA/MG**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2015

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

Forato, João Antonio, 1962-
F692e Estudo do atrito lateral de estacas escavadas e sua
2015 correlação via investigação de campo na região de Viçosa/ MG /
 João Antonio Forato. – Viçosa, MG, 2015.
 x, 126f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndice.

Orientador: Enivaldo Minette.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.96-100.

1. Estacaria (Engenharia civil). 2. Estacas de concreto.
3. Deformações e tensões. 4. Fundações. I. Universidade Federal
de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de
Pós-graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.154

JOÃO ANTONIO FORATO

**ESTUDO DO ATRITO LATERAL DE ESTACAS ESCAVADAS E
SUA CORRELAÇÃO VIA INVESTIGAÇÃO DE CAMPO NA REGIÃO
DE VIÇOSA/MG**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 25 de fevereiro de 2015.

Leandro Neves Duarte

Wander Rodrigues da Silva

Enivaldo Minette
(Orientador)

*"O correr da vida embrulha tudo,
a vida é assim: esquenta e esfria,
aperta e daí afrouxa,
sossega e depois desinquieta.
O que ela quer da gente é coragem"*

(João Guimarães Rosa)

Aos meus pais, João e Antonia, pelo exemplo de vida e pela vida.

À minha companheira, Tânia, pelo carinho, compreensão e cumplicidade.

Aos meus irmãos, Marina e Davi, cúmplices e referenciais nesta minha caminhada.

A meu filho, Paulo Alexandre, pela presença.

Às minhas “meninas”, Mariana (Ana), Miriã (Miã) e Maria Nazaré (Lé), pelo carinho e por me permitirem chamá-las de filhas.

Dedico.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, professor Enivaldo Minette, pela amizade, conhecimentos transmitidos e, sobretudo, pela confiança na realização desta pesquisa.

Ao professor Leandro Neves Duarte e ao engenheiro Wander Rodrigues da Silva que participaram da banca de defesa com valiosas observações e contribuições.

Ao professor Eduardo Antônio Gomes Marques, pela cessão do trado mecanizado que agilizou e facilitou todo o processo de escavação das estacas.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV), por ter me aceitado como aluno do Mestrado em Geotecnia e proporcionado a concretização de um projeto pessoal de muito tempo.

À Pró-Reitoria de Administração (PAD/UFV), na pessoa da Pró-reitora Adm. Leiza Maria Granzinoli, pelo suporte e apoio logístico fundamentais para a execução e celeridade na condução desta pesquisa.

Aos técnicos, Júlio, do Laboratório de Mecânica dos Solos, e Wellington, do Laboratório de Materiais de Construção pela execução dos ensaios de laboratório.

Aos servidores do Setor de Terraplenagem da UFV pela colaboração, utilização da área para implantação do experimento, uso da estrutura física e do apoio logístico que foram fundamentais para a realização dos ensaios de campo.

Aos servidores dos setores de Usinagem e Serralheria e de Instalações Hidráulicas da UFV pelo auxílio na preparação e ajustes em peças e acessórios utilizados neste trabalho.

A empresa GeoPontual pela cessão do equipamento necessário à realização dos ensaios de SPT.

Ao amigo Rui Carlos de Oliveira, *“in memorian”*, engenheiro civil e mestre em engenharia agrícola, pelo incentivo e pela companhia em boa parte desta caminhada.

Ao amigo Paulo Afonso (P3), pelo desprendimento e competência com que conduziu a realização dos ensaios de campo e também pela oportunidade ímpar da troca experiências, bem como pelas histórias e lições de vida que somente no “trecho” se aprende.

Aos colegas e companheiros de trabalho da Diretoria de Manutenção (DIM), da Gerência de Projetos e Contratação de Obras (GPC) e da Gerência de Acompanhamento e Fiscalização de Obras (GEF), da qual faço parte, pelo apoio e pelas palavras de incentivo, fundamentais para superar as adversidades encontradas e para que o objetivo final fosse alcançado.

A Deus, que nos dá a vida, por sua presença constante, que me concedeu fé, saúde, força, serenidade, sabedoria e coragem para vencer as dificuldades e conquistar meus objetivos.

SUMÁRIO

RESUMO.....	ix
ABSTRACT.....	x
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	3
1.2. Estrutura da dissertação	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 Resistência Lateral.....	5
2.2 Ensaio de Campo	6
2.2.1 Ensaio Pressiométrico (PMT).....	6
2.2.1.1 Esquema de amostragem - Perfuração.....	8
2.2.1.2 Pressão Limite (PL).....	9
2.2.1.3 Módulo Pressiométrico (EM)	10
2.2.2 Ensaio Dilatométrico (DMT)	12
2.2.2.1 Aplicações	13
2.2.2.2 Equipamento	14
A.) Generalidades	14
B.) Montagem esquemática	15
C.) Detalhes da lâmina.....	16
2.2.2.3 Leituras das Pressões Iniciais e Finais da Membrana	17
A.) Pressão “P1”	18
B.) Pressão “P0”	18
2.2.2.4 Resultados Diretos	18
A.) Índice do Material (Id).....	19
B.) Módulo Dilatométrico (Ed)	20
C.) Índice de tensão horizontal (Kd).....	22
2.2.3 SPT	23
2.2.4 SPT-T.....	25

2.3	Métodos de Previsão de Capacidade de Carga Baseados em Correlações Semiempíricas	27
2.3.1	Método baseado no ensaio PMT	27
2.3.1.1	Método Bustamante e Gianceselli, 1981	27
2.3.2	Método baseado no ensaio DMT	29
2.3.2.1	Método Peiffer, 1991	29
2.3.3	Métodos baseados nos ensaios SPT	31
2.3.3.1	Método Aoki-Velloso, 1975.....	31
2.3.3.2	Método Teixeira, 1996.....	33
2.3.3.3	Método Décourt-Quaresma, 1978	33
2.3.4	Métodos baseados nos ensaios SPT-T.....	34
2.3.4.1	Método Peixoto, 2001	34
2.3.4.2	Método Alonso, 1994	35
2.4	Estudo de caso	36
3.	MATERIAL E MÉTODOS	42
3.1	Ensaio de Campo	42
3.2	Ensaio de Laboratório	43
3.3	Posição dos Ensaio de Campo	43
3.4	Execução das estacas	46
3.5	Execução das provas de carga estáticas	49
3.5.1	Procedimentos preliminares.....	49
3.5.2	Materiais utilizados para montagem do sistema de ensaio	50
3.5.3	Montagem do sistema	53
3.5.4	Execução do ensaio	57
4.	RESULTADOS	60
4.1	Investigação de campo	60
4.1.1	SPT (sondagem de simples reconhecimento à percussão)	60
4.1.2	SPT-T (sondagem de simples reconhecimento à percussão com medida de torque)	63
4.1.3	Ensaio Pressiométrico (PMT).....	66
4.1.4	Ensaio Dilatométrico (DMT)	69

4.1.5	Provas de carga estáticas	75
4.1.6	Massa específica do solo <i>in situ</i>	83
4.1.7	Resistência Característica a Compressão da Pasta de Cimento	83
4.2	Ensaio de laboratório.....	83
4.2.1	Análise granulométrica.....	84
4.2.2	Limites de Atterberg (LL e LP)	84
4.2.3	Massa específica dos sólidos.....	85
4.2.4	Teor de umidade	86
4.3	Estimativa do atrito lateral por meio de métodos semiempíricos	86
4.3.1	Atrito lateral em função de resultados dos ensaios SPT-1 e SPT-2	86
4.3.2	Atrito lateral em função de resultados dos ensaios SPT-T1 e SPT-2.....	87
4.3.3	Atrito lateral em função de resultados dos ensaios PMT-1 e PMT-2.....	87
4.3.4	Atrito lateral em função de resultados dos ensaios DMT-1 e DMT-2.....	87
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	89
5.1	Valores obtidos nas provas de carga à tração	89
5.2	Estimativa da carga de ruptura por meio dos métodos semiempíricos	90
5.3	Estimativa da carga de ruptura por meio dos métodos semiempíricos corrigida	90
5.4	Comparação dos valores das relações obtidas nos métodos semiempíricos e nas provas de carga.....	92
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
6.1	Conclusões	94
6.2	Sugestões	95
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	96
	APÊNDICE A – Análise Granulométrica do Solo.....	102

RESUMO

FORATO, João Antonio, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2015. **Estudo do Atrito Lateral de Estacas Escavadas e sua Correlação Via Investigação de Campo na Região de Viçosa/MG.** Orientador: Enivaldo Minette. Coorientadores: Roberto Francisco de Azevedo e Eduardo Antônio Gomes Marques.

Esta pesquisa objetivou estudar a parcela referente ao atrito lateral, medido ao longo do fuste em seis estacas escavadas com trado mecânico, submetidas a esforços de tração. Este estudo foi conduzido por meio de parâmetros geotécnicos do solo em estudo, a partir dos ensaios de campo (DMT; PMT, SPT SPT-T e massa específica aparente *in situ*) e laboratório (granulometria conjunta, limites de Atterberg, massa específica dos sólidos e teor de umidade), e por meio destes foi possível identificar como um solo residual maduro classificado como silte de alta compressibilidade arenoso. A área experimental está localizada no Setor de Terraplenagem no *Campus* Viçosa da Universidade Federal de Viçosa. Foram realizadas provas de carga com carregamento lento nas seis estacas, com comprimento de 5 m e diâmetro de 0,15 m, medindo-se cargas e respectivos deslocamentos até a verificação da ruptura da interface solo-estaca. São apresentados os resultados dos ensaios de campo e laboratório. A massa específica aparente *in situ* foi determinada pelo método do frasco de areia. Os métodos de cálculo semiempíricos geralmente fornecem a carga de ruptura lateral para estacas submetidas a esforços de compressão. Por meio da aplicação de um coeficiente verificado em outra pesquisa de mestrado, cujo valor é 0,63, estimou-se o valor da carga de ruptura à tração que foram comparados com os resultados obtidos nas provas de carga.

ABSTRACT

FORATO, João Antonio, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2015. **Study of lateral friction resistance in cast-in-place piles and your correlation by campo research in Viçosa / MG.** Adviser: Enivaldo Minette. Co-advisers: Roberto Francisco de Azevedo and Eduardo Antonio Gomes Marques.

This research aimed to study the portion of the lateral friction, measured along the stem in six stakes dug with mechanical auger, subjected to tensile stresses. This study was conducted by means of geotechnical parameters of the soil in this study, based on field trials (DMT; PMT, SPT SPT-T and density apparent in situ) and laboratory (joint size distribution, Atterberg limits, density of solids and moisture content), and through them was identified as a mature residual soil classified as high compressibility sandy silt. The experimental area is located on the Earthwork Sector in Universidade Federal de Viçosa *Campus*. Load tests were conducted with the slow loading poles six, with a length of 5 m and diameter 0,15 m, by measuring their loads and displacements until the verification interface soil-cutting breakage. The results of field and laboratory tests are presented. The bulk density was determined by in situ sand flask method. The semi-empirical calculation methods generally provide lateral tensile strength for cuttings subjected to compressive forces. By applying a factor found in another Master thesis, whose value is 0.63, it was estimated that the value of the tensile breaking load were compared with the results obtained in the load test.

1. INTRODUÇÃO

Qualquer obra de engenharia civil será convenientemente projetada após um adequado conhecimento do terreno (subsolo) em que será implantada.

As investigações do subsolo podem evitar muitas surpresas durante a execução das obras geotécnicas. Diversos erros eram cometidos antes do reconhecimento da importância da análise prévia do subsolo, assim tornou-se obrigatório a investigação do subsolo em obras de médio e grande porte. Segundo o engenheiro Décourt é inconcebível executar fundações sem uma boa sondagem.

As informações obtidas a partir de mapas geológicos, fotografias aéreas ou de satélites e ainda reconhecimento expedito no campo, poderão indicar em termos gerais, a natureza dos solos, os tipos de rocha e as propriedades de engenharia mais significativas.

O estudo geotécnico local, além de indicar a possibilidade de ocorrências que poderão ocasionar problemas futuros à obra, também é muito útil na interpretação dos resultados obtidos nas investigações.

Os ensaios executados em campo para esta pesquisa foram:

- Ensaio Pressiométrico (PMT)

Desenvolvido por Louis Ménard na França em 1955 e em 1963 publica a aplicação direta ao cálculo da capacidade de carga e recalques de fundações.

É empregado na determinação *in situ* das características de resistência e de compressibilidade do solo e consiste na medição da pressão necessária à expansão de uma câmara sonda cilíndrica introduzida no terreno.

Por meio das medidas de expansão da sonda e correspondentes variações volumétricas podem ser determinados o valor do coeficiente de empuxo no repouso (k_0), o módulo de elasticidade (E), o ângulo de resistência ao cisalhamento para solos granulares, a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) de solos coesivos e o comportamento de fundações quanto às características de deformação e capacidade de suporte.

- Ensaio Dilatométrico (DMT)

O equipamento foi idealizado e desenvolvido em 1975, pelo engenheiro Silvano Marchetti.

Seus resultados compreendem determinações diretas de índices específicos desse ensaio e permitem avaliações de parâmetros da Mecânica dos Solos, obtidos com base em correlações.

A grande propriedade característica desse ensaio é sua padronização.

O ensaio permite a obtenção direta de 3 (três) índices que representam as bases, para as correlações que permitem as estimativas dos demais parâmetros, de interesse da engenharia geotécnica. O índice do material (I_D) representa a identificação do comportamento granulométrico do solo (argilas, siltes e areias); o índice módulo dilatométrico (E_d) permite a determinação das características de compressibilidade do solo e o índice de tensão horizontal (K_d) permite avaliar o histórico de tensões, já aplicadas ao solo.

- Ensaio de Sondagem a percussão (SPT)

É um método direto de investigação do subsolo e é utilizado para se avaliar o tipo e obter a resistência do solo, resistência esta denominada N_{SPT} , também, pode ser obtido com este tipo de ensaio a posição do nível d'água encontrado e confirmado após 24 horas da perfuração.

Os resultados deste ensaio são utilizados como prática constante nos projetos de fundações diretas e profundas. Em face da simplicidade e robustez do seu equipamento e o baixo custo de execução se popularizou em relação aos demais tipos de ensaio.

- Ensaio de Sondagem a percussão com aplicação de torque (SPT-T)

Ranzini (1988) sugeriu que se medisse o torque após a execução do ensaio SPT. Basicamente, o equipamento constitui-se de um torquímetro, uma chave soquete, um pino adaptador e um disco centralizador, que são acoplados às hastes, após a cravação dos 45 cm do amostrador.

A medida do torque, quando solicitada, será efetuada ao término de cada ensaio de penetração SPT, verificando-se a medida de torque máximo e torque residual por meio de um torquímetro, devidamente calibrado, medidos em Kgf x m.

1.1. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho consiste em um estudo do atrito lateral de estacas escavadas e sua correlação via investigação de campo na região de Viçosa/MG. Esta pesquisa será realizada por meio de parâmetros geotécnicos do solo em estudo, a partir dos ensaios SPT, SPT-T, PMT e DMT realizados na área referente ao Setor de Terraplenagem situado nesta Instituição, e assim, comparar os resultados destes parâmetros geotécnicos com outros da literatura.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi dividida em 6 (seis) capítulos. O primeiro capítulo é destinado à Introdução do assunto abordado nesta pesquisa, incluindo objetivo, ensaios a serem executados e organização da dissertação, seguindo do segundo capítulo de uma Revisão Bibliográfica que descreve os métodos a serem avaliados. Nesta etapa também será abordado estudo de caso.

No terceiro capítulo serão abordados os Materiais e Métodos aplicados na pesquisa, com um mapa com a localização dos pontos ensaiados, a descrição dos ensaios de laboratório e de campo.

No quarto capítulo são apresentados os Resultados dos ensaios realizados em campo e em laboratório.

Após a apresentação dos resultados segue no quinto capítulo a Análise dos Resultados comparando os resultados experimentais das provas de carga com as previsões de cargas de ruptura obtidas pelos métodos semi-empíricos.

Por último, o sexto capítulo refere-se às Considerações Finais do trabalho, destacando as conclusões do estudo e sugestões para futuras pesquisas com estacas escavadas. A seguir, listam-se as Referências Bibliográficas utilizadas e os Apêndices.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, será apresentada uma breve revisão bibliográfica dos métodos de ensaio direto e semidireto que foram realizados nesta pesquisa com um breve histórico de cada um dos ensaios realizados – Ensaio Pressiométrico, Ensaio Dilatométrico, Ensaio SPT e SPT-T.

Será apresentado também, um estudo de caso encontrado na literatura.

2.1 RESISTÊNCIA LATERAL

A carga aplicada a uma estaca submetida a esforços de tração é resistida pela interação de duas parcelas que atuam no sentido contrário da carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência lateral gerada ao longo do fuste da estaca, sendo que a mobilização da resistência lateral se dá pela interação da deformabilidade do solo e a da própria estaca.

Alguns autores associam a resistência lateral à forma da estaca, como se pode observar na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Associação da resistência lateral com a forma da seção da estaca de acordo com os autores.

Autores	Atrito Lateral
Vesic, 1963	O atrito lateral unitário para estacas de seção circulares é sempre maior que para as estacas de seção retangulares.
Chellis, 1962	A resistência por atrito lateral para estacas quadradas é em torno de 60% da correspondente a estacas circulares de mesma seção.
Jaime et AL, 1992	Para estacas escavadas a forma da seção circular interfere significativamente no valor da resistência lateral sob proteção de lamas tixotrópicas. As estacas de seção circular possuem melhor desempenho em relação ao atrito lateral, seguida pela hexagonal, quadrada, triangular e plana.

2.2 ENSAIOS DE CAMPO

2.2.1 ENSAIO PRESSIOMÉTRICO (PMT)

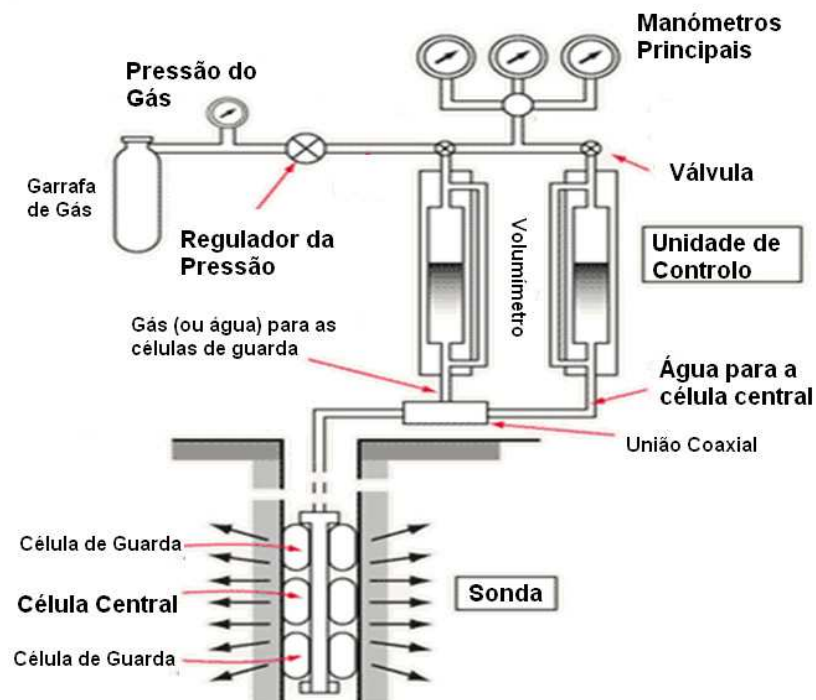
O princípio do pressiômetro foi idealizado por Köegler e Scheidig em 1930. A utilização do pressiômetro na determinação in situ das características de resistência e de compressibilidade do solo foi aperfeiçoada a partir do trabalho de Ménard (1957) e da criação do Centro de Estudos Ménard (CEM), na França. Diferentes tipos de pressiômetros foram desenvolvidos neste Centro, cada um com características específicas para permitir utilização em solos moles e até mesmo em rocha.

Este ensaio consiste na medição da pressão necessária à expansão de uma câmara sonda cilíndrica introduzida no terreno, dentro de perfurações, com o objetivo determinar as características de pressão x variação volumétrica do material.

Por meio dos valores da pressão de expansão da câmara sonda e correspondentes variações volumétricas, pode-se estimar:

- a) Via o restabelecimento do equilíbrio de forças, o valor do coeficiente de empuxo no repouso;
- b) Via a teoria de expansão de cavidades cilíndricas, os valores do Módulo de Elasticidade (E) e do ângulo de resistência ao cisalhamento de solos granulares e da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) de solos coesivos.
- c) Via correlações semi-empíricas, o comportamento de fundações quanto às características de deformação e capacidade de suporte.

O aparelho é constituído de três partes: a sonda, a unidade de controle e as tubulações unindo às duas primeiras partes tal como mostrado no esquema da Figura 2.1.



Fonte: Adaptado de WHELTMAN & HEAD, 1983

Figura 2.1 - Esquema do pressiómetro de Ménard.

A sonda é formada por três células passíveis de se dilatarem quando solicitadas. A célula do meio é utilizada na determinação das características do solo, enquanto, as células das extremidades servem de proteção e estabelecimento de um campo de tensões homogêneo na região do ensaio. A Tabela 2.2 mostra as dimensões principais de duas sondas, codificadas segundo o Diamond Core Drill Manufacture's Association (DCDMA), bem como o intervalo de variação do diâmetro do furo em que a sonda deverá ser instalada. A unidade de controle e a parte do sistema que fica na superfície contém depósito de CO₂ e manômetros para medir a pressão aplicada na célula de medidas e nas de proteção, podendo estas pressões serem iguais ou diferentes. A tubulação usada entre a unidade de controle e a sonda poderá ser coaxial ou separada dependendo do tipo de pressiómetro.

Tabela 2.2 – Dimensões das sondas e variação do diâmetro, segundo o DCDMA.

Código DCDMA	Diâmetro (mm)		Célula de medida	
	Furo	Sonda	Comprimento (cm)	Volume (cm ³)
AX	46 – 52	44	36	535
BX	60 - 66	58	21	

2.2.1.1 ESQUEMA DE AMOSTRAGEM - PERFURAÇÃO

A distância entre pontos ensaiados não deverá ser inferior a 50 cm a fim de se evitar a superposição de zonas de influência de cada ensaio. A pressão limite de cada ensaio será alcançada por estágios, devendo-se fazer medidas do volume de água introduzida na célula central em tempos padronizados. Devido ao material com que é construído o equipamento, as pressões lidas no manômetro não são iguais àquelas aplicadas ao solo, e por isso, o equipamento deverá ser previamente calibrado.

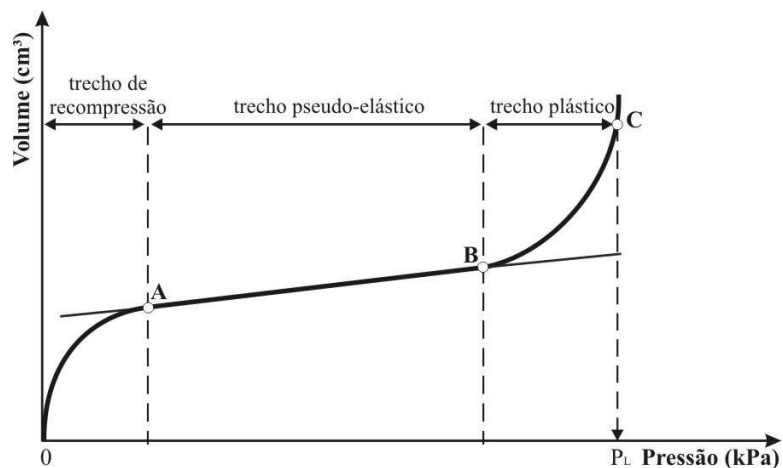
Com os pares de valores pressão aplicada e volume d'água injetado, ambos devidamente corrigidos, será construída a curva pressiométrica (Figura 2.2), e na qual são definidas três fases: a primeira corresponde a uma reposição de tensões no solo e representada pelo trecho 0-

P_0 ; a segunda fase, denominada pseudoelástica, com uma variação linear (trecho AB da curva) é representada pelo intervalo de pressões P_0 - P_f . Na última fase, a partir de B, a relação pressão-deformação não é linear e a pressão tende para um valor assintótico denominado pressão limite; esta fase é representada pelo intervalo P_f - P_L .

2.2.1.2 PRESSÃO LIMITE (P_L)

A pressão limite (P_L) é definida teoricamente como a pressão alcançada para ocorrer uma expansão infinita de um cilindro. Como a expansão infinita não pode ser alcançada durante o ensaio, a pressão limite é definida como a pressão alcançada quando a cavidade do solo tiver duas vezes o seu tamanho inicial (Briaud, 1992).

Ela pode ser determinada diretamente da curva pressiométrica, como a abscissa da assíntota da curva. Entretanto, é mais usual considerar como a pressão correspondente a um aumento de volume ΔV igual ao volume inicial do furo V_0 , ou seja, $\left(\frac{\Delta V}{V_0} = 1\right)$. Ménard (1975) afirma que $\Delta V/V_0$ pode ser considerado como a pressão necessária quando o volume lido corrigido alcançar 700 cm^3 .



Fonte: Sandroni & Brandt (1983)

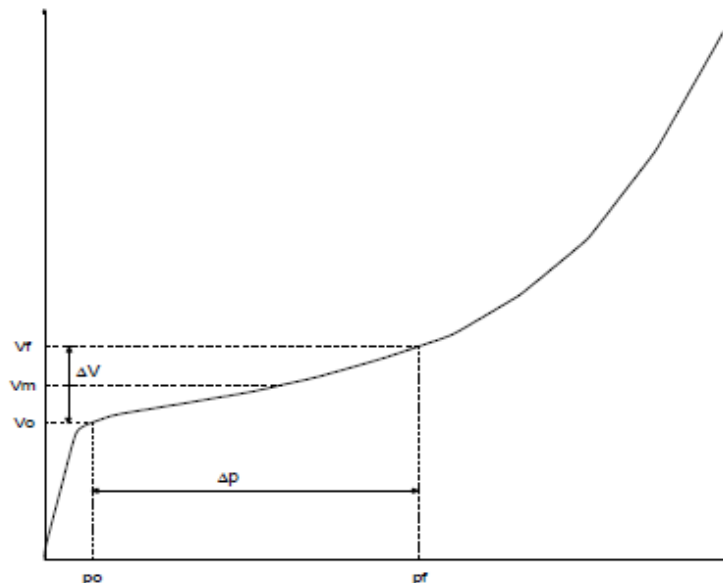
Figura 2.2 - Fases de uma curva pressiométrica ideal do ensaio Ménard.

2.2.1.3 MÓDULO PRESSIOMÉTRICO (E_M)

O módulo de deformação pressiométrico (E_M) é calculado por meio do trecho linear da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.3), de acordo com a Equação 2.1:

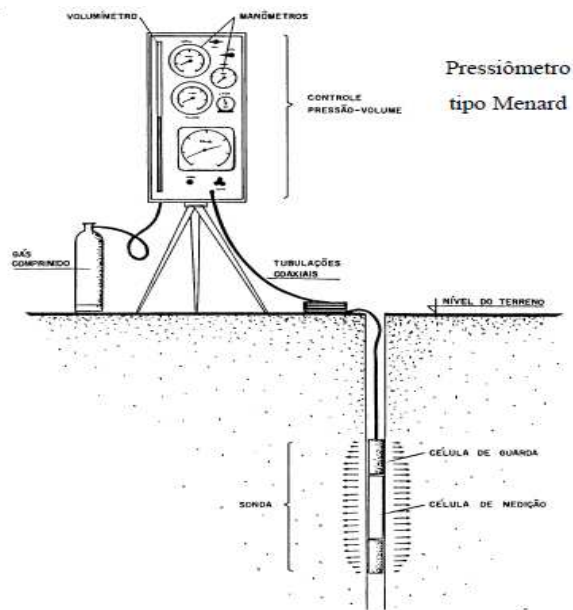
$$E_M = 2,66 \cdot \left(V_c + \frac{V_0 + V_f}{2} \right) \cdot \frac{p_f - p_0}{V_f - V_0} \quad (2.1)$$

Sendo V_c uma constante da sonda e os demais valores retirados da curva pressiométrica.



Fonte: adaptado de Bustamante e Gianceselli (1981)
Figura 2.3 – Curva pressiométrica corrigida.

Ménard (1975) recomenda que um valor constante de v igual a 0,33 seja adotado para todos os tipos de solo no cálculo do módulo pressiométrico. Segundo Briaud (1992), para argilas este valor não é recomendado devido ao seu comportamento não drenado, neste caso, adota-se um valor médio de 0,50.



Fonte: Schnaid (2005)

Figura 2.4 – Esquema demonstrativo da execução do ensaio.

Execução do ensaio:

- a) Perfuração até a profundidade de ensaio – a trado, percussão ou por sonda autoperfurante;
- b) A sonda é posicionada e inflada sob pressão crescente até a pressão limite;
- c) A cada estágio de pressão são feitas leituras da variação de volume em intervalos de 15, 30 e 60 segundos da aplicação da pressão;
- d) O ensaio é encerrado quando é atingida a expansão limite da sonda.

Tabela 2.3 – Vantagens e limitações do ensaio PMT:

Vantagens	Limitações
Consegue medir a relação tensão-deformação associada à expansão de uma membrana infinitamente longa numa grande variedade de solos.	A direção de solicação é radial, num plano horizontal, pelo que a determinação de parâmetros geotécnicos se desvia da realidade (efeito de anisotropia).
Permite relacionar a curva pressiométrica com a deformabilidade <i>in situ</i> por meio dos parâmetros notáveis do comportamento mecânico dos solos.	Os parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos não são comparáveis com os obtidos em outros ensaios.
	Baixa robustez do equipamento.
	Estabelecimento de perfis não contínuos.
Em poucos minutos é possível obter parâmetros que caracterizam o solo.	Dificuldade no controle da drenagem.
	Utilização complicada em solos grosseiros.
	Necessidade de mão-de-obra especializada.
	Grande complexidade de execução do ensaio.

2.2.2 ENSAIO DILATOMÉTRICO (DMT)

O dilatômetro de Marchetti (DMT) é um equipamento desenvolvido com a finalidade de obter parâmetros geotécnicos de solos, em investigações de campo.

Esse equipamento foi idealizado e desenvolvido em 1975 pelo engenheiro Silvano Marchetti, professor da Universidade L'Aquila, em Roma, na Itália.

Ele foi patenteado em 1977, na Itália, e introduzido nos Estados Unidos pela empresa Schmertmann & Crapps Inc., onde ganhou destaque e reconhecimento internacional, estando atualmente em uso em 40 países.

A normatização dos procedimentos está estabelecida nos Estados Unidos pela ASTM "Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer Test" - D6635-01 e na Europa no Eurocode 7 - Geotechnical Design - Part 3 - "Design assisted by field testing" - Section 9 - "Flat Dilatometer Test (DMT)".

No Brasil, a Damasco Penna Engenheiros Associados S/C Ltda. opera esse equipamento desde 1997, com sucesso na obtenção de parâmetros para análise de difíceis problemas geotécnicos.

2.2.2.1 APLICAÇÕES

Em princípio, deve ser usado em locais onde já estejam disponíveis sondagens convencionais à percussão, padrão SPT conforme ABNT NBR 6484:2001.

Seus resultados compreendem determinações diretas de índices específicos desse ensaio e permitem avaliações de parâmetros da Mecânica dos Solos, obtidos com base em correlações. Um grande predicado desse ensaio é sua absoluta padronização internacional, o que o torna absolutamente igual, em qualquer um dos 40 países que o utilizam, permitindo assim um compartilhamento internacional direto da experiência obtida, o que não ocorre com o ensaio SPT, que enfrenta a dificuldade de padronização internacional, fruto das diferentes energias aplicadas.

As principais aplicações desse ensaio estão relacionadas aos seguintes problemas geotécnicos:

- Previsão de recalque de fundação de edifício, aterro, tanque, piso etc;
- Avaliação do módulo de deformabilidade edométrica (de adensamento) dos solos;
- Avaliação da resistência de argilas saturadas, solicitadas em condições não drenadas (rápidas);
- Identificação estratigráfica do subsolo;
- Controle tecnológico da compactação de aterros;
- Detecção de superfícies de escorregamento em taludes instáveis;
- Avaliação das curvas “p x y” para análise de estaca sujeita a esforço transversal;

- Identificação da potencialidade de liquefação de massas arenosas;
- Avaliação do coeficiente de adensamento (C_v) e de permeabilidade (K) de solos argilosos;
- Avaliação do ângulo de atrito da resistência drenada (lenta), de massas arenosas;
- Avaliação do histórico de tensões e do coeficiente de empuxo em repouso, de solos argilosos;
- Obtenção de parâmetro de reação do subleito, para o apoio de pisos industriais;
- Obtenção do coeficiente de recalque horizontal do terreno, para o projeto de parede diafragma atirantada.

2.2.2.2 EQUIPAMENTO

A.) Generalidades

O princípio de funcionamento do “DMT” (Dilatômetro de Marchetti) consiste em aplicar pressões ao solo através de uma membrana metálica de 6,0 cm de diâmetro, instalada na face lateral de uma lâmina muito delgada, produzida em aço inoxidável, de altíssima resistência.

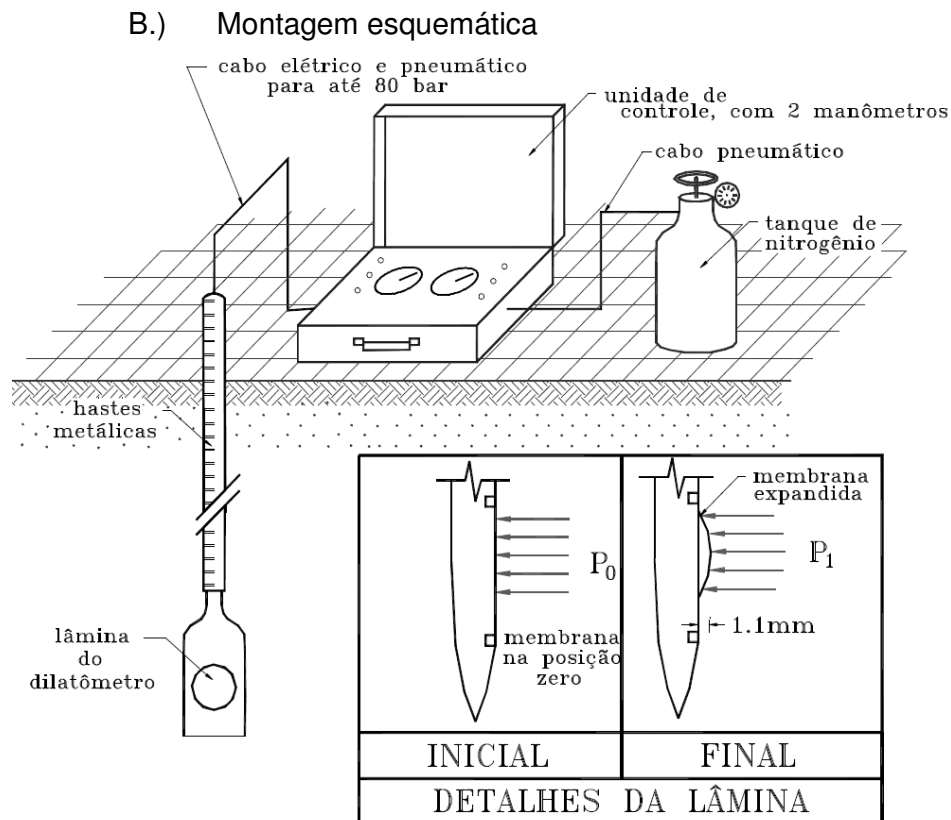
O ensaio compreende a aplicação de uma pressão na membrana, exercida pela introdução de gás nitrogênio, extrasseco, inserido nas costas dessa membrana, de maneira tal que essa venha se expandir contra o terreno, atingindo um valor máximo de deslocamento de 1,10 mm em seu centro, medindo-se então as pressões do início e do final dessa expansão, por meio de um par de manômetros de alta precisão, disponíveis na central de leituras do equipamento que é instalada na superfície do terreno.

O gás nitrogênio, extrasseco, fica disponível na superfície em cilindro blindado de alta pressão com limite superior de até 80 Kgf/cm² (equivalente a cerca de 800 metros de coluna d’água), assegurado pelo uso de uma válvula reguladora de pressão.

Uma fiação elétrica liga a membrana, instalada na lâmina do “DMT”, à unidade de controle situada na superfície do terreno permitindo a monitoração da expansão da membrana contra o solo.

Aplicar uma pressão e medir a correspondente deformação ocorrida no solo equivale a obter informações relativas ao comportamento “tensão x deformação” do solo, aspecto que está associado aos parâmetros fundamentais de resistência, deformabilidade, granulação e histórico de tensões geostáticas.

Essas observações, do comportamento do solo, relativas às pressões “inicial” (pseudo-repouso do terreno, no momento do início da expansão da membrana) e “final” (expansão completa da membrana, contra o terreno), permitem as determinações dos índices dilatométricos, e também as avaliações de numerosos parâmetros geotécnicos.



Fonte: Adaptado de Marchetti (1997)

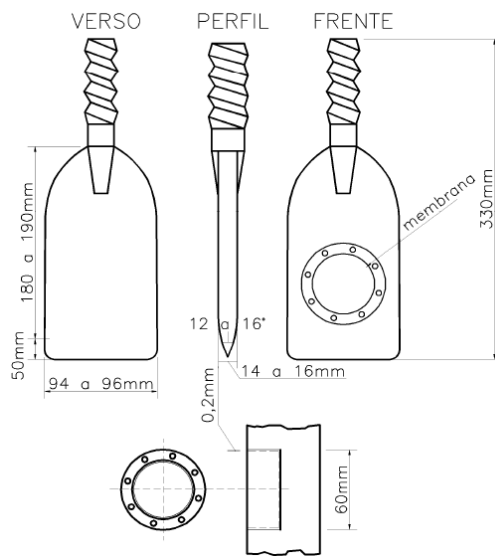
Figura 2.5. – Montagem esquemática do dilatômetro.



Fonte: Marchetti (1997)

Figura 2.6. – Unidade de controle e lâmina do dilatômetro.

C.) Detalhes da lâmina



Fonte: Adaptado de Marchetti (1997)

Figura 2.7 – Lâmina do dilatômetro em detalhes.

- A lâmina é produzida em aço inox, ou em liga especial, ainda mais resistente, podendo penetrar em terreno de alta compactidade, ou alta consistência;
- Em princípio, a lâmina do ensaio “DMT” pode avançar até as profundidades que são atingidas em sondagens à percussão;
- A membrana, também é produzida em aço inox, extremamente fino e fica presa à lâmina por parafusos aplicados sobre um anel vedante de borracha. Todos os equipamentos e peças de reposição são produzidos na Itália e distribuídos nos 40 países em que essa técnica é utilizada.

2.2.2.3 LEITURAS DAS PRESSÕES INÍCIAIS E FINAIS DA MEMBRANA

A rotina do ensaio compreende avançar a lâmina no terreno estaticamente com o auxílio de um equipamento hidráulico de penetração, que introduz um conjunto de hastes de aço conduzindo em sua extremidade a lâmina do “DMT”, ligada à unidade de controle de superfície por uma fiação elétrica disposta no interior de uma mangueira de gás nitrogênio extrasseco.

O avanço no terreno é feito em estágios com intervalos de 20 cm, com o estacionamento da lâmina na profundidade do ensaio e com as realizações de duas leituras “A” e “B”, relativas respectivamente ao início da expansão da membrana contra o terreno (0,05 mm) e ao final de sua expansão (1,10 mm).

Essas leituras são corrigidas pelos valores “ ΔA ” e “ ΔB ”, relativos à resistência oferecida pela própria membrana quando ao ar livre, respectivamente para o início (0,05 mm) e o final (1,10 mm) da expansão.

Além dessas correções, alguma eventual correção do “zero da escala” (Z_m) dos manômetros é também considerada, permitindo as obtenções das pressões líquidas, “ P_1 ” e “ P_2 ”, indicadas adiante.

A.) Pressão “P₁”

É a pressão líquida, necessária para expandir contra o terreno a membrana de 6,0 cm de diâmetro no valor de 1,10 mm.

$$P_1 = B \cdot Z_m - \Delta B \quad (2.2)$$

B.) Pressão “P₀”

É a pressão líquida, de reação do solo contra a membrana imediatamente antes de esta iniciar sua expansão contra o terreno (ou seja, expansão nula = 0,00 mm).

$$P_0 = 1,05 \cdot (A \cdot Z_m + \Delta A) \cdot 0,05 \cdot (B - Z_m - \Delta B) \quad (2.3)$$

2.2.2.4 RESULTADOS DIRETOS

O ensaio “DMT” permite a obtenção direta de três índices classificados na descrição apresentada pelo Prof. Silvano Marchetti como “intermediários”, uma vez que representam as bases para as correlações que permitem as estimativas dos demais parâmetros de interesse da engenharia geotécnica.

Esses índices representam a grande potencialidade do ensaio e pode-se dizer, foram concebidos pelo Prof. Silvano Marchetti como fruto de muita observação, muita análise e cuidadosa interpretação dos resultados.

A importância desses índices é tão grande que a rigor, deveriam ser classificados como “fundamentais”, pois fornecem todo o balizamento para interpretação dos resultados dos ensaios.

No quadro adiante estão apresentados esses três índices.

Tabela 2.4 – Resumo dos resultados diretos.

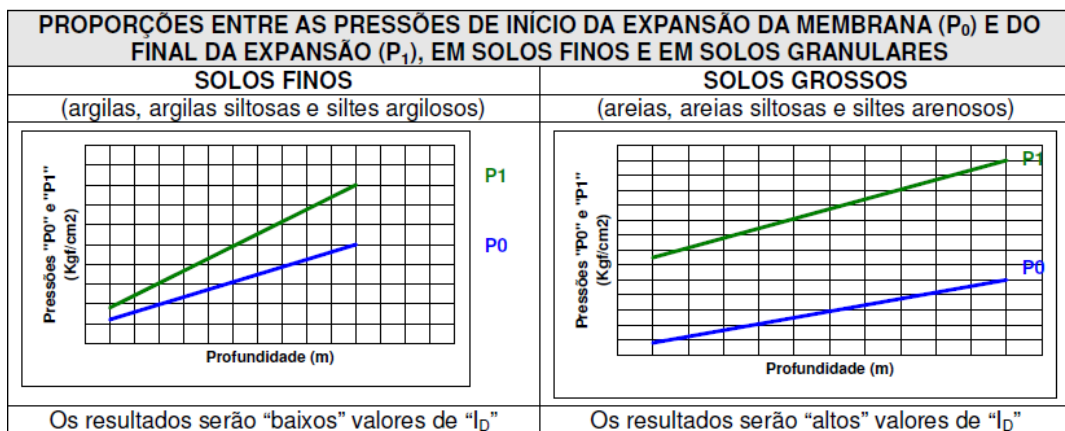
QUADRO RESUMO DOS RESULTADOS DIRETOS			
ÍNDICE	SÍMBOLO	EXPRESSÃO DE CÁLCULO	APLICAÇÃO DIRETA
Índice do material	I_d	$I_d = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - \mu_0}$	Identificação do comportamento granulométrico do solo (argilas, siltes e areias)
Módulo dilatométrico	E_d	$E_d = 34,7 \cdot (P_1 - P_0) \text{ Kgf/cm}^2$	Quantificação da compressibilidade do solo
Índice de tensão horizontal	K_d	$K_d = \frac{P_0 - \mu_0}{\sigma'_{v0}}$	Avaliação do histórico de tensões, já aplicadas ao solo

Fonte: Marchetti (1980).

A.) Índice do Material (I_d)

O parâmetro intermediário " I_d " representa uma forma de identificar o comportamento do solo, baseada na amplitude da faixa de diferença entre as pressões " P_0 " e " P_1 ", em relação à condição de confinamento horizontal efetivo ($P_0 - \mu_0$), ao qual o solo está submetido, *in situ*.

Nos solos argilosos, observa-se na prática que a pressão " P_1 " é apenas um pouco maior do que a pressão " P_0 ", enquanto nos solos arenosos essa diferença observada é bem maior.



Fonte: Marchetti (1980).

Figura 2.8 – Proporções entre " P_0 " e " P_1 ".

Dessa forma, a proporção da diferença “ $P_0 - P_1$ ” em relação à pressão horizontal efetiva ($\sigma'_{h0} = P_0 - \mu_0$), permite identificar o tipo de comportamento do terreno.

O determinante dessas diferenças entre as pressões ($P_1 - P_0$) necessárias para deformar o solo em 1,10 mm na frente da lâmina, em proporção da tensão horizontal efetiva ($\sigma'_{h0} = P_0 - \mu_0$), está ligado ao índice de vazios do solo e por consequência à sua compressibilidade, permitindo dessa maneira distinguir a granulação do solo a partir da observação de seu comportamento. Daí a denominação “comportamento granulométrico”.

É de se destacar ainda na concepção desse índice seu caráter de normalização adimensional, uma vez que a diferença de pressão ($R_1 - R_0$) está apresentada como proporção da tensão horizontal efetiva ($\sigma_{h0} = R_0 - \mu_0$).

B.) Módulo Dilatométrico (E_d)

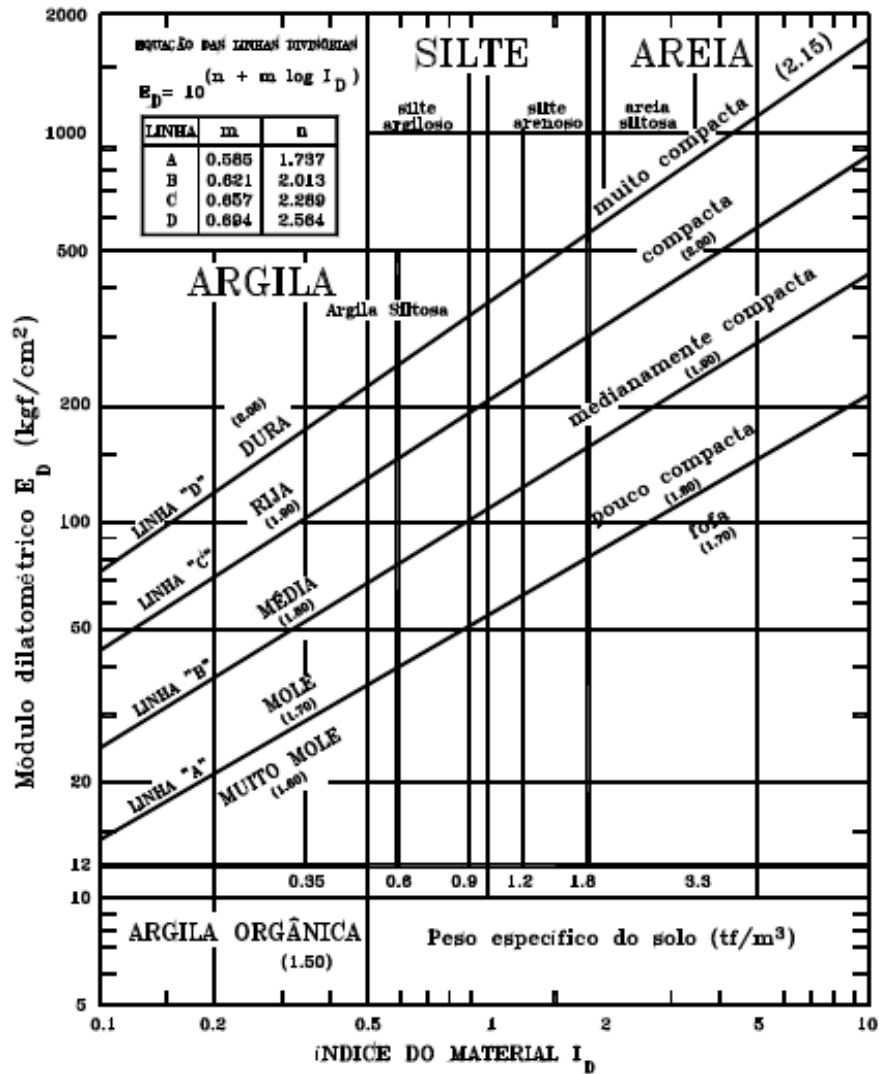
A definição desse índice “ E_d ” é direta, ou seja, é obtida em função das duas pressões “ P_0 ” e “ P_1 ” lidas no ensaio. Como o determinante desse índice é a diferença entre “ P_0 ” e “ P_1 ” (acréscimo de pressão necessário para deslocar o centro da membrana em 1,10 mm, após ter sido atingida a pressão horizontal de repouso “ P_0 ”), não há necessidade de normalizar esse valor ao estado de tensões.

Esse índice “ E_d ”, ligado à compressibilidade do solo, permite em associação com o índice “ I_d ”, avaliações da consistência dos solos finos ou da compacidade dos solos grossos.

Na figura 2.9 está apresentado um ábaco, originalmente desenvolvido por Marchetti e Crapps, no qual a partir dos valores “ I_d ” pode-se classificar o solo em termos de comportamento granulométrico e com base em “ E_d ”, pode-se avaliar sua consistência ou sua compacidade. Dessas avaliações, resulta também uma estimativa do peso específico do solo, que permite compor ao longo de todo o perfil do terreno investigado por essa técnica, uma avaliação das tensões geostáticas totais.

A partir da observação da posição do lençol freático, quando da execução da sondagem à percussão, que deve ser sempre executada nas proximidades, (a uma distância da ordem de 2,0 m), é possível transformar essas tensões geostáticas totais em tensões geostáticas efetivas.

Essa condição, de ter sempre uma avaliação do estado de tensões geostáticas efetivas iniciais, é fundamental em qualquer análise da Mecânica dos Solos.



Fonte: Adaptado de Marchetti & Crapps (1981)
Figura 2.9 – Ábaco para avaliação da granulação do solo e peso específico.

C.) Índice de tensão horizontal (K_d)

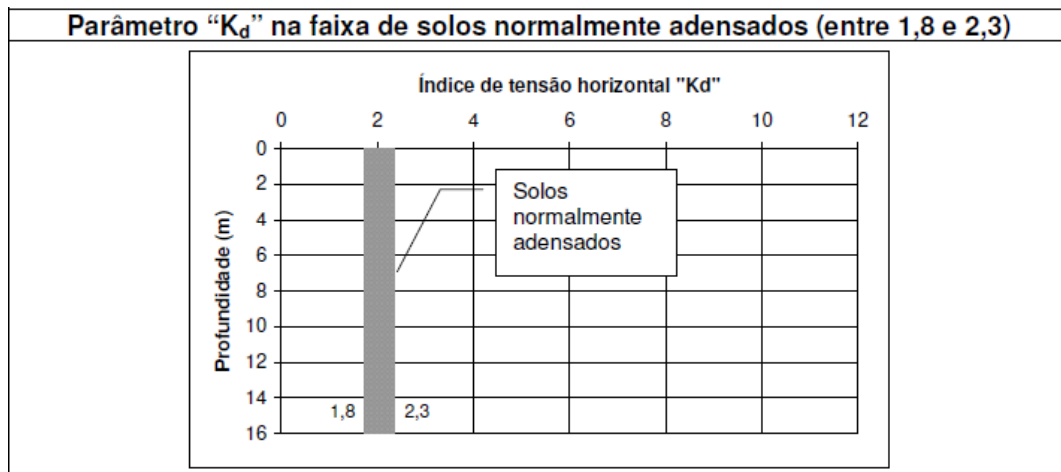
Esse índice " K_d " é obtido diretamente a partir da leitura do início da expansão da membrana contra o terreno (P_0) e do conhecimento da coluna hidrostática em campo (μ_0), apoiado na observação do N.A., após a retirada da composição de hastes ou melhor ainda, obtido de uma sondagem à percussão executada nas proximidades.

Esse índice relaciona a tensão total horizontal *in situ* (P_0) (transformada em tensão efetiva horizontal *in situ* (σ'_{h0}), pela subtração da pressão neutra " μ_0 ") com a tensão vertical efetiva do peso da terra (σ'_{v0}).

Essa relação é a própria definição do coeficiente de empuxo em repouso " K_0 " ($\sigma'_{h0}/\sigma'_{v0}$), mas seu significado deve ser entendido apenas como índice e não como medida direta do coeficiente de empuxo em repouso " K_0 " uma vez que, a introdução da lâmina no terreno altera a condição do "verdadeiro repouso" do solo.

Esse parâmetro está associado também ao histórico de tensões já aplicadas ao solo e esta é sua maior aplicação. As observações do Prof. Silvano Marchetti indicaram que em solos normalmente adensados o valor de " K_d " é constante com a profundidade e se situa muito frequentemente entre os valores 1,8 e 2,3.

Em solos sobre adensados o valor " K_d " é superior a 2,3 e como ocorre com a razão de sobre adensamento "RSA" (ou "overconsolidation ratio - OCR"), esse valor diminui com o crescer da profundidade com a qual diminui o valor de "RSA".



Fonte: Adaptado de Marchetti (1980)
 Figura 2.10 – Gráfico do parâmetro “K_d”.

Esse “adensamento” dos solos, evidenciado no parâmetro “K_d” é interessante também como ferramenta de controle tecnológico da compactação de aterros. Com o estabelecimento de um valor mínimo de aceitação para o parâmetro “K_d” pode-se aceitar ou rejeitar a compactação de um aterro.

Esse terceiro e último índice completa o grupo de resultados diretos do ensaio “DMT”. Definido como proporção da pressão vertical efetiva, esse índice é normalizado em relação a esse valor, como convém para um valor a ser medido em diversas profundidades.

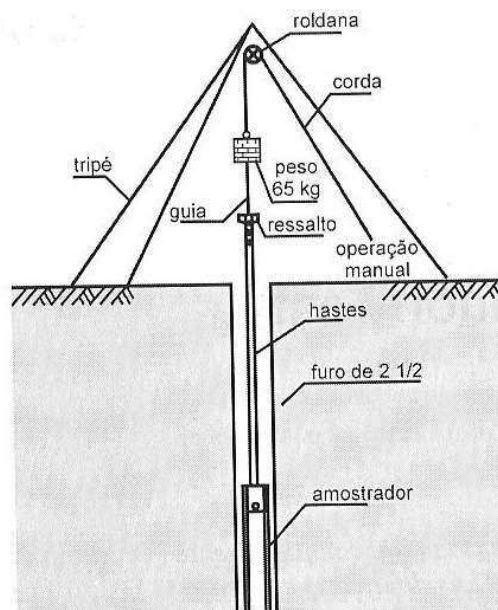
2.2.3 SPT

Os ensaios à percussão (SPT - Standard Penetration Test) serão realizados de acordo com a norma ABNT NBR 6484:2001 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.

Para a execução das sondagens à percussão será utilizado o equipamento usualmente denominado de tripé com roldana (Figura 2.11). Este consiste em um cavalete de quatro pernas, fabricadas com tubo Ø 2 1/2”, com uma roldana de 8” acoplada em seu topo, de forma a, juntamente com a corda de sisal, levantar o martelo de 65 kg e auxiliar no manuseio da composição de hastes por força manual.

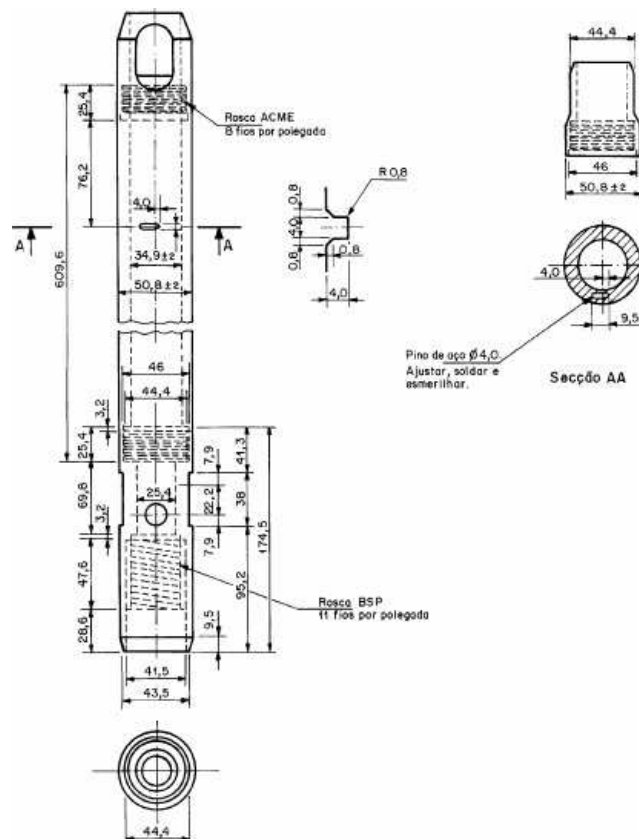
Nas sondagens à percussão é utilizado um amostrador-padrão, com diâmetro interno de 34,9 mm e diâmetro externo de 50,8 mm. Após o posicionamento do amostrador em cada uma das cotas de amostragem é feita a cravação de 45 cm deste amostrador padrão (Figura 2.12), utilizando um peso de 65 kg caindo em queda livre de uma altura de 75 cm. Com a cravação deste amostrador será feita a coleta do material (amostras semideformadas), que serão acondicionadas em recipientes, no qual constará a identificação sobre o local da coleta, e assim, ser encaminhada ao laboratório, onde posteriormente será analisada para classificação e caracterização do solo naquele ponto.

Conta-se então o número de golpes realizados pelo peso de 65 kg (quedas do martelo) necessários para cravação de cada seguimento de 15 cm. O valor do N_{SPT} é a soma do número de golpes para penetrar os 30 cm finais de um total de 45 cm como dito anteriormente.



Fonte: Schnaid (2005)

Figura 2.11 - Tripé utilizado nas sondagens à percussão.



Fonte: Norma ABNT NBR 6484:2001
 Figura 2.12 - Amostrador padrão.

2.2.4 SPT-T

A sondagem SPT-T é uma ferramenta de investigação geotécnica que consiste na medição do torque em sondagens de simples reconhecimento.

Este método de sondagem indica a posição do nível de água, a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, os índices de resistência à penetração e os momentos de torção do amostrador medidos pelo torque.

A medida do torque, quando solicitada, será efetuada ao término de cada ensaio de penetração SPT. Cravado os 45 cm do amostrador-padrão, conforme norma ABNT NBR 6484:2001, retira-se a cabeça de bater e acopla-se o adaptador de torque, verificando-se a medida de torque máximo e torque residual através de um torquímetro, devidamente calibrado, medidos em Kgf x m.



Fonte: Departamento de Engenharia Civil / UFV
 Figura 2.13 – Torquímetro.

Ranzini (1994) apresenta a expressão para o cálculo de (f_s), resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo:

$$f_s = \frac{T}{2p \cdot \left\{ R^2 \cdot h - \frac{1}{3} [h_0 \cdot (R - r) \cdot (2R + r) - r^3] \right\}} \quad (2.4)$$

sendo: T - torque máximo necessário para romper a adesão entre o solo e o amostrador;
 h - Altura total de cravação do amostrador;
 R - Raio externo do amostrador;
 r - Raio mínimo da boca do amostrador;
 h_0 - Altura do chanfro tronco-cônico.

2.3 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA BASEADOS EM CORRELAÇÕES SEMIEMPÍRICAS.

A capacidade de carga de uma estaca pode ser obtida por meio de métodos estáticos, dinâmicos e provas de carga. Os métodos estáticos são divididos em teóricos ou semiempíricos. Teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com a teoria da Mecânica dos Solos. Os métodos semiempíricos são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ*, sendo ajustados com as provas de carga. Neste trabalho foram utilizados os métodos de cálculo baseados nos ensaios PMT, DMT, SPT e SPT-T conforme Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Métodos semiempíricos conforme os ensaios *in situ*.

Ensaio de Campo	Métodos utilizados
PMT	Método Bustamante e Ganeselli (1981)
DMT	Método de Peiffer (1991)
SPT	Método Aoki-Velloso (1975)
	Método Teixeira (1996)
	Método de Décourt-Quaresma (1978)
SPT-T	Método de Peixoto (2001)
	Método de Alonso (1994)

2.3.1 MÉTODO BASEADO NO ENSAIO PMT

2.3.1.1 MÉTODO BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1981

Bustamante & Ganeselli (1981) recomendam a utilização da Tabela 2.6 em conjunto com o ábaco da Figura 2.14, para obtenção do atrito lateral unitário máximo ($f_{máx}$).

Tabela 2.6 - Escolha da curva para determinação do atrito lateral unitário.

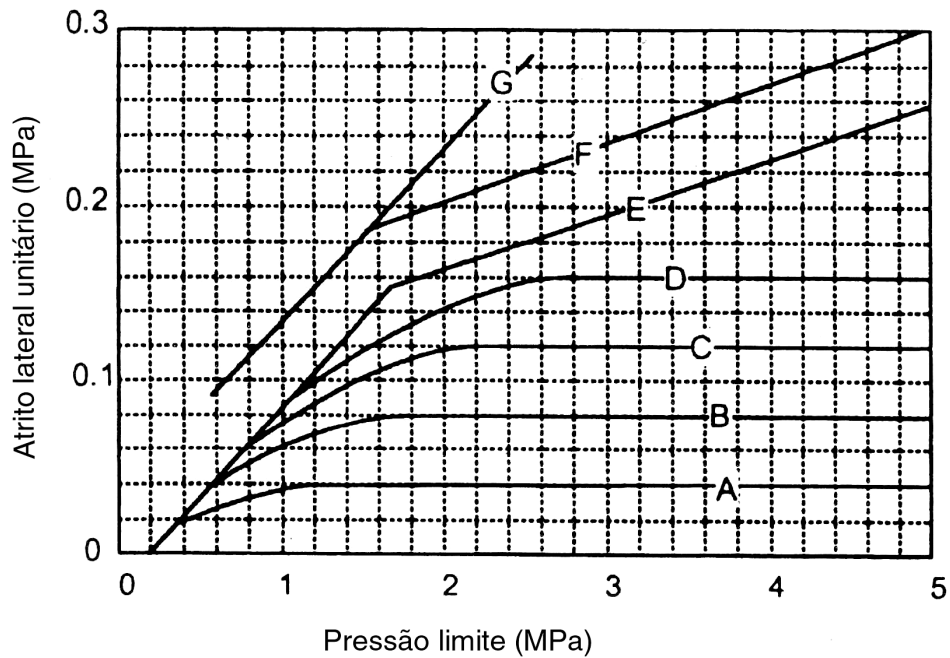
Tipo de solo	p_t (kPa)	Estaca escavada sem revestimen to	Estaca escavada com revestimento		Estacas Cravadas		Injetadas com pressão	
			concreto	Aço	concreto	aço	Baixa	Alta
Argila mole	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Argila rija	1200-2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
Argila dura	>2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A, B	E*	-
Areia fôfa	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Areia medianamente compacta	1000-2000	B, (C)	A, (B)	A	B, (C)	B	C	E
Areia compacta	>2500	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	D	E
Calcáreo completamente alterado	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Calcáreo parcialmente alterado	>1000	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	E	E
Marga	1500-4000	D, (F)	C, (D)	C	F	F	F	G
Marga rija	>4500	F	-	-	-	-	G	G
Rocha alterada	2500-4000	G	G	-	G	G	G	G
Rocha fraturada	>4500	G	-	-	-	-	G	G

Notas:

a) As curvas entre parênteses se aplicam apenas às estacas bem executadas (baixo amolgamento do solo durante a fase de escavação) ou para solo que será densificado em torno da estaca cravada.

b) E*: apenas se a pressão limite < 1500 kPa.

Fonte: apud Bustamante & Gianeselli (1981)



Fonte: apud Bustamante & Gianceselli (1981)
 Figura 2.14 – Gráfico para obtenção do atrito lateral unitário.

Portanto, a capacidade de carga Q_{LAT} referente ao atrito lateral de uma estaca pode ser obtida pela expressão:

$$Q_{LAT} = \sum_{i=1}^n (f_{m\acute{a}x} \cdot \pi \cdot B \cdot \Delta z_i) \quad (kN) \quad (2.5)$$

sendo: $f_{m\acute{a}x}$ - atrito lateral unitário máximo na camada "i".
 B - diâmetro do elemento de fundação.
 Δz_i = espessura da camada "i".

2.3.2 MÉTODO BASEADO NO ENSAIO DMT

2.3.2.1 MÉTODO PEIFFER, 1991

Este método foi utilizado num trabalho realizado pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade do Estado de Ghent na Bélgica, sendo executados ensaios de DMT antes e depois da confecção de três estacas escavadas com concreto injetado sob pressão. Os resultados foram comparados com provas de carga e outros métodos, além de se analisar o

comportamento do solo adjacente ao longo do fuste das estacas ($L = 10,5 \text{ m}$, $\varnothing = 35 \text{ cm}$) considerando o tipo de solo e o volume excessivo de concreto injetado nas paredes da cavidade. A avaliação do atrito lateral é baseada na tensão horizontal efetiva gerada após a reconsolidação do solo na interface membrana-solo, usando-se o DMT. Constatou-se a eficiência do método na determinação da resistência lateral ao obter valores satisfatórios comparados às provas de carga.

Com a medida da tensão horizontal efetiva ($\sigma'_{h,c}$) disponível, pode-se avaliar o atrito lateral unitário por meio da razão de atrito lateral ρ (Baligh, 1985) definida como:

$$\rho = q_{u,s} / \sigma'_{h,c} \quad (2.6)$$

sendo: $q_{u,s}$ - atrito lateral unitário na interface solo/estaca;

$$\sigma'_{h,c} = p_{0,c} - u_0 \quad (2.7)$$

$\rho = 0,20$ (razão de atrito lateral), valor sugerido por (Marchetti et al, 1986) para o caso específico de estacas escavadas.

Por conseguinte, a capacidade de carga Q_{LAT} referente ao atrito lateral de uma estaca pode ser obtida pela expressão:

$$Q_{LAT} = q_{u,s} \cdot A_{LAT} \quad (kN) \quad (2.8)$$

sendo, A_{LAT} a área lateral da estaca.

Tanto para os métodos desenvolvidos com base em parâmetros do PMT como DMT, os autores não citam nenhum valor para o fator de segurança no cálculo da carga admissível, o que torna prudente adotar o coeficiente de segurança global igual a 2, segundo recomendações da norma ABNT NBR 6122:2010.

2.3.3 MÉTODOS BASEADOS NOS ENSAIOS SPT

2.3.3.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO, 1975

Considerando que o fuste da estaca atravessa “n” camadas distintas de solo, a parcela de resistência lateral (Q_{LAT}) que compõem a capacidade de carga da estaca é dada por:

$$Q_{LAT} = U \cdot \Sigma \cdot (rl \cdot \Delta l) \quad (kN) \quad (2.9)$$

Sendo: Q_{LAT} = resistência lateral (kN);
 U = perímetro da seção transversal do fuste (m);
 rl = tensão média de adesão ou atrito lateral (kPa) na camada considerada;
 Δl = comprimento do fuste da estaca no trecho considerado (m).

Tabela 2.7 – Coeficiente de transformação F_2 (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de Estaca	F_2
Franki	5,0
Aço	3,5
Concreto pré-moldado	3,5
Escavada de pequeno diâmetro	6,0
Escavada de grande diâmetro *	7,0

(*) Valor proposto por Alonso, 1980.

Tabela 2.8 – Coeficiente k e α (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de solo	k (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia siltoargilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilossiltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argiloarenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenosiltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila siltoarenosa	330	3,0

E assim, pode-se reescrever a expressão para r_l :

$$r_l = \frac{\alpha \cdot k \cdot N_L}{F_2} \quad (kPa) \quad (2.10)$$

sendo: N_L = Índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura Δl ;

Deste modo, a capacidade de carga Q_{LAT} referente ao atrito lateral de uma estaca pode ser obtida pela expressão:

$$Q_{LAT} = \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot k \cdot N_L \cdot \Delta l) \quad (kN) \quad (2.11)$$

2.3.3.2 MÉTODO TEIXEIRA, 1996

Teixeira (1996) utiliza no seu método os índices de resistência à penetração do ensaio SPT, propondo para a tensão de atrito lateral a seguinte expressão:

$$rl = \beta \cdot N_L \quad (kPa) \quad (2.12)$$

sendo: β - coeficiente proposto por Teixeira que independe do tipo de solo e é função do tipo de estaca (Tabela 2.9);

N_L = Índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura Δl .

Tabela 2.9 - Valores de β (kN/m²), segundo Teixeira, 1996.

Tipo de estacas	β (kN/m ²)
Pré-moldadas e metálicas	4,0
Franki	5,0
Escavadas a céu aberto	4,0
Raiz	6,0

Portanto, a capacidade de carga Q_{LAT} referente ao atrito lateral de uma estaca pode ser obtida pela expressão:

$$Q_{LAT} = \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (kN) \quad (2.13)$$

sendo: U - perímetro da estaca;

L = comprimento do fuste da estaca

2.3.3.3 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA, 1978

Este método é baseado nos resultados obtidos no ensaio SPT, sendo que para a estimativa da resistência lateral (Q_{LAT}) ao analisar a tensão de adesão ou atrito lateral (f_{sl}), considera o valor médio do índice de resistência à penetração (N_L) do SPT ao longo do fuste da estaca, sem nenhuma distinção

quanto ao tipo de solo. O valor de N_L varia dentro dos limites, $3 \leq N_L \leq 50$ não considerando os valores utilizados na avaliação da resistência da ponta.

$$Q_{LAT} = f_{sl} \cdot U \cdot L \quad (kN) \quad (2.14)$$

sendo:

$$f_{sl} = 10 \cdot \left[\left(\frac{N_L}{3} \right) + 1 \right] \quad (kPa) \quad (2.15)$$

U - perímetro da estaca;

L = comprimento do fuste da estaca

Portanto, a capacidade de carga Q_{LAT} referente ao atrito lateral de uma estaca pode ser obtida pela expressão:

$$Q_{LAT} = 10 \cdot \left[\left(\frac{N_L}{3} \right) + 1 \right] \cdot U \cdot L \quad (kN) \quad (2.16)$$

2.3.4 MÉTODOS BASEADOS NOS ENSAIOS SPT-T

2.3.4.1 MÉTODO PEIXOTO, 2001

Peixoto (2001) utilizou como base a proposta de Ranzini (2000) com algumas modificações elaboradas a partir do desenvolvimento de um torquímetro elétrico, que possibilita uma análise mais elaborada na determinação da resistência lateral em estacas.

O método introduz um coeficiente F_i que é função do torque máximo em relação ao N , do ensaio SPT e o tipo da estaca.

$$Q_{LAT} = F_i \cdot S_i \cdot fT_{\max} \cdot A_l \quad (kN) \quad (2.17)$$

sendo: F_i - fator de correção (Tabela 2.10)

S_i - coeficiente do tipo de estaca (Tabela 2.10)

A_l - área da superfície lateral da estaca.

$$fT_{\max} = \frac{\sum \Delta l_i \cdot fT_{\max_i}}{\sum \Delta l_i} \quad (kPa) \quad (2.18)$$

sendo: Δl_i - comprimento do trecho elementar de ordem "i" do fuste
 fT_{\max_i} - tensão de atrito lateral máxima medida pelo torquímetro na altura do trecho elementar de ordem "i" do fuste.

Tabela 2.10 – Valores dos coeficientes S_i e F_i , segundo Teixeira, 2001.

Tipo de estaca	S_i	F_i	
		$T_{\max}/ N < 1$	$T_{\max}/ N > 1$
Pré-moldada de pequeno diâmetro	0,8	1,0	1,0
Ômega	3,0		
Metálica	0,3		
Injetada de pequeno diâmetro	2,0		
Raiz	1,5		
Strauss	0,8	1,3	0,7
Franki	0,8	0,7	0,5
Apiloadada	3,5	0,7	0,5
Hélice contínua	2,0	1,0	0,3
Escavada e Broca	1,4	1,3	0,7
Barrete	0,7	1,0	1,0

2.3.4.2 MÉTODO ALONSO, 1994

Alonso (1994) apresenta um método onde a utilização do valor de f_s é calculado por meio da fórmula de Ranzini (1988). Neste, partindo de f_s , calcula-se a parcela referente ao atrito lateral levando em conta que f_s é a adesão calculada a partir dos valores de torque máximo (kgf x m) e a penetração (cm) do amostrador no ensaio convencional de SPT. O torque é então aplicado após a penetração dos 45 cm e se obtém um dos fatores que serão utilizados para o cálculo de f_s , podendo ser expresso por:

$$f_s = \frac{100 \cdot T_{\max}}{0,41 \cdot h - 0,032} \quad (kPa) \quad (2.19)$$

Como normalmente a penetração total do amostrador é igual a 45 cm, a expressão acima pode ser simplificada, assumindo a seguinte forma:

$$f_s = \frac{T_{\max}}{0,18} \quad (kPa) \quad (2.20)$$

Alonso propõe a seguinte expressão para o cálculo da resistência unitária lateral:

$$r_l = 0,65 \cdot f_s \quad (kPa) \quad (2.21)$$

Portanto, a capacidade de carga Q_{LAT} referente ao atrito lateral de uma estaca pode ser obtida pela expressão:

$$Q_{LAT} = 0,65 \cdot f_s \cdot U \cdot L \quad (kN) \quad (2.22)$$

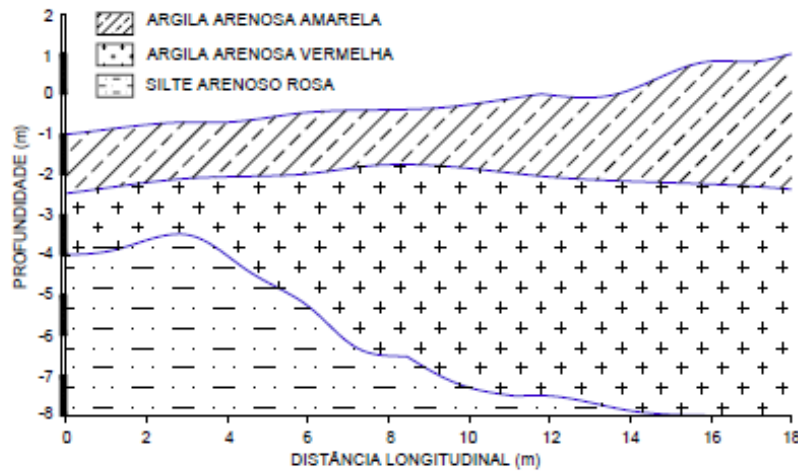
sendo: U - perímetro da estaca;

L = comprimento do fuste da estaca

2.4 ESTUDO DE CASO

O objetivo principal do trabalho de Bessa (2005) foi determinar e avaliar a resistência lateral das estacas escavadas a trado solicitadas à tração sem o uso de lama bentonítica.

Em seu trabalho, executaram-se os ensaios de campo – PMT, DMT, SPT e SPT-T e os ensaios de laboratório – granulometria conjunta, limites de consistência, massa específica dos sólidos e ensaios triaxiais. O subsolo apresenta um perfil homogêneo conforme ilustrado na Figura 2.15.



Fonte: Bessa (2005)
 Figura 2.15 – Perfil do subsolo.

Foram realizadas quatro provas de carga estáticas à tração com esforço axial em quatro estacas de 6 m, denominadas E9 à E12, com diâmetros de 0,25 m no campo experimental II – Fábrica de Manilhas no *campus* da Universidade Federal de Viçosa, obtendo-se os valores de resistência lateral e os comparando com os valores obtidos nos métodos teóricos e semiempíricos.

Seguem as estimativas da resistência lateral obtidos pelos métodos semiempíricos:

Tabela 2.11– Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaios PMT (Fonte: Bessa, 2005)

Métodos	Q _{lT} (kN)			Q _{lT méd} (kN)
	E09 / E10	E11	E12	
Ménard	196	189	201	195
Baguelin et al.	203	240	215	219
Gianeselli et al.	169	160	175	168

Tabela 2.12 - Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaios DMT (Fonte: Bessa, 2005)

Método	ρ	Estacas	Q_{lT} (kN)	$Q_{lT \text{ méd}}$ (kN)
Peiffer	0,20 (*)	E9 / E10	482	490
		E11	495	
		E12	493	
	0,10 (**)	E9 / E10	241	245
		E11	247	
		E12	246	

(*) Valor utilizado para solos residuais europeus (Marchetti, 1968)

(**) Valor obtido e utilizado para o tipo de solo estudado nesta pesquisa.

Foi utilizado o valor de $\rho = 0,10$, uma vez que o solo estudado é do tipo residual maduro e o valor $\rho = 0,20$ foi obtido com base em ensaios nos solos residuais da Europa.

Tabela 2.13 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaios SPT (Fonte: Bessa, 2005)

Métodos	Q_{lT} (kN)				$Q_{lT \text{ méd}}$ (kN)
	E9	E10	E11	E12	
Aoki – Velloso	208	171	168	200	187
Décourt – Quaresma	329	322	273	290	303
Décourt	214	209	177	189	197
Velloso	310	225	255	300	280

Tabela 2.14 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaios SPT-T (Fonte: Bessa, 2005)

Métodos	Q_{lT} (kN)			$Q_{lT \text{ méd}}$ (kN)
	E9	E10 / E12	E11	
Alonso	250	236	329	272
Décourt	498	450	518	489
Ranzini	222	130	198	183
Peixoto	223	189	266	226

Tabela 2.15 – Relação entre a resistência lateral obtida nos métodos semiempíricos e nas provas de carga à tração (Fonte: Bessa, 2005)

Ensaio	Métodos	$Q_{lT\text{ méd}} \text{ (kN)}$	$Q_{lT\text{ pc}} \text{ (kN)}$	$(Q_{lT\text{ méd}}) / (Q_{lT\text{ pc}})$
PMT	Ménard	195	218	0,89
	Baguelin et al.	219		1,00
	Gianeselli et al.	168		0,77
DMT	Peiffer ($\rho = 0,20$)	490	218	2,25
	Peiffer ($\rho = 0,10$)	245	218	1,12
SPT	Aoki – Velloso	187	218	0,86
	Décourt - Quaresma	303		1,39
	Décourt	197		0,90
	Velloso	280		1,28
SPT-T	Alonso	272	218	1,25
	Décourt	489		2,24
	Ranzini	183		0,84
	Peixoto	226		1,04

Bessa, obteve-se então, um fator de correlação entre o atrito lateral à tração (f_{sT}) e à compressão (f_{sC}) igual a 0,63.

Tabela 2.16 – Relação atrito lateral à tração e à compressão obtida nas provas de carga (Fonte: Bessa, 2005).

Estacas	$Q_{lT} \text{ (kN)}$	$f_{sT} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	Estaca	$Q_{lC} \text{ (kN)}$	$f_{sC} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	f_{sT} / f_{sC}
E 09	210,00	46,50	E 04	330,00	73,00	0,64
E 10	212,00	46,90		330,00	73,00	0,64
E 11	208,00	46,02		330,00	73,00	0,63
E 12	206,00	45,58		330,00	73,00	0,62
					$(f_{sT} / f_{sC})_{\text{ médio}}$	0,63

Bessa (2005) chegou às seguintes conclusões em seu trabalho:

- ✓ *Conforme apresentado na Tabela 2.16, ao ser comparado o atrito lateral à tração com o atrito lateral à compressão, obteve-se uma relação média ($f_{sT} = 0,63 f_{sC}$). Esta relação é bastante semelhante àquela proposta por Décourt (1986a e 1995), $Q_{lT} = 0,7 Q_{lC}$, uma das mais utilizadas no meio técnico ao se confrontar a resistência lateral à tração com a resistência lateral à compressão;*
- ✓ *Dos métodos que utilizam parâmetros do PMT (Tabela 2.11), o Método de Baguelin et. al. forneceu o mesmo valor encontrado na prova de carga. Os demais, mantiveram-se um pouco conservadores sem, contudo, comprometer os resultados que se apresentaram bastantes satisfatórios no geral;*
- ✓ *Por meio do método Peiffer (DMT) foi obtido um valor superestimado, acima de 100% comparado com o valor encontrado na prova de carga (Tabela 2.12), ao utilizar um valor $\rho = 0,20$, valor este obtido com base em ensaios nos solos residuais da Europa sugerido por Marchetti et al, (1968). Para melhorar o desempenho do método, foi necessário corrigir o fator de atrito lateral para $\rho = 0,10$ devido ser a principal variável que interfere no resultado;*
- ✓ *Os métodos que utilizam como base o SPT (Tabela 2.13) apresentaram valores satisfatórios apesar dos métodos Décourt-Quaresma e Velloso conduzirem a resultados superestimados. O método de Décourt foi que obteve melhor desempenho, e o método Aoki-Velloso forneceu valor um pouco conservador;*
- ✓ *Com base nos ensaios SPT-T (Tabela 2.14), o Método de Ranzini apresentou um bom desempenho para o tipo de fundação em estudo, apesar de se apresentar conservador, justamente o oposto do Método de Alonso, que forneceu um valor maior das provas de carga, mesmo*

assim apresentou resultados satisfatórios. Para o tipo de solo e fundação em questão, é inviável a utilização do Método Décourt, pois este superestimou o valor da resistência lateral acima de 100 % do encontrado nas provas de carga, sendo necessário realizar uma correção do coeficiente β por meio de provas de cargas instrumentadas para melhorar o seu desempenho. Pelo Método de Peixoto, obteve o melhor resultado por ser um método mais refinado ao acrescentar e melhorar os coeficientes com base nos resultados em provas de carga instrumentadas e utilizar equipamento (torquímetro) elétrico;

- ✓ *Confirma-se, então, o quanto é fundamental o estudo criterioso do comportamento solo-estrutura, devendo para tanto, utilizar uma tecnologia confiável e aprimorada quando da investigação de campo e na obtenção de parâmetros em ensaios de laboratórios, aliados aos resultados do mais consagrado ensaio de determinação de capacidade de carga, a prova de carga estática, permitindo um monitoramento fiel do comportamento solo-estrutura.*

3. MATERIAL E MÉTODOS

Neste capítulo, serão abordados a metodologia aplicada na pesquisa, a localização da área experimental com a disposição dos pontos ensaiados e a descrição dos ensaios de laboratório e de campo.

Os ensaios de campo foram executados no município de Viçosa/MG, no *Campus* da Universidade Federal de Viçosa, no Setor de Terraplenagem, localizado atrás da Divisão de Transportes, a uma altitude de 696 metros, latitude de 20°46'19"S e longitude de 42°52'13"W.

Como características da área em estudo, têm-se a ausência do lençol freático até a profundidade estudada, ambiente ideal para execução de fundações do tipo estacas escavadas, tratar-se de um solo residual maduro - representativo da região - e próximo ao campo experimental II, local de trabalhos anteriores.

Após a locação das estacas, foram definidos os pontos de realização dos ensaios DMT, PMT, SPT e SPT-T para obtenção dos parâmetros geotécnicos do solo para a realização deste estudo.

As amostras deformadas obtidas com os ensaios SPT e SPT-T foram utilizadas para realização de ensaios de laboratório para caracterização do solo, a saber, teor de umidade, massa específica dos sólidos e limites de Atterberg.

3.1 ENSAIOS DE CAMPO

Neste estudo, para a obtenção dos parâmetros geotécnicos do solo, foram realizados dois ensaios de campo de cada um dos tipos a seguir: sondagem de simples reconhecimento à percussão (SPT), sondagem de simples reconhecimento à percussão com medida de torque (SPT-T), ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT) e ensaio pressiométrico de Ménard (PMT).

A massa específica aparente *in situ* foi determinada com emprego do frasco de areia (ABNT NBR 7185:1988) e foi realizada com a abertura de um poço com profundidade de um metro na área utilizada nos ensaios geotécnicos.

3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram coletadas e misturadas amostras de solo dos ensaios de SPT-1 e SPT-2 nas profundidades de 1,45 m, 2,45 m, 3,45 m, 4,45 m e 5,45 m, para serem submetidas aos seguintes ensaios de laboratório: Limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade), granulometria, peso específico dos sólidos e teor de umidade natural. A utilização desta amostra misturada só foi possível devido à homogeneidade do perfil do subsolo.

3.3 POSIÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO

A área experimental ficou restrita a um retângulo de 6 m² (2,0m x 3,0m) com a locação das estacas feita neste perímetro e os pontos para os ensaios locados no interior deste retângulo, conforme ilustra a Figura 3.1.

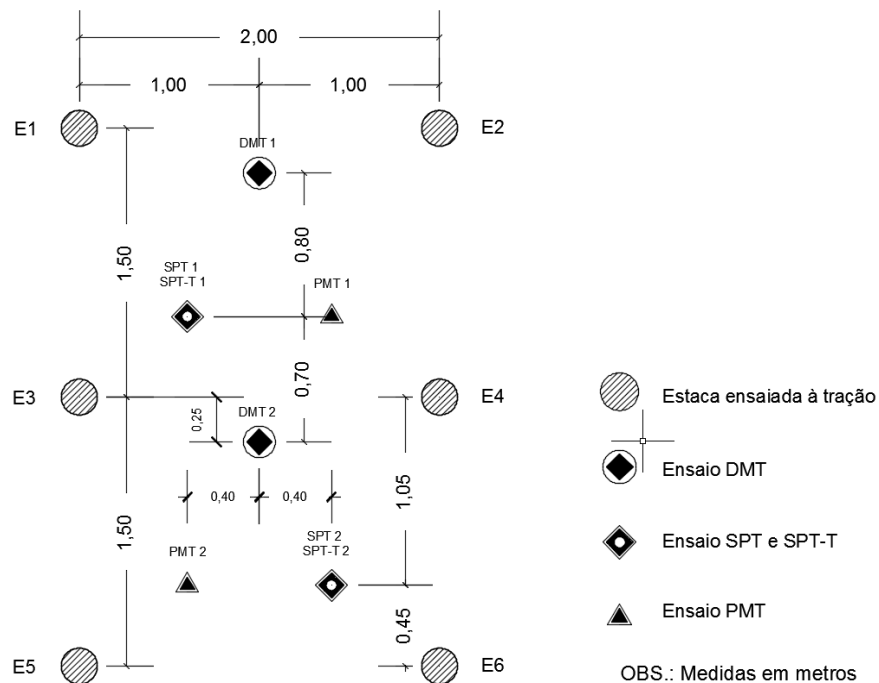


Figura 3.1 – Localização de cada ponto de ensaio dentro da área delimitada



Figura 3.2 – Localização da área experimental (Fonte: Google Earth)

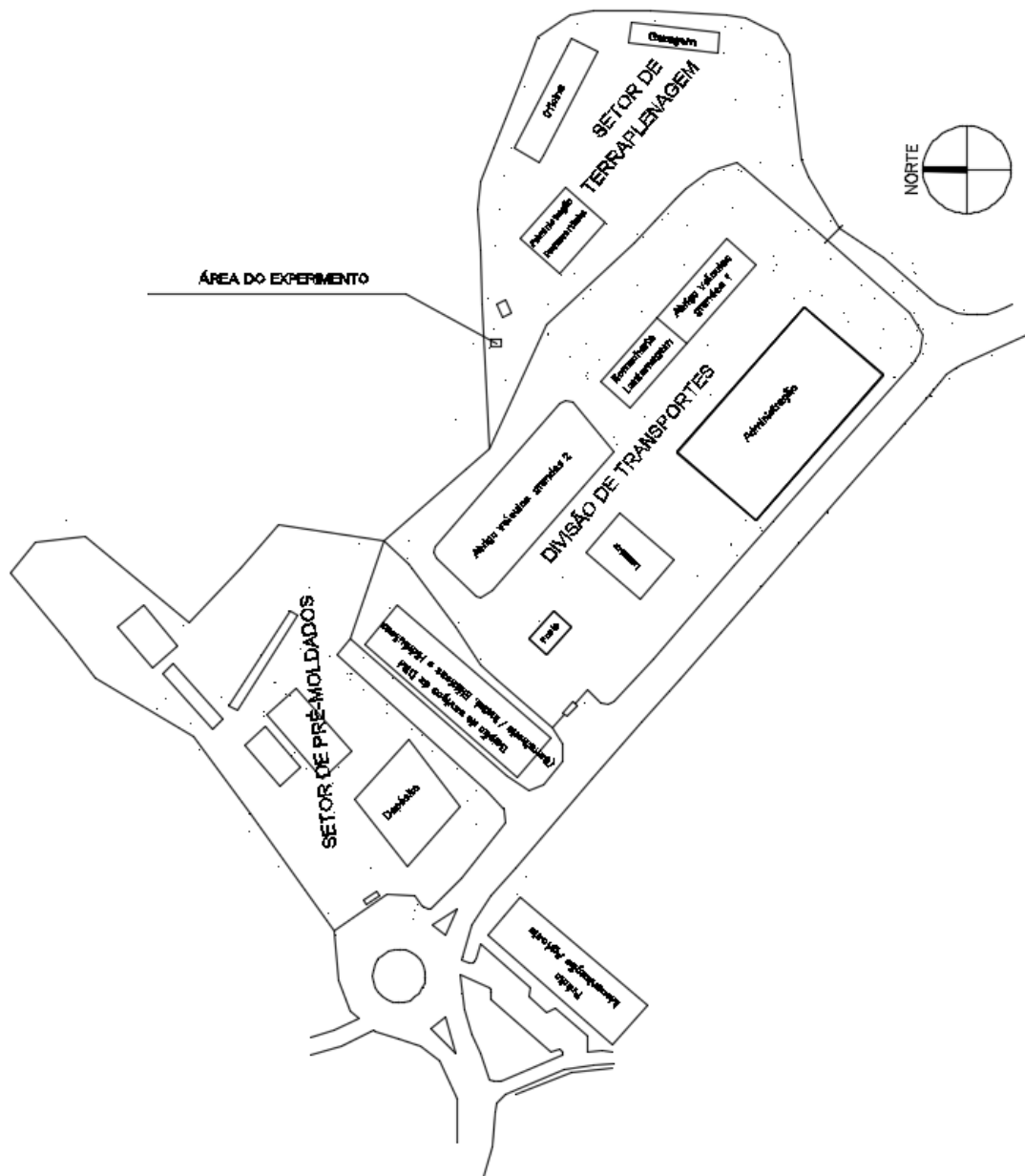


Figura 3.3 – Localização da área experimental

3.4 EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Foram executadas 6 (seis) estacas cilíndricas com diâmetro igual a 15 cm e profundidade de 5 (cinco) metros. Esta operação foi realizada com o auxílio de perfurador de solo (trado) motorizado. Figura 3.4.



Figura 3.4 – Perfuração das estacas com auxílio de trado mecanizado.

Foram introduzidos em cada furo uma barra de aço (CA-50) de 20 mm de diâmetro e comprimento igual a 6,00 m de forma a sobrar 1,00 m de barra para fixação do sistema de arrancamento. Para manter a perfeita centralização da barra no furo utilizou-se um espaçador confeccionado com tubo de PVC com 25 mm de diâmetro e 25 cm de comprimento, sendo que destes, 15 cm foram divididos longitudinalmente em seis partes e abertos em forma de leque circular. Figura 3.5.



Figura 3.5 – Fixação do espaçador

O material utilizado para o preenchimento e confecção das estacas foi uma pasta de cimento tipo CP III – 40 RS e água (sem aditivo) no traço (1: 0,5), ou seja, 100 kg cimento para 50 litros de água. Esta pasta de cimento foi preparada no local com o uso de uma betoneira e recipiente graduado para medição do volume de água. A colocação do cimento e da água foi feita de forma proporcional de maneira a evitar a formação de grumos de cimento. Figura 3.6.



Figura 3.6 – Preparo da pasta de cimento

O lançamento da pasta de cimento e água no furo foi feito com o auxílio de um funil associado a uma tubulação de PVC de 75 mm de diâmetro com 6 m de comprimento total e subdividida em quatro partes, sendo a ligação entre estas partes feita por meio de luva rosqueada. À medida que o preenchimento do furo era executado, a parte superior da tubulação era retirada. Este procedimento teve o propósito de evitar a formação de nichos e vazios ao longo do furo, além de preservar as paredes do fuste (Figura 3.7).



Figura 3.7 – Lançamento da pasta de cimento

Foi moldado, para cada estaca, um corpo-de-prova de acordo com a norma ABNT NBR 5738:2015, que foi submetido a ensaios de compressão axial conforme norma ABNT NBR 5739:2007.

3.5 EXECUÇÃO DAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

3.5.1 PROCEDIMENTOS PRELIMINARES

Preliminarmente à montagem da estrutura para a realização das provas de carga, foram tomadas algumas medidas preventivas com a finalidade de propiciar boas condições técnicas para a execução dos ensaios, tais como: limpeza e nivelamento do terreno no entorno da estaca; execução de serviços de drenagem superficial com vistas a evitar o alagamento da área experimental; disponibilidade de tenda articulável e desmontável com a finalidade de propiciar proteção contra insolação e/ou intempéries; calibração dos macacos hidráulicos utilizados para aplicação da carga, aferição dos relógios comparadores analógicos (extensômetros), utilizados para medir os deslocamentos.

A calibração do macaco hidráulico foi realizada pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil, da Universidade Federal de Viçosa, de acordo com as normas pertinentes a este procedimento. (Figura 3.8).

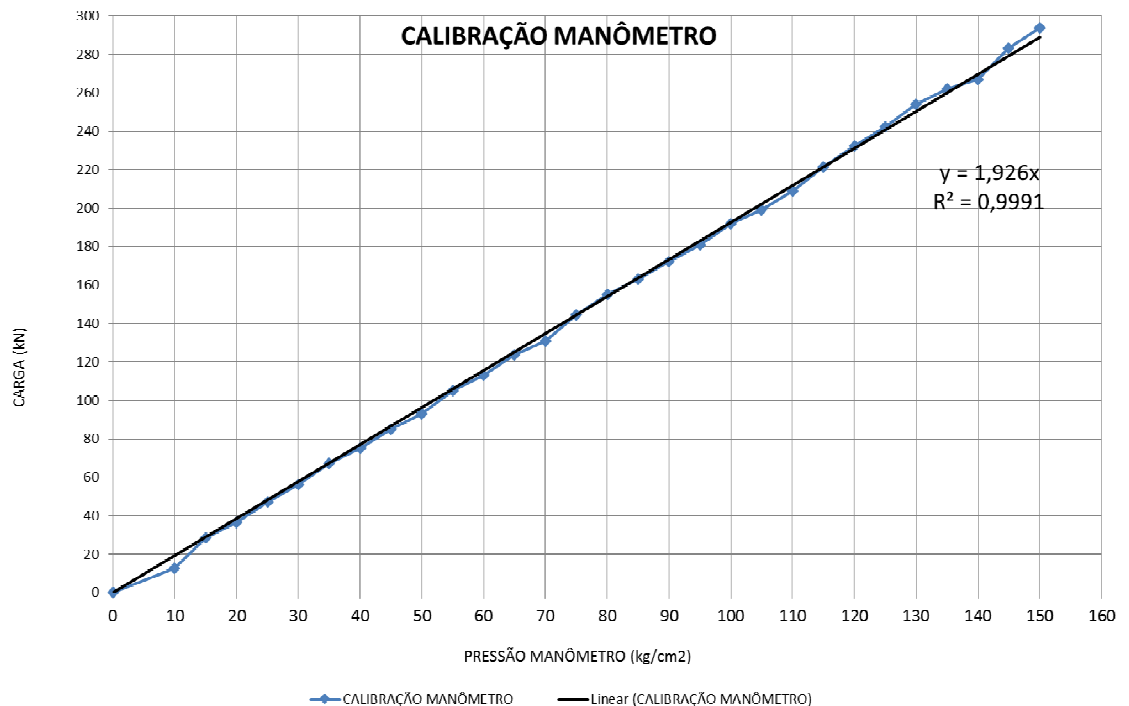


Figura 3.8 – Curva de calibração do conjunto-bomba macaco hidráulico vazado

3.5.2 MATERIAIS UTILIZADOS PARA MONTAGEM DO SISTEMA DE ENSAIO

- Um macaco hidráulico vazado com capacidade de 500 kN e êmbolo com curso de 200 mm;
- Uma bomba manual com manômetro graduado de 5 kgf/cm²;
- Uma mesa de suporte e apoio para o cilindro do macaco hidráulico composta por duas vigas metálicas em perfil de seção "I" com 40 cm cada, soldadas em uma chapa de aço de dimensões (40 x 40) cm com espessura de 12,5 mm e vazada no centro para permitir a passagem da barra de aço;
- Dois braços articulados para fixação dos relógios comparadores analógicos;

- Dois conectores para fixação dos braços articulados no suporte de apoio triangular;
- Dois grampos sargento tipo C n.º 3 para fixação, de conectores tipo sapata, à chapa de aço retangular do suporte triangular;
- Dois relógios comparadores analógicos com precisão de 0,01 mm, para verificação dos deslocamentos;
- Um suporte triangular composto por três barras de aço de 20 mm de diâmetro e 1,5 m de altura com chapa de aço retangular soldada em uma das extremidades e unidas entre si por cantoneiras e barras de aço com a função de contravento, conferindo rigidez ao suporte que servirá de apoio para os braços articulados;
- Um conjunto para travamento da barra, composto por prolongador, cone bipartido e anel, todas em aço;
- Uma chapa de aço em formato triangular com sistema de parafuso para ser preso à barra de aço de ligação a estaca e que serve de apoio dos relógios comparadores;
- Um cronômetro;
- Quatro a seis peças de madeira para receber a estrutura de apoio do macaco hidráulico na interface com o solo adjacente à estaca.

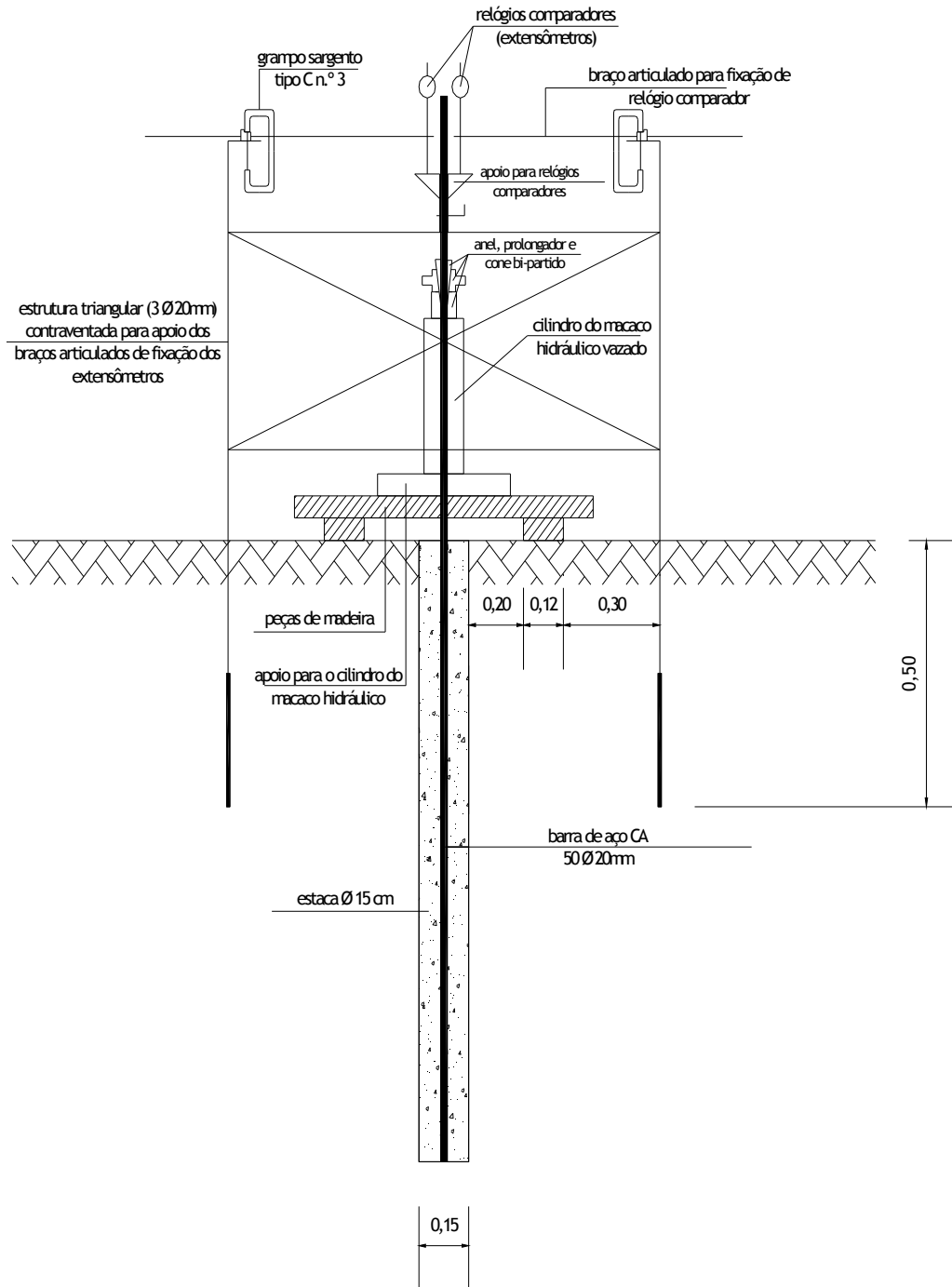


Figura 3.9 – Sistema de reação

3.5.3 MONTAGEM DO SISTEMA

Em todos os ensaios, o macaco hidráulico foi apoiado na mesa de suporte e apoio que por sua vez se assentou nas peças de madeira, promovendo uma boa base de reação para a realização do ensaio (Figura 3.10). Esse sistema não influencia nos valores de deslocamento do arrancamento por não gerar acréscimo de forças de compressão no entorno da barra de aço, o que poderia fornecer valores não reais da resistência ao arrancamento do sistema.



Figura 3.10 – Montagem da base de apoio para o macaco hidráulico

O sistema de arrancamento é de controle manual, com capacidade de 500 kN, e composto por uma mesa com suporte e apoio para o cilindro do macaco hidráulico, caixa de comando de ação e óleo e o cilindro de força. Apresenta o eixo vazado, com diâmetro interno de 35 mm, curso de 200 mm, interligado à mesa por duas mangueiras de alta pressão por meio das quais o óleo hidráulico é injetado no cilindro (Figura 3.11). A força aplicada é

controlada por meio de manômetro instalado próximo às alavancas de comando e caixa de óleo, com pressão limite de até 200 kgf/cm², equivalente a 385,2 kN, segundo ensaio de calibração do macaco.



Figura 3.11 – Vista geral de todo o sistema montado

O conjunto de peça para travamento da barra é composto por três peças, prolongador, cone bipartido e anel de travamento (Figura 3.12). A montagem do conjunto é feita pela passagem do cone pelo anel de travamento e do prolongador com a barra onde será executado o ensaio no meio, até que seja alcançado um contato para o travamento. Posteriormente é aplicada uma pequena carga no sistema pelo macaco, para um melhor travamento do conjunto com a barra de aço. O cone bipartido tem soldadas em seu interior esferas de aço, que juntamente com as nervuras da barra proporcionam um maior atrito do sistema à barra.



Figura 3.12 - Conjunto prolongador, cone bipartido e anel de travamento logo acima do macaco hidráulico.

O apoio dos relógios comparadores é composto por uma chapa metálica em formato triangular, em conjunto com um sistema de travamento de rosca, que permite o posicionamento e travamento da peça à barra, de forma que suas movimentações sejam conjuntas, permitindo a identificação dos deslocamentos sofridos pela estaca (Figura 3.13).



Figura 3.13 – Relógios comparadores apoiados em chapa triangular

Os braços articulados em que os relógios comparadores apresentam articulações por porcas e parafusos que permitem aos equipamentos um posicionamento em paralelo com a barra e sua fixação na estrutura triangular contraventada é feita por meio de grampos tipo sargento (Figura 3.14). O apoio dos relógios nas extremidades da chapa triangular é sensível à ocorrência de deslocamento angular, e caso venha a ocorrer esse tipo de movimentação, ele é considerado no cálculo da média dos deslocamentos dos relógios.



Figura 3.14 – Sistema de fixação dos braços articulados

3.5.4 EXECUÇÃO DO ENSAIO

Após a montagem de todo o sistema, são anotadas as leituras iniciais dos relógios comparadores analógicos (Figura 3.15), iniciando-se a aplicação de carga na barra de aço. Para cada aumento de carga aplicado são realizadas leituras destes relógios no tempo zero (“zero segundos”) e nos seguintes intervalos de tempo: 30 segundos, 1 minuto, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 60 minutos, dobrando-se este intervalo de tempo até que se obtenha a estabilização do deslocamento, que conforme prescrições estabelecidas pela norma ABNT NBR 6489:1984, é identificada quando:

$$\% = \frac{l_i - l_{i-1}}{\sum l_i} \leq 5\% \quad (3.1)$$

Onde: l_i = leitura realizada em cada um dos intervalos de tempo duplicados.



Figura 3.15 – Relógios comparadores

Esse ciclo é repetido para cada novo carregamento aplicado. O processo é reiterado até o rompimento da resistência cisalhante entre o solo e a estaca (Figura 3.16), que é identificado claramente pela não estabilização da carga aplicada com grandes deslocamentos verificados.



Figura 3.16 – Estaca soerguida



Figura 3.17 – Rompimento do sistema solo-estaca

4. RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos por meio dos ensaios de investigação de campo, SPT, SPT-T, PMT e DMT. Em seguida, apresentam-se os resultados das provas de carga realizadas nas seis estacas escavadas por meio de curvas carga-deslocamento. Também são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório e por fim, apresentam-se os cálculos das previsões de cargas de ruptura das estacas por métodos semiempíricos. As análises serão feitas de forma a comparar resultados previstos e experimentais.

4.1 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

4.1.1 SPT (SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO A PERCUSSÃO)

Foram realizados dois ensaios para determinação do índice de resistência a penetração (N) por meio de sondagem de simples reconhecimento conforme recomendações da norma ABNT NBR 6484:2001.

As figuras 4.1 e 4.2 apresentam os resultados obtidos nesses ensaios.

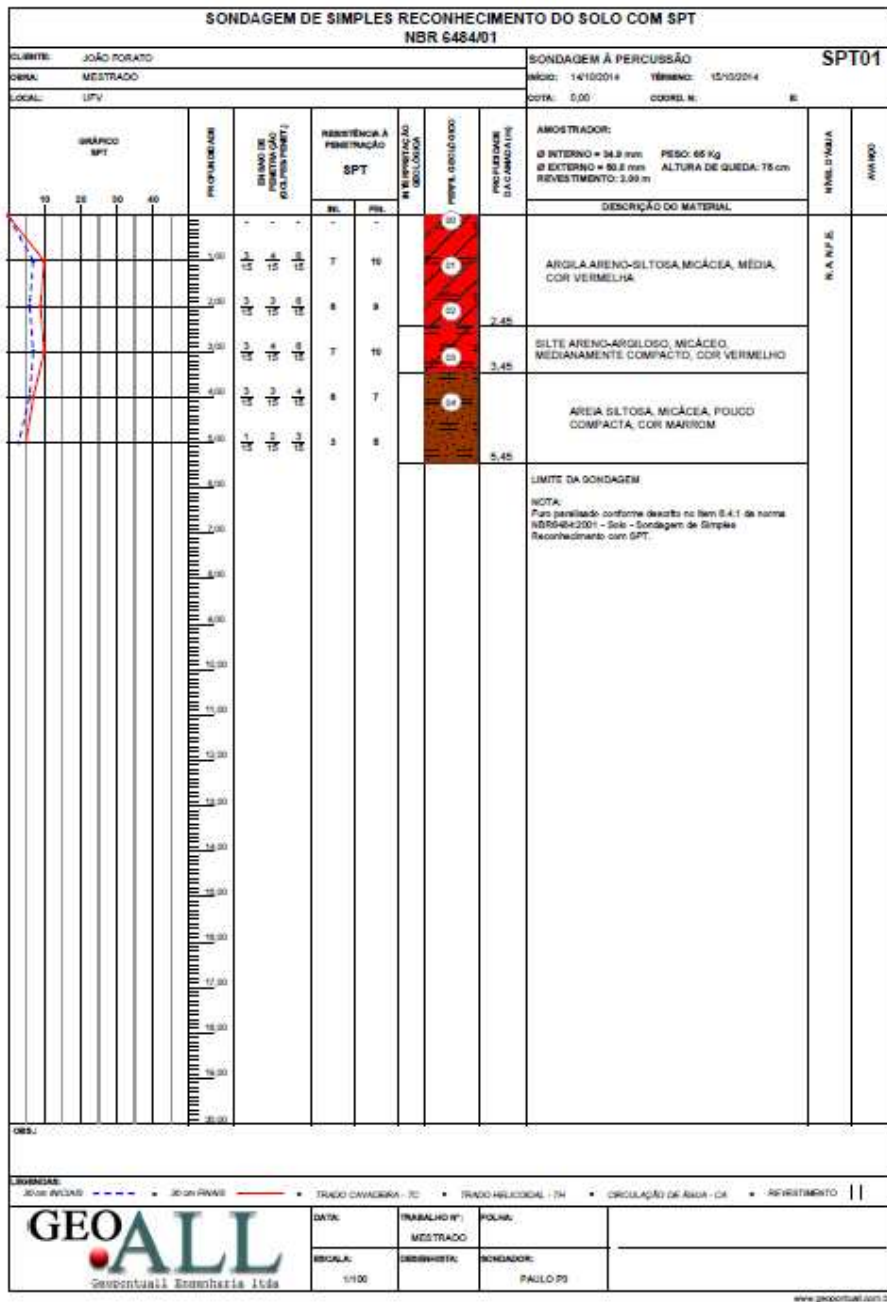


Figura 4.1 – Resultado do ensaio SPT 1

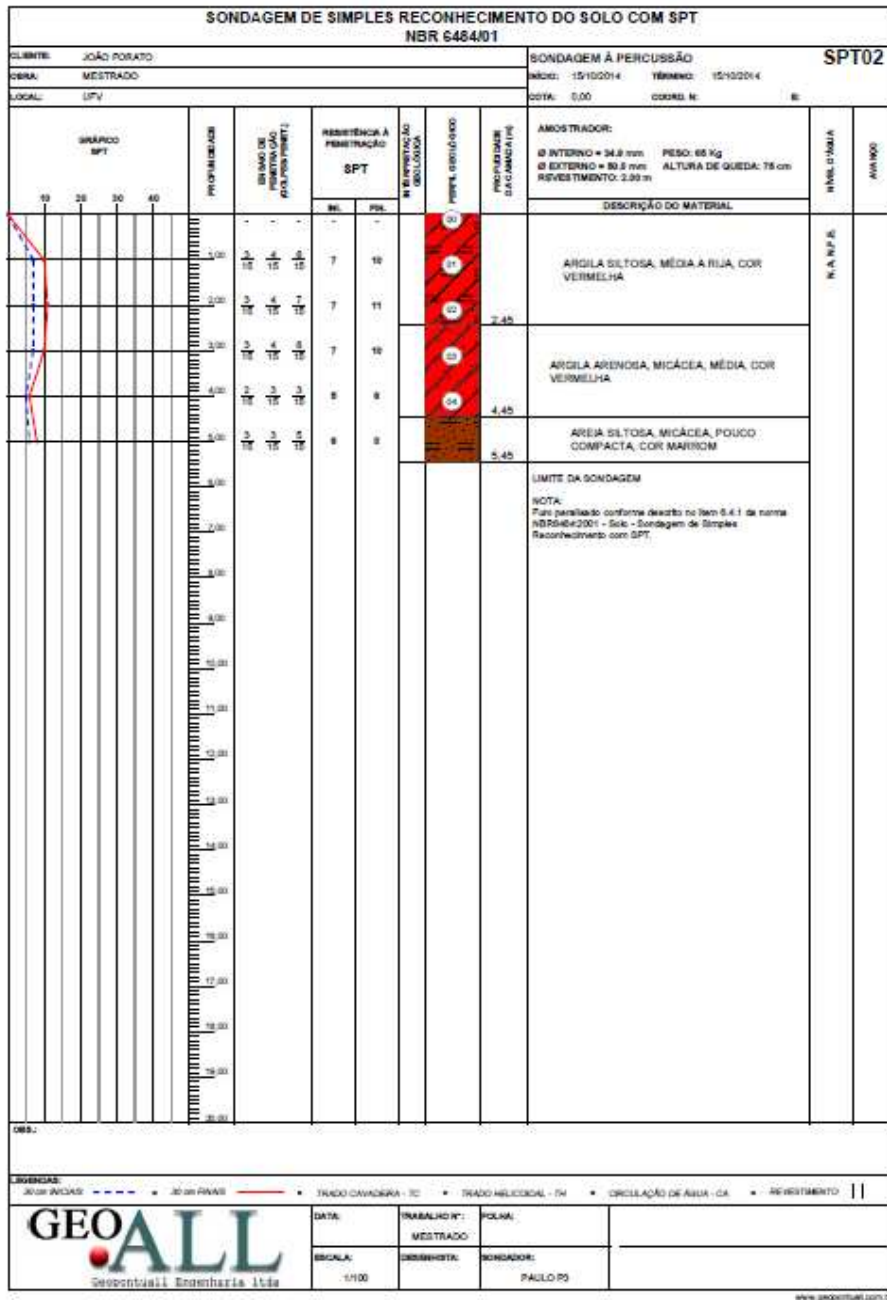


Figura 4.2 – Resultado do ensaio SPT 2

4.1.2 SPT-T (SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO A PERCUSSÃO COM MEDIDA DE TORQUE)

Para os ensaios de sondagem citados no item anterior foram medidos também os torques necessários ao rompimento da resistência lateral entre o solo e a parede do amostrador. Os procedimentos para execução deste ensaio foram idealizados por Ranzini (1988), sendo anotados os valores do torque máximo e residual. A tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos neste ensaio.

Tabela 4.1 – Resultados do ensaio SPT-T

Profundidade (m)	SPT-T 01		SPT-T 02	
	Torque máximo (N x m)	Torque residual (N x m)	Torque máximo (N x m)	Torque residual (N x m)
1,45	160	40	120	40
2,45	180	80	180	60
3,45	140	60	180	60
4,45	120	60	120	60
5,45	100	40	120	40

Como a medida de f_{si} é feita na altura do trecho elementar de ordem “i” do fuste e na primeira camada não é realizada medida, aplica-se então a média dos valores encontrados nas camadas subsequentes. Nas tabelas 4.2 e 4.3 apresentam os valores de f_s determinados por meio do método de Alonso (1994) e os valores médios ($f_{S\text{médio}}$) das camadas.

As figuras 4.2 e 4.3 mostram os gráficos com as variações de $f_{S\text{médio}}$ x profundidade para os ensaios de SPT-T1 e SPT-T2, respectivamente. Nota-se que para a profundidade entre zero e um metro, o gráfico se apresenta pontilhado em função de não ter sido realizada medida neste trecho.

Para o cálculo dos valores de f_s foi utilizada a equação 2.20.

Tabela 4.2 - SPT-T 1

Prof (m)	T _{MAX} (N x m)	f _S (kPa)	f _S medio (kPa)
0 a 1	-	-	44,4
1 a 2	16	88,8	
2 a 3	18	100,0	94,4
3 a 4	14	77,7	88,8
4 a 5	12	66,6	72,1
5 a 6	10	55,5	61,0

Figura 4.3 – Resultado do ensaio SPT-T 1

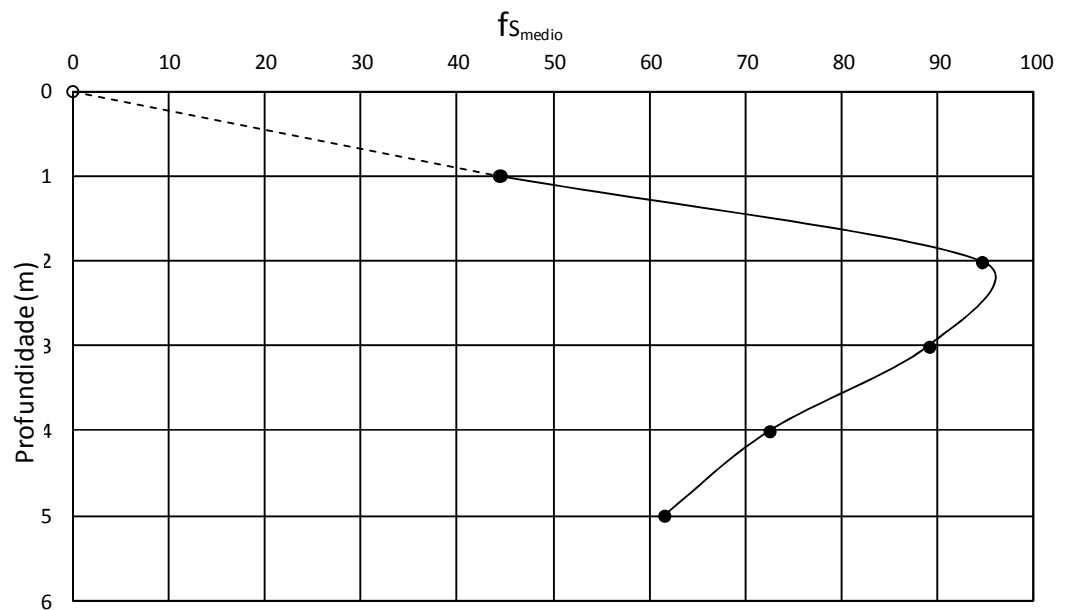


Tabela 4.3 - SPT-T 2

Prof (m)	T _{MAX} (N x m)	f _s (kPa)	f _{s medio} (kPa)
0 a 1	-	-	33,3
1 a 2	12	66,6	
2 a 3	18	100,0	83,3
3 a 4	18	100,0	100,0
4 a 5	12	66,6	83,3
5 a 6	12	66,6	66,6

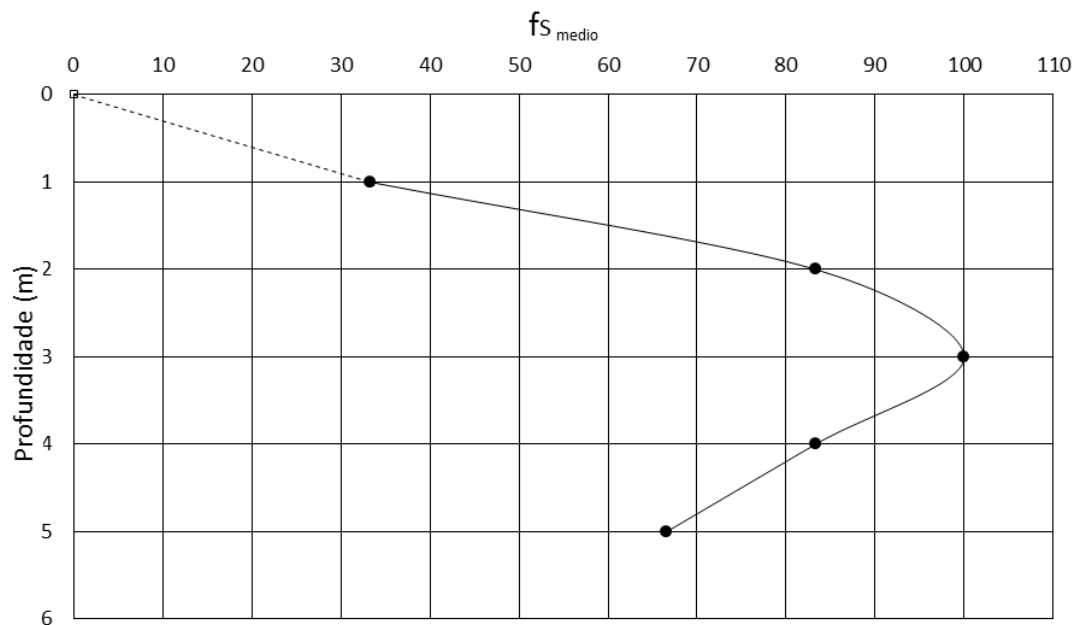


Figura 4.4 – Resultado do ensaio SPT-T 2

4.1.3 ENSAIO PRESSIOMÉTRICO (PMT)

Neste estudo foi utilizado o pressiômetro de Ménard fabricado pela empresa francesa APAGEO servindo para os ensaios realizados em solo e rocha. Como não há norma brasileira para a realização dos ensaios, os procedimentos adotados foram os da norma americana ASTM D – 4.719/87 e a norma francesa P94 – 110/91.

Para a realização dos ensaios pressiométricos foram utilizados os furos dos ensaios de sondagem a percussão (SPT). Os valores de P_L (pressão limite) e E_M (Módulo Pressiométrico) são apresentados na Figura 4.5 para o ensaio PMT 1 e na Figura 4.6 para o ensaio PMT 2.

Os demais símbolos das tabelas 4.5 e 4.6 estão referidos no Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica, item 2.2.1.

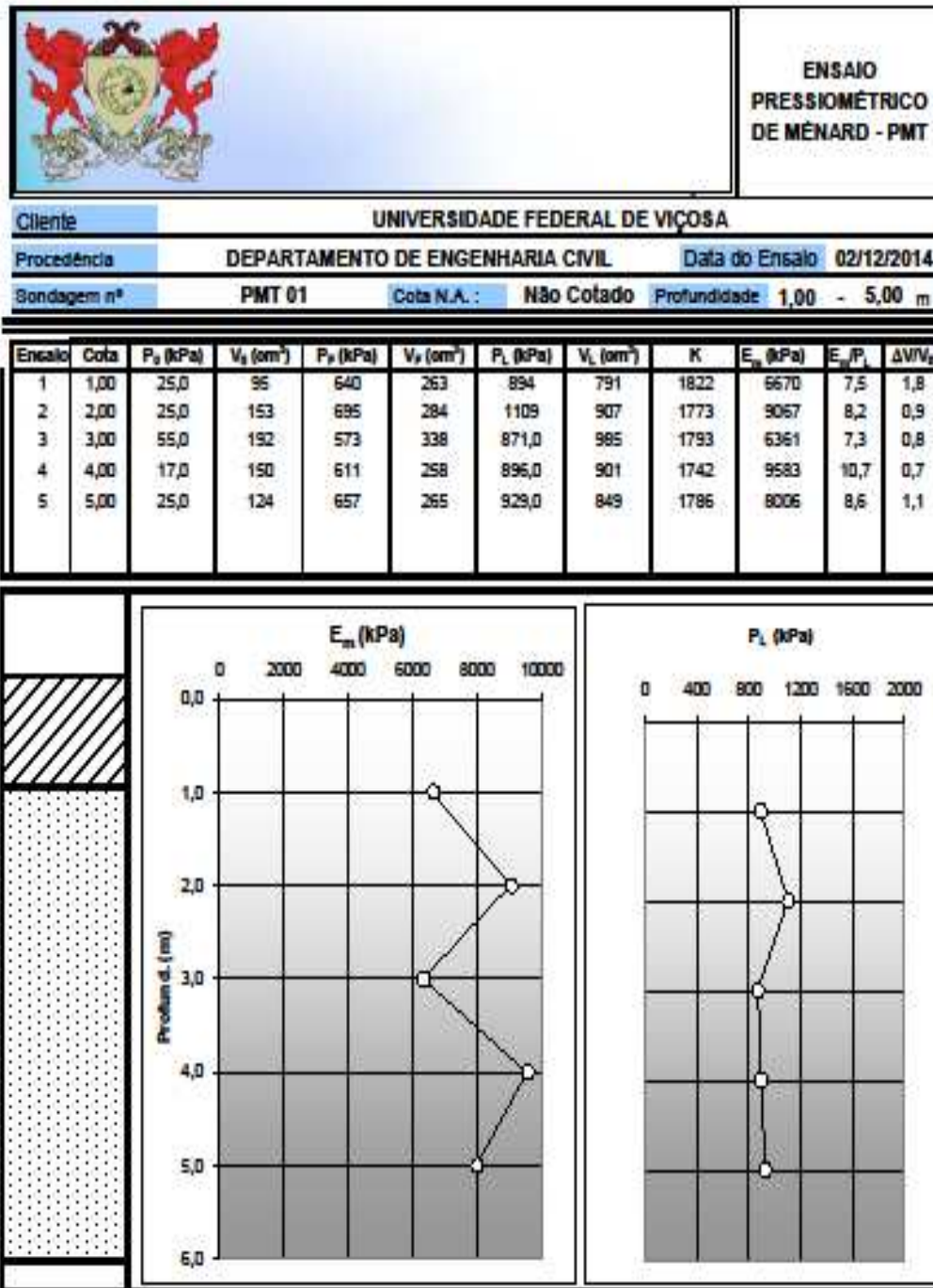


Figura 4.7 – Resultados do ensaio pressiométrico PMT 1 e curvas da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico (E_m).

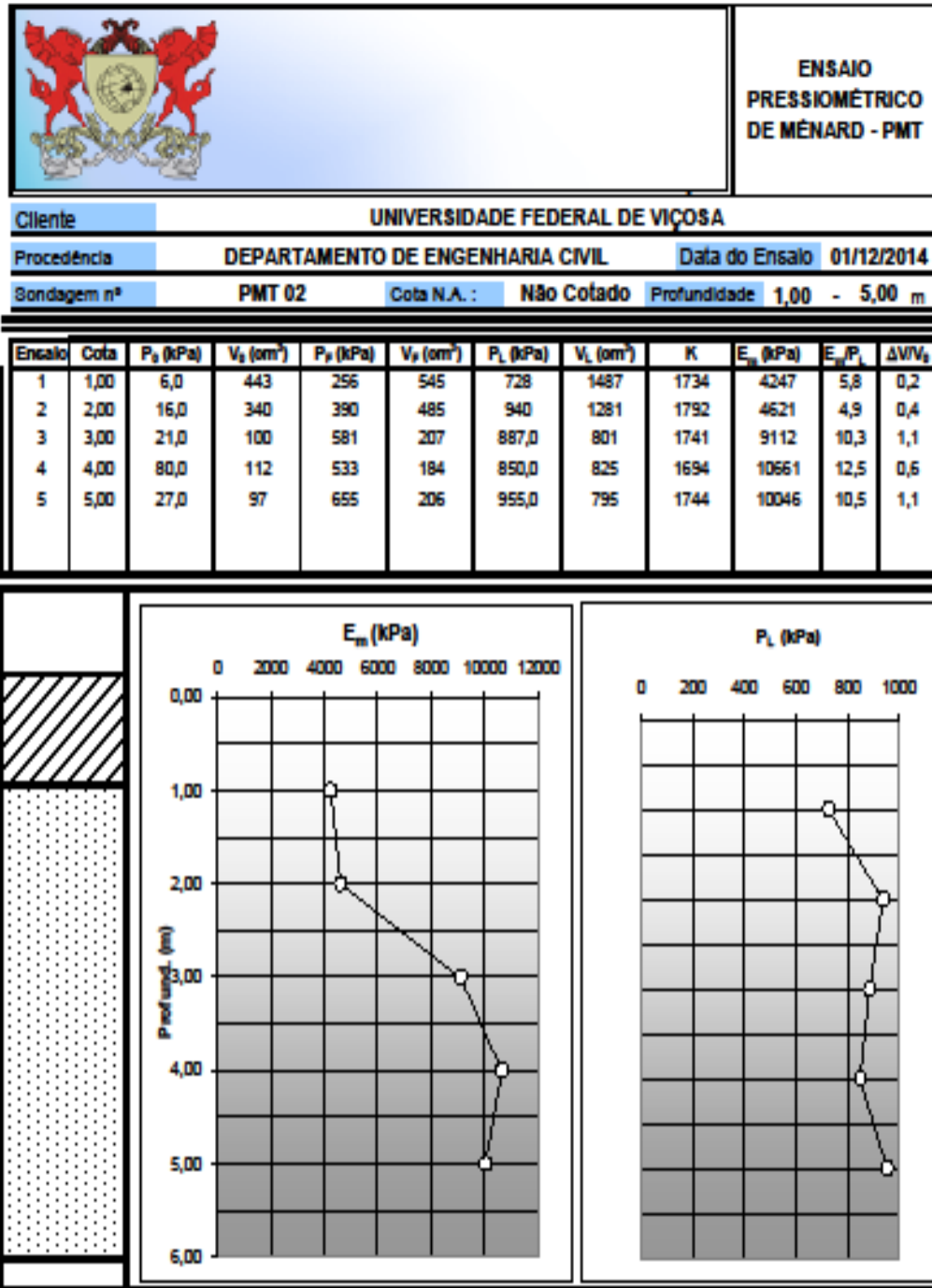


Figura 4.8 – Resultados do ensaio pressiométrico PMT 2 e curvas da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico (E_m).

Quando da realização do ensaio PMT 2, após a realização das leituras para a camada de um metro, ocorreu a ruptura da membrana sendo necessária sua substituição e novo procedimento de calibração.

4.1.4 ENSAIO DILATOMÉTRICO (DMT)

Neste estudo foi utilizado o dilatômetro de Marchetti. Como também não há norma brasileira para a realização do ensaio, os procedimentos adotados foram os da norma americana ASTM D – 6635/01.

Foram executados dois ensaios dilatométricos, com profundidades de 5,0 metros cada para o DMT 1 e DMT 2. Este tipo de ensaio permite a avaliação do comportamento mecânico do subsolo a cada 20 cm, obtendo-se parâmetros para a estimativa da capacidade de carga de estacas e parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade. Quanto à descrição do solo fornecida pelo ensaio, verificou-se certa discordância com os resultados obtidos nos ensaios de granulometria conjunta, pois o dilatômetro analisa o comportamento mecânico do solo, podendo-se constatar, em alguns casos, argilas comportando-se mecanicamente como siltes ou areias. Nas Tabelas 4.4 e 4.5 são apresentados os parâmetros obtidos nos ensaios dilatométricos.

Apresentam-se, nas Figuras 4.9 para o DMT 1 e 4.10 para o DMT 2, as representações gráficas dos seguintes parâmetros: I_D – Classificação do material, E_D – Módulo dilatométrico, ϕ – Ângulo de atrito e K_D – Índice de tensão horizontal obtidos nos ensaios dilatométricos conforme norma americana ASTM - D6635-01 e na Europa Eurocode 7 - Parte 3 – Seção.

Na Figura 4.11 apresenta-se a classificação dos materiais dos ensaios DMT 1 e DMT 2 sobrepostos.

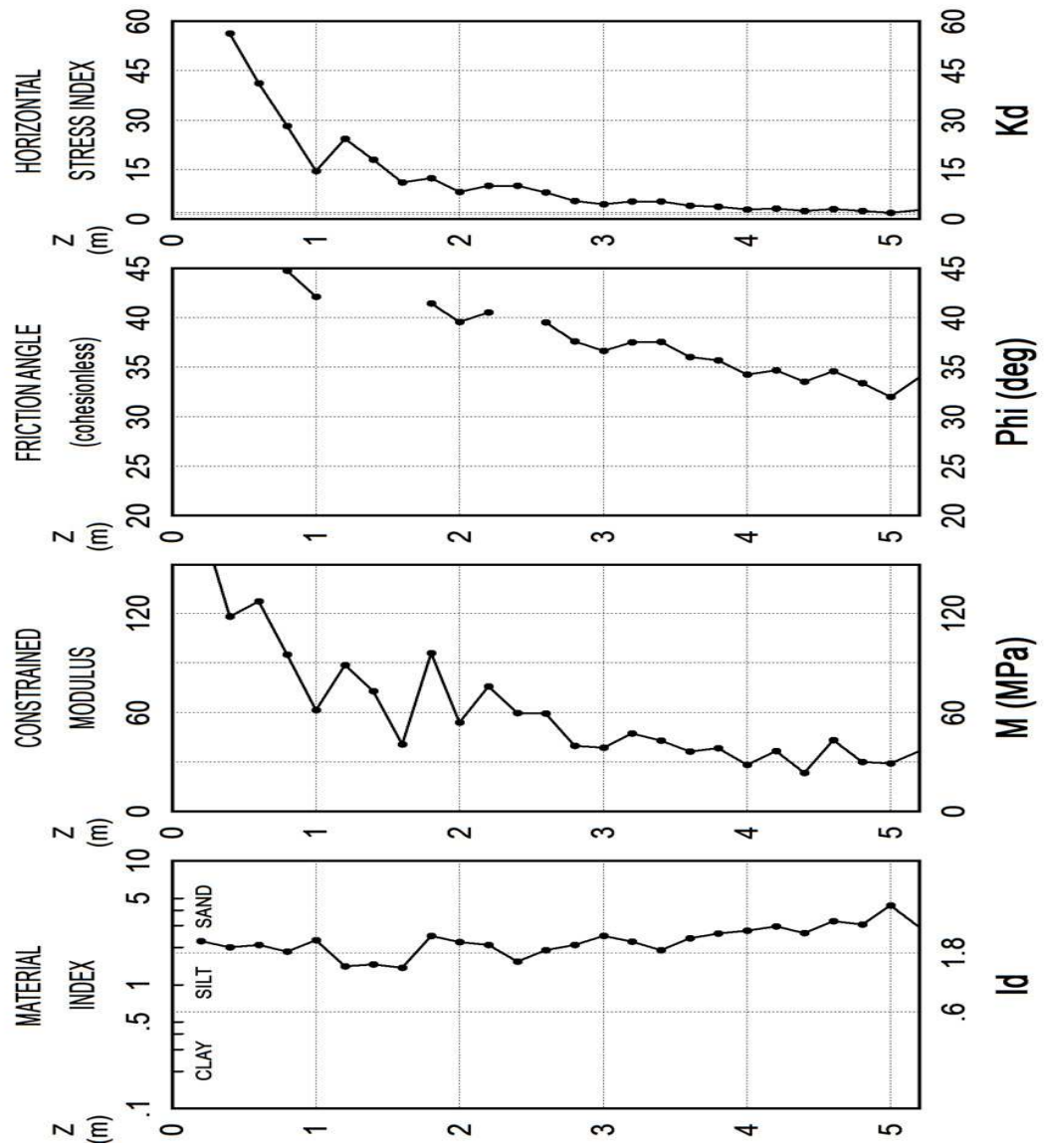


Figura 4.9 (DMT 1) – Variação de alguns parâmetros obtidos ao longo da profundidade.

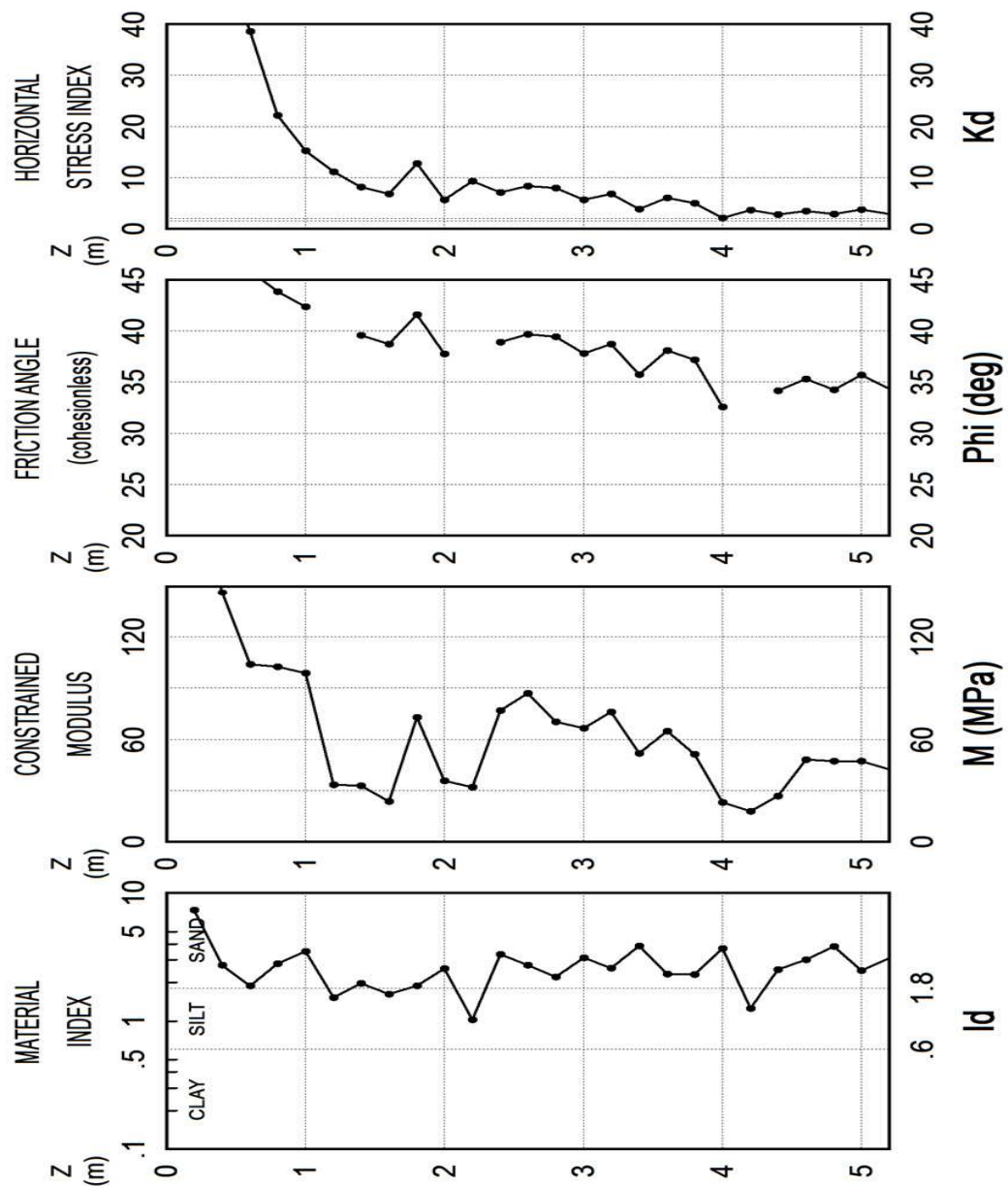


Figura 4.10 (DMT 2) – Variação de alguns parâmetros obtidos ao longo da profundidade.

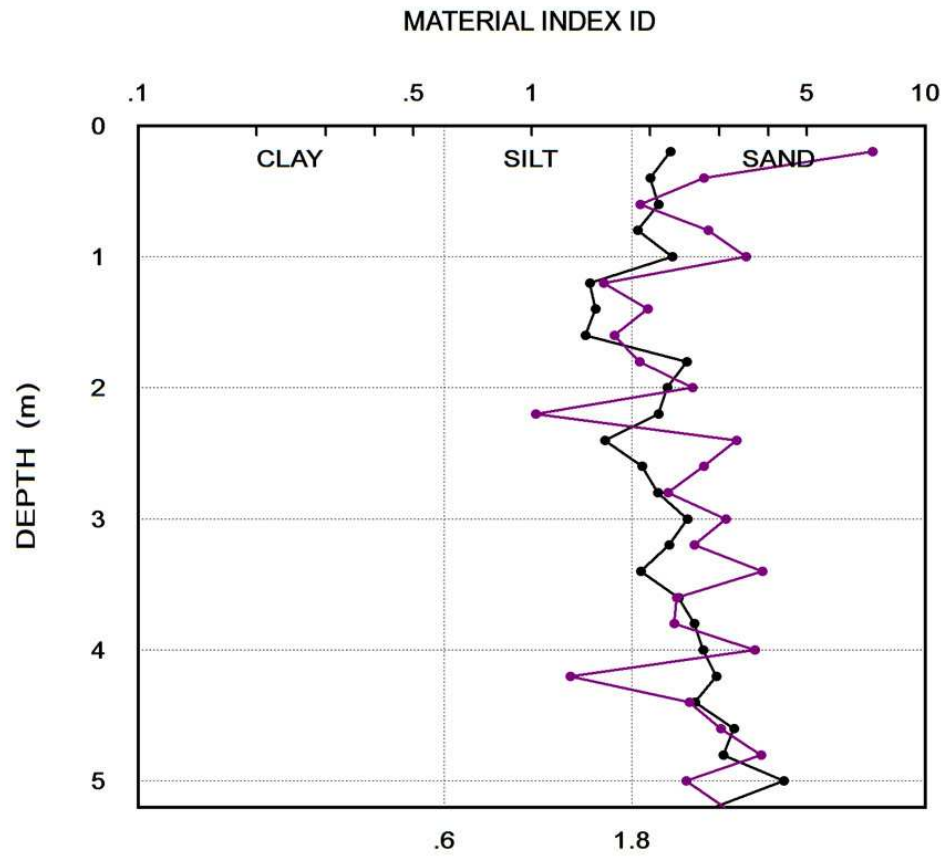


Figura 4.11 – Classificação dos materiais dos ensaios DMT 1 e DMT 2 sobrepostos.

Tabela 4.4 – Resultados obtidos no ensaio DMT 1

Z (m)	P ₀ (kPa)	P ₁ (kPa)	γ (kN/m ³)	I _D	K _D	E _D (MPa)	Φ (°)	Classificação do solo
0,2	480	1560	19,6	2,25	99,9	37,5	-	Areia siltosa
0,4	412	1235	18,6	2,00	56,2	28,6	47	Areia siltosa
0,6	456	1410	19,6	2,10	41,2	33,1	46	Areia siltosa
0,8	424	1210	18,6	1,86	28,3	27,3	45	Areia siltosa
1,0	272	890	18,6	2,28	14,5	21,5	42	Areia siltosa
1,2	545	1310	19,1	1,41	24,3	26,6	-	Silte arenoso
1,4	473	1160	17,7	1,45	18,0	23,8	-	Silte arenoso
1,6	330	780	17,7	1,37	11,1	15,6	-	Silte arenoso
1,8	412	1435	19,6	2,48	12,4	35,5	41	Areia siltosa
2,0	304	975	18,6	2,21	8,2	23,3	40	Areia siltosa
2,2	415	1285	18,6	2,10	10,1	30,2	41	Areia siltosa
2,4	448	1135	17,7	1,53	10,0	23,8	-	Silte arenoso
2,6	391	1135	18,6	1,91	8,1	25,8	40	Areia siltosa
2,8	283	875	18,6	2,09	5,4	20,5	38	Areia siltosa
3,0	251	875	18,6	2,48	4,5	21,6	37	Areia siltosa
3,2	317	1025	18,6	2,23	5,3	24,6	38	Areia siltosa
3,4	340	985	18,6	1,89	5,4	22,4	38	Areia siltosa
3,6	266	895	18,6	2,36	4,0	21,8	36	Areia siltosa
3,8	264	945	18,6	2,59	3,7	23,6	36	Areia siltosa
4,0	213	795	18,6	2,73	2,9	20,2	34	Areia siltosa
4,2	242	955	18,6	2,95	3,1	24,7	35	Areia siltosa
4,4	206	740	17,7	2,60	2,5	18,5	34	Areia siltosa
4,6	261	1110	18,6	3,26	3,1	29,5	35	Areia siltosa
4,8	219	890	18,6	3,06	2,5	23,3	33	Areia siltosa
5,0	179	960	18,6	4,37	1,9	27,1	32	Areia
5,2	264	1035	18,6	2,92	2,7	26,7	34	Areia siltosa

Tabela 4.5 – Resultados obtidos no ensaio DMT 2

Z (m)	P ₀ (kPa)	P ₁ (kPa)	γ (kN/m ³)	I _D	K _D	E _D (MPa)	Φ (°)	Classificação do solo
0,2	205	1711	18,6	7,33	60,4	52,2	47	Areia
0,4	378	1411	18,6	2,73	53,0	35,9	47	Areia siltosa
0,6	419	1211	18,6	1,89	38,6	27,5	46	Areia siltosa
0,8	324	1231	18,6	2,80	22,2	31,5	44	Areia siltosa
1,0	280	1261	18,6	3,50	15,3	34,0	42	Areia
1,2	244	616	16,7	1,52	11,1	12,9	-	Silte arenoso
1,4	208	616	17,7	1,97	8,2	14,2	40	Silte arenoso
1,6	197	516	16,7	1,62	6,8	11,1	39	Silte arenoso
1,8	410	1181	18,6	1,88	12,7	26,7	42	Areia siltosa
2,0	202	721	17,7	2,56	5,6	18,0	38	Areia siltosa
2,2	369	746	17,7	1,02	9,3	13,1	-	Silte
2,4	304	1311	18,6	3,31	7,1	34,9	39	Areia
2,6	391	1461	17,7	2,74	8,4	37,1	40	Areia siltosa
2,8	400	1286	18,6	2,22	7,9	30,8	39	Areia siltosa
3,0	307	1261	18,6	3,11	5,7	33,1	38	Areia siltosa
3,2	394	1411	18,6	2,59	6,8	35,3	39	Areia siltosa
3,4	234	1136	18,6	3,85	3,8	31,3	36	Areia
3,6	393	1311	18,6	2,33	6,0	31,8	38	Areia siltosa
3,8	344	1136	18,6	2,30	5,0	27,5	37	Areia siltosa
4,0	155	726	17,7	3,69	2,1	19,8	33	Areia
4,2	276	621	17,7	1,25	3,6	12,0	-	Silte arenoso
4,4	225	791	18,6	2,51	2,8	19,6	34	Areia siltosa
4,6	290	1166	18,6	3,02	3,5	30,4	35	Areia siltosa
4,8	251	1211	18,6	3,82	2,9	33,3	34	Areia
5,0	342	1186	18,6	2,47	3,8	29,3	36	Areia siltosa
5,2	276	1131	18,6	3,09	2,9	29,7	34	Areia siltosa

4.1.5 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

As tabelas 4.6 a 4.11 apresentam as cargas aplicadas e os respectivos deslocamentos nas provas de carga estáticas com carregamento lento das estacas E1 a E6 com a utilização de macaco hidráulico com capacidade para 500 kN.

As figuras 4.12 a 4.17 representam os gráficos com as curvas carga X deslocamento das provas de carga com carregamento lento das estacas E1 a E6.

Tabela 4.6 - Cargas aplicadas e deslocamentos verificados na prova de carga da estaca E1

ESTACA E1			
Carregamento		Deslocamento (mm)	
Pressão (kgf x cm ²)	Carga (kN)	Simples	Acumulado
0	0	0,00	0,00
10	1926	0,92	0,92
20	3852	2,11	3,03
30	5778	2,85	5,88
40	7704	5,48	11,35
50	9630	9,99	21,34
55	10593	11,02	32,36

Constante do macaco = 1,926

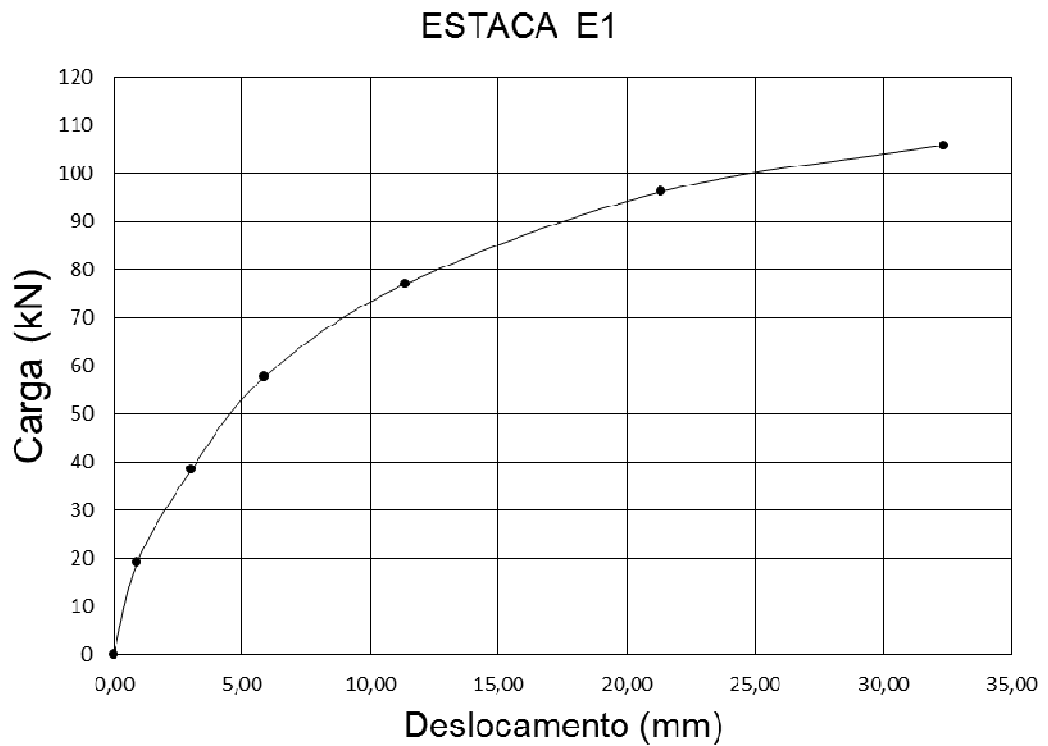


Figura 4.12 - Curva carga x deslocamento da estaca E1

Tabela 4.7 - Cargas aplicadas e deslocamentos verificados na prova de carga da estaca E2.

ESTACA E2			
Carregamento		Deslocamento (mm)	
Pressão (kgf x cm ²)	Carga (kN)	Simplex	Acumulado
0	0	0,00	0,00
10	19,26	0,75	0,75
20	38,52	2,89	3,64
30	57,78	6,34	9,98
40	77,04	34,40	44,38
45	86,67	34,75	79,13

Constante do macaco = 1,926

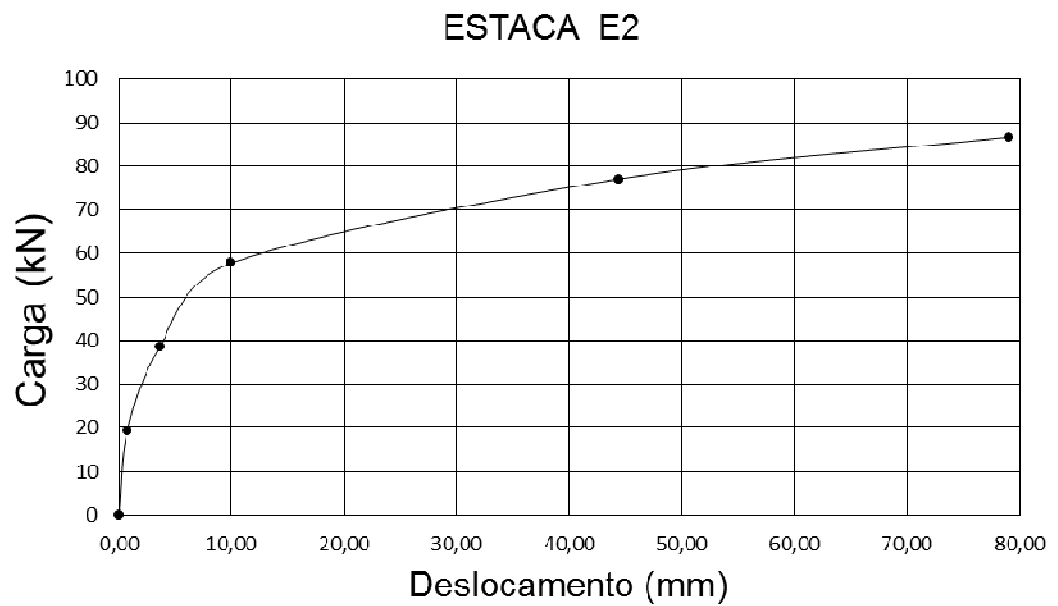


Figura 4.13 - Curva carga x deslocamento da estaca E2

Tabela 4.8 - Cargas aplicadas e deslocamentos verificados na prova de carga da estaca E3.

ESTACA E3			
Carregamento		Deslocamento (mm)	
Pressão (kgf x cm ²)	Carga (kN)	Simplex	Acumulado
0	0	0,00	0,00
10	19,26	0,43	0,43
20	38,52	1,38	1,80
30	57,78	1,71	3,51
40	77,04	3,12	6,63
50	96,30	9,04	15,67
55	105,93	13,58	29,24

Constante do macaco = 1,926

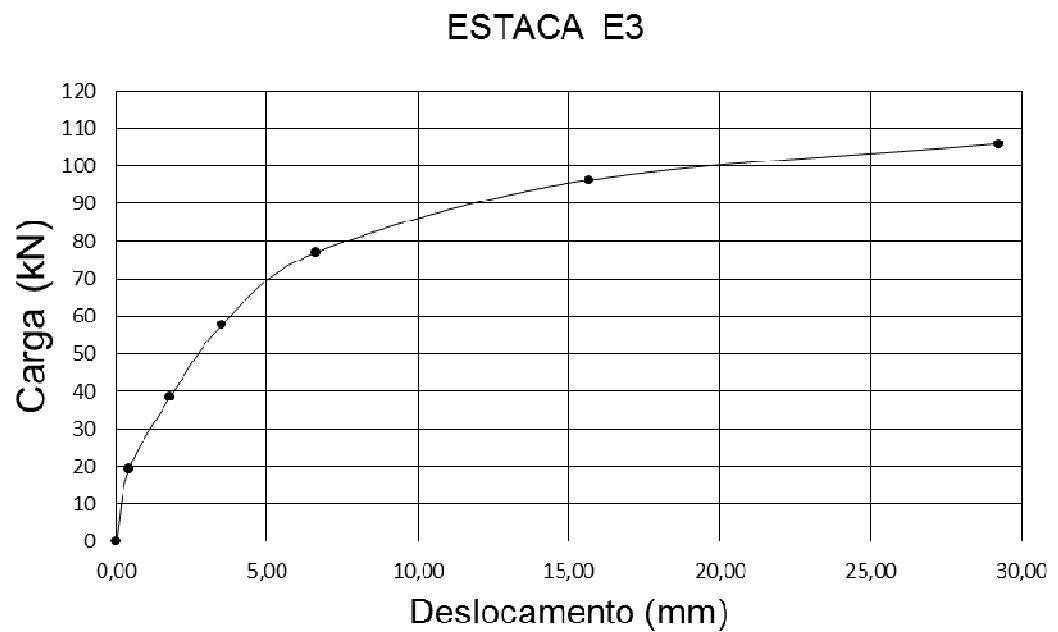


Figura 4.14 - Curva carga x deslocamento da estaca E3

Tabela 4.9 - Cargas aplicadas e deslocamentos verificados na prova de carga da estaca E4.

ESTACA E4			
Carregamento		Deslocamento (mm)	
Pressão (kgf x cm ²)	Carga (kN)	Simplex	Acumulado
0	0	0,00	0,00
10	19,26	0,30	0,30
20	38,52	3,67	3,97
30	57,78	6,93	10,90
40	77,04	46,89	57,78
45	86,67	32,35	90,13

Constante do macaco = 1,926

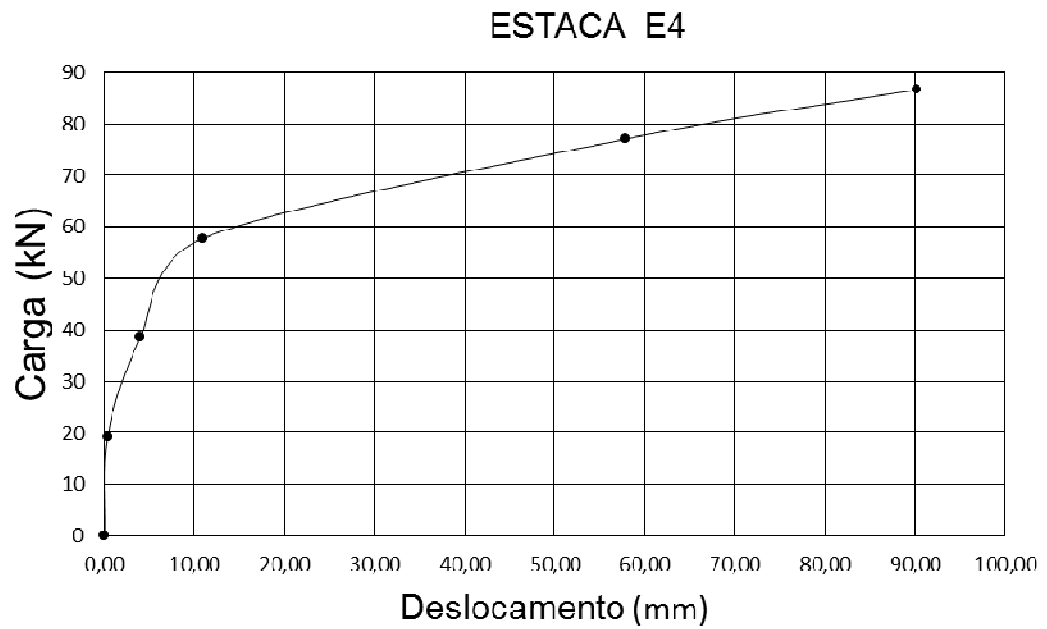


Figura 4.15 - Curva carga x deslocamento da estaca E4

Tabela 4.10 - Cargas aplicadas e deslocamentos verificados na prova de carga da estaca E5.

ESTACA E5			
Carregamento		Deslocamento (mm)	
Pressão (kgf x cm ²)	Carga (kN)	Simplex	Acumulado
0	0	0,00	0,00
10	19,26	0,91	0,91
20	38,52	1,08	1,99
30	57,78	2,03	4,02
40	77,04	3,29	7,31
50	96,30	5,86	13,17
60	115,56	14,27	27,43

Constante do macaco = 1,926

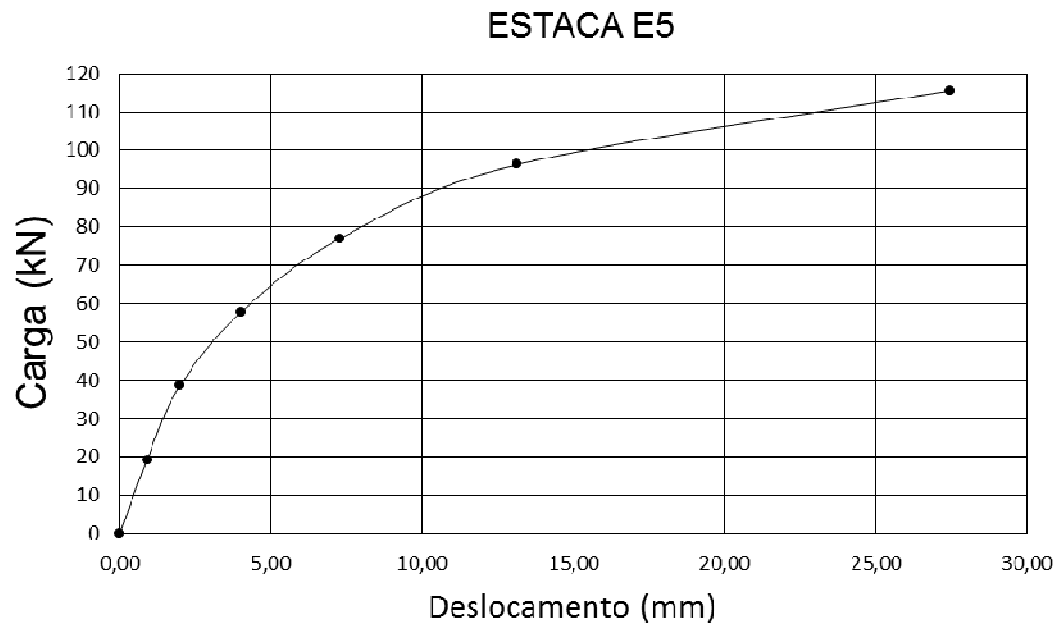


Figura 4.16 - Curva carga x deslocamento da estaca E5

Tabela 4.11 - Cargas aplicadas e deslocamentos verificados na prova de carga da estaca E6.

ESTACA E6			
Carregamento		Deslocamento (mm)	
Pressão (kgf x cm ²)	Carga (kN)	Simples	Acumulado
0	0	0,00	0,00
10	19,26	0,27	0,27
20	38,52	1,28	1,55
30	57,78	4,51	6,05
40	77,04	13,83	19,88
50	96,30	42,14	62,02

Constante do macaco = 1,926

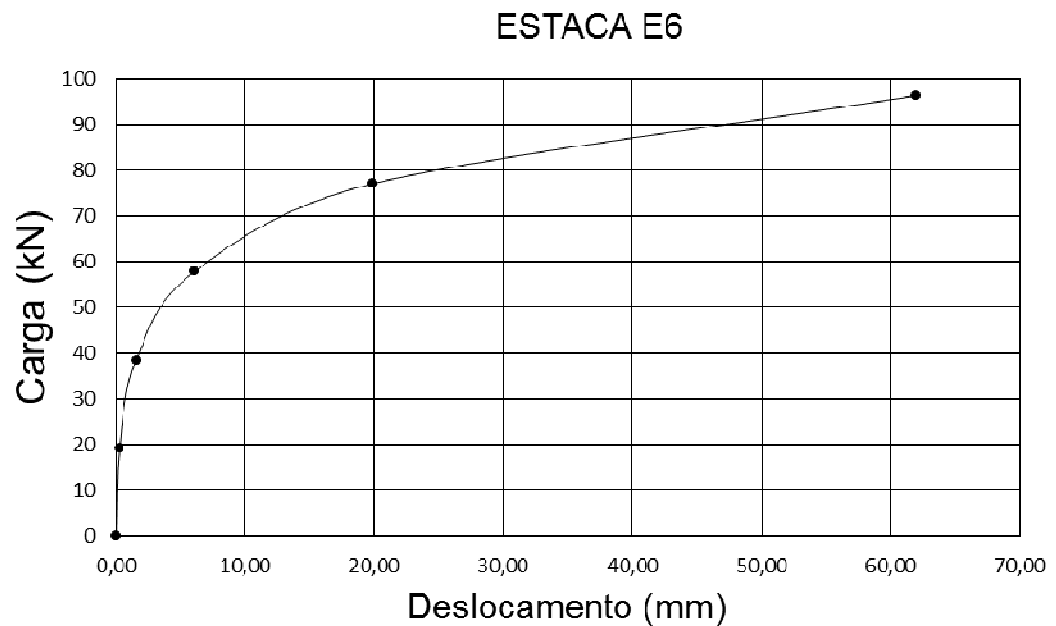


Figura 4.17 - Curva carga x deslocamento da estaca E6

São apresentadas na Figura 4.18 a comparação das curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas E1, E2, E3, E4, E5 e E6.

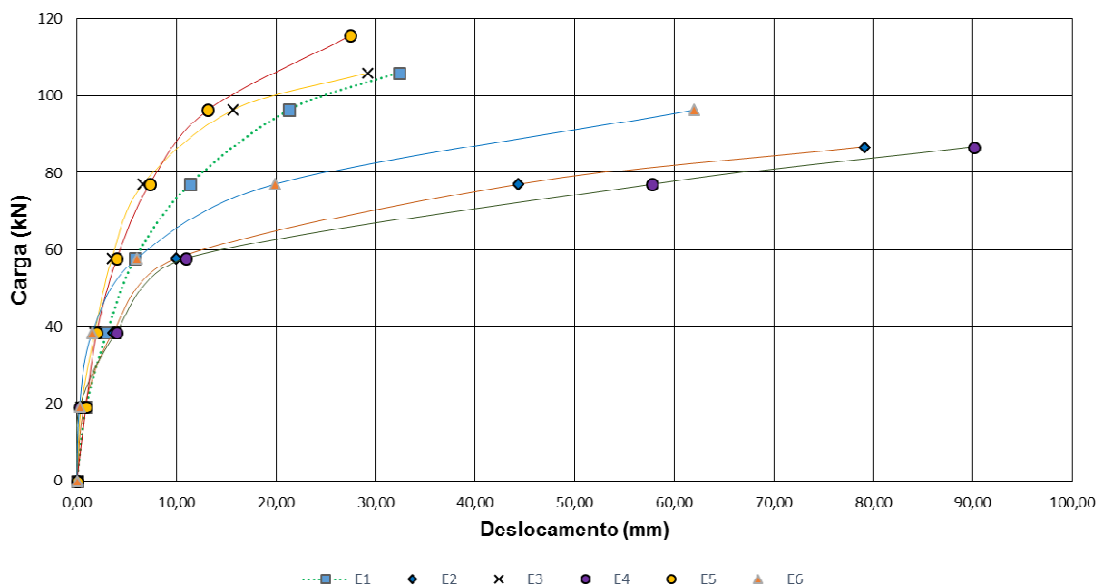


Figura 4.18 – Comparação das curvas carga x deslocamento.

O deslocamento necessário para o rompimento da interface solo-estaca, que caracteriza o estado limite último do atrito lateral, foi adotado como sendo 25 mm, uma vez que a relação carga x deslocamento não é linear e a partir deste ponto a carga tende para um valor assintótico. Na tabela 4.12 é apresentado o carregamento em cada estaca, necessário ao rompimento do atrito lateral.

Tabela 4.12 - Carga limite para o rompimento do atrito lateral

Estaca	Deslocamento (mm)	Q _{lT} (kN)	Q _{lT méd} (kN)
E1	25	100	88,2
E2		68	
E3		103	
E4		65	
E5		113	
E6		80	

4.1.6 MASSA ESPECÍFICA DO SOLO *IN SITU*

A massa específica aparente *in situ* foi determinada por meio do método do frasco de areia conforme norma ABNT NBR 7185:1988 na cota menos um metro.

Foi realizada a abertura de um poço com profundidade de um metro na área compreendida pelas seis estacas e utilizada nos ensaios geotécnicos.

O valor da massa específica do solo (γ_{nat}) encontrada foi de 15,51 kN/m³.

4.1.7 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESSÃO DA PASTA DE CIMENTO

Foi moldado, para cada estaca, um corpo-de-prova de acordo com a norma ABNT NBR 5738:2015, que foram submetidos a ensaios de compressão axial conforme norma ABNT NBR 5739:2007 e foram encontrados os seguintes valores de resistência característica à compressão (fck) aos 28 dias (Tabela 4.13).

Tabela 4.13 – Resistência característica à compressão

Estaca	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Tensão (MPa)	36,4	25,1	22,4	27,3	28,0	35,4

Verifica-se que estes valores satisfazem o valor mínimo de 20 MPa recomendado pela norma ABNT NBR 6122:2010.

4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para a caracterização do solo, foram recolhidas cinco amostras deformadas, a cada metro de profundidade para cada furo de sondagem a percussão do SPT-1 e SPT-2 que, devido a sua homogeneidade, foram misturadas para a realização destes ensaios.

Os ensaios realizados foram: análise granulométrica, limites de Atterberg (LL e LP), massa específica dos sólidos e teor de umidade.

Os resultados encontrados são apresentados a seguir:

4.2.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Os procedimentos adotados para a realização deste ensaio foram os preconizados pela norma ABNT NBR 7181:1984 Na tabela 4.14 é apresentado um resumo dos resultados da granulometria conjunta.

Tabela 4.14 - Granulometria conjunta

Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
1,00 – 1,45	54	8	38
2,00 – 2,45	45	10	45
3,00 – 3,45	32	25	43
4,00 – 4,45	18	31	51
5,00 – 5,45	9	33	58

4.2.2 LIMITES DE ATTERBERG (LL E LP)

Os procedimentos adotados para a realização dos ensaios de limites de liquidez e de plasticidade foram os preconizados pelas normas ABNT NBR 6459:1984 e ABNT NBR 7180:1984, respectivamente. Na tabela 4.15 é apresentado o resultado dos ensaios de limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP).

Tabela 4.15 - Limites de Atterberg.

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP	IP Carta	Classificação SUCS Unificada
1,00 – 1,45	69,30	44,41	24,89	35,99	MH
2,00 – 2,45	67,30	44,73	22,57	34,53	MH
3,00 – 3,45	60,40	39,87	20,53	29,49	MH
4,00 – 4,45	49,32	33,46	15,86	21,40	MH
5,00 – 5,45	39,52	28,79	10,73	14,25	SM

A classificação predominante das camadas do subsolo, dada pela equação da carta de plasticidade de Casagrande - $IP = 0,73 \cdot (LL - 20)$ é MH, silte de alta compressibilidade arenoso; exceto para a camada de 5,00 a 5,45 m que é classificada como SM (areia siltosa).

4.2.3 MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS

Os procedimentos adotados para a realização deste ensaio foram os preconizados pela norma ABNT NBR 6508:1984 Na tabela 4.16 é apresentado o resultado dos ensaios de massa específica dos sólidos.

Tabela 4.16 - Massa específica dos sólidos

Profundidade (m)	γ_s (kN/m ³)
1,00 – 1,45	27,04
2,00 – 2,45	27,15
3,00 – 3,45	27,40
4,00 – 4,45	26,29
5,00 – 5,45	26,29

4.2.4 TEOR DE UMIDADE

Os procedimentos adotados para a realização deste ensaio foram os preconizados pela norma ABNT NBR 6457:1986 Na tabela 4.17 é apresentado o resultado dos ensaios de teor de umidade.

Tabela 4.17 – Teor de Umidade

Profundidade (m)	W (%)
1,00 – 1,45	17,32
2,00 – 2,45	16,43
3,00 – 3,45	11,17
4,00 – 4,45	7,43
5,00 – 5,45	7,43
Teor médio de umidade	11,96

4.3 ESTIMATIVA DO ATRITO LATERAL POR MEIO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

4.3.1 ATRITO LATERAL EM FUNÇÃO DE RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT-1 E SPT-2

Os valores calculados para o atrito lateral pelos métodos Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) são apresentados na tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Atrito lateral calculado por meio de resultados de ensaios SPT

Método	Q _{l cal} (kN)		
	SPT – 1	SPT - 2	Média
Aoki-Velloso (1975)	37,5	41,4	39,5
Décourt-Quaresma (1978)	88,0	94,2	91,1
Teixeira (1996)	77,3	84,8	81,0

4.3.2 ATRITO LATERAL EM FUNÇÃO DE RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT-T1 E SPT-T2

Os valores calculados para o atrito lateral pelos métodos Alonso (1994) e Peixoto (2001) são apresentados na tabela 4.19.

Tabela 4.19 - Atrito lateral calculado por meio de resultados de ensaios SPT-T

Método	Q _{l cal} (kN)		
	SPT-T1	SPT-T2	Média
Alonso (1994)	110,4	112,3	111,4
Peixoto (2001)	166,1	168,8	167,5

4.3.3 ATRITO LATERAL EM FUNÇÃO DE RESULTADOS DOS ENSAIOS PMT-1 E PMT-2

Os valores calculados para o atrito lateral pelo método Bustamante e Gianceselli (1981) são apresentados na tabela 4.20 e foram obtidos com a aplicação conjunta do ábaco da Figura 2.14 e da Tabela 2.6. O atrito lateral médio da camada (f_{MAX}) para os ensaios PMT – 1 e PMT - 2 foram 56,8 e 54,0, respectivamente.

Tabela 4.20 - Atrito lateral calculado por meio de resultados de ensaios PMT

Método	Q _{l cal} (kN)		
	PMT – 1	PMT - 2	Média
Bustamante e Gianceselli (1981)	133,8	127,2	130,5

4.3.4 ATRITO LATERAL EM FUNÇÃO DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DMT-1 E DMT-2

Os valores calculados para o atrito lateral pelo método Peiffer (1991) são apresentados na tabela 4.21.

Tabela 4.21 - Atrito lateral calculado por meio de resultados de ensaios DMT

Método	Q _{l cal} (kN)		
	DMT- 1	DMT - 2	Média (kN)
Peiffer (1991)	158,4	142,2	150,6

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados, de forma resumida, os valores encontrados para a determinação da resistência lateral utilizando os métodos de cálculo propostos e os confrontando com os valores obtidos nas provas de carga à tração.

Os métodos semiempíricos, geralmente, fornecem a carga de ruptura lateral para estacas submetidas a esforços de compressão e, por meio da aplicação de um coeficiente, estima-se o valor da carga de ruptura à tração.

É adotado neste estudo um fator de correção entre atrito lateral à tração (f_{ST}) e à compressão (f_{SC}) igual a 0,63 verificado por Bessa (2005).

A carga de ruptura foi verificada para deslocamentos da ordem de 25 mm, onde a relação carga x deslocamento que não é linear, passa a ter um comportamento assintótico, demonstrado por uma perda de carga significativa no manômetro da bomba hidráulica quando comparado a grandes acréscimos na leitura dos relógios comparadores (extensômetros).

5.1 VALORES OBTIDOS NAS PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO

Na Tabela 5.1 são apresentados, para um deslocamento de 25 mm, os valores das cargas necessárias para promover a ruptura do atrito lateral das estacas.

Tabela 5.1 – Valores das cargas de ruptura para um deslocamento de 25 mm.

Estaca	Q_{lT} (kN)	$Q_{lT \text{ méd}}$ (kN)
E1	100	88,2
E2	68	
E3	103	
E4	65	
E5	113	
E6	80	

5.2 ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA POR MEIO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Na tabela 5.2, são apresentados os valores encontrados por meio dos métodos semiempíricos utilizados neste estudo.

Tabela 5.2 – Valores médios das cargas de ruptura calculadas por meio dos métodos semiempíricos.

Ensaio	Método(s)	$Q_{l \text{ cal med}}$ (kN)
SPT	Aoki-Velloso	39,5
	Décourt-Quaresma	91,1
	Teixeira	81,0
SPT-T	Alonso	111,4
	Peixoto	167,5
PMT	Bustamante e Gianceselli	130,5
DMT	Peiffer	150,6

5.3 ESTIMATIVA CORRIGIDA DA CARGA DE RUPTURA POR MEIO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Na tabela 5.3, são apresentados os valores das cargas de ruptura corrigidas pela relação entre o atrito lateral à tração (f_{sT}) e o atrito lateral à compressão (f_{sC}) obtido por Bessa (2005) igual a 0,63.

Tabela 5.3 – Valores médios das cargas de ruptura corrigidas pela relação $(f_{sT}/f_{sC}) = 0,63$ comparado com o valor da carga de ruptura média obtida nas provas de carga à tração.

Ensaio	Método(s)	Q _{IT med corr} (kN)	Q _{IT PC} (kN)
SPT	Aoki-Velloso	24,9	88,2
	Décourt-Quaresma	57,4	
	Teixeira	51,0	
SPT-T	Alonso	70,2	
	Peixoto	105,5	
PMT	Bustamante e Gianceselli	82,2	
DMT	Peiffer	94,9	

Na Figura 5.1, estão ilustrados os valores destas variações.

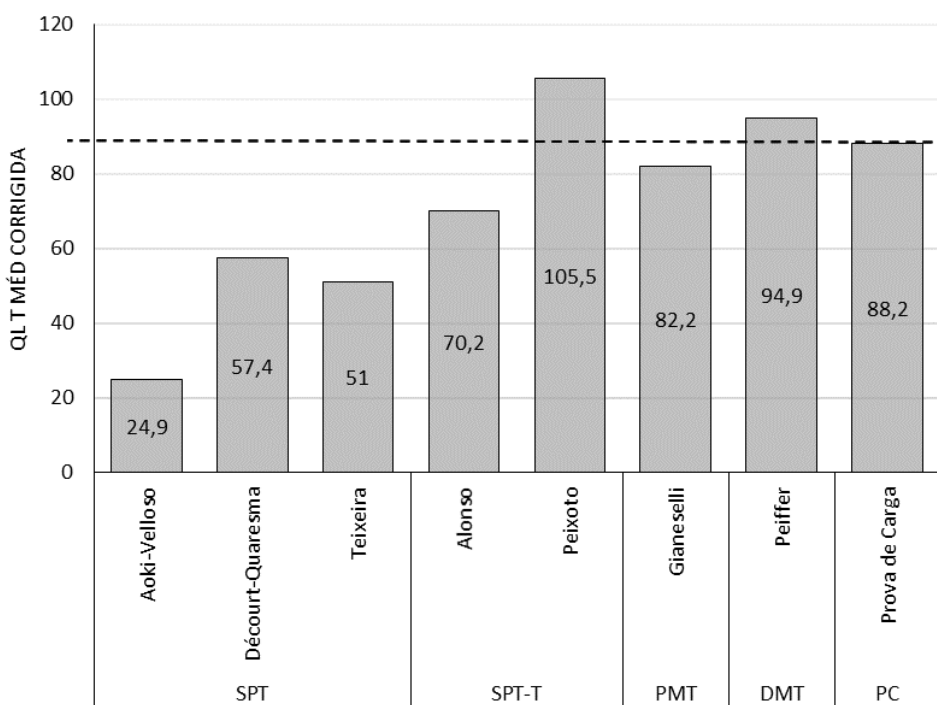


Figura 5.1 - Variação da carga de ruptura do atrito lateral obtida nos métodos semiempíricos e nas provas de carga à tração.

5.4 COMPARAÇÃO DOS VALORES DAS RELAÇÕES OBTIDAS NOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E NAS PROVAS DE CARGA

Os valores das relações obtidas entre a carga de ruptura do atrito lateral obtidos por meio dos métodos semiempíricos e a carga de ruptura média obtida nas provas de carga à tração são apresentados na Tabela 5.4.

Na Figura 5.2, estão ilustrados os valores destas relações.

Tabela 5.4 - Relação entre a carga de ruptura do atrito lateral obtida nos métodos semiempíricos e nas provas de carga à tração.

Ensaio	Método(s)	$(Q_{IT \text{ med corr}})/(Q_{IT \text{ PC}})$
SPT	Aoki-Velloso	0,28
	Décourt-Quaresma	0,65
	Teixeira	0,58
SPT-T	Alonso	0,80
	Peixoto	1,20
PMT	Bustamante e Gianceselli	0,93
DMT	Peiffer	1,08

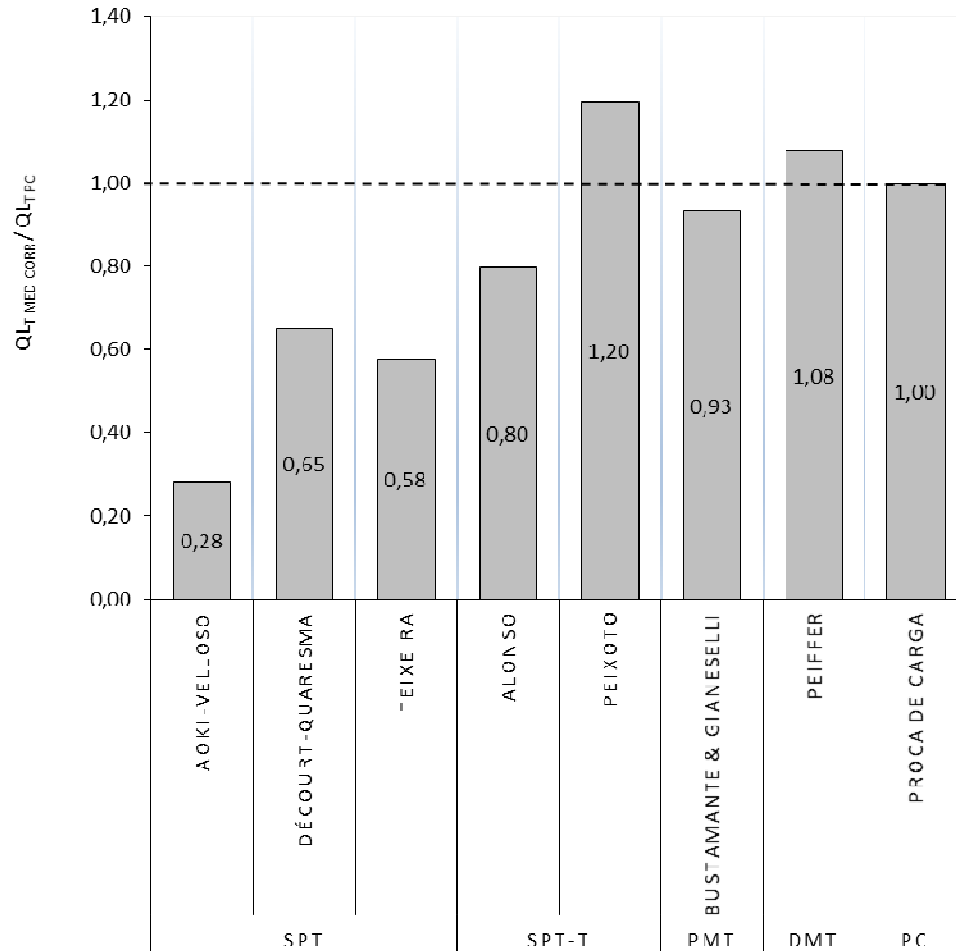


Figura 5.2 – Variação de $(Q_{IT\ med\ corr})/(Q_{IT\ PC})$ em função dos métodos semiempíricos.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou um estudo da parcela referente ao atrito lateral em seis estacas escavadas a trado e submetidas a esforços de tração por meio de provas de carga estática e comparadas com resultados baseados em diferentes métodos semiempíricos de cálculo. Com base nos resultados obtidos e das análises realizados, são apresentadas algumas conclusões:

6.1 CONCLUSÕES

- a) Para o deslocamento de 25 mm, definido como sendo o ponto de ruptura do sistema solo – estaca, os carregamentos variaram entre 65 e 113 kN.
- b) A aplicação do fator de correlação entre o atrito lateral a tração com o atrito lateral a compressão, $f_{st} = 0,63 f_{sc}$, determinado por Bessa (2005) levou a resultados bastante satisfatórios para os métodos semiempíricos do SPT-T, PMT e DMT;
- c) O ensaio do SPT-T apresentou a maior amplitude nos valores do carregamento – 35,3 kN, o método de Alonso se mostra mais conservativo em relação ao método de Peixoto;
- d) Analisando-se a figura 5.2, verifica-se que os métodos baseados no SPT apresentaram valores muito conservativos, entre 28 e 65 % em relação ao valor verificado na prova de carga;
- e) A classificação do solo fornecida pelos ensaios DMT quando comparada com a classificação tátil-visual, apresenta divergência, principalmente no que se refere à identificação da fração argila, porém quando comparada à classificação fornecida pela Carta de Plasticidade de Casagrande apresenta resultados coerentes;
- f) Analisando as figuras 3.16 e 3.17, verifica-se que a ruptura do conjunto ocorreu no contato solo-estaca.

6.2 SUGESTÕES

- a) Desenvolver outros trabalhos voltados ao estudo da parcela de atrito lateral em áreas experimentais semelhantes ao analisado nesta dissertação;
- b) Fomentar banco de dados com o objetivo de produzir coeficientes de ajuste para parcela de atrito lateral menos conservadoras e confiáveis para a aplicação nos métodos semiempíricos já reconhecidos no meio técnico;
- c) Utilizar ensaio de campo dos tipos CPT (ensaio de penetração estática) e CPTU (piezocone);
- d) Executar trabalhos com prova de carga estática a tração instrumentada ao longo do fuste.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U.R. Correlação entre o Atrito Lateral Medido com o Torque e o SPT. Revista Solos e Rochas, vol.17, no 3, 1994.

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (ASTM). D6635-01 (2007). Standard test method for performing the flat plate dilatometer test. West Conshohocken, PA. 15 p. 2007

Aoki, N.; Velloso, D. A. – An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. – Proceedings, 5th. Pan American CSMFE, Buenos Aires, vol. 1, pp. 367-376, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738:2015 – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 9 p., 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739:2007 – Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 9 p., 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457:1986 – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 9 p., 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459:1984 – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 4 p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489:1984 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 2 p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508:1984 – Determinação de massa específica. Rio de Janeiro, 8 p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180:1984 – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 6 p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7185:1988 – Determinação da massa específica aparente, "in situ", com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro, 7 p., 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181:1984 – Análise Granulométrica dos Solos. Rio de Janeiro, 6 p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122:2010. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484:2001 – Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. Rio de Janeiro, 12 p., 2001.

BALIGH, M.M. Lectures 11 and 13 of MIT Special Summer Course: Recent Development in Measuring and Modeling of Clay Behavior for Foundation Design. Cambridge, Massachussets, 1985.

BESSA, A.O. Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFV, Viçosa-MG, 156 p., 2005.

BRIAUD, J.L. (1992) - "The Pressuremeter". Trans Tech Publications, A.A. Balkema, Rotterdam, 322p.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Observed and Predicted Bearing Capacity of Isolated Piles Under Axial Loads. Pressuremeter Method, Rev. Fr. Geotech, no 16, p.17-33, 1981.

CHELLIS, R. D. – Foundation Engineering. Editado por G.A. Leonards, Capítulo 7, MC Graw-Hill Book Company, InB., 1962.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, vol.1, p.45-54, 1978.

EUROCODE 7. Geotechnical design – Part 1: general rules. British Standard (BS EN 1997-1: 2004). 2004. 172 p.

JAIME, A.; ROJAS, E. e LEGORRETA, H. – Static Behavior of Floating Piles in Soft Clay. Raul J. Marsal Volume, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. B., 1992, pp.19-30.

MARCHETTI, S. A New in situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability. In: Conference on in situ Measurements of Soil Properties, 2, ASCE, New York, p.255-259, 1975.

MARCHETTI, S. In situ Tests by Dilatometer. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol.106, n.GT3, p.299-321, 1980.

MARCHETTI, S. The Flat dilatometer. In: Third Geotechnical Engng. Conf. Cairo University, p.421-448, 1997.

MARCHETTI, S. & CRAPPS. D.K. Flat Dilatometer Manual. Internal Report, Schmertmann and Crapps Inc., Gainesville, Flórida, E.U.A., 1981.

MARCHETTI, S., TOTANI, G., CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K.; TADDEI, B. The DMT - shc Method for Piles Driven in Clay. Proceedings of In Situ 1986, ASCE, Special Conference on "Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering", Virginia Tech, Blacksburg, VA. ASCE Geotechn. Special Publ. no 6: 765, 1986.

MÉNARD, L. Travail personnel sur le pressiomètre. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1955.

MÉNARD, L. An apparatus for measuring the strength of soils in place. MSc Thesis, University of Illinois, 1957

MÉNARD, L. Calcul de la Force Portante des Foundations sur la Base des Resultants des Essais Pressiométriques. Sols Soils, no 5, Juin, Paris, p.9-32, 1963.

PEIFFER, H. et al. Analysis of CFA-Pile-Behaviour with DMT-Results at Geel Test Site. In: 4th International DFI Conference, Rotterdam, Bélgica, p.101-105, 1991.

PEIXOTO, A.S.P. Estudo do Ensaio SPT – T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações. Tese de Doutorado, Unicamp, Campinas, 498 p., 2001.

RANZINI, S.M.T. Sobre a Medida de Torque em Amostrador SPT para Obtenção de Novos Parâmetros Geotécnicos. Solos e Rochas, vol.11, n. único, p.29-30, São Paulo, 1988.

RANZINI, S.M.T. 2a Parte Sobre a Aplicação do Torque na Obtenção do Atrito Lateral no SPT. Solos e Rochas, vol.17, n.3, p.189-190, São Paulo, 1994.

RANZINI, S.M.T. Capacidade de Carga de Estacas a Partir da Medida do Atrito Lateral no SPTF. Palestra, Instituto de Engenharia, ABMS, São Paulo, Março, 2000.

SANDRONI, S.S.; BRANDT, J.R.T. (1983) - “Ensaio Pressiométricos em Solos Residuais Gnáissicos Jovens”. Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 6, nº 1, pp. 3-18.

SCHNAID, F. Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. 1.ª reimpressão. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

TEIXEIRA, A.H. Projeto e Execução de Fundações. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, vol.1, p.33-50, 1996.

VÉSIC, A. S. – Bearing Capacity of Deep Foundations in sand. National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record 39, 1963, pp. 112-153.

WHELTMAN, A. J. & HEAD. J. M. Site investigation manual, in 25/PSA Civil Engenering. Technical Guide 35. Londres: CIRIA Special Publications, 1983.

APÊNDICES

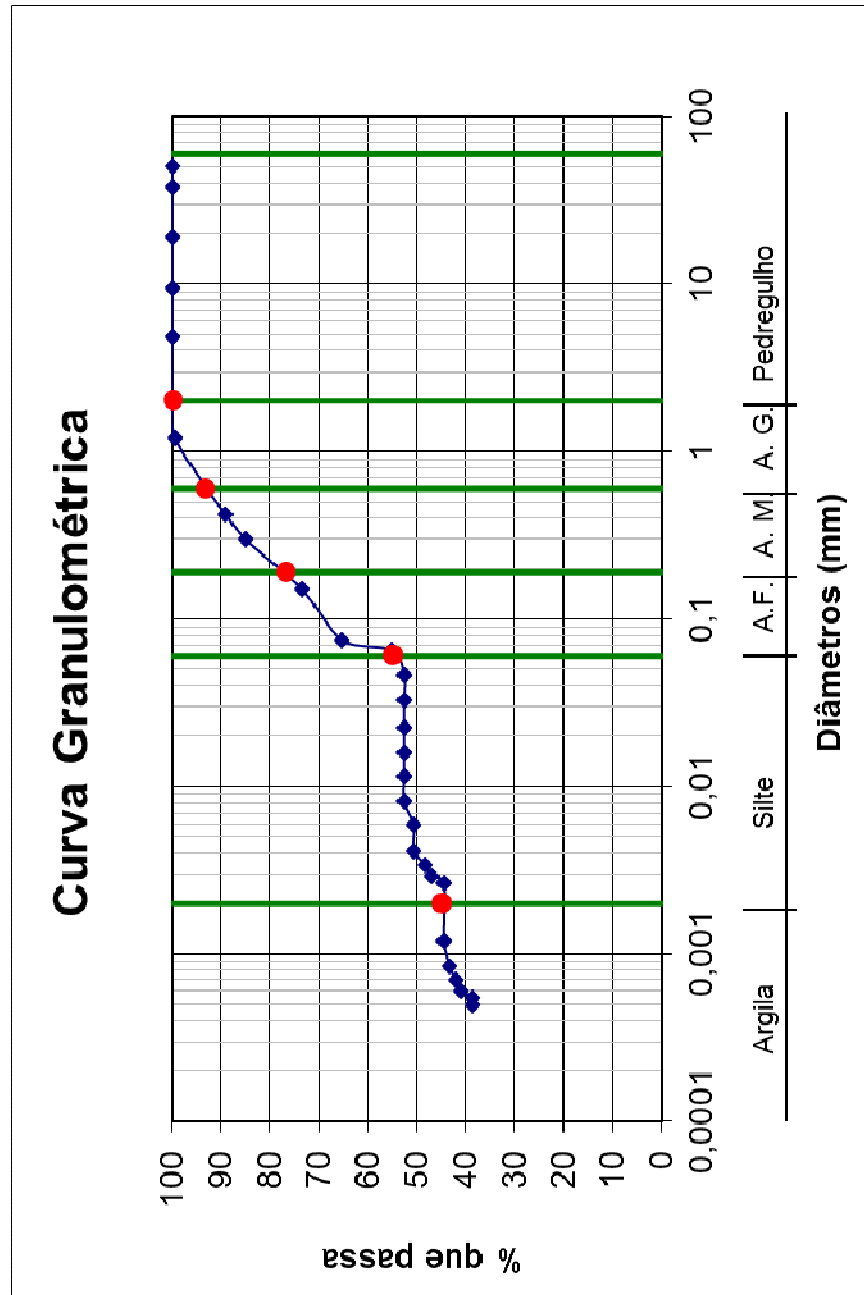


Figura A.2 – Curva granulométrica do solo para a amostra 2, na profundidade de 2,00 a 2,45 m.

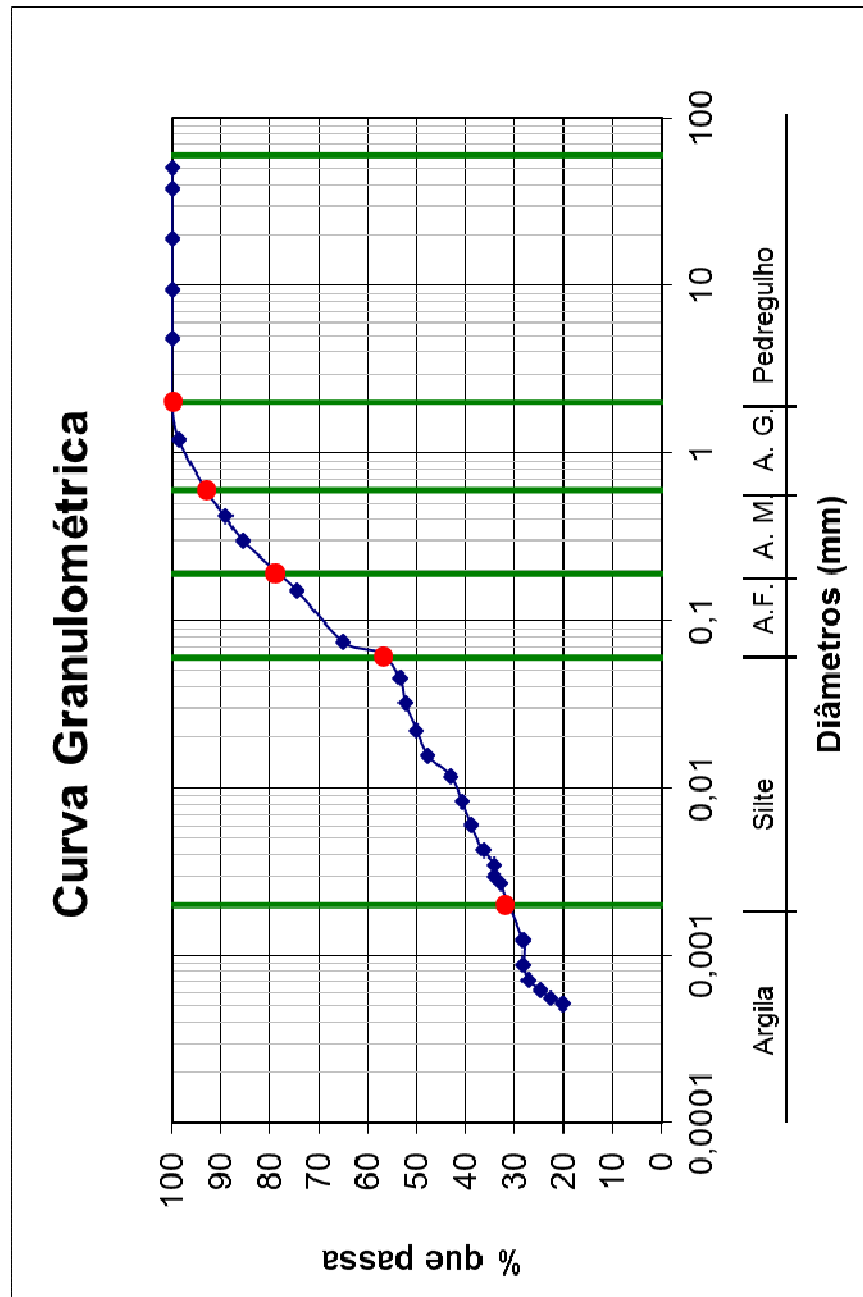


Figura A.3 – Curva granulométrica do solo para a amostra 3, na profundidade de 3,00 a 3,45 m.

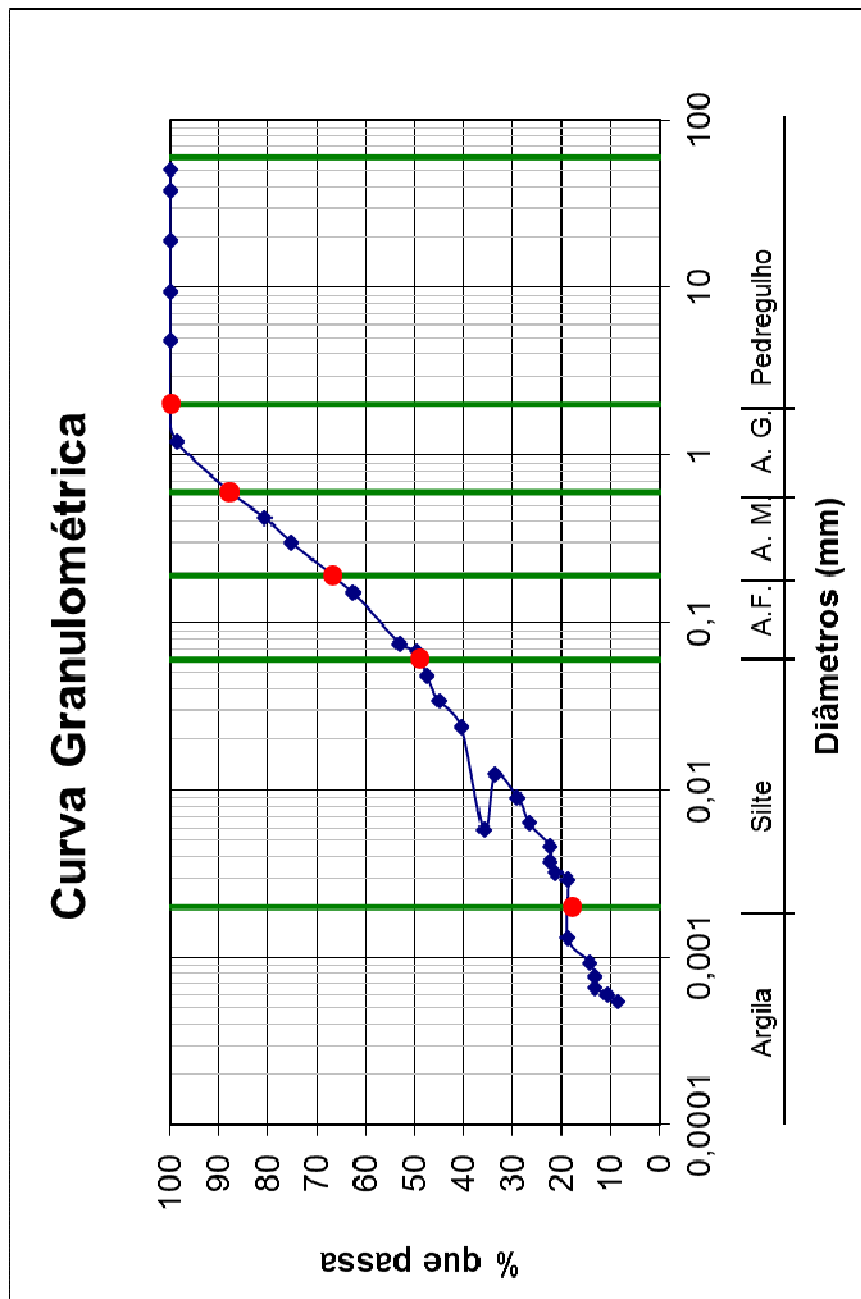


Figura A.4 – Curva granulométrica do solo para a amostra 4, na profundidade de 4,00 a 4,45 m.

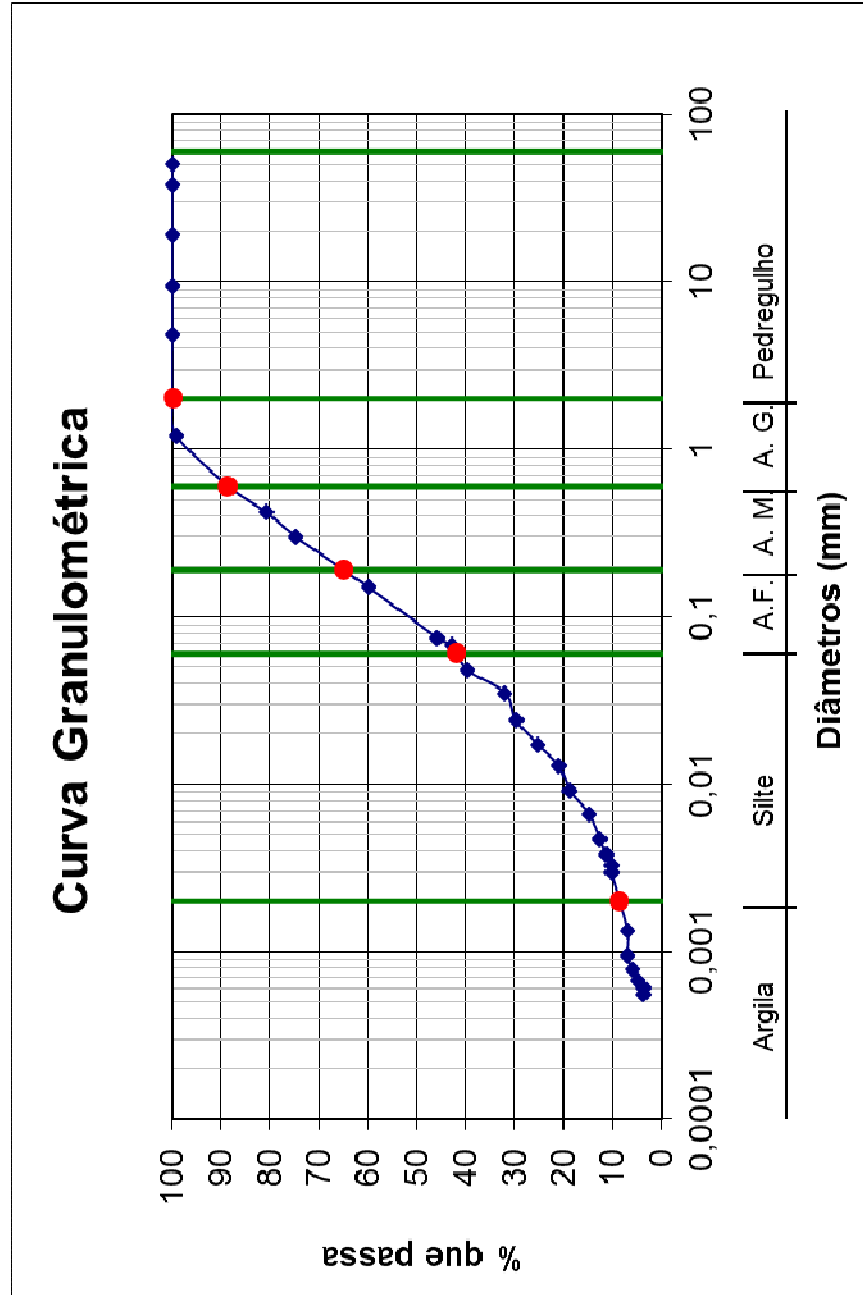


Figura A.5 – Curva granulométrica do solo para a amostra 5, na profundidade de 5,00 a 5,45 m.

GRÁFICO - CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

Curva Corrigida TAMENTO DE ENGENHARI/ PMT 01 1,00 m

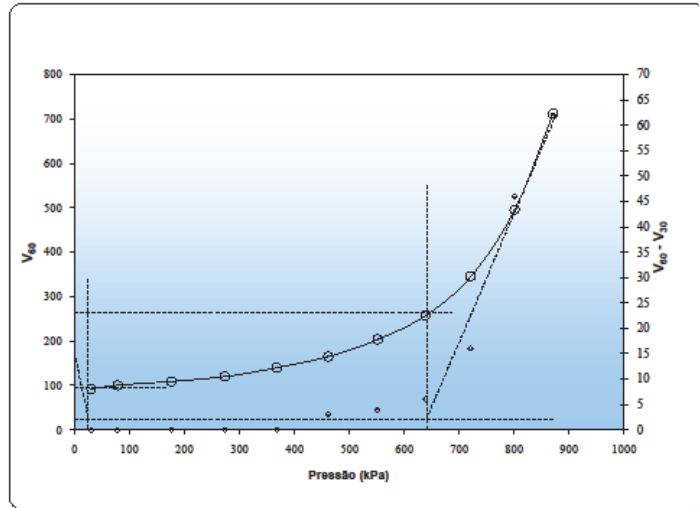
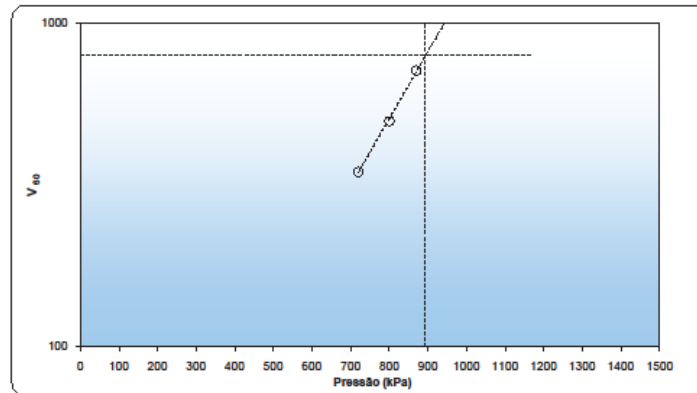


Figura B.1.2 – PMT-1 - Curva de pressão corrigida.

GRÁFICO - RETA DE PRESSÃO LIMITE

Ensaio PMT - Pressão Limite - AMENTO DE ENGENHAR- PMT 01 - 1,00 m



OBS.:

P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)
25,0	95	640	263	894	791

Figura B.1.3 – PMT-1 – Retas de pressão limite.

GRÁFICO - CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

Curva Corrigida (TAMENTO DE ENGENHARI/ PMT 01 2,00 m

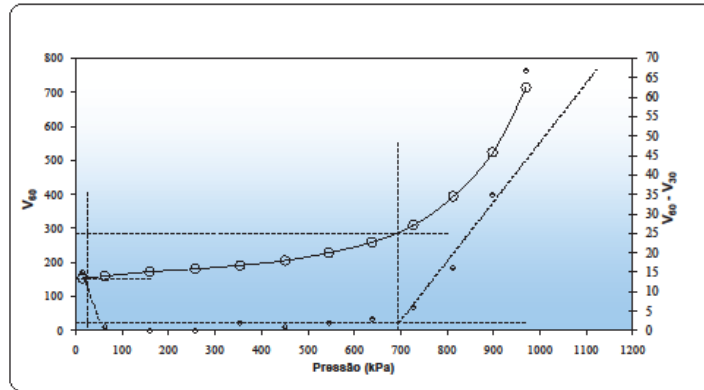
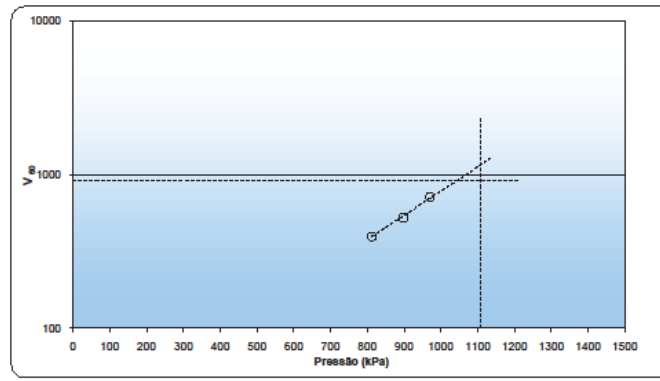


Figura B.2.2 – PMT-1 - Curva de pressão corrigida.

GRÁFICO - RETA DE PRESSÃO LIMITE

Ensaio PMT - Pressão Limite - TAMENTO DE ENGENHAR- PMT 01 - 2,00 m



OBS.:

P ₀ (kPa)	V ₀ (cm ³)	P _F (kPa)	V _F (cm ³)	P _L (kPa)	V _L (cm ³)
25,0	153	695	284	1109	907

Figura B.2.3 – PMT-1 – Reta de pressão limite.

CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

PMT 01 3,00 m

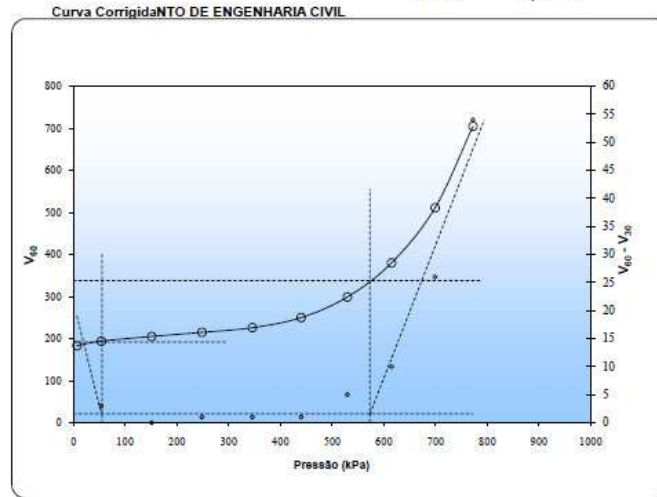
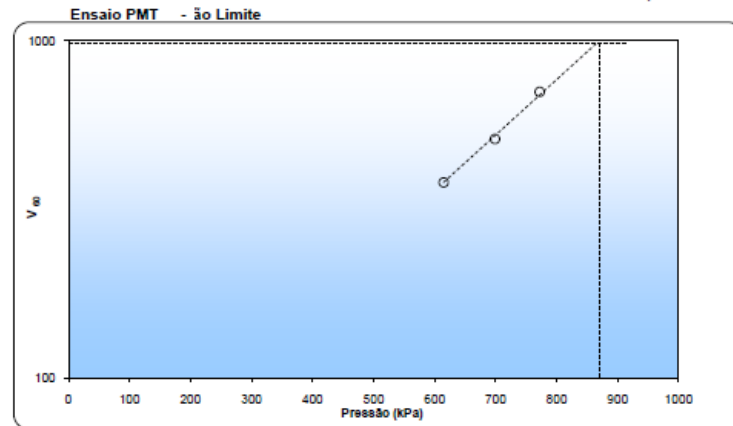


Figura B.3.2 – PMT-1 - Curva de pressão corrigida.

CURVA DE PRESSÃO LIMITE

UNIVERSIDADE DE ENGENHARIA CIVIL - PMT 01 - 3,00 m



OBS.:

P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)
55,0	192	573	338	871	985

Figura B.3.3 – PMT-1 – Retas de pressão limite.

GRÁFICO - CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

Curva Corrigida TAMENTO DE ENGENHARIA/ PMT 01 4,00 m

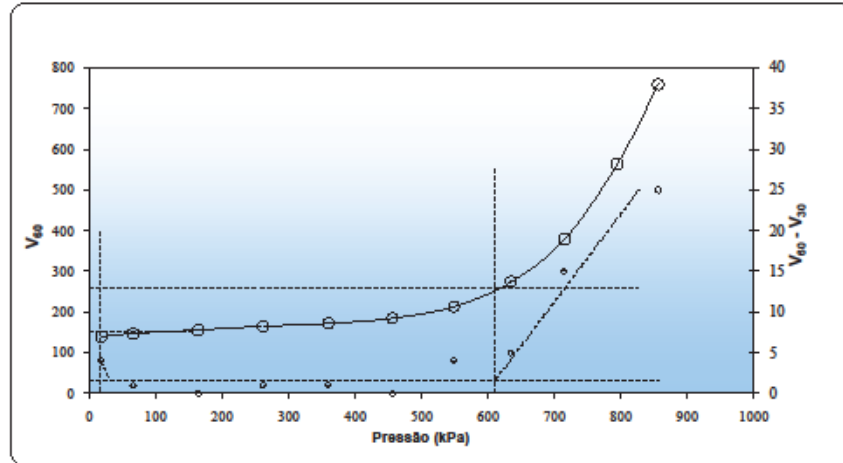
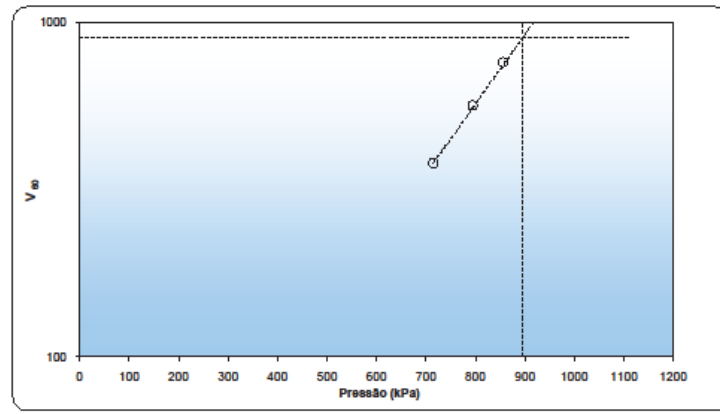


Figura B.4.2 – PMT-1 - Curva de pressão corrigida.

GRÁFICO - RETA DE PRESSÃO LIMITE

Ensaio PMT - Pressão Limite - TAMENTO DE ENGENHARIA - PMT 01 - 4,00 m



OBS.:

P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)
17,0	150	611	258	896	901

Figura B.4.3 – PMT-1 – Retas de pressão limite.

GRÁFICO - CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

Curva Corrigida (TAMENTO DE ENGENHARI) PMT 01 5,00 m

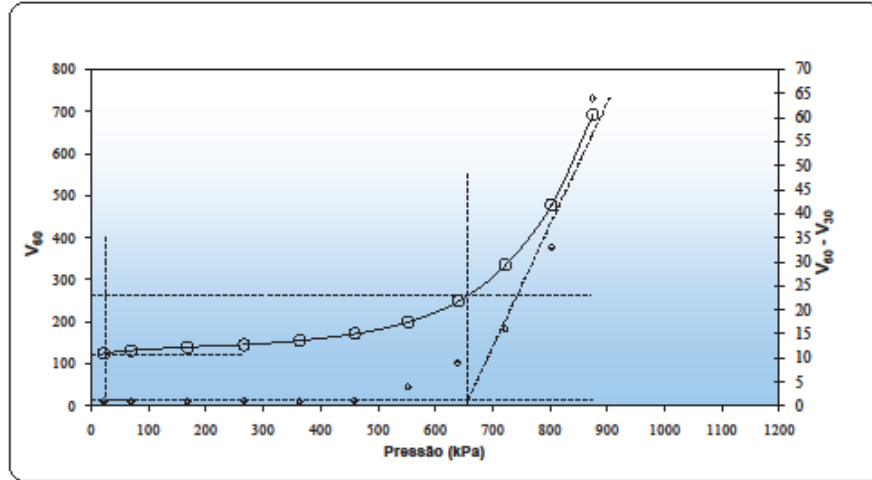
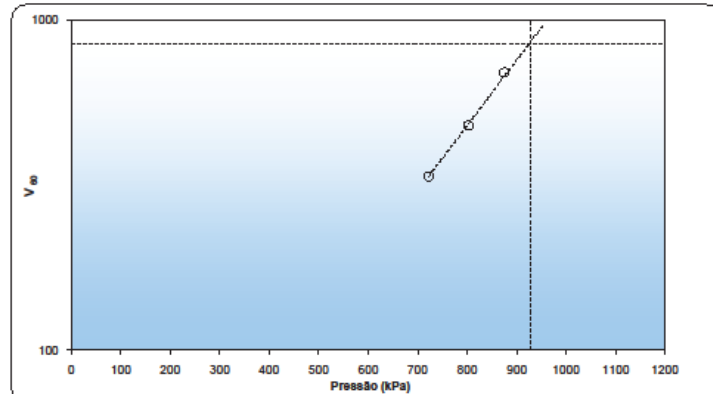


Figura B.5.2 – PMT-1 - Curva de pressão corrigida.

GRÁFICO - RETA DE PRESSÃO LIMITE

Ensaio PMT - Pressão Limite - TAMENTO DE ENGENHAR - PMT 01 - 5,00 m



OBS.:

P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)
25,0	124	657	265	929	849

Figura B.5.3 – PMT-1 – Retas de pressão limite.

GRÁFICO - CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

Curva Corrigida TAMENTO DE ENGENHARI/ PMT 02 1,00 m

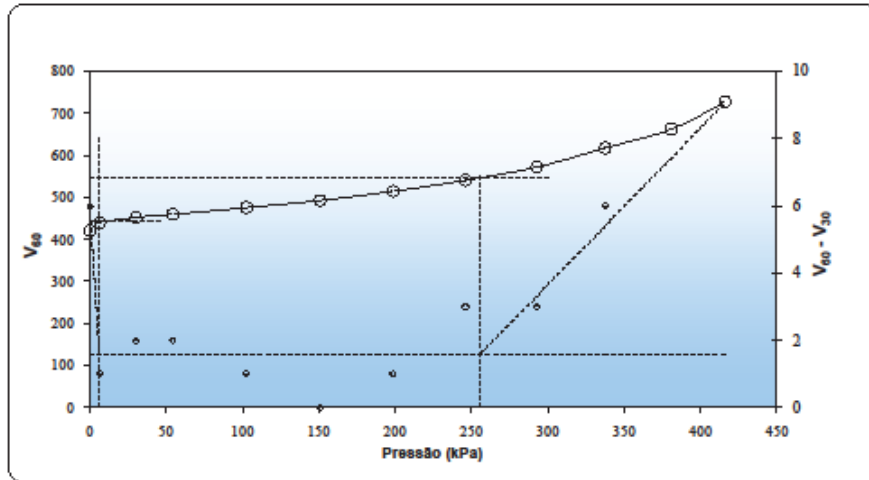
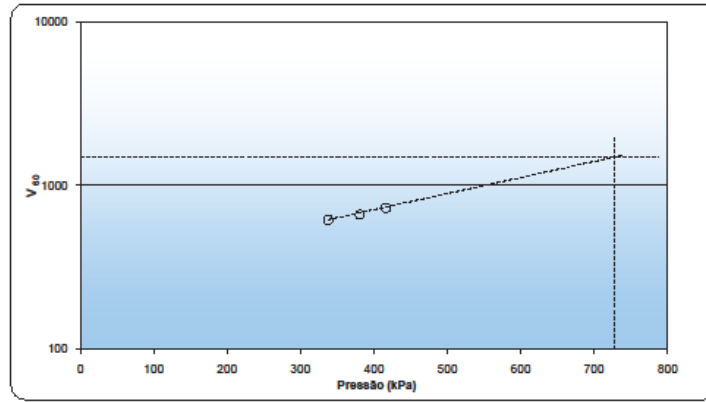


Figura B.6.2 – PMT-2 - Curva de pressão corrigida.

GRÁFICO - RETA DE PRESSÃO LIMITE

Ensaio PMT - Pressão Limite - AMENTO DE ENGENHAR- PMT 02 - 1,00 m



OBS.:

P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)
6,0	443	255,8	545	728	1487

Figura B.6.3 – PMT-2 – Reta de pressão limite.

GRÁFICO - CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

Curva Corrigida TAMENTO DE ENGENHARI/ PMT 02 2,00 m

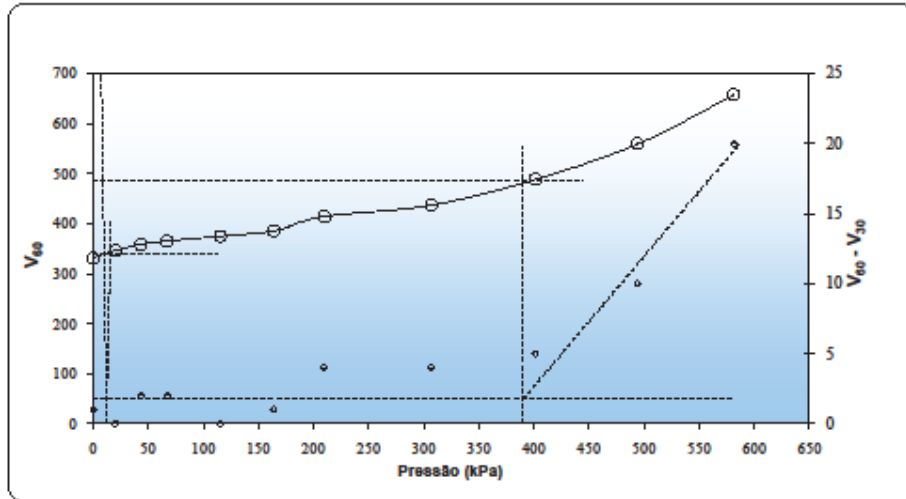
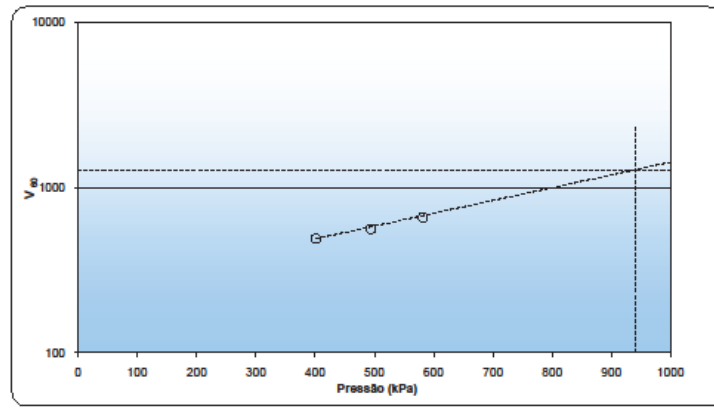


Figura B.7.2 – PMT-2 - Curva de pressão corrigida.

GRÁFICO - RETA DE PRESSÃO LIMITE

Ensaio PMT - Pressão Limite - AMENTO DE ENGENHAR- PMT 02 - 2,00 m



OBS.:

P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)
16,0	340	390	485	940	1281

Figura B.7.3 – PMT-2 – Reta de pressão limite.

GRÁFICO - CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

Curva Corrigida TAMENTO DE ENGENHARI/ PMT 02 3,00 m

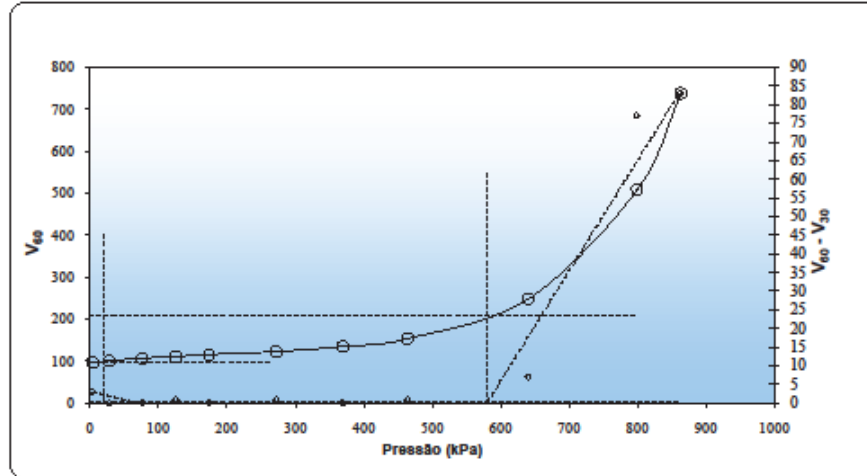
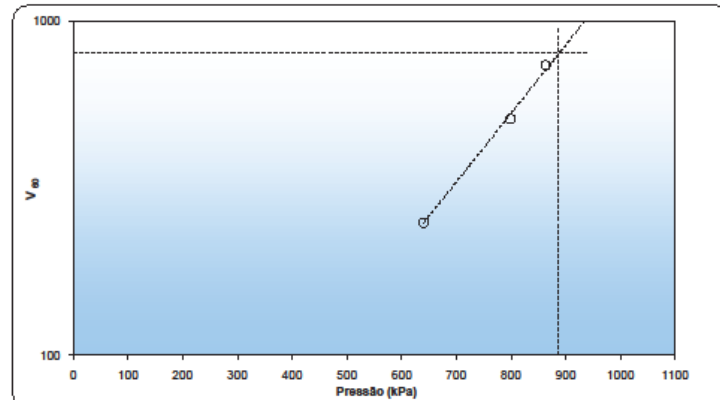


Figura B.8.2 – PMT-2 - Curva de pressão corrigida.

GRÁFICO - RETA DE PRESSÃO LIMITE

Ensaio PMT - Pressão Limite - TAMENTO DE ENGENHARI- PMT 02 - 3,00 m



OBS.:

P ₀ (kPa)	V ₀ (cm ³)	P _r (kPa)	V _r (cm ³)	P _L (kPa)	V _L (cm ³)
21,0	100	581	207	887	801

Figura B.8.3 – PMT-2 – Retas de pressão limite.

GRÁFICO - CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

Curva Corrigida TAMENTO DE ENGENHARI/ PMT 02 4,00 m

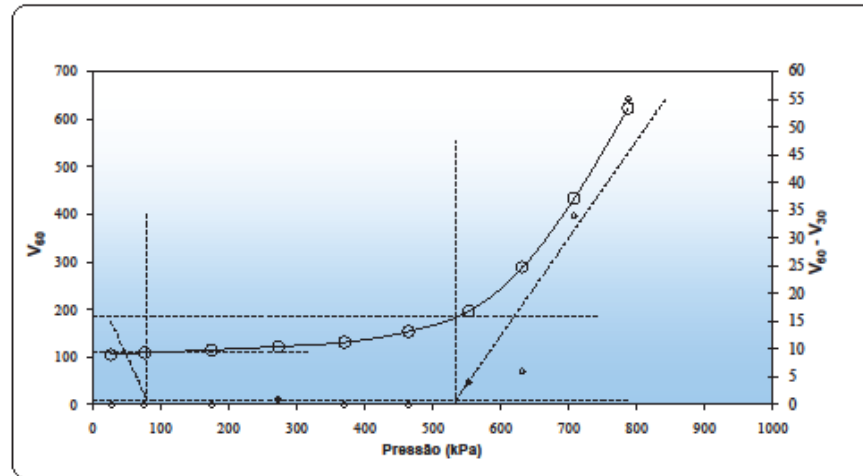
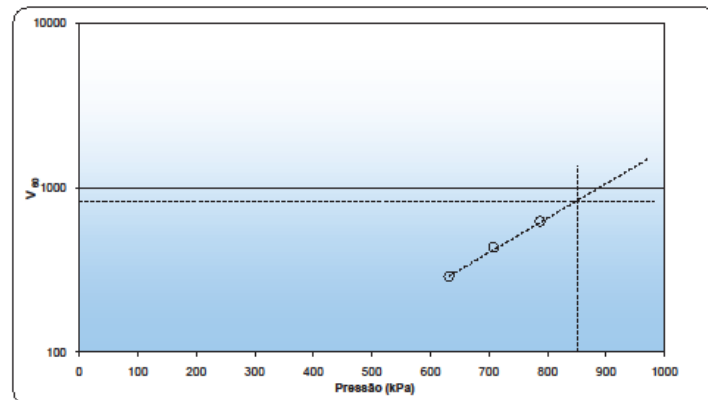


Figura B.9.2 – PMT-2 - Curva de pressão corrigida.

GRÁFICO - RETA DE PRESSÃO LIMITE

Ensaio PMT - Pressão Limite - TAMENTO DE ENGENHARI - PMT 02 - 4,00 m



OBS.:

P_0 (kPa)	V_0 (cm^3)	P_F (kPa)	V_F (cm^3)	P_L (kPa)	V_L (cm^3)
80,0	112	533	184	850	825

Figura B.9.3 – PMT-2 – Reta de pressão limite.

CURVA DE PRESSÃO CORRIGIDA

PMT 02

5,00 m

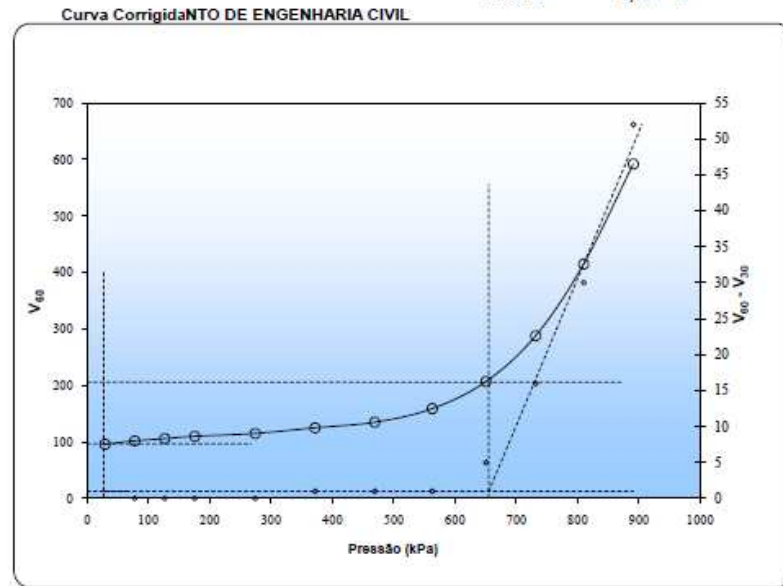
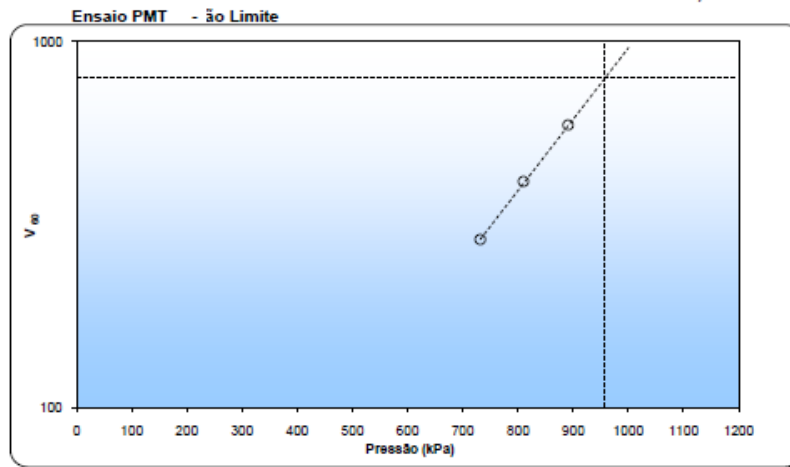


Figura B.10.2 – PMT-2 - Curva de pressão corrigida.

CURVA DE PRESSÃO LIMITE

LABORATÓRIO DE ENGENHARIA - PMT 02 - 5,00 m



OBS.:

P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)
27,0	97	655	206	955	795

Figura B.10.3 – PMT-2 – Reta de pressão limite.