

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

DETERMINAÇÃO DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE
ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA NO CONE ELÉTRICO

JUDE CHRISTIAN SALLES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para a obtenção do
título de Mestre em Ciências, Programa de Pós-
Graduação em Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

São Carlos – SP
2013

Versão Corrigida

Original se encontra disponível na Unidade que aloja o Programa

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

S168d Salles, Jude Christian
Determinação de módulos de deformabilidade através
de provas de carga no cone elétrico / Jude Christian
Salles; orientador Heraldo Luiz Giacheti. São Carlos,
2013.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
2013.

1. Investigação do subsolo. 2. Ensaio de campo. 3.
CPT. 4. CLT . 5. Módulo de deformabilidade. 6. Solos
tropicais. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Bacharel JUDE CHRISTIAN SALLES.

Título da dissertação: "Determinação de módulos de deformabilidade através de provas de carga no cone elétrico".

Data da defesa: 27/09/2013

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Heraldo Luiz Giacheti** (Orientador)
(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP-Bauru)

Aprovado

Profa. Dra. **Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Paulo José Rocha Albuquerque**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Titular **Osni José Pejon**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

To you, Belinda.
For the inspiration and support.

RESUMO

SALLES, J. C. (2013). Determinação de módulos de deformabilidade através de provas de carga no cone elétrico. São Carlos, 2013. Dissertação de Mestrado – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O desempenho das fundações pode ser avaliado da maneira clássica através de provas de carga estáticas ou dinâmicas. Estas provas de carga são, em geral, caras e demoradas, além de que é necessário que o elemento de fundação já esteja pronto. Outra forma de avaliar o desempenho de fundações é determinar os parâmetros de deformabilidade do solo, em especial os módulos de deformabilidade. Em geral, esses módulos são estimados através de correlações empíricas com o N do SPT ou q_c do CPT. Poucas vezes ensaios de laboratório (como o triaxial), ou especiais de campo (como o pressiômetro), são executados para determinação desse parâmetro. Uma possibilidade de contornar esse problema é realizar uma prova de carga no cone elétrico (o ensaio CLT) simultaneamente ao ensaio CPT. Neste trabalho apresenta-se como o ensaio CLT pode ser realizado e como seu resultado pode ser interpretado. Uma campanha de ensaios CLT foi realizada no campo experimental da Unesp de Bauru. Os resultados desses ensaios foram utilizados para calcular o módulo E_{CLT} na região elástica linear inicial da curva, de modo similar como se determina o módulo de Young para o aço. Os valores dos módulos E_{CLT} foram comparados com os módulos de deformabilidade determinados a partir de ensaios de pressiômetro. Também foi possível representar a curva de degradação do módulo de cisalhamento para o local estudado. Apresenta-se também a correlação obtida para estimativa de E_{CLT} a partir dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) para os solos da área estudada. Conclui-se que o ensaio CLT é uma técnica rápida e econômica que pode ser utilizada como um complemento ao ensaio CPT para um melhor entendimento do comportamento tensão-deformação do solo. Com o ensaio CLT é possível estimar um parâmetro de deformabilidade, o E_{CLT} , bem como representar a degradação do módulo com o nível de deformação. Este ensaio híbrido, CPT+CLT, tem potencial para uso na investigação de solos não convencionais, onde quase sempre não existem parâmetros de referência para estimativa de recalques de fundações neles instalados.

Palavras-chave: Investigação do subsolo, Ensaios de campo, CPT, CLT, Módulo de deformabilidade, Solos Tropicais.

ABSTRACT

SALLES, J. C. (2013). **Determination of soil deformability moduli from cone loading tests.** São Carlos, 2013. MSc. Dissertation. Department of Geotechnical Engineering, School of Engineering, University of São Paulo.

The performance of foundations can be evaluated the classical way, through static and dynamic load tests. Such load tests are generally time-consuming and expensive, besides that it is necessary that the foundation system be already in place. Another way to evaluate the performance of foundations is to determine the deformability parameters of the soil, especially the the deformability moduli. Ordinarily such moduli are estimated through empirical correlations with N of SPT or q_c of CPT. Seldom laboratory tests (such as the triaxial) and field tests (such as the pressiometer) are employed to determine such parameters. One way to solve this problem is to perform a load test on the electric cone (the Cone Loading Test) simultaneously with the CPT test. The work presented here shows how the Cone Loading Test (CLT) can be performed and how its results can be interpreted. A campaign of Cone Loading Tests was conducted at the research site of Unesp-Bauru, São Paulo, Brazil. The CLT results were used to calculate the modulus E_{CLT} in the linear elastic region of the stress-strain curve, in the same manner how the modulus of Young for steel is obtained. The values for E_{CLT} moduli were compared to the deformability moduli obtained from pressiometer (PMT) tests. It was also possible to generate the degradation curve for shear modulus of the soil in the area of study. Presented here are the correlations obtained in the estimation of E_{CLT} from values of cone tip resistance (q_c) for the studied soils. From the results obtained, it can be concluded CLT is a fast and inexpensive technique that can be used as a complement to the CPT in improving the understanding of the stress-strain behavior of soils. With CLT it is possible to estimate the deformability parameter E_{CLT} , as well as to represent the degradation of the modulus with increasing levels of strain. Such a hybrid test, CPT+CLT, has potential use in the investigation of non-conventional soils, which lack reference parameters for the estimation os settlement of foundations installed in them.

Keywords: Site investigation, in situ tests, CPT, CLT, deformability modulus, degradation curve, tropical soils.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Relação típica entre módulo de cisalhamento e deformação típica para obras geotécnicas (ATKINSON, 2000)	4
Figura 2. Módulos E_{max} , $E_{tangente}$ e $E_{secante}$ e $E_{descarga-recarga}$ (DUNCAN e BURSEY, 2007)	5
Figura 3. Curva tensão cisalhante-distorção angular e a definição de cisalhamento secante (modificado de KAVAZANJIAN JR. e HADJ-HAMOU, 1980)	6
Figura 4. Representação de G_{max} em relação aos módulos secantes.	7
Figura 5. Relações entre G_{max} e N_{SPT} para solos lateríticos e saprolíticos (BARROS e PINTO, 1997). ...	8
Figura 6. Variação do módulo de cisalhamento normalizado versus deformação cisalhante para areias (modificado de SEED e IDRISS, 1970)	9
Figura 7. Efeito do índice de vazios e no valor de K_2 em areias (modificado de SEED e IDRISS, 1970)	10
Figura 8. Efeito de índice de vazios e IP na degradação do módulo de argilas (modificado de DOBRY e VUCETIC, 1987).....	10
Figura 9. Efeito do índice de plasticidade na degradação do módulo de argilas (modificado de VUCETIC e DOBRY, 1991)	11
Figura 10. Efeito do tipo de carregamento na degradação do módulo (modificado de MAYNE e SCHNEIDER, 2001)	11
Figura 11. Representação esquemática da evolução do módulo de deformabilidade com o número de ciclos (modificado de U.S. Army Corps of Engineers, 1990)	12
Figura 12. Representação esquemática da degradação sob carregamentos cíclicos e monotônicos em um solo laterítico e um solo sedimentar.	14
Figura 13. Esquema do ensaio com o pressômetro de Ménard (Modificado de Schnaid 2000).	15
Figura 14. Resultado típico de um ensaio PMT (QUARESMA <i>et al.</i> , 1998).	16
Figura 15. Resultados de provas de carga em placa (MENEGOTTO, 2004).	18
Figura 16. Representação esquemática de equipamento moderno para investigação do subsolo por meio de CPT	20
Figura 17. Estimativa do módulo de deformabilidade para areias a partir do ensaio CPT (BELLOTTI <i>et al.</i> , 1989).....	21
Figura 18. Ilustração do amostrador original holandês Gouda, adaptável ao ensaio CPT.	22

Figura 19. Ponteira de CPT elétrica na configuração básica (GIACHETI <i>et al.</i> , 2004).....	23
Figura 20. Variáveis medidas durante um ensaio de piezocone (U.S. Army Corps of Engineers, 1990)	27
Figura 21. Resultado de um ensaio CPT (Fonte: website Dataforensics.com, 2013).....	28
Figura 22. Confiabilidade dos parâmetros geotécnicos (Modificado de Lunne <i>et al.</i> 1997).	29
Figura 23. Ábaco para classificação de solos proposto por Begemann (1965).....	30
Figura 24. Cartas de classificação de solos pelo CPT (ABRAMENTO e PINTO, 1998).....	30
Figura 25. Cartas de classificação de solos propostas por Robertson (1990).	32
Figura 26. Módulo de deformabilidade drenado para areias quartzosas (BELLOTTI <i>et al.</i> , 1989).	34
Figura 27. Estimativa do módulo de deformabilidade para areias com base no nível de carregamento (ROBERTSON, 1991)	35
Figura 28. Módulo edométrico versus resistência de ponta corrigida q_t (SENNESET <i>et al.</i> , 1988).....	35
Figura 29. Esquema mostrando a prova de carga no cone (modificado de Ali <i>et al.</i> , 2008).	37
Figura 30. Perfis típicos do subsolo em Merville e Compiègne (modificado de REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009)	38
Figura 31. Resultados dos ensaios CPT realizados em Merville e Compiègne (modificado de REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009).....	39
Figura 32. Resultados de ensaios CLT realizados em Merville (REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009)	40
Figura 33. Resultados de ensaios CLT realizados em Compiègne (REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009).....	40
Figura 34. Curva de degradação do módulo de cisalhamento. Valores de vários ensaios. Módulo tangente para CLT C2, secante para os demais. Profundidade 4m - Merville (REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009).	43
Figura 35. Módulos de deformabilidade. Ensaios CLT e PMT e triaxial (REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009)	43
Figura 36. Comparação entre os valores de módulos determinados a partir de resultados de ensaios CLT e PMT (REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009).....	44
Figura 37. Ponteira do piezocone utilizada na campanha de ensaios de Bauru.....	46
Figura 38. Equipamento Pagani TG63-150 utilizado na pesquisa.....	47
Figura 39. Desenho do suporte dos LVDTs.....	48
Figura 40. Suporte construído.....	48

Figura 41. Viga de referência instalada.....	48
Figura 42. Coxim de impacto.....	49
Figura 43. Ponteira de suporte da viga	49
Figura 44. Braço de suporte da viga.....	50
Figura 45. Placa de aço instalada na viga de referência.....	50
Figura 46. Equipamento de cravação Pagani durante realização dos ensaios CPT e CLT.....	50
Figura 47. Equipamento montado para realização de um ensaio CLT.....	52
Figura 48. Montagem dos relógios comparadores na viga de referencia.	53
Figura 49. Bomba e macaco hidráulico do fabricante Enerpack (Fonte: catálogo Enerpack).	53
Figura 50. Área 1 e Área 2 do campo experimental da Unesp-Bauru.....	59
Figura 51. Área 1 Laboratório de Engenharia, Unesp-Bauru, com local dos ensaios.	60
Figura 52. Área 2 IPMET, Unesp-Bauru com local dos ensaios.	60
Figura 53. Mapa geológico da região de Bauru, SP (Fonte: IPT, 1981).	61
Figura 54. Equipamento de PMT utilizado por Cavalcante <i>et al.</i> , (2005) no local estudado	64
Figura 55. Curva pressiométrica corrigida para 8 m de profundidade no local estudado (CAVALCANTE <i>et al.</i> , 2005)	64
Figura 56. Resultados dos ensaios com o Pressiômetro de Ménard no local estudado. (CAVALCANTE <i>et al.</i> , 2005)	65
Figura 57. Variação das tensões e do coeficiente de empuxo de repouso em relação à profundidade para o local estudado (CAVALCANTE <i>et al.</i> , 2005).	66
Figura 58. Resultados de Gmax determinados por ensaios sísmicos realizadas no local estudado (VITALI, 2011)	67
Figura 59. Ábaco de classificação de solos normalizado de Robertson (2013) e a linha de contorno do fator n com os resultados dos ensaios CPT do local estudado.	71
Figura 60. Ábaco normalizado de classificação de solos de Robertson (2013) e a linha de contorno do parâmetro Ic com os resultados dos ensaios CPT do local estudado.	71
Figura 61. Resultados dos ensaios CPT realizados no local estudado.....	72
Figura 62. Perfil com valores médios de q_c , f_s , R_f de todos os ensaios realizados.....	73

Figura 63. Perfil com valores mínimo, médio e máximo da resistência de ponta q_c de todos os ensaios CPT realizados.	74
Figura 64. Resultados iniciais. Tendência geral das curvas de tensão-deslocamento para o Ensaio CPT 3.....	75
Figura 65. Resultados iniciais. Tendência das curvas de tensão-deslocamento do Ensaio CPT 4,	75
Figura 66. Contraste entre curvas de boa qualidade (contínua) e má qualidade (descontínua).....	77
Figura 67. Resultados de provas de carga no cone CLT em diferentes profundidades (Ensaio CPT1) .	78
Figura 68. Curva tensão-deslocamento medida e corrigida no ensaio CLT realizado a 7 m de profundidade do CPT1.	78
Figura 69. Resultados dos ensaios CLT para 6 m de profundidade em todos ensaios CPT realizados .	80
Figura 70. Representação esquemática dos módulos E_{CLT} , $E_{PN SEC}$ e $E_{PN TAN}$ com nível de deformação para um resultado de um ensaio CLT típico.....	81
Figura 71. Variação de E_{CLT} versus ϵ_{pn} para todos os ensaios CLT concentrados próximo à moda.....	82
Figura 72. Comparação entre os valores dos módulos determinados a partir do ensaios CLT, PMT e DMT.....	84
Figura 73. Valores médios de módulo de deformabilidade obtidos com ensaio CLT comparados aos valores dos módulos dos ensaios DMT e PMT.....	85
Figura 74. Estimativa do módulo E_{CLT} em função da resistência de ponta q_c	86
Figura 75. Curva de degradação do módulo secante $G_{pn sec}$ para o ensaio CPT 1 a 1 m de profundidade.	88
Figura 76. Curva de degradação. Módulo de cisalhamento tangente $G_{pn tan}$ para o ensaio CPT 1 a 1 m de profundidade.....	88
Figura 77. Curva de degradação normalizada. Módulo de cisalhamento secante $G_{pn sec} / G_{max}$. Ensaio CPT1 a 7 de profundidade.....	89
Figura 78. Tendência média e limites para degradação do módulo de deformabilidade previsto por Seed & Idriss (1970) e o alguns valores determinados a partir do ensaio CLT1 a 1 m de profundidade.	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Variações das propriedades do solo de acordo com a ordem de grandeza das deformações (modificado de ISHIHARA, 1996).....	13
Tabela 2. Classificação do solo em função da razão de atrito R_f (BEGEMANN, 1965).....	25
Tabela 3 - Parâmetros e as referências da literatura para correlações disponíveis (CHEN e MAYNE, 1994)	28
Tabela 4. Síntese de resultados de ensaios CLT, E_{OED} e PMT realizados em Merville (REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009).....	41
Tabela 5. Síntese de resultados de ensaios CLT, E_{OED} e PMT realizados em Compiègne (REIFFSTECK <i>et al.</i> , 2009).....	42
Tabela 6. Índices físicos do solo que ocorrem na Área 2 (PEIXOTO, 2001).....	63
Tabela 7. Resumo dos ensaios realizados para desenvolvimento dessa pesquisa.....	68
Tabela 8. Tipo de comportamento do solo e valor do índice I_c (ROBERTSON 1990)	70
Tabela 9. Módulos E_{CLT} , G_{CLT} e da relação G_{CLT}/G_{max}	79
Tabela 10. Valores médios de q_c	81
Tabela 11. Valores dos Módulos E_{CLT} comparados com E_{PMT} (CAVALCANTE <i>et al.</i> , 2005).....	83

SUMÁRIO

1.1	Organização do trabalho.....	2
2.1	Deformabilidade	3
2.2	Módulos de deformabilidade	4
2.3	Ensaio de Campo	14
2.4	Prova de carga no cone (CLT)	36
3.1	Equipamentos Utilizados.....	46
3.2	Prova de carga no cone (CLT)	54
4.1	Campo Experimental da Unesp-Bauru	59
4.2	Descrição da Geologia	61
4.3	Caracterização dos Solos.....	62
4.4	Ensaio PMT.....	63
4.5	Ensaio Sísmico	66
5.1	Ensaio CPT	68
5.2	Provas de Carga CLT	74
6.1	Conclusões.....	91
6.2	Sugestões para pesquisas futuras.....	92

Introdução

Na elaboração de projetos geotécnicos, e em especial de projetos de fundações, é de suma importância o conhecimento adequado dos parâmetros geotécnicos das camadas de solo envolvidas no desempenho dos elementos de fundação, pois se entende que o solo é parte essencial de uma fundação. É necessário, portanto, identificar e classificar as diversas camadas do subsolo. Para esse fim, a Geotecnia dispõe de uma variedade de técnicas e ensaios que permitem a perfilagem do subsolo.

No projeto de fundações, por exemplo, é desejável se determinar com precisão adequada, os parâmetros de deformabilidade do solo bem como os de resistência. Normalmente estes parâmetros são estimados indiretamente por meio de correlações com as sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT, ou com o ensaio de penetração de cone, CPT. Alternativamente estes parâmetros podem ser determinados a partir de ensaios de laboratório, que podem ser demorados e de alto custo.

O ensaio de penetração de cone CPT é muito útil para essa aplicação. Este ensaio consiste da cravação de um conjunto de hastes rígidas em cuja extremidade inferior instala-se uma ponteira cônica instrumentada com sensores adequados para medida de resistência de ponta e do atrito lateral. Uma das vantagens desse ensaio é a possibilidade da obtenção da medida quase que contínua desses parâmetros, que podem ser analisados e interpretados em tempo real. As principais desvantagens são: a sofisticação na operação do equipamento; e o fato de que os resultados obtidos são interpretados indiretamente através de correlações, com resultados da literatura, em grande maioria de origem internacional.

Por outro lado, a prova de carga no cone, CLT, como sugerida por Reiffsteck et al., (2009) e utilizada nesta pesquisa, fornece uma informação mais direta, permitindo uma melhor estimativa dos parâmetros de deformabilidade do solo, bem como a avaliação do efeito da degradação do módulo de deformabilidade para diferentes níveis de deformação.

Assim, é do interesse da comunidade geotécnica desenvolver métodos para a estimativa dos parâmetros de deformabilidade do solo que sejam acurados e ao mesmo tempo de menor custo que os tradicionais disponíveis. Neste contexto, esta pesquisa tem por objetivo adaptar a técnica de prova de carga no cone, originalmente desenvolvida na Universidade de Paris por Haefeli e Fehlmann em 1975, para a estimativa do módulo de deformabilidade e de sua degradação com o nível de deformação. Em seguida, objetivou-

se avaliar sua aplicação no estudo do comportamento de um solo tropical típico, onde o colapso e a sucção são aspectos importantes do comportamento geomecânico.

1.1 Organização do trabalho

Esta dissertação está organizada de acordo com os capítulos mostrados a seguir:

- Capítulo 1 - INTRODUÇÃO: Introduz o assunto da prova de carga no cone, apresenta a justificativa da pesquisa e o seu objetivo.
- Capítulo 2 – REVISÃO DA LITERATURA: Apresenta uma revisão da bibliografia sobre os conceitos de comportamento e degradação do módulo de cisalhamento do solo, os ensaios de campo que são tipicamente utilizados para estimar o módulo de cisalhamento ou de deformabilidade e, por fim, apresenta o embasamento do CLT, e o método usado para o cálculo dos módulos de deformabilidade, E_{CLT} , módulo penetrométrico, E_{pn} , e módulo cisalhante, G_{pn} .
- Capítulo 3 – MATERIAL E MÉTODOS: Apresenta o equipamento utilizado durante a campanha de ensaios e as adaptações que foram feitas ao equipamento de CPT para realizar os ensaios CLT, bem como os métodos usados para interpretar os resultados obtidos em campo.
- Capítulo 4 – LOCAL ESTUDADO: Apresenta o campo experimental onde foram feitos os ensaios descrevendo as características geológicas e geotécnicas do mesmo e os estudos realizados na área.

Revisão da Literatura

Neste capítulo é apresentada uma revisão sobre o comportamento tensão-deformação dos solos, com destaque para a determinação do módulo de deformabilidade. Também será feita uma revisão sobre os ensaios pressiométrico, PMT; prova de carga em placa, prova de carga em estaca e CPT. Além disso, será revisada a técnica de prova de carga no cone, CLT, principal tema desta pesquisa.

2.1 Deformabilidade

Um projeto de fundação requer, em geral, análises de estabilidade e de recalque, ambas análises baseadas na reologia do solo. Na estimativa de recalque, é muito importante se conhecer o comportamento tensão-deformação não linear. De acordo com Lee *et al.*, (2004), a região não-linear é aquela onde uma deformação não pode ser revertida com o descarregamento. Ou seja, o solo responde elástico e linearmente até seu limite de linearidade.

Na engenharia geotécnica existem diferentes condições de solicitação e, conseqüentemente, cada tipo de projeto estará sujeito a diferentes níveis de deformação, número de ciclos e tempo de aplicação das cargas, entre outras variações (NAPA GARCÍA, 2011).

A Figura 1 mostra os diferentes níveis de deformações aos quais o solo é submetido em diversos tipos de obras geotécnicas. Assim, sabendo que o módulo de cisalhamento, G , tem grande variação dependendo do nível de deformação, é importante conhecê-lo para cada tipo de obra.

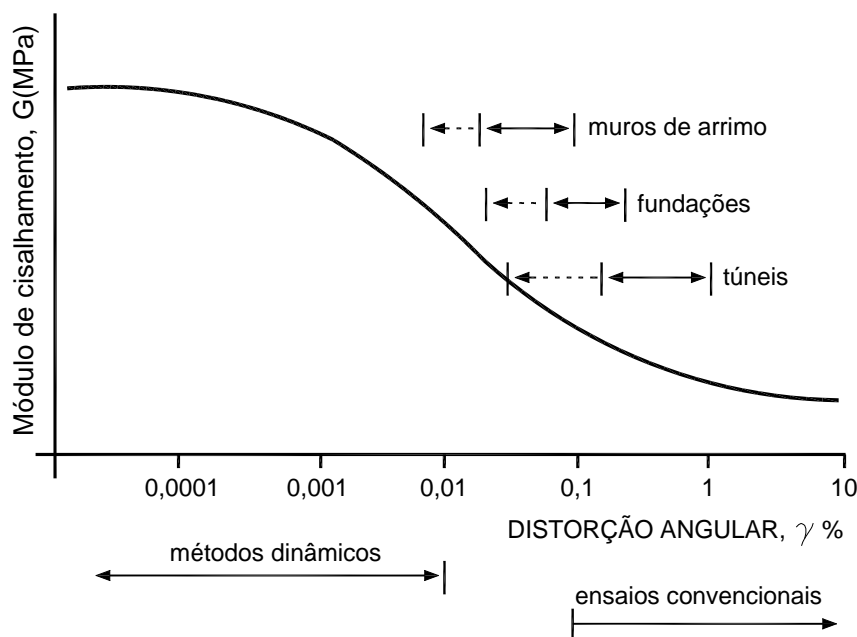


Figura 1. Relação típica entre módulo de cisalhamento e deformação típica para obras geotécnicas (ATKINSON, 2000)

Observa-se na Figura 1 que os métodos dinâmicos impõem deformações inferiores a 10^{-4} (0,01%). O comportamento tensão-deformação não linear do solo tem sido pesquisado principalmente para avaliar sua resposta sob carregamentos cíclicos. Estes estudos estão direcionados para aplicação na dinâmica dos solos. O comportamento do solo sujeito a carregamentos cíclicos e dinâmicos é governado pelo que é conhecido como "*parâmetros dinâmicos do solo*". Contudo, é importante se reconhecer que esses parâmetros em si não são dinâmicos, uma vez que estes também se aplicam a uma grande variedade de problemas não dinâmicos (KRAMER, 1996).

2.2 Módulos de deformabilidade

O comportamento tensão-deformação típico de um solo não é elástico nem é linear, uma vez que o solo é em essência um sistema particulado descontínuo com interfaces irregulares. A complexidade do comportamento do solo nos obriga a adotar hipóteses simplificadoras, porém coerentes. Por exemplo, para carregamento monotônicos de intensidade média e sem descarga, podemos tratar o comportamento do solo como elástico e, portanto, empregar a teoria da elasticidade. Outra hipótese simplificadora bastante comum no estudo da resistência e na Geotecnia é o Estado Plano de Tensões, onde se tem como nulas as deformações ortogonais ao plano considerado (BUDHU, 2006).

Neste ponto, é importante informar ao leitor deste documento que a deformabilidade do solo pode ser expressa de maneira indistinta, fazendo referência ao módulo de

deformabilidade, E , ou ao módulo de cisalhamento, G , uma vez que estes dois módulos apresentam uma relação linear entre eles, de acordo com a teoria da elasticidade.

Assim, na geotecnia para se avaliar solo em laboratório o comportamento tensão-deformação de um, o principal ensaio é o ensaio triaxial, pelo qual é possível se determinar diferentes módulos de deformabilidade dentre outros parâmetros importantes. A Figura 2 mostra o resultado típico de um ensaio triaxial em um corpo de prova que foi submetido a carregamento e descarregamento. Observa-se que a relação tensão-deformação é não linear, e dela podem-se determinar os valores de vários módulos. O módulo comumente usado para projetos de geotecnia é o módulo secante, E_{secante} , que é o coeficiente angular da reta que passa pela origem e por qualquer ponto da curva (CRAIG, 2004; DAS, 2008; KAVAZANJIAN JR. e HADJ-HAMOU, 1980; SEED e IDRIS, 1970). Alternativamente, o módulo de deformabilidade pode ser interpretado como o coeficiente angular da reta tangente à curva tensão-deformação em qualquer ponto. O módulo de deformabilidade estimado dessa maneira é chamado neste trabalho de módulo tangente, E_{tangente} .

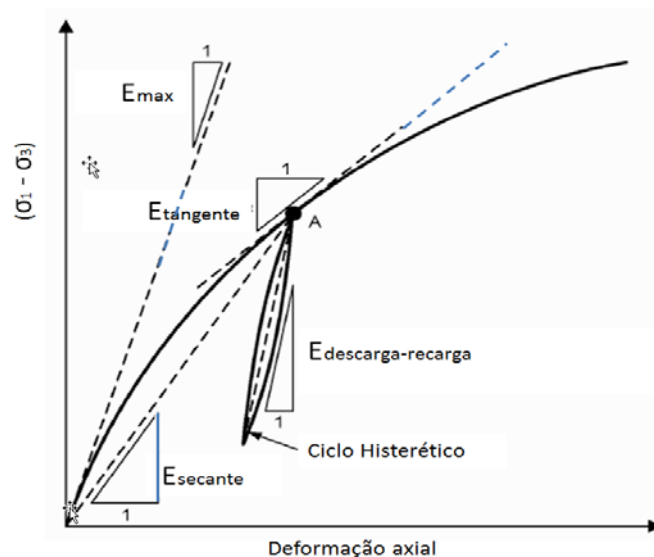


Figura 2. Módulos E_{max} , E_{tangente} e E_{secante} e $E_{\text{descarga-recarga}}$ (DUNCAN e BURSEY, 2007)

Também se observa na Figura 2 o módulo de descarga-recarga, $E_{\text{descarga-recarga}}$. Este é apenas um módulo secante estimado entre o ponto de descarga e recarga em uma laçada de histerese. O módulo máximo, E_{max} , é o módulo secante correspondente ao domínio das pequenas deformações. Este módulo será detalhado no item 2.2.1.

A Figura 3 mostra uma curva tensão cisalhante versus distorção angular típica de um ensaio de cisalhamento simples, onde também é possível observar a não-linearidade e a

representação gráfica do G . Devido a essa não-linearidade, é coerente admitir que esses módulos variam dependendo do nível de sollicitação. Por exemplo, na figura se observa que o módulo G_1 , obtido para um nível de distorção γ_1 , é maior do que o módulo G_2 , obtido para um nível de distorção maior γ_2 .

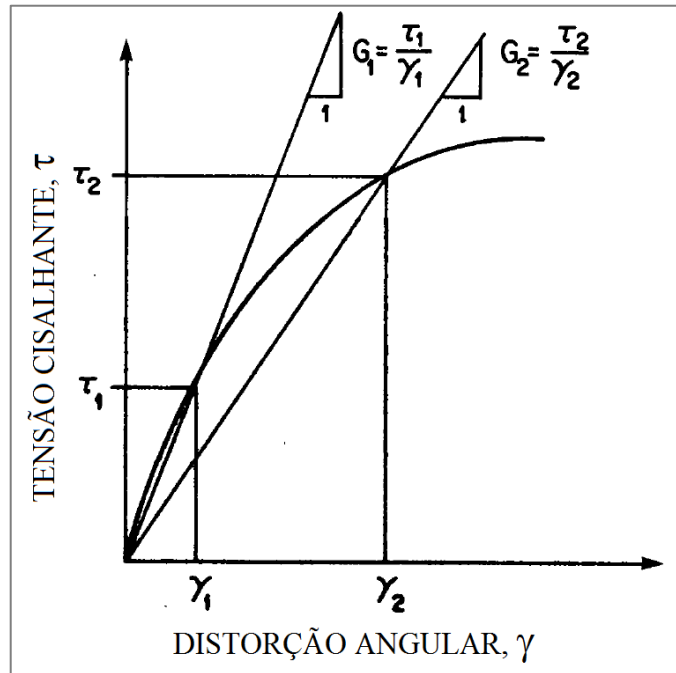


Figura 3. Curva tensão cisalhante-distorção angular e a definição de cisalhamento secante (modificado de KAVAZANJIAN JR. e HADJ-HAMOU, 1980)

Considerando que o comportamento do solo pode ser representado com base na teoria da elasticidade, o seu módulo de cisalhamento é definido como a relação entre a tensão de cisalhamento imposta ao solo e a distorção angular correspondente a certo nível de sollicitação. A Equação 1 descreve essa relação:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (\text{Eq. 0})$$

onde τ é a tensão de cisalhamento imposta, e γ é a distorção angular correspondente.

2.2.1 Módulo de Cisalhamento Máximo G_0 ou G_{MAX}

O módulo de cisalhamento máximo, G_0 ou G_{max} , é o valor do módulo de cisalhamento G medido a níveis muito baixos de distorção. A Figura 4 representa a relação entre G_{max} e um módulo de cisalhamento secante G_{sec} qualquer.

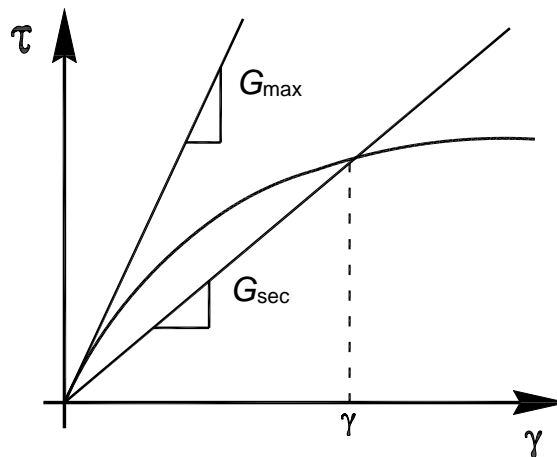


Figura 4. Representação de G_{max} em relação aos módulos secantes.

Segundo Kramer (1996), a maioria dos ensaios sísmicos induz no terreno distorções inferiores a 10^{-4} . Sendo assim, as velocidades de onda medidas podem ser empregadas para calcular o módulo G_{max} utilizando a teoria da elasticidade da seguinte maneira:

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (\text{Eq. 0})$$

onde ρ é a massa específica do solo.

Para aprofundar o conhecimento sobre a propagação de ondas nos solos e sobre o cálculo de seus parâmetros dinâmicos, os trabalhos de Vitali (2011), Kramer (1996) e Ishihara (1996) podem ser consultados pelo leitor.

Em se tratando de solos tropicais, Barros e Pinto (1997) estudaram a correlação entre o ensaio SPT e o módulo de cisalhamento máximo, chamado por eles de G_0 , e encontraram que existe uma clara diferenciação entre o comportamento dos solos dependendo da sua formação, ou seja, se eles são solos maduros (lateríticos) ou solos jovens (saprolíticos), como mostra a Figura 5. De maneira geral, os solos lateríticos apresentam um módulo de cisalhamento maior do que os saprolíticos para os mesmos valores de índice de resistência à penetração N_{SPT} . Este comportamento também foi verificado para amostras remoldadas. Isto acontece pois os solos lateríticos possuem uma estrutura porosa com cimentação por óxidos de ferro e alumínio, com grande contribuição para a rigidez a baixos níveis de deformação.

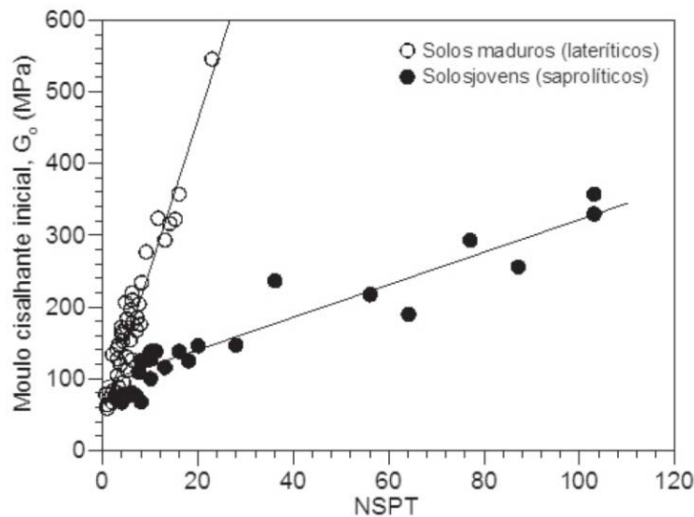


Figura 5. Relações entre G_{max} e N_{SPT} para solos lateríticos e saprolíticos (BARROS e PINTO, 1997).

2.2.2 Degradação do Módulo de Cisalhamento

A degradação do módulo de cisalhamento é o decréscimo do valor do módulo com o incremento do nível de deformação. A degradação do módulo é de importância especial na geotecnia pois permite relacionar a rigidez com o nível de deformação. De acordo com Seed e Idriss (1970), a degradação do módulo é normalmente expressa pela relação G e G_{max} , onde G é o módulo de cisalhamento para a deformação correspondente e G_{max} é o módulo de cisalhamento com deformação de referência $\gamma = 0.0001\%$, ou 10^{-6} .

Assim, de maneira geral podemos afirmar que o módulo de cisalhamento sofre uma degradação inversamente proporcional à deformação sofrida pelo solo (Figura 6). A equação proposta por Seed e Idriss (1970), (Eq. 3), mostra o efeito da tensão de confinamento, σ_3 , em uma variável adimensional K_2 . Na Equação 3 a tensão de confinamento é normalizada em relação à pressão atmosférica p_a .

$$G = 21,7 K_2 p_a \sqrt{\frac{\sigma_3}{p_a}} \tag{Eq. 0}$$

Com base na Equação 3, o fator K_2 pode ser representado em termos da sua variação, a qual irá refletir o comportamento do solo. Essa variação é avaliada com o auxílio de ensaios cíclicos a pequenas e grandes deformações. A Figura 6 mostra curvas de degradação típica das areias sedimentares obtidas de valores de ensaio de cisalhamento simples por Seed e Idriss (1970).

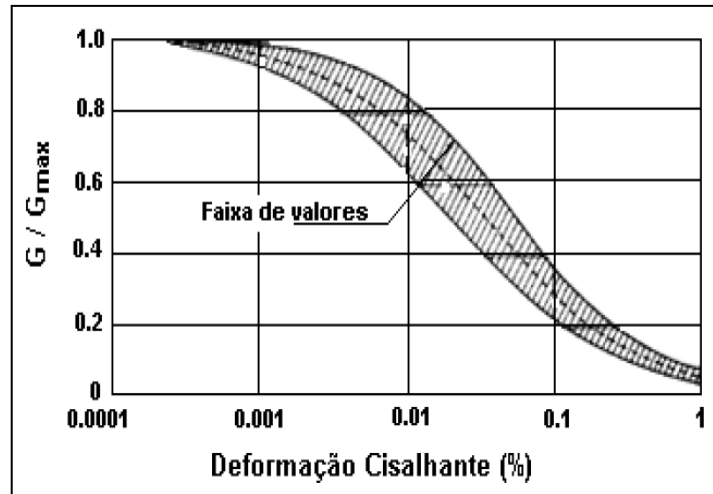


Figura 6. Variação do módulo de cisalhamento normalizado versus deformação cisalhante para areias (modificado de SEED e IDRIS, 1970)

A estimativa do módulo de cisalhamento tem sido generalizada com a execução de mais ensaios para incluir também os efeitos de tensão de confinamento e índice de plasticidade (DOBRY e VUCETIC, 1987; ISHIBASHI e ZHANG, 1993; SEED *et al.*, 1986; VUCETIC e DOBRY, 1991; ZHANG *et al.*, 2005; ZHANG *et al.*, 2008).

Quanto à influência do índice de vazios, e , pode-se dizer que quanto menor seu valor, maiores serão os valores de K_2 e de G , e vice-versa. Para materiais granulares, quanto menor o valor do índice de vazios, maior a compactação e maior também a densidade relativa $Dr\%$. A Figura 7 mostra a influência do índice de vazios no índice K_2 de areias.

Pode-se observar também na Figura 7 que para um mesmo material granular, independentemente do índice de vazios inicial, todas as curvas tendem para um mesmo valor residual de K_2 . Isto pode ser explicado pela teoria dos estados críticos do solo, onde é inerente que o estado crítico ou ruptura do solo é único (FUTAI *et al.*, 2004).

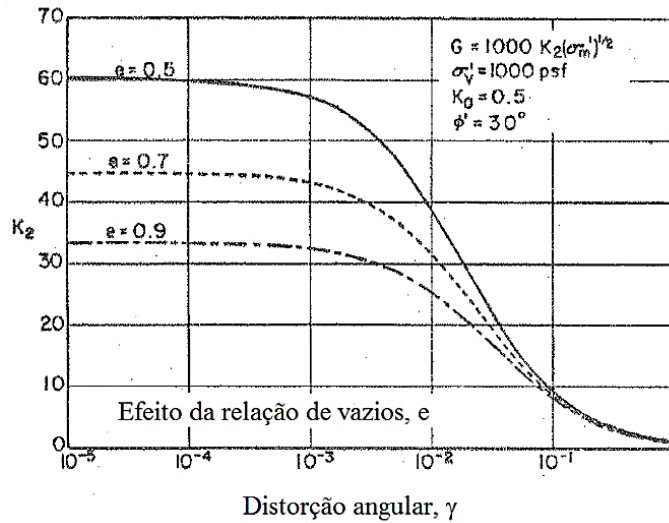


Figura 7. Efeito do índice de vazios e no valor de K_2 em areias (modificado de SEED e IDRIS, 1970)

A influência que o índice de plasticidade, IP , tem na razão de degradação do módulo de cisalhamento, G/G_{max} , é mostrada na Figura 8. Evidências experimentais indicam que quanto mais plástico o solo, menos pronunciada é a perda de rigidez com a deformação, e vice-versa (DOBRY e VUCETIC, 1987). O fato de que um solo pouco plástico perca mais rapidamente a rigidez que um solo altamente plástico não deve ser confundido com o valor do módulo de cisalhamento de um material de baixa plasticidade para os mesmos níveis de deformação. De uma maneira geral os solos granulares e menos plásticos apresentam maior rigidez que os solos mais plásticos.

Como exemplo, a intensidade da degradação de rigidez é mostrada nas Figura 8 e Figura 9 para o solo da Cidade do México. O solo desta cidade tem um índice de plasticidade da ordem de 200. A perda de rigidez é bem menos pronunciada do que o observado em laboratório para solos menos plásticos.

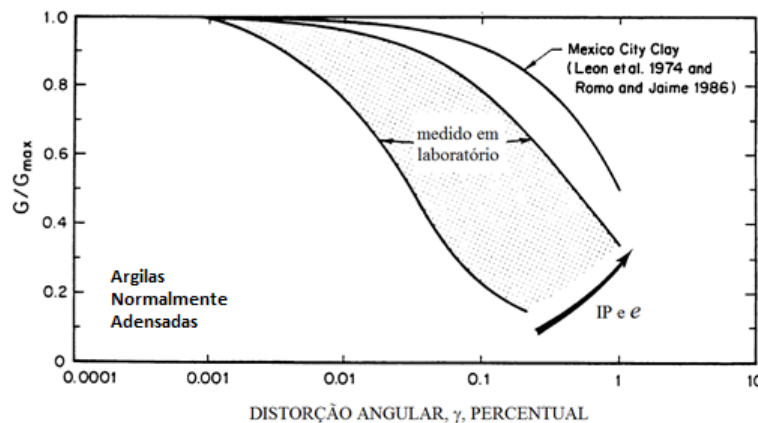


Figura 8. Efeito de índice de vazios e IP na degradação do módulo de argilas (modificado de DOBRY e VUCETIC, 1987)

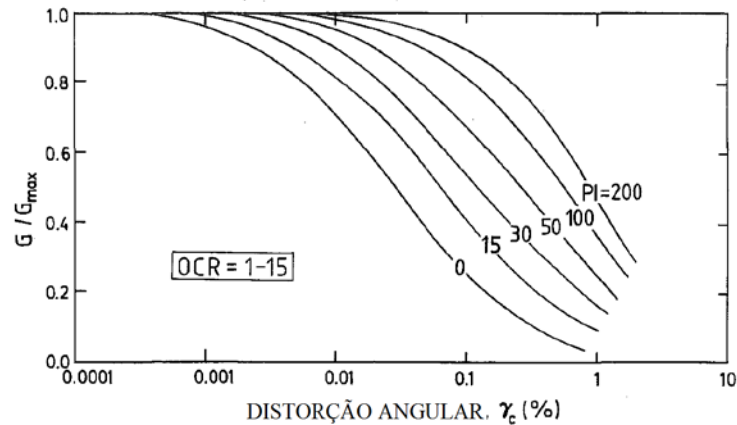


Figura 9. Efeito do índice de plasticidade na degradação do módulo de argilas (modificado de VUCETIC e DOBRY, 1991)

Existe diferença entre o G determinado através de carregamentos monotônicos e o G determinado através de carregamentos cíclicos; que inclusive dependerá do número de ciclos de carga aplicados (MAYNE e SCHNEIDER, 2001). É de se esperar que os módulos medidos em carregamentos monotônicos sejam inferiores aos módulos para o mesmo material medidos a partir de condições cíclicas. A Figura 10 mostra um exemplo de curvas de degradação determinadas por meio de ensaios cíclicos e monotônicos.

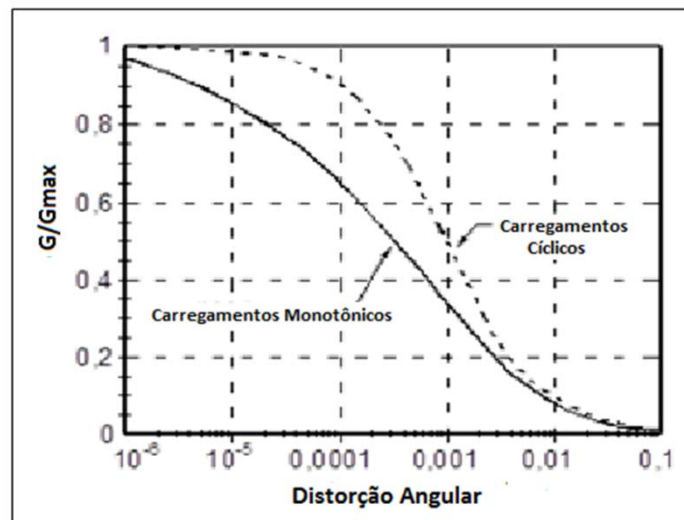


Figura 10. Efeito do tipo de carregamento na degradação do módulo (modificado de MAYNE e SCHNEIDER, 2001)

Na Figura 10 observa-se que os carregamentos monotônicos levam a uma menor degradação de rigidez do que os carregamentos cíclicos. Isto ocorre por que os módulos obtidos a partir de carregamentos monotônicos contêm deformações plásticas parciais não recuperáveis. Os módulos de cisalhamento cíclicos são determinados quando a parcela plástica de deformação é mínima e, portanto, os valores são maiores que os módulos de

cisalhamento monotônicos (U.S. Army Corps of Engineers, 1990). A Figura 11 mostra como o módulo evolui desde um valor mínimo (monotônico) até um valor assintótico máximo (cíclico). Este conceito de valor assintótico é bastante próximo do conceito de resiliência.

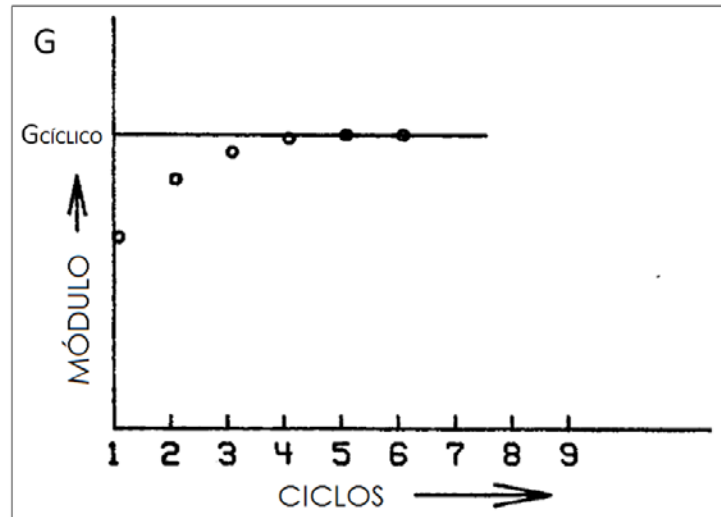


Figura 11. Representação esquemática da evolução do módulo de deformabilidade com o número de ciclos (modificado de U.S. Army Corps of Engineers, 1990)

No domínio das pequenas deformações, isto é, na ordem de $10^{-4}\%$ a $10^{-2}\%$ (ISHIHARA, 1996; NAPA GARCÍA, 2011; SEED e IDRIS, 1970; VITALI, 2011), os ensaios indicados para se medir o módulo G são os ensaios geofísicos sísmicos, medição de vibrações naturais e ensaios de laboratório, do tipo *bender elements* ou coluna ressonante. No domínio das médias a grandes deformações, são utilizados em campo os ensaios de prova de carga, pressiômetro e dilatômetro. Em laboratório são realizados os ensaios triaxiais e de cisalhamento simples, dentre outros. Na Tabela 1 tem-se a indicação de como se devem interpretar os problemas geotécnicos em função do nível de deformação imposto ao terreno.

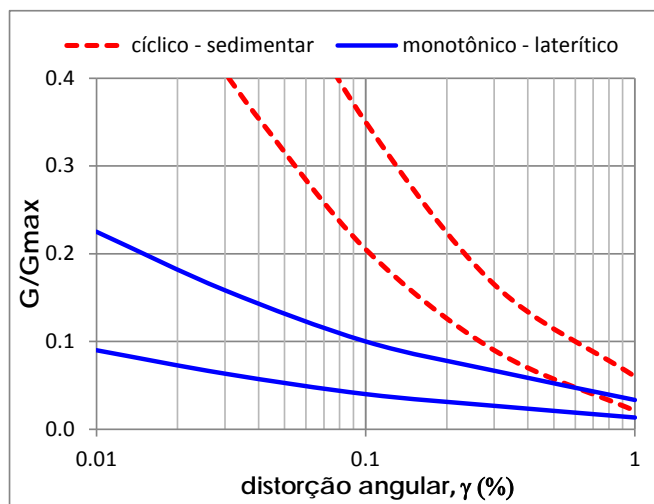


Figura 12. Representação esquemática da degradação sob carregamentos cíclicos e monotônicos em um solo laterítico e um solo sedimentar.

2.3 Ensaios de Campo

2.3.1 Ensaio pressiométrico, PMT

O ensaio pressiométrico, PMT, foi originalmente proposto por Ménard em 1955 (SCHNAID, 2000) como sendo uma sonda de forma cilíndrica com uma câmara expansora cujo objetivo é aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem previamente executado.

O ensaio PMT é executado com a colocação da sonda dentro de um furo, na profundidade desejada, e em seguida aplicam-se incrementos de pressão e mede-se a expansão. Em cada estágio de pressão, as leituras de expansão são registradas aos 15, 30 e 60 segundos. Tais leituras podem ser feitas com extensômetros internos ou com a medida do volume.

O equipamento de Ménard é composto por um sistema de controle pressão-volume, montado em tripé contendo um medidor de volume, manômetros, tubo com gás comprimido (nitrogênio), tubulações de conexão até a sonda e células de guarda e de medição, como mostra a Figura 13.

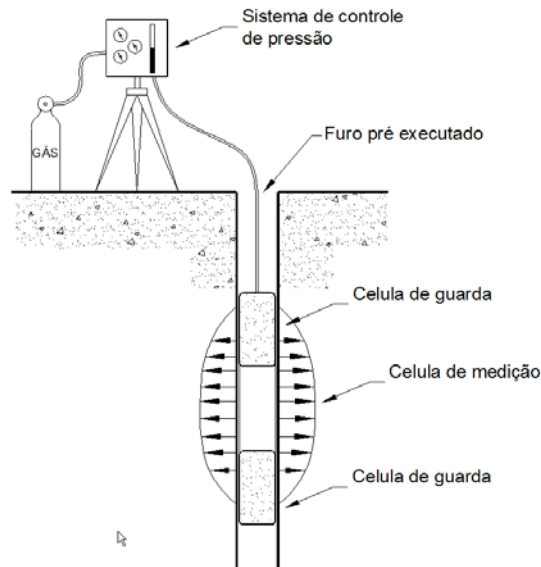


Figura 13. Esquema do ensaio com o pressiômetro de Ménard (Modificado de Schnaid 2000).

De acordo com Clarke (1995), o pressiômetro deve ser calibrado antes e após a realização de cada campanha de ensaios. A calibração tem por objetivo compensar as perdas de pressão e volume para a medida correta do comportamento tensão-deformação do solo ensaiado. De acordo com Schnaid (2000), as calibrações devem considerar:

- Os sistemas de medição: calibração periódica dos medidores de pressão e deslocamento (ou variação volumétrica);
- As variações no sistema: expansão da tubulação que conecta o painel de controle à sonda, existência de ar no sistema, compressibilidade do fluido pressurizado, perda de pressão no sistema;
- A resistência da sonda: rigidez própria da membrana e diminuição de espessura da membrana causada pela expansão radial.

A sonda PMT de Ménard é constituída por um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes, formadas por duas membranas de borracha superpostas. A célula central, preenchida com água procedente do medidor de volume, é denominada simplesmente de célula de medição, enquanto que as externas, denominadas células de guarda, são preenchidas com gás comprimido. As células podem expandir radialmente aplicando pressões nas paredes da cavidade do solo, permitindo deslocamentos ao redor da célula de medição predominantemente radiais, devido às restrições impostas pelas células de guarda (SCHNAID, 2000).

Os resultados dos ensaios PMT são muito influenciados pela maneira como a sonda é instalada no solo. Para que a perturbação seja a menor possível, o pressiómetro é colocado em um furo previamente aberto, com o mesmo diâmetro do pressiómetro ou um pouco maior.

O ensaio com o pressiómetro de Ménard ainda não é normalizado no Brasil. Por isso seguimos as recomendações das normas NF-P94 110 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 1991) e ASTM D4719 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1987). Previamente é executado um furo com um diâmetro menor ou igual a 1,15 vezes o diâmetro da sonda. O controle desse diâmetro é fundamental devido às limitações de expansão da sonda pressiométrica. A sonda é colocada dentro do furo na profundidade desejada e, em seguida, procede-se à expansão das células através da aplicação dos incrementos de pressão.

De acordo com Quaresma *et al.* (1998):

“Após a introdução do pressiómetro no terreno a pressão na célula é aumentada, o que provoca um estado de expansão cilíndrica do solo em volta da mesma. A avaliação da deformação radial é obtida diretamente pela quantidade de água que é introduzida dentro da célula. A pressão da célula é aumentada em estágios e mantida constante por dois minutos em cada estágio. As leituras são feitas em trinta, sessenta e cento e vinte segundos e devem ser corrigidas em função da rigidez do próprio sistema de medida”.

Os resultados são apresentados em um gráfico onde se tem a pressão versus volume, ambos os valores medidos nos intervalos de tempo considerados. A Figura 14 mostra o resultado típico de um ensaio PMT.

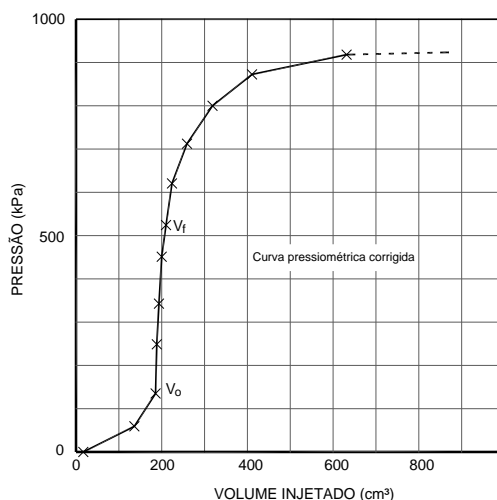


Figura 14. Resultado típico de um ensaio PMT (QUARESMA *et al.*, 1998).

O módulo de deformabilidade é um parâmetro geotécnico importante que pode ser determinado a partir de resultados de ensaios pressiométricos. O módulo pressiométrico, E_{PMT} , é calculado pela declividade da curva pseudoelástica corrigida, de acordo com a norma francesa NF P94-110, conforme Baguelin, Jezequel e Shields (1978) e Clarke, (1995).

$$E_{PMT} = 2(1 + \nu) \left[V_i + \left(\frac{V_f - V_0}{2} \right) \right] \frac{dP}{dV} \quad (\text{Eq. 0})$$

onde: V_i é o volume inicial da célula de medição; ν o coeficiente de Poisson do solo; V_f é o volume da cavidade no fim do trecho elástico; e V_0 é o volume da cavidade no início do trecho elástico.

O ensaio PMT é também utilizado para estimativa de outros parâmetros geotécnicos como, por exemplo, parâmetros de resistência e razão de sobreadensamento, entre outros. Estes outros parâmetros não são o foco deste trabalho e são apresentados por Schnaid (2009) e Clarke (1995).

2.3.2 Ensaios de Carregamento em Placa

O objetivo da prova de carga em placas é o de avaliar a capacidade de carga do solo para uso em projetos de fundações. O ensaio é realizado segundo a norma NBR 6489-1984. De acordo com a norma, uma placa circular de área mínima de 0,5 m² é carregada até que o recalque atinja 25 mm ou uma tensão superior a duas vezes aquela tensão admitida para o solo. Normalmente o carregamento é feito em estágios de 20% da tensão admissível para o solo e a carga máxima atingida é mantida por pelo menos 12 horas. O descarregamento também é feito em estágios. O resultado do ensaio é a uma curva tensão-recalque.

Já, para a determinação do coeficiente de recalque de pavimentos e pisos, o ensaio é feito segundo a norma DNIT 055/2004 – ME (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2004), elaborada com base na ASTM D 1196-1993 (Reapproved 1997) (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1997). Segundo essa norma, uma placa circular de área mínima de 0,5 m² é carregada em estágios sucessivos de 0,15 a 0,20kgf/cm² até atingir a tensão máxima de aproximadamente 1,8 kgf/cm². O descarregamento é feito em estágios. Com o resultado do ensaio obtém-se a curva tensão-recalque e o coeficiente de recalque do material ensaiado.

O emprego desses dois métodos permite obter-se uma curva tensão-recalque. A Figura 15 mostra os resultados obtidos por Menegotto (2004) em provas de carga em placas realizadas no campo experimental da Escola de Engenharia de São Carlos.

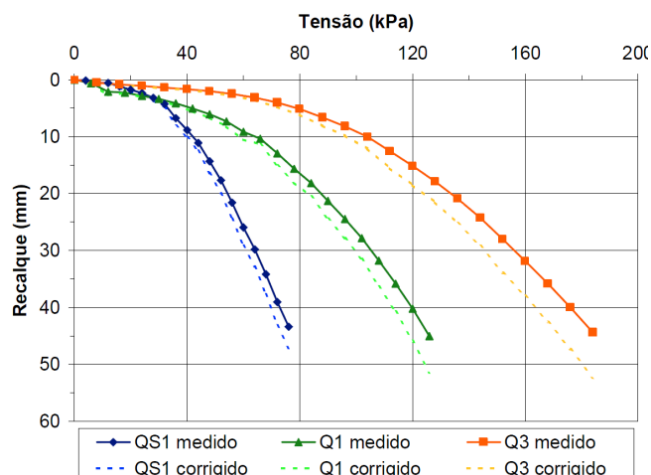


Figura 15. Resultados de provas de carga em placa (MENEGOTTO, 2004).

2.3.3 Prova de Carga em Estaca

A capacidade de carga de estacas pode ser determinada através de uma prova de carga em uma estaca amostrada aleatoriamente de um estaqueamento. Este método está normatizado pela NBR 12131/2006 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006). Os critérios da NBR-6122/2010 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) recomendam que pelo menos 1% do estaqueamento seja submetido a esse tipo ensaio, sendo que em grandes projetos é comum ensaiar-se 3% do número total de estacas.

Na prova de carga estática em estacas considera-se o sistema de fundação. Este sistema inclui a estaca com sua resistência estrutural, as cargas e o solo. A carga atuante neste sistema é fornecida por um ou mais macacos hidráulicos, empregando-se um sistema de reação "indeslocável". Para tanto, é comum o uso de vigas metálicas e a ancoragem da viga com estacas helicoidais cravadas no terreno.

No tipo de ensaio mais comum aplicam-se carregamentos de compressão à estaca em estágios crescentes, da ordem de 20% da carga de trabalho, registrando-se os deslocamentos correspondentes. A medição dos esforços com uma célula de carga, posicionada no topo da estaca, traz uma maior precisão e qualidade ao ensaio.

A NBR 12131/2006 prescreve que as estacas sejam solicitadas até duas vezes a carga de trabalho. Também é possível realizar carregamentos horizontais e de tração. O conjunto constituído pela estaca, macaco hidráulico e sistema de reação deve ser projetado e montado de modo a se garantir que a carga aplicada atue na direção desejada. É importante ainda assegurar que o carregamento previsto seja alcançado com sucesso.

A análise dos resultados obtidos da prova de carga em campo produz informações importantes que permitem determinar a curva carga versus deslocamento, a capacidade de carga da estaca e o recalque.

2.3.4 Ensaio de penetração de cone, CPT

O ensaio de penetração do cone, ou simplesmente ensaio de cone, ou CPT, teve início com um equipamento mecânico. O cone mecânico, também denominado de cone de penetração estática (cone holandês ou cone de Begemann) teve seu início na década de 1930, no Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft, na Holanda.

A princípio foram desenvolvidos dois equipamentos: o primeiro com a finalidade de obter resultados sobre a consistência dos depósitos aluviais existentes na parte oeste da Holanda, para estudos de implantação de estradas. O segundo, com o objetivo de obter parâmetros para o projeto de fundações por estacas (QUARESMA *et al.*, 1998).

Os primeiros equipamentos de CPT diferiam, essencialmente, apenas quanto ao dispositivo de cravação e consistiam basicamente de um conjunto de hastes, tendo na extremidade inferior um cone com ângulo de vértice de 60 graus e uma área de ponta de 10 cm². O ensaio era realizado cravando-se verticalmente o conjunto a uma velocidade de 2 cm/s, de forma alternada, todo o conjunto, ou apenas a ponta. As cargas necessárias para a cravação de todo o conjunto eram registradas separadamente da resistência de ponta.

Dentre as principais vantagens do ensaio, de acordo com Quaresma *et al.* (1998), destacam-se a rapidez de execução, a confiabilidade e o fato de que se obtém grande quantidade de informação sobre o solo ao longo da profundidade.

A aceitação do CPT na geotecnia brasileira se deve à sua eficiência e confiabilidade nos resultados. Na maioria dos projetos o CPT é usado em conjunto com SPT ou é usado para complementar os resultados obtidos pelo SPT. Ambos os ensaios podem ser complementados por ensaios de laboratório.

No Brasil, ainda predomina o uso do SPT por tradição e porque o SPT requer mão de obra menos especializada e de menor custo. A maior vantagem do ensaio SPT é seu baixo custo e a maior desvantagem é a influência intencional ou acidental do operador nos resultados, que compromete a qualidade e a confiabilidade do ensaio.

A maior vantagem do CPT é a rapidez e a qualidade dos resultados. No CPT praticamente não há influência do operador nos resultados dos ensaios e existe uma grande

base de dados empíricos que podem ser empregados para dar suporte na interpretação dos resultados.

A Figura 16 mostra uma representação esquemática de um equipamento típico para a realização de um ensaio CPT usado nos países de clima frio. A carroceria do caminhão proporciona proteção contra intempéries para o operador e para o sistema eletrônico empregado no ensaio.

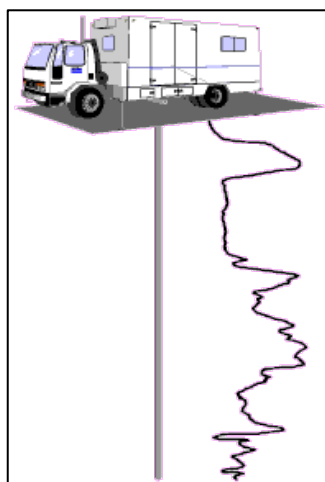


Figura 16. Representação esquemática de equipamento moderno para investigação do subsolo por meio de CPT

De acordo com Budhu (2006), os resultados de um ensaio CPT permitem a identificação do perfil estratigráfico do subsolo e a estimativa de vários parâmetros mecânicos importantes, com ênfase na previsão da capacidade de carga e dos recalques de fundações.

Além dos resultados obtidos em tempo real durante o ensaio (q_c , f_s e U), empregados na determinação do perfil geotécnico do subsolo, podem-se estimar os seguintes parâmetros através de correlações:

- Coeficiente de adensamento C_h e C_v
- Densidade relativa D_r
- Resistência não drenada S_u
- Ângulo de atrito efetivo de areias ϕ
- História de tensões, tensão de pré-adensamento, OCR
- Coeficiente de permeabilidade K , dentre outros.

Por exemplo, uma forma de se estimar o módulo de deformabilidade de uma areia é realizar o ensaio CPT e usar o ábaco proposto por Bellotti *et al.* (1989), representado na Figura 17.

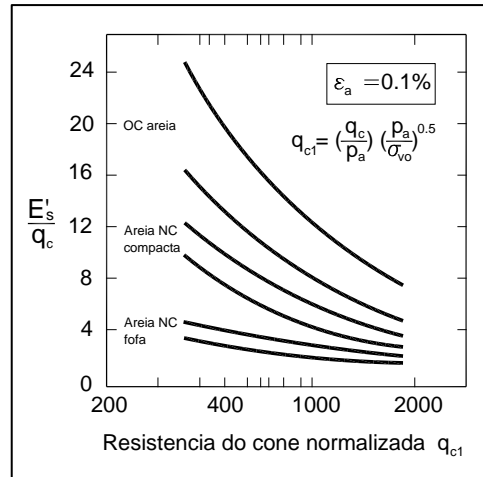


Figura 17. Estimativa do módulo de deformabilidade para areias a partir do ensaio CPT (BELLOTTI *et al.*, 1989).

De acordo com Robertson e Cabal (2012), a comparação entre as características básicas do CPT e SPT demonstra as vantagens do CPT e ajuda explicar porque o CPT vem ganhando popularidade como o ensaio de campo mais usado na geotecnia na Europa e na América do Norte. Algumas vantagens do CPT são:

- Rápida e contínua aquisição de dados na perfilagem do subsolo
- Resultados obtidos não dependem do operador
- Economia, rapidez e alta produtividade
- Forte base teórica para interpretação
- Confiabilidade do método

Algumas limitações do CPT são:

- Investimento inicial em equipamento é relativamente alto
- Requer maior sofisticação técnica do operador
- Impossibilidade de retirar amostras do solo simultaneamente ao ensaio
- Penetração restrita em camadas com britas ou cimentadas

As principais vantagens do ensaio CPT são: sua simplicidade, repetibilidade, precisão e rapidez. Por outro lado, a impossibilidade de se obter amostras do solo, limitação esta vista

por alguns como uma grande desvantagem do ensaio, é resolvida utilizando-se o equipamento de cravação e a própria haste do CPT para introduzir um amostrador de solos, de maneira similar ao que é feito no ensaio SPT.

A partir da interpretação do perfil do subsolo, obtido após vários ensaios de CPT, selecionam-se as camadas de interesse e usa-se o equipamento CPT para cravar um amostrador de solo na camada desejada. A Figura 18 é uma ilustração do amostrador do tipo Gouda.

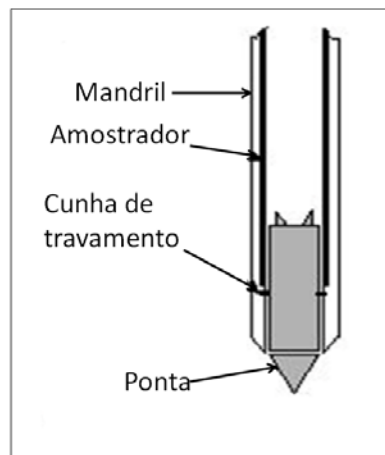


Figura 18. Ilustração do amostrador original holandês Gouda, adaptável ao ensaio CPT.

No Brasil o ensaio CPT é normalizado pela ABNT NBR 12069: 1991 e vem sendo utilizado desde a década 1970 com o ensaio de penetração estática mecânica. Os pesquisadores Rocha Filho (1982) e Danziger, Politano e Danziger (1998) ajudaram a promover o uso de CPT na geotecnia brasileira. Pode-se considerar que o CPT é uma evolução do SPT, com a vantagem de que o CPT é um método muito mais versátil porque o cone pode ser instrumentado com uma grande variedade de sensores. A Figura 19 mostra a configuração básica da ponteira CPT elétrica.

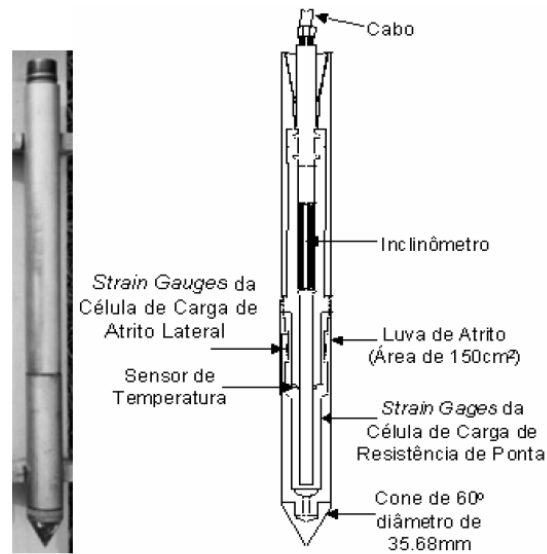


Figura 19. Ponta de CPT elétrica na configuração básica (GIACHETI *et al.*, 2004)

De acordo com Giacheti (2001), uma forma de interpretação de resultados de ensaios CPT é correlacionar empiricamente os valores de q_c e f_s medidos com o comportamento observado em fundações por estacas cravadas, pela similaridade entre o CPT e a estaca cravada, levando-se em conta o fator escala, o método de instalação e as características da estaca.

Essa prática tem sido utilizada, especialmente no Brasil, para desenvolver métodos de cálculo de capacidade de estaca, por exemplo o de Aoki e Velloso (1975), provavelmente pela dificuldade de se considerar os diversos fatores que afetam o comportamento dos solos residuais não-saturados (GIACHETI, 2001).

Conforme já apresentado, o ensaio CPT consiste na cravação de um conjunto de hastes rígidas de aço em cuja extremidade inferior instala-se uma ponta (*cone*) instrumentada com os sensores adequados para o ensaio, sendo os sensores de poro-pressão, resistência de ponta e atrito lateral os instrumentos minimamente presentes na ponta instrumentada.

A ponta é um cone metálico com ângulo de vértice de 60° e uma base de 10 cm^2 de área. A resistência de ponta é medida através de uma célula de carga incorporada nas paredes internas do cone. O conjunto de hastes metálicas transmite a força de cravação do equipamento ao cone (DAS, 2008).

Os cones fabricados até o ano 2000 são geralmente conectados ao sistema de aquisição por cabo de alimentação que passa pelo interior das hastes. Uma parte dos cones mais modernos, fabricados a partir de 2005, têm transmissão de dados sem fio. A

comunicação com o sistema de aquisição se dá por sinal codificado ou os resultados são armazenados em uma memória eletrônica acoplada ao cone. Esta memória é acessada quando o cone retorna a superfície, no final do ensaio.

A resistência de ponta é registrada quase continuamente pelo sistema de aquisição de dados e os valores correspondentes são representados em gráficos simultaneamente à realização do ensaio. Da mesma forma, é feita a medida da resistência de atrito lateral, através de uma célula de carga fixada à luva de atrito, situada logo acima da ponta.

No caso do ensaio de piezocone (CPTU), um, dois, ou três transdutores são utilizados para medir a poro-pressão. De acordo com Campanella *et al.* (1982), o transdutor de poro-pressão foi incorporado ao cone nos anos 80, dando origem ao termo piezocone e a sigla CPTU. Mais tarde foram incorporados outros sensores, como o sísmico e o de resistividade.

O cone é cravado no terreno utilizando um equipamento de cravação que mantém a velocidade constante de 2 cm/s, medindo-se a resistência de ponta, o atrito lateral e as poro-pressões.

Os valores de q_c , f_s e u são registrados quase que continuamente pelo sistema de aquisição em intervalos típicos de 10, 25 e 50 mm de profundidade. Com base nas medidas de resistência de ponta q_c e atrito lateral f_s , calcula-se a razão de atrito $R_f = f_s/q_c$. Com o conhecimento da resistência de ponta do cone q_c e da relação de atrito R_f é possível indicar o tipo de solo penetrado empregando o ábaco proposto por Robertson *et al.*, (1986), por exemplo.

É importante notar que na interpretação de resultados de um ensaio CPT, faz-se uma correlação com dados da experiência para se definir o comportamento do solo *in situ*. O resultado da investigação não identifica efetivamente o tipo de solo quanto a textura, mas sim seu comportamento.

A seguir apresenta-se uma síntese histórica do desenvolvimento do ensaio CPT, conforme descrito por Robertson; Cabal (2010):

- 1917: Primeiras aplicações geotécnicas com cravação de hastes na Holanda.
- 1930: Ensaio no cone holandês por Terzaghi.
- 1932: Barentsen desenvolve na Holanda o que veio a ser conhecido como "*dutch cone*", "*cone holandês*" (SANGLERAT *et al.*, 1974). Dimensões originais: diâmetro de 35 mm, ponta de 10 cm², ângulo da ponta de 60 graus.

- 1935: O Delft Soil Mechanics Laboratory desenvolve um sistema de cravação para o cone holandês
- 1948: Vermeiden melhora o projeto do cone holandês.
- 1953-69: Begemann adiciona a "luva de atrito" com medição de q_c e f_s a intervalos de 20 cm de profundidade.
- 1945: Primeiro CPT elétrico desenvolvido em Berlin pela Degebo durante a 2ª. Guerra Mundial.
- 1948: Baker desenvolve primeiro CPT elétrico na Holanda, denominado Rotterdam CPT.
- 1953: Importantes modificações introduzidas por cone de Begemann.
- 1957: O Delft Soil Mechanics Laboratory desenvolve o primeiro CPT elétrico com medida de atrito lateral.
- 1965: Begemann (1965) introduziu a ideia de classificar solo em função da razão entre o atrito lateral f_s e a resistência de ponta q_c (Tabela 2).

Tabela 2. Classificação do solo em função da razão de atrito R_f (BEGEMANN, 1965).

CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	RAZÃO DE ATRITO (%)
Areia Grossa com Cascalhos à Areia Fina	1,2 a 1,6
Areia Siltosa	1,6 a 2,2
Areia Silto-Argilosa	2,2 a 3,2
Misturas de Argila	3,2 a 4,1
Argila	4,1 a 7,0
Turfa	> 7,0

- 1965: Fugro e Dutch State Research Institute desenvolvem o CPT elétrico Fugro.
- 1966-1969: Começa a ser desenvolvido em outros países (CEBTP & LCPC França).
- 1975: ASTM publica a ASTM D-3441-75T, padronização de velocidade, dimensão e procedimento de calibração para o ensaio CPT (AMERICAN, 1975).
- 1975: Torstensson, da Suécia, e Wissa *et al*, dos EUA, desenvolvem piezômetros elétricos.

- 1977-1989 O ISSMFE publica procedimento internacional de ensaio CPT (DE BEER *et al.*, 1990).
- 1980: Roy *et al.* apresentam primeiras medidas de resistência e poro-pressão em argilas do Canadá.
- 1981: Conferência da ASCE demonstra a existência de vários CPTUs.
- 1989: O ISSMFE modifica procedimento de ensaio e recomenda a medida de poro-pressão atrás da ponta, na posição U_2 .
- 1994: A ABNT publica a MB 3406, Ensaio de Penetração de Cone *In situ* (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1994).

As grandezas típicas do ensaio de cone e piezocone são:

- Velocidade de cravação de 20 +/- 5 mm/s
- Ângulo da ponteira: 60 +/- 5 graus
- Diâmetro: 34,8 – 36,0 mm
- Área da luva: 150 +/- 3 cm²

Os parâmetros típicos medidos no ensaio de piezocone são:

- q_c = resistência de ponta (MPa)
- f_s = atrito lateral (MPa)
- u = poro-pressão (MPa)

A Figura 20 mostra as principais variáveis medidas durante um ensaio de piezocone conforme recomendado pelo U.S. Army Corps of Engineers (1990).

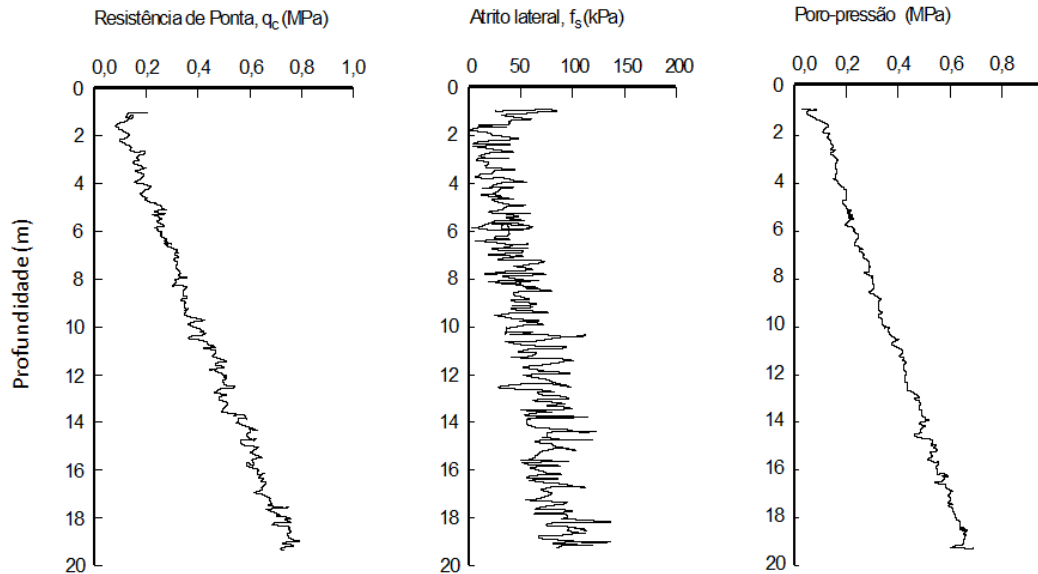


Figura 20. Variáveis medidas durante um ensaio de piezocone (U.S. Army Corps of Engineers, 1990)

O efeito da poro-pressão sobre a resistência medida na ponta do cone é levado em consideração através da correção do valor medido de resistência de ponta, q_c . A correção da resistência de ponta deve ser considerada empregando a seguinte equação:

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (\text{Eq. 0})$$

Onde: q_t resistência de ponta corrigida, q_c é a resistência medida no cone, a é a relação de áreas desiguais (a_n/a_t), e u_2 é a poro-pressão medida imediatamente acima da face da ponta do cone (posição u_2).

De acordo com Robertson e Cabal (2012) a resistência de ponta do cone corrigida, q_t , pode ser expressa em forma adimensional levando em conta a tensão vertical efetiva *in situ*. A Equação é dada por:

$$Q_n = \left(\frac{q_t - \sigma'_{v0}}{Pa} \right) \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (\text{Eq. 0})$$

Onde: Q_n é a resistência de ponta normalizada, e o expoente n varia com a tensão vertical e com tipo de solo SBT. Quando $n = 1$, $Q_n = Q_t$

O CPT é um método de investigação semiempírico que depende da qualidade das correlações empregadas. A Tabela 3, apresentada por Chen e Mayne (1994), lista os parâmetros do solo e as referências disponíveis na literatura para sua estimativa.

Tabela 3 - Parâmetros e as referências da literatura para correlações disponíveis (CHEN e MAYNE, 1994)

Parâmetro do solo	Referências
Classificação de solos	ROBERTSON, 1990; SENNESET e JANBU, 1985
Tensões in situ (K_0)	MASOOD e MITCHELL, 1993
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	SANDVEN, 1990; SENNESET e JANBU, 1985
Módulo Edométrico (D)	KULHAWY e MAYNE, 1990
Módulo de cisalhamento (G_{max})	MAYNE e RIX, 1993
Histórico de tensões (OCR, σ_p)	CHEN e MAYNE, 1994
Sensibilidade (St)	ROBERTSON e CAMPANELLA, 1988
Resistência não-drenada (S_u)	AAS <i>et al.</i> , 1986; KONRAD e LAW, 1987
Condutividade hidráulica (k)	ROBERTSON <i>et al.</i> , 1992
Coeficiente de adensamento (Ch)	HOLSBY e TEH, 1988
Peso específico aparente (γ)	LARSSON e MULABDIC, 1991
Intercepto de coesão efetiva (c')	SENNESET <i>et al.</i> , 1989

Empresas de software especializadas em geotecnia disponibilizam no mercado programas de computador destinados a facilitar a interpretação dos resultados de ensaios CPT. A Figura 21 mostra um relatório elaborado por um desses softwares:

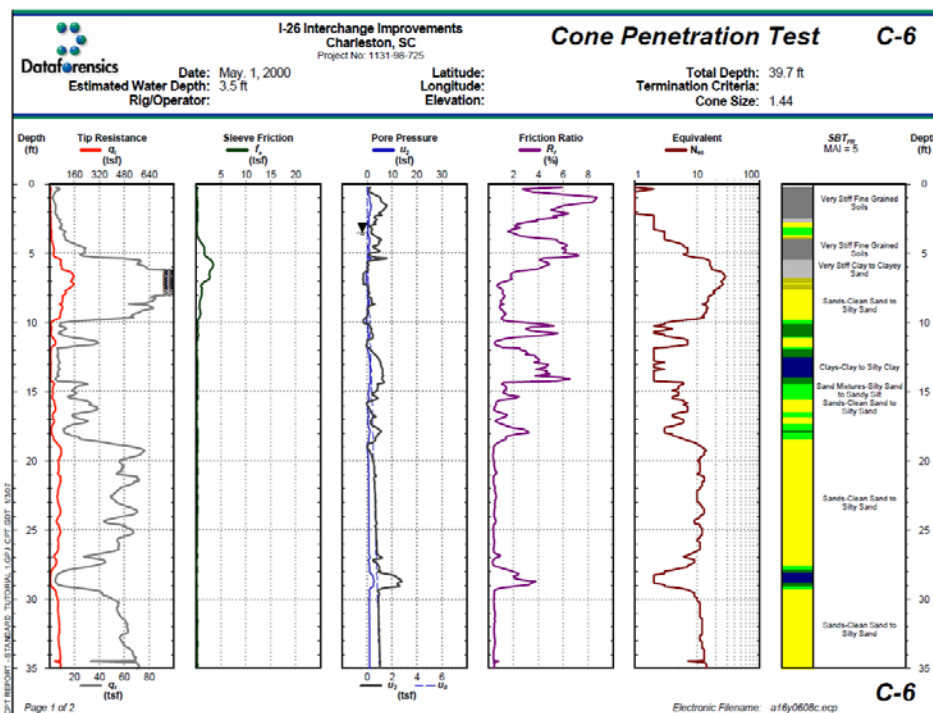


Figura 21. Resultado de um ensaio CPT (Fonte: website Dataforensics.com, 2013).

Na interpretação dos resultados de qualquer ensaio é fundamental considerar a confiabilidade na estimativa dos parâmetros do solo. A Figura 22 apresenta um indicativo dessa confiabilidade quando se utiliza resultados de ensaios CPT, sugerida por Lunne *et al.*, (1997):

Tipos de solo	Parâmetros iniciais				Parâmetros de resistência			Características de deformabilidade			Características de fluxo	
	γ_{Dr}	ψ	k_0	OCR	S_i	S_u	ϕ'_0	FG	M	G_0	k	c_h
Argilas	3 - 4		4 - 5	2 - 3	2 - 3	1 - 2	3 - 4	4 - 5	4 - 5	4 - 5	2 - 4	2 - 3
Areias	2 - 3	2	4 - 5	4 - 5			2	2 - 4	2 - 4	2 - 3		
Índice de aplicabilidade de	1. Alta confiabilidade		2. Alta a moderada confiabilidade		3. Moderada confiabilidade		4. Moderada para baixa confiabilidade		5. Baixa confiabilidade			

Figura 22. Confiabilidade dos parâmetros geotécnicos (Modificado de Lunne *et al.* 1997).

Uma das maiores aplicações do CPT é para definição do perfil do subsolo e classificação dos solos. Vários estudos propõem a caracterização e classificação dos solos. A experiência tem demonstrado que o resultado a resistência de ponta q_c é tipicamente alto em areias e baixa em argilas, e a razão de atrito (f_s) é tipicamente baixo em areias e alto em argilas.

Essas observações possibilitam elaborar várias cartas de classificação usando a resistência de ponta e a razão de atrito. Douglas e Olsen (2011) verificou que a classificação de solos utilizando o CPT não fornece resultados exatos, mas somente uma estimativa do tipo de solo (areias ou argilas).

Os resultados de um ensaio CPT fornecem o tipo de comportamento que o solo oferece à cravação do cone, denominado usualmente de SBT (*Soil Behaviour Type*). Solos orgânicos, como turfas apresentam valores baixos de resistência de ponta e valores altos de atrito lateral. Por outro lado, solos arenosos tendem a oferecer altas resistências de ponta e baixos valores para razão de atrito (U.S. Army Corps of Engineers, 1990).

Begemann (1965) foi um dos primeiros a apresentar uma proposta para a classificação de solos, utilizando os resultados do CPT (Figura 23). O ábaco proposto por Begemann utiliza os valores da resistência de ponta q_c e do atrito lateral f_s . Deve-se observar que essa carta foi elaborada sem levar em consideração a medida da poropressão. O ábaco proposto por Begemann (1965) apresenta uma forma rápida e prática da estimativa do tipo de solo, e foi desenvolvido para o cone mecânico.

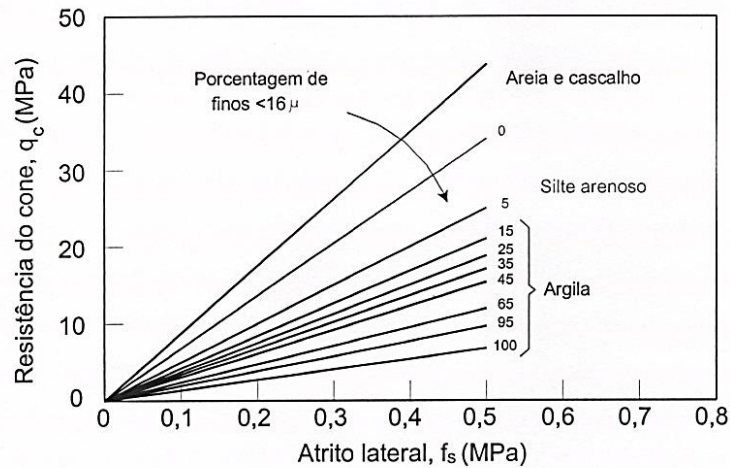


Figura 23. Ábaco para classificação de solos proposto por Begemann (1965).

No início dos anos 1980 os pesquisadores começaram a empregar as medidas de poro-pressão nos cones elétricos. Entre esses pesquisadores pode-se citar Baligh *et al.* (1985), Muromachi (1981) e Tumay, Bogges e Acar (1990). A incorporação de pedras porosas no cone elétrico passou a designar o equipamento por piezocone.

Uma das cartas de classificação mais utilizada é a proposta por Robertson *et al.* (1986), mostrada na Figura 24. Esta carta utiliza os parâmetros básicos obtidos pelo CPT, como a resistência de ponta corrigida q_t e a razão de atrito corrigida $R_f = f_s/q_t$.

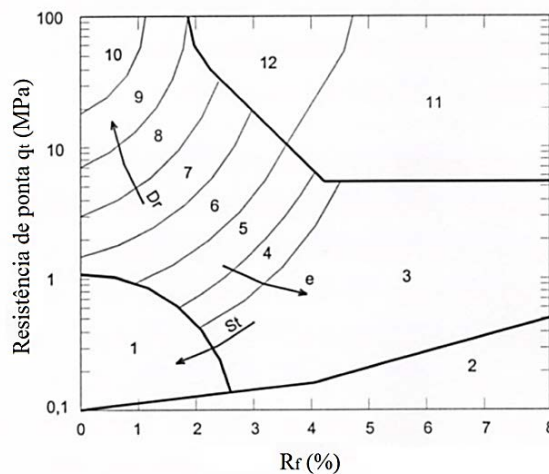


Figura 24. Cartas de classificação de solos pelo CPT (ROBERTSON et al., 1986 em ABRAMENTO e PINTO, 1998).

Essa carta mostra, além da classificação dos solos, tendências de comportamento da densidade relativa (D_r) para solos arenosos, índice de vazios (e), histórico de tensões (OCR), sensibilidade (S_t) para solos coesivos.

A resistência de ponta e o atrito lateral aumentam com a profundidade devido à tensão de confinamento. Portanto, os resultados obtidos pelo CPT necessitam de correções, especialmente para grandes profundidades. Por exemplo, em uma camada espessa de argila pré-adensada, a resistência do cone aumentará com a profundidade, resultando em mudanças aparentes na classificação do tipo de solo pelo CPT (CRAIG, 2004).

Por esta razão Robertson (1990) propôs uma nova carta de classificação onde a resistência de ponta e a razão de atrito são normalizadas pelo efeito do confinamento.

Na interpretação dos resultados, f_s é normalizado de acordo com Equation 7, de Robertson e Cabal (2012), determinando-se F_t .

$$F_t = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} (100\%) \quad (\text{Eq. 0})$$

onde: q_t é o valor de q_c corrigido para o efeito da poro-pressão σ_{v0} é a tensão vertical.

A resistência de ponta q_t é normalizada para Q_t , de acordo com Equation 8.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad (\text{Eq. 0})$$

onde: σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva.

O efeito da poro-pressão é considerado na classificação através do uso do índice de poro-pressão neutra B_q de acordo com a seguinte equação:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (\text{Eq. 0})$$

onde: u_2 é a poro-pressão medida imediatamente acima da ponteira cônica, u_0 é a poro-pressão hidrostática.

Estes parâmetros adimensionais são plotados na carta de classificação de Robertson (1990) mostrado na Figura 25.

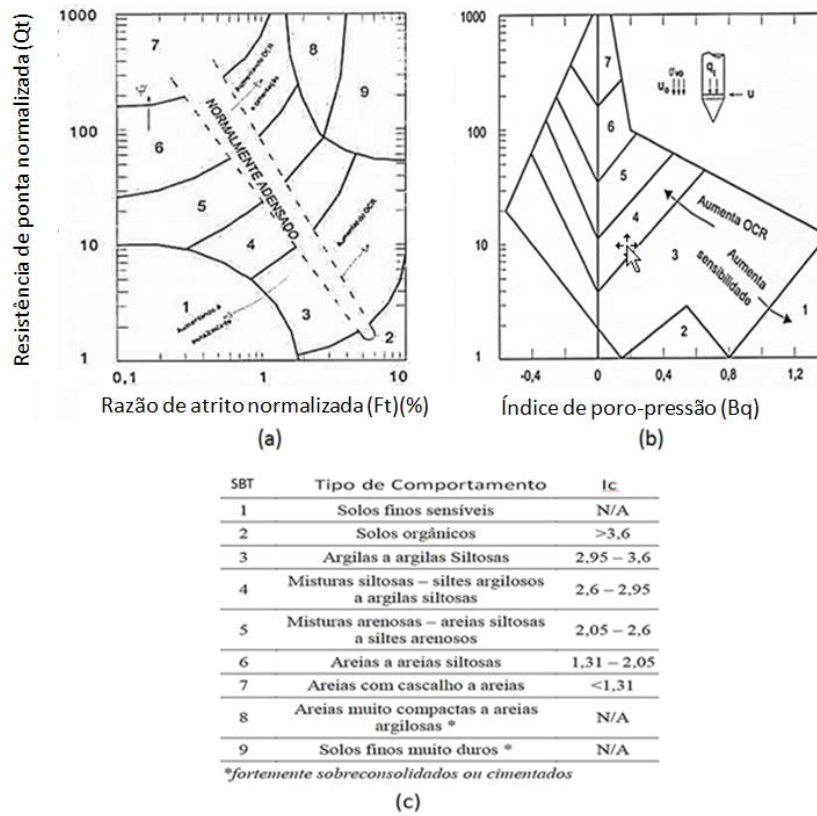


Figura 25. Cartas de classificação de solos propostas por ROBERTSON (1990)

O índice I_c é baseado no tipo de comportamento do solo (SBT) e foi originalmente proposto por Jefferies et al., (1993) em um método para correlacionar SPT com CPT. O método foi modificado por Lunne et al., (1997) baseado em uma simplificação do SBT proposto por Robertson et al., (1998). O índice I_c possibilita uma análise qualitativa do comportamento do solo; pois como destaca Robertson (1990), ábacos para interpretação de resultados de CPT são indicativos de como o cone responde *in situ* ao comportamento mecânico do solo, i.e., resistência, rigidez, e compressibilidade. Por isso nem sempre os resultados de CPT concordam com a classificação granulométrica do solo, que se baseia na textura e plasticidade do solo. Para obtenção do índice I_c , utilizam-se as formulas a seguir:

$$I_c = \left[(3,47 - \log Q_m)^2 + (\log F_r + 1,22)^2 \right]^{0,5} \quad (\text{Eq. 0})$$

$$n = 0,381(I_c) + 0,05(\sigma'_{v0}/p_a) - 0,15 \quad (\text{Eq. 0})$$

$$Q_m = [(q_t - \sigma_{v0})/p_a] (p_a/\sigma'_{v0})^n \quad (\text{Eq. 0})$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (\text{Eq. 0})$$

Existe na bibliografia diversos trabalhos versando sobre a estimativa de parâmetros geotécnicos com base em resultados de ensaios de piezocone (CPTu). As propostas são, na maioria, relativas a solos sedimentares. Para areias, podem-se estimar os seguintes parâmetros:

- Densidade relativa D_r
- Parâmetro relativo ao estado das areias ψ
- Tensão horizontal σ_{ho} ou σ'_{ho} ou ainda k_0
- Ângulo de atrito efetivo Φ'

A estimativa desses parâmetros é feita, em sua grande maioria, com correlações empíricas, obtidas com ensaios em câmaras de calibração, com amostras especialmente preparadas e de características conhecidas. A aplicação direta dessas correlações, pode não produzir resultados que representem as reais características dos solos estudados, em condições naturais.

Alguns autores, como Skempton (1986), Décourt (1989) e Schmertmann (1991), têm chamado a atenção para o efeito do envelhecimento das areias, quando da realização dos ensaios.

Para as argilas, podem ser estimados os seguintes parâmetros:

- Resistência ao cisalhamento não drenada, S_u
- Razão de sobre-adensamento, OCR
- Sensibilidade, S_t
- Coeficiente de empuxo no repouso, K_0
- Parâmetros de resistência efetivos, c' e ϕ'
- Módulo deformabilidade, E
- Módulo edométrico, E_{OED}

- Módulo de cisalhante máximo, G_{max}
- Coeficiente de adensamento, C_h e C_v
- Coeficiente de permeabilidade, k_h e k_v

Considerando que neste trabalho o objetivo é o estudo dos módulos de deformabilidade dos solos, será feito a seguir uma breve revisão sobre as formas possíveis de estimativa desses parâmetros a partir dos resultados de ensaios CPT.

Pesquisas utilizando resultados obtidos em câmaras de calibração mostram que o módulo de deformabilidade (E) das areias depende principalmente da densidade relativa, da razão de sobreadensamento e do nível de tensões (U.S. Army Corps of Engineers, 1990). Bellotti *et al.*, (1989) propuseram o gráfico da Figura 26 para a estimativa do módulo de deformabilidade secante (E'_s) para uma deformação axial de 0,1%.

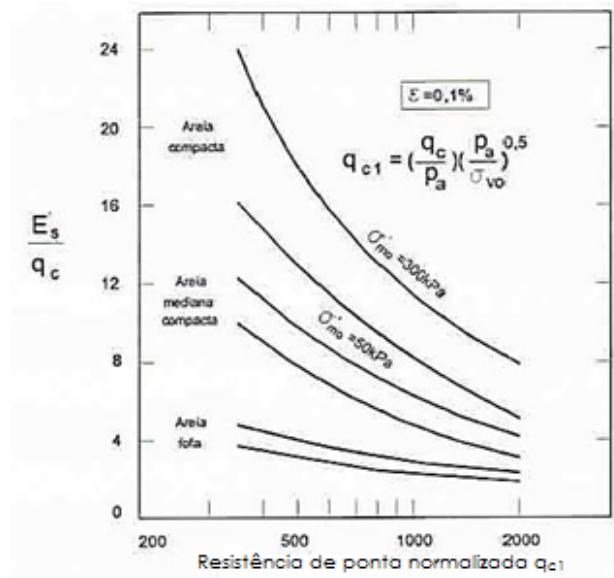


Figura 26. Módulo de deformabilidade drenado para areias quartzosas (BELLOTTI *et al.*, 1989).

Robertson (1991) sugere modificar a correlação para fundações rasas com base no nível de carregamento (Figura 27). O nível de carregamento é a razão entre a tensão aplicada diretamente na fundação (q) e a capacidade de carga última calculada (q_{ult}).

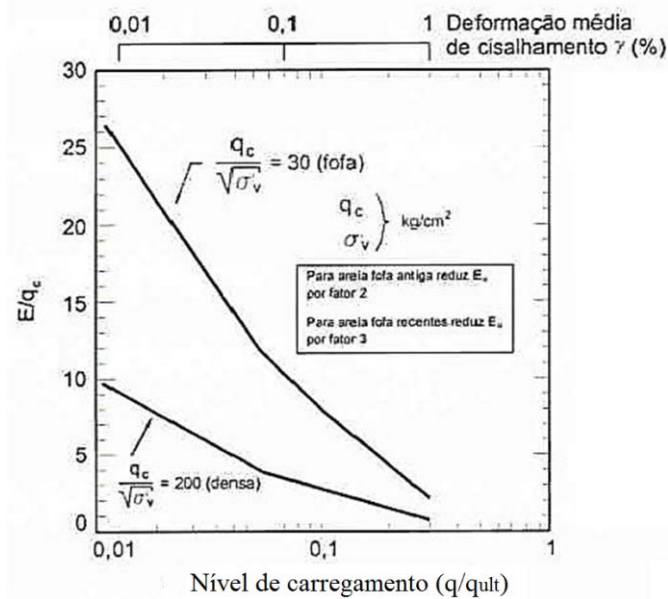


Figura 27. Estimativa do módulo de deformabilidade para areias com base no nível de carregamento (ROBERTSON, 1991)

Segundo Lunne *et al.* (1997) o módulo edométrico, E_{oed} , pode ser estimado com base nos estudos de Senneset *et al.*, (1988), mostrando uma relação linear entre a resistência corrigida do cone (q_t) e o módulo tangente, em testes edométricos, como representado pela Figura 28.

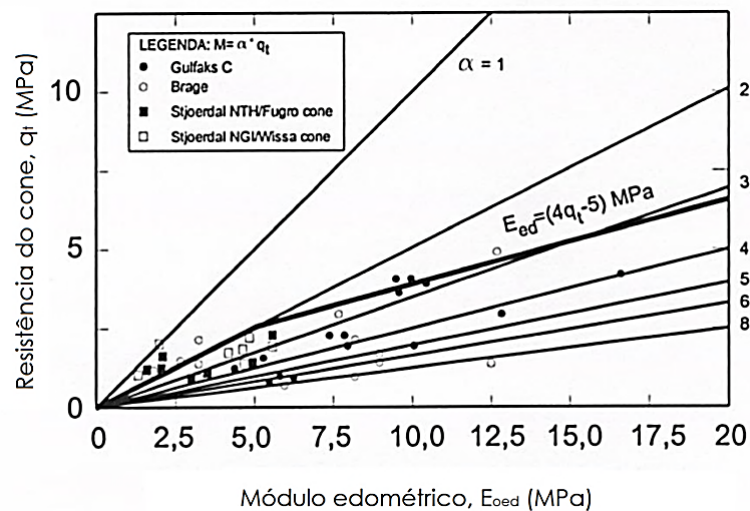


Figura 28. Módulo edométrico versus resistência de ponta corrigida q_t (SENNESET *et al.*, 1988).

O módulo de cisalhamento máximo G_{max} é um indicativo da rigidez do solo a baixas deformações cisalhantes e diminui com o aumento delas. Tem sido observado que geralmente o módulo cisalhamento máximo inicialmente é constante para deformações até aproximadamente 10^{-4} %.

Mayne e Rix (1993) consideram que o módulo de cisalhamento máximo varia com o índice de vazios inicial, e_o , e com a resistência de ponta corrigida q_t para vários tipos de argilas estudadas e pode ser expresso por:

$$G_{\max} = 99,5 \cdot (p_a)^{0,305} \frac{(q_t)^{0,695}}{(e_o)^{1,130}} \quad (\text{Eq. 0})$$

onde P_a é a pressão atmosférica

A dependência de G_{\max} do estado do solo requer um conhecimento prévio do índice de vazios inicial (e_o) o que nem sempre é possível. Entretanto, com base na teoria da elasticidade, pode-se determinar G_{\max} utilizando-se o cone sísmico determinando-se a velocidade de onda V_s e conhecendo-se a massa específica do solo, de acordo com a (Eq. 15), que incorpora as características desse solo.

$$G_{\max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (\text{Eq. 0})$$

2.4 Prova de carga no cone (CLT)

A prova de carga no cone CLT foi originalmente proposta por Haefeli e Fehlmann em 1975 com o intuito de realizar ensaios em profundidade uma vez que as provas de carga em placa são comumente realizadas em superfície. Alternativamente, provas de carga em placa podem ser realizadas em profundidade, mas com um custo bem maior do que em superfície. Outros pesquisadores utilizaram e melhoraram o ensaio CLT através de abordagens teóricas e práticas (FAUGERAS, 1979; LADANYI, 1976). Recentemente, pesquisadores da Universidade de Paris (ALI *et al.*, 2008; ALI *et al.*, 2010; ARBAOUI *et al.*, 2006; REIFFSTECK *et al.*, 2009) retomaram esse estudo e melhoraram as técnicas de ensaio.

O ensaio CLT é uma técnica que pode ser incorporada ao ensaio CPT tradicional. No ensaio CLT, o conjunto hastes-ponteira é tratado como uma estaca cravada e sobre ele são efetuadas provas de carga com o objetivo de se determinar o módulo de deformabilidade, que segundo Reiffsteck *et al.* (2009) é definido como o coeficiente angular do trecho elástico linear inicial da curva tensão-deformação.

O módulo de deformabilidade, E , do solo é normalmente obtido através do ensaio triaxial em laboratório ou por correlação com resultados de ensaios de campo como o CPT, SPT, DMT, ou pressiômetro. O CLT é uma técnica de ensaio que ainda não vem sendo aplicada no Brasil e não se conhece nenhum trabalho que tenha abordado esse assunto em nosso país. Destacam-se na literatura as pesquisas realizadas na Universidade de Paris por Arbaoui *et al.* (2006), Ali *et al.* (2008), Reiffsteck *et al.* (2009) e Ali *et al.* (2010).

Inicialmente, o ensaio CLT foi testado em modelo reduzido na centrífuga do Laboratório Central de Pontes e Estradas, LCPC, de Nantes, França. Os ensaios realizados por Ali *et al.* (2008) foram feitos em uma câmara de calibração em laboratório. A Figura 29 mostra uma representação esquemática dos ensaios realizados por Ali *et al.* (2008). Posteriormente, Ali *et al.* (2010) usaram um cone de 10 cm² de área de ponta, sem nenhum sensor incorporado à própria ponta, e fizeram ensaios na areia Fontainebleau. Esta areia possui um $D_{50} = 0,22$ mm; coeficiente de uniformidade $C_U=1,3$; $\gamma_{dmax}=17,06$ kN/m³ e $\gamma_{dmin}=13,95$ kN/m³.

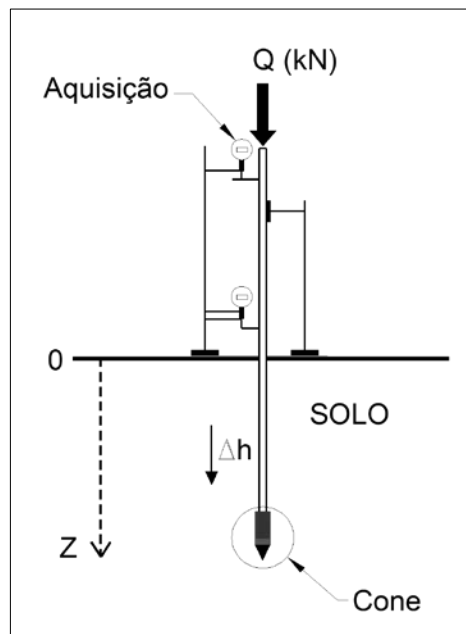


Figura 29. Esquema mostrando a prova de carga no cone (modificado de ALI *et al.*, 2008).

De acordo com a concepção de Ali *et al.* (2008), o ensaio CLT é complemento do ensaio CPT e seu resultado é utilizado na estimativa de recalques de fundações. Esses autores sugerem que sucessivos incrementos de carga sejam feitos no cone até que a resistência do solo seja atingida.

A curva tensão-deslocamento na maioria dos casos não é linear e tende a apresentar elevados valores de rigidez para pequenos níveis de deformação no trecho inicial da curva (representada geralmente por G_0 ou G_{max} nos ensaios dinâmicos e por E_{CLT} ou E_{max} e no ensaio CLT). De acordo com Giacheti (2001), as formulações não lineares e a elevada rigidez inicial podem ser empregadas para prever os recalques das estruturas apoiadas no solo. Utilizando-se os resultados do ensaio, a curva de carregamento é plotada e dela obtém-se a curva da degradação do módulo de cisalhamento. Este modelo de degradação pode ser incorporado na previsão da deformabilidade de diferentes elementos de fundação.

Reiffsteck *et al.* (2009) e Ali *et al.* (2010) realizaram ensaios de campo em Merville, área de subsolo argiloso e homogêneo, e em Compiègne, cujo subsolo é heterogêneo. Em Merville, ocorre um silte de baixa a média plasticidade até uma profundidade de 2,4 m sobre argilas muito plásticas sobreadensadas. Já em Compiègne, se tem uma grande variabilidade no perfil do subsolo com a presença alternada de areia e argila, e algumas lentes de silte até 5,8 m de profundidade, solo residual granular de calcário entre 5,8 m e 8 m assentado sobre rocha calcária intemperizada. Os perfis do subsolo típicos dos locais de Merville e Compiègne, França são mostrado na Figura 30.

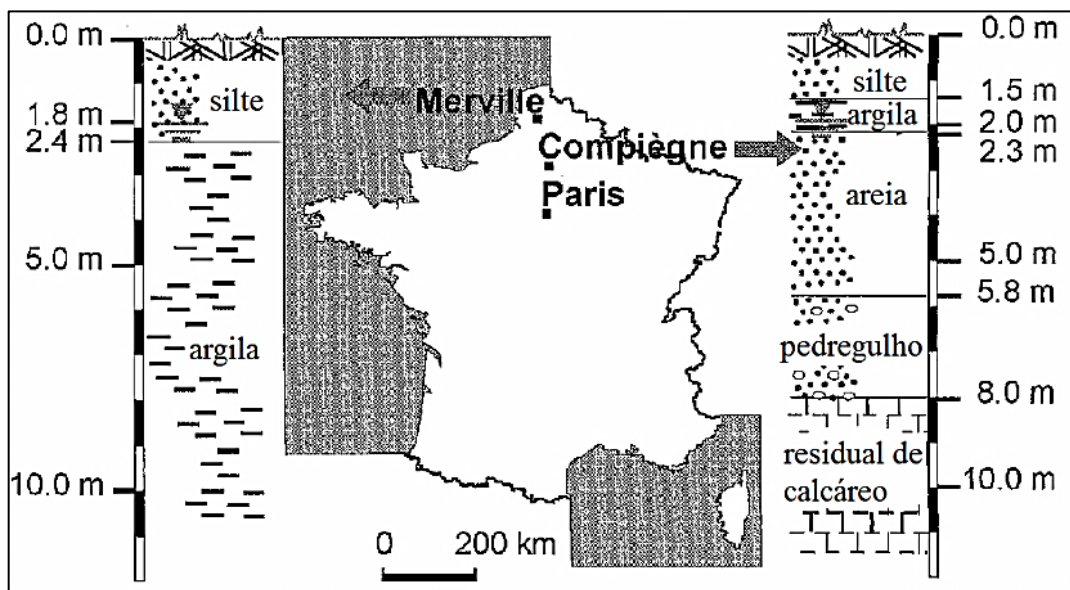


Figura 30. Perfis típicos do subsolo em Merville e Compiègne (modificado de REIFFSTECK *et al.*, 2009)

A Figura 31 mostra os resultados dos ensaios CPT realizados em Merville e Compiègne. A Figura 31(a) mostra o resultado de um ensaio CPT em Merville, onde se pode verificar que existe homogeneidade de resistência através da inspeção do valor do q_c no depósito de argila, assim como uma composição também homogênea devido ao perfil de R_f . Já, em Compiègne, se observa uma heterogeneidade considerável, tanto no perfil de q_c quanto de R_f .

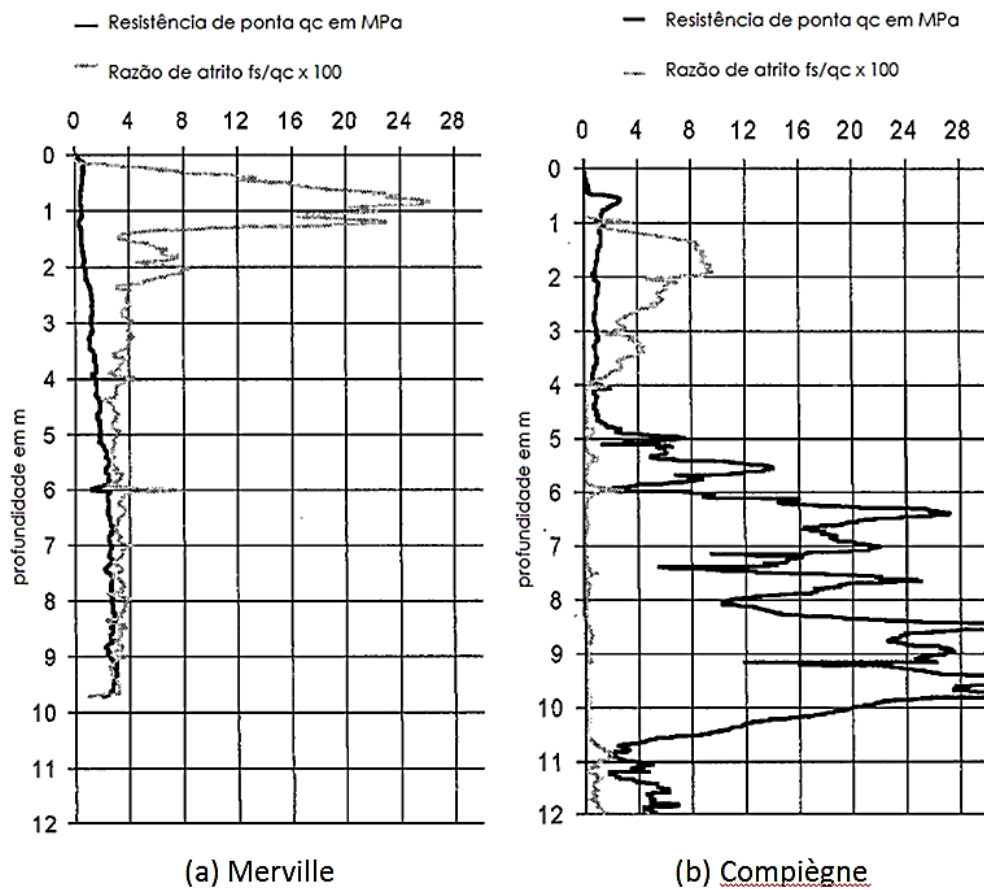


Figura 31. Resultados dos ensaios CPT realizados em Merville e Compiègne (modificado de REIFFSTECK *et al.*, 2009)

A Figura 32 mostra os resultados dos ensaios CLT em Merville realizados em Merville por Ali *et al.* (2010). Nota-se, pela consistência das curvas, a homogeneidade do solo ensaiado. Aqui se observa que as curvas são bem comportadas e semelhantes entre si, exibindo um comportamento linear no trecho inicial e uma plastificação gradual, atingindo finalmente uma resistência residual. De acordo com Reiffsteck *et al.*, (2009), o módulo de deformabilidade penetrométrica, que denominaremos nesse trabalho de E_{CLT} , foi determinado traçando-se se uma reta que passa pela origem, no trecho linear da curva, onde ocorrem pequenas deformações.

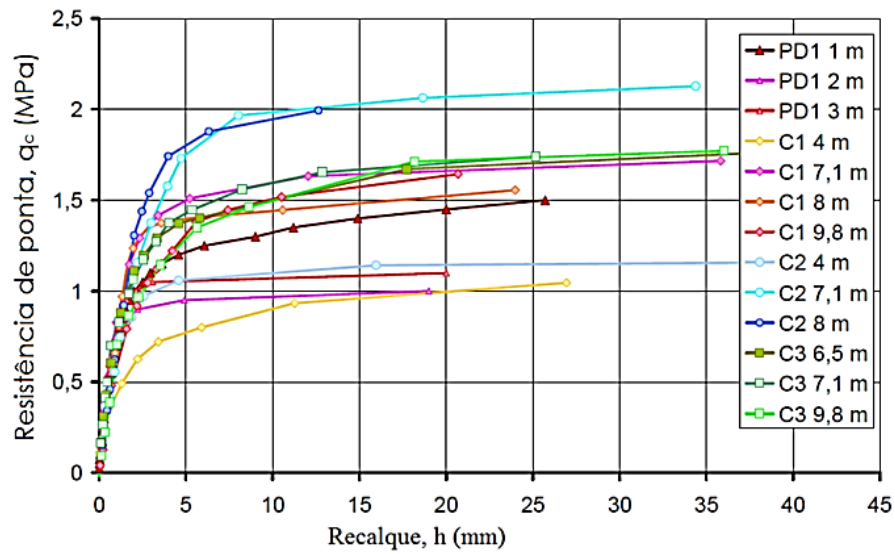


Figura 32. Resultados de ensaios CLT realizados em Merville (REIFFSTECK et al., 2009)

Nos ensaios realizados em Compiègne os resultados dos ensaios CLT não foram tão homogêneos quanto aqueles obtidos em Merville. A Figura 33 mostra alguns resultados de ensaios CLT realizados em Compiègne.

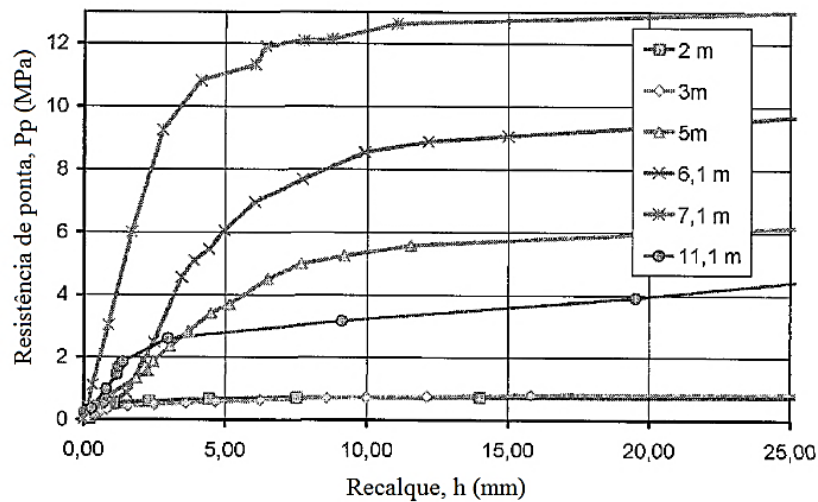


Figura 33. Resultados de ensaios CLT realizados em Compiègne (REIFFSTECK et al., 2009)

Na Figura 33 pode-se observar que não existe uma relação direta entre rigidez e resistência última. Observa-se inclusive que o trecho inicial mostra tendência bem definida apenas para o ensaio a 2 m de profundidade. Com base nos resultados dos ensaios CLT, o módulo E_{CLT} pode ser calculado empregando a (Eq. 16) na região linear da curva tensão-deslocamento, conforme proposto por Reiffsteck (2009).

$$E_{CLT} = 0,7 \cdot \frac{\Delta q_c}{\Delta h} \cdot \frac{R}{k} \tag{Eq. 0}$$

onde Δq_c é a resistência de ponta mobilizada durante a prova de carga, Δh é o deslocamento vertical do cone, R é o raio do cone e k é um fator de correção.

Observa-se na (Eq. 16) que Reiffsteck *et al.* (2009) mantiveram o raio do cone como uma variável porque empregaram cones de diferentes dimensões em seus ensaios. Para um raio de cone fixo (18,2 mm) e fator de ajuste $k=5$, as constantes da (Eq. 17) podem ser agrupadas obtendo-se:

$$E_{CLT} = 2,55 \cdot \frac{\Delta q_c}{\Delta h} \quad (\text{Eq. 0})$$

Em Merville e Compiègne foram realizados ensaios pressiométricos com o pressiômetro de Ménard e foram determinados os módulos de deformabilidade, E_{PMT} , e edométrico, E_{OED} . A Tabela 4 mostra esses valores para Merville.

Tabela 4. Síntese de resultados de ensaios CLT, E_{OED} e PMT realizados em Merville (REIFFSTECK *et al.*, 2009)

Ensaio	z (m)	E_{CLT} (MPa)	q_c (CLT) máx (MPa)	q_c (CPT) máx (MPa)	E_{OED} (MPa)	E_{PMT} (MPa)
C3	2	4.5	0.8	0.52	-	4.5
C1	4	7.5	1.04	1.38	12.9	13.8
C2	4	12.4	1.13	1.52		
C3	6.5	8.4	1.78	1.93	-	15.8
C1	7.1	12.9	1.72	2.25	-	21
C2	7.1	14.7	2.13	2.51		
C3	7.1	15.8	1.74	2.04		
C1	8	9.1	1.55	1.94	17.1	18.7
C2	8	9.3	1.99	2.68		
C1	9.8	8.9	1.64	2.1	26.1	19.7
C3	9.8	9.45	1.77	2.36		

A Tabela 5 mostra os mesmos resultados dos mesmos ensaios para Compiègne:

Tabela 5. Síntese de resultados de ensaios CLT, E_{OED} e PMT realizados em Compiègne (REIFFSTECK *et al.*, 2009)

Ensaio	z (m)	E_{CLT} (MPa)	q_c (CLT) máx (MPa)	q_c (CPT) máx (MPa)	E_{OED} (MPa)	E_{PMT} (MPa)
C1	2.00	17.4	0.9	0.80	6.9	2.5
C1	3.00	12.1	0.9	1.08	10.3	2.4
C1	5.00	21.2	6.0	6.48	-	3.3
C1	6.12	44.8	9.5	10.05	26.9	2.2
C1	7.12	84.6	12.8	21.10	20.3	10.5
C1	11.10	31.1	4.0	4.93	-	9.0

Reiffsteck *et al.* (2009) compararam os resultados dos ensaios CLT feitos nos campos experimentais de Merville e Compiègne, com os resultados dos ensaios de pressômetro de Ménard, PMT, de cravação, CPM, e autoperfurante, PAF, bem como com resultados de ensaios edométricos e triaxiais. Em relação ao módulo de cisalhamento, observou-se que o intervalo de deformações medido é coerente com as deformações medidas nos outros ensaios (Figura 34). Com base nisto, os autores concluíram que as distorções angulares se limitam a uma faixa de pequenas dimensões nas proximidades da ponta do cone. Vale lembrar que na interpretação de resultados do ensaio CLT as deformações penetrométricas são consideradas como iguais às deformações volumétricas obtidas nos outros ensaios. É possível que isto seja um dos motivos que contribui para as diferenças entre os valores de módulo para o mesmo nível de deformação. Além desse fato, algumas hipóteses podem influenciar na estimativa dos módulos, por exemplo, no pressômetro se adota para o cálculo que a expansão é cilíndrica infinita enquanto que no ensaio CLT a área solicitada é um bulbo logo abaixo da ponta do cone instalado dentro do furo de sondagem. A Figura 34 mostra a comparação que Reiffsteck *et al.*, (2009) fez dos resultados do ensaio CLT C2 a 4m com os resultados de outros ensaios.

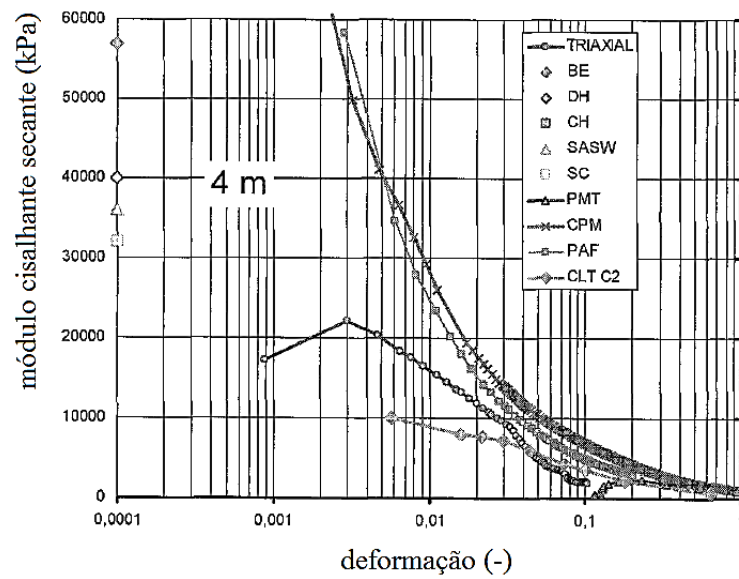


Figura 34. Curva de degradação do módulo de cisalhante. Valores de vários ensaios. Módulo tangente para CLT C2, secante para os demais. Profundidade 4m - Merville (REIFFSTECK *et al.*, 2009).

Os valores de módulos de deformabilidade determinados a partir dos ensaios de CLT e PMT para Merville e Compiègne são apresentados na Figura 35.

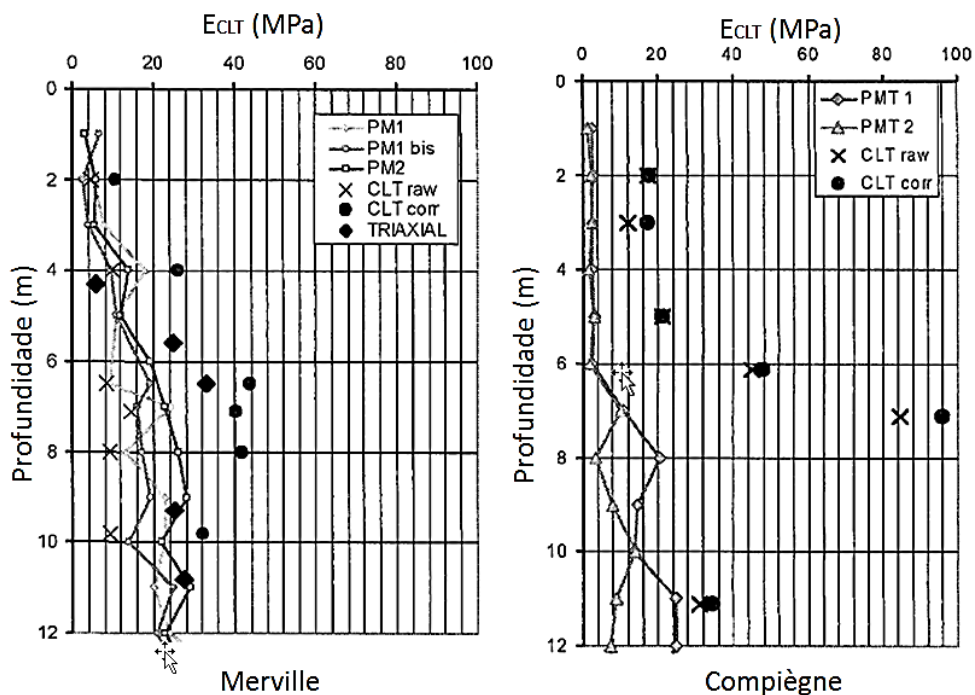


Figura 35. Módulos de deformabilidade. Ensaios CLT e PMT e triaxial (REIFFSTECK *et al.*, 2009)

Na Figura 36 é feita uma comparação entre os valores determinados para os módulos E_{CLT} e E_{PMT} para Merville e Compiègne. Na Figura 35 e na Figura 36 observa-se que o ensaio CLT o módulo E_{CLT} superestima os valores de módulos E_{PMT} obtidos com o pressiómetro de Ménard por Reiffsteck *et al.* (2009).

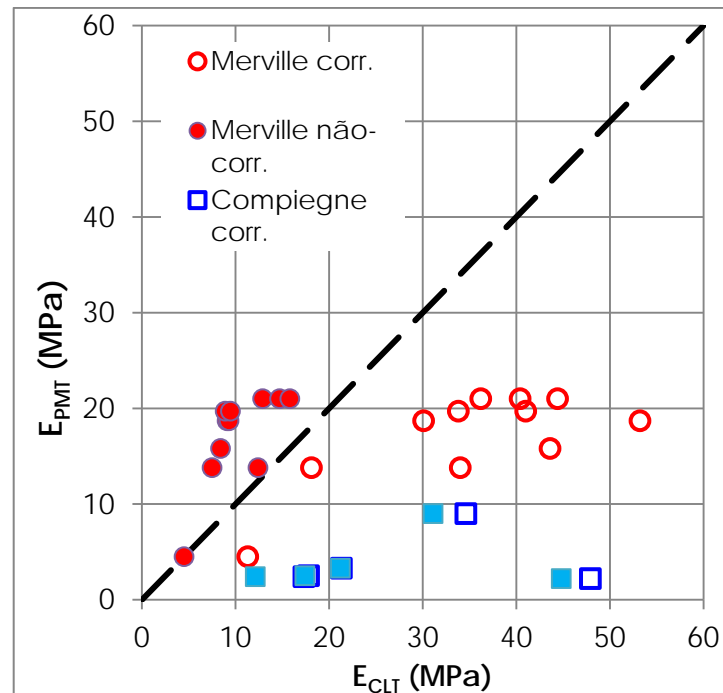


Figura 36. Comparação entre os valores de módulos determinados a partir de resultados de ensaios CLT e PMT (REIFFSTECK *et al.*, 2009)

Segundo Reiffsteck *et al.* (2009), os ensaios CLT também podem ser utilizados para monitorar o excesso de poro-pressão durante o carregamento da ponteira. Também é possível identificar comportamentos de dilatação e contração do solo durante a cravação do cone, de maneira análoga às medições feitas nos ensaios triaxiais.

Nas pesquisas realizadas por Reiffsteck *et al.* (2009), o ângulo de atrito do solo também foi estimado e confrontado com valores da literatura. Os valores inferidos a partir do ensaio CLT se mostraram próximos aos obtidos através de outros ensaios.

Assim, os pesquisadores da Universidade de Paris afirmam que o ensaio CLT é eficiente e que representa adequadamente o comportamento do solos por eles estudados. Reiffsteck *et al.* (2009) mencionam também que as possíveis vantagens do ensaio CLT são:

- Tem fundamentação teórica;
- Pode-se avaliar a rigidez do solo *in situ* para deformações de pequena magnitude;
- O solo é ensaiado em seu ambiente, no seu estado original;
- O ensaio é sensível a mudanças litológicas, conforme foi observado no campo experimental Compiègne.

Também foram verificadas algumas limitações dos ensaios realizados em laboratório:

- O solo pode ser perturbado durante a instalação do equipamento;
- É necessário fazer correções considerando o efeito escala.

A interpretação dos resultados do ensaio CLT realizados em laboratório (centrífuga) não é direta e pode requerer informações adicionais de outros ensaios independentes. No entanto, o ensaio CLT pode ser incorporado como uma técnica adicional para investigação do subsolo.

Ali *et al.* (2010) concluíram que é possível empregar esse método, novo e direto, baseado em resultados de provas de carga no cone, levando em conta as qualidades intrínsecas do ensaio CPT como: alta reprodutibilidade, precisão e possibilidade de estimar parâmetros de resistência e deformabilidade do solo. Consideram que este novo método tem forte apelo para a aplicação em projeto de fundações.

Material e Métodos

Neste capítulo são apresentados os equipamentos e as técnicas de análise que serão utilizadas para a realização da campanha de ensaios, assim como a forma de análise dos resultados destes ensaios.

3.1 Equipamentos Utilizados

O ensaio CLT é feito usando o conjunto completo empregado no ensaio de cone CPT e é feito simultaneamente a esse ensaio. A seguir os equipamentos utilizados serão descritos.

3.1.1 Piezocone

A ponteira utilizada é composta por uma ponta, uma luva de atrito lateral e uma pedra porosa para a medição das poro-pressões. O piezocone possui um diâmetro de 36,4 mm e um ângulo de 60 graus. A Figura 37 mostra a ponteira utilizada nos ensaios de Bauru.



Figura 37. Ponteira do piezocone utilizada na campanha de ensaios de Bauru

3.1.2 Equipamento de Cravação

O equipamento utilizado na pesquisa foi fabricado pela companhia italiana Pagani Geotechnical Equipment (<http://www.pagani-geotechnical.com/>), modelo TG63-150 montado sobre sistema de lagartas de borracha e equipado com motor diesel, que permite o deslocamento nos locais investigados. O equipamento possui um sistema de ancoragem no terreno que permite o nivelamento para que o cone seja cravado no terreno na vertical. A Figura 38 mostra o equipamento de ensaio utilizado.



Figura 38. Equipamento Pagani TG63-150 utilizado na pesquisa.

A operação é realizada com auxílio de um técnico, que posiciona o equipamento, realiza ancoragem e nivelamento do mesmo, e cravação do sistema hastes e cone com a aquisição de dados através de um computador para o registro dos valores das resistências de ponta, atrito lateral e poro-pressão. A calibração desta ponteira foi feita pelos técnicos do Departamento de Engenharia Civil da Unesp-Bauru.

Para a cravação do cone, a ancoragem com os trados helicoidais age como sistema de reação. Um parâmetro importante que deve ser monitorado durante o ensaio é o ângulo de inclinação vertical da ponteira. O ângulo de inclinação é importante para garantir a integridade do equipamento, uma vez que uma inclinação elevada pode romper a haste e perder a ponteira instrumentada. Nos ensaios procurou-se não exceder um ângulo de inclinação de 1° por metro e de não exceder um total de 5° .

3.1.3 Equipamentos para os ensaios CLT

Para a realização dos ensaios de CLT empregou-se os mesmos equipamentos do CPT. Adicionalmente, foram fabricados assessorios para suporte dos medidores de deslocamento e uma viga de referência. A medida dos deslocamentos foi realizada com o emprego de relógios comparadores mecânicos.

A Figura 39 mostra o desenho esquemático do suporte dos medidores de deslocamento e a Figura 40 mostra um suporte já construído.

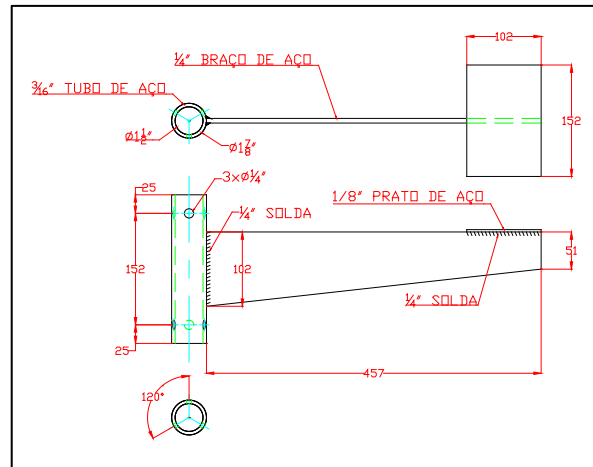


Figura 39. Desenho do suporte dos LVDTs



Figura 40. Suporte construído

A viga de referência é uma régua desempenadeira de alumínio, com seção de 25 mm x 50 mm e comprimento de 3 m. A Figura 41 mostra essa viga utilizada para permitir a medição dos recalques.



Figura 41. Viga de referência instalada

O coxim de aço foi utilizado para cravação da base fixa do apoio para que os golpes não prejudicassem a base. Seu peso é de 602 g. Esse coxim de impacto é mostrado na Figura 42.



Figura 42. Coxim de impacto

Cada apoio possui duas peças: a base fixa e a haste regulável. Foram fabricadas em aço e o peso da base fixa tem 1,02 kg e da haste regulável tem 530 g. O sistema de regulagem de altura, mostrado na Figura 43, facilita o nivelamento da viga de apoio. As bases cravadas no terreno dificultam o deslocamento da viga de referência, o que acarretaria em um possível desnível.



Figura 43. Ponteira de suporte da viga



Figura 44. Braço de suporte da viga

Devido a base magnética não fixar na régua de alumínio, foi necessária a fabricação de uma placa de aço para encaixe na régua (Figura 45). O peso desta peça é de 1,15 kg.



Figura 45. Placa de aço instalada na viga de referência

A Figura 46 mostra o equipamento de cravação sendo utilizado nos ensaios CPT e CLT.



Figura 46. Equipamento de cravação Pagani durante realização dos ensaios CPT e CLT.

3. Material e Métodos

A Figura 47 mostra a montagem dos equipamentos construídos e utilizados nos ensaios, com destaque para a viga de referência construída especialmente para esse essa pesquisa.

A viga de referência deve ser fixada ao terreno pelo menos a um metro de distância de cada lado da haste do CPT para evitar que vibração do equipamento hidráulico possa afetar a leitura nos relógios comparadores.

Observou-se que qualquer impacto próximo de um apoio provoca um deslocamento na ordem de 0,02 mm na região central dessa viga. Esse valor é relativamente pequeno comparado aos valores medidos durante o ensaio, mas pode ser evitado eliminando-se as fontes de vibração.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 47. Equipamento montado para realização de um ensaio CLT

A Figura 48 mostra a montagem dos relógios comparadores. As bases dos medidores, por serem magnéticas, foram apoiadas sobre uma placa de aço que por sua vez foi fixada na viga de referência.



Figura 48. Montagem dos relógios comparadores na viga de referencia.

O sistema utilizado para a aplicação de solicitação nos ensaios CLT não permitiu aplicar pressões até 30 MPa no entanto nunca menores que 400 kPa. A Figura 49 mostra o macaco hidráulico Enerpack P-2282 e a bomba utilizada.



Figura 49. Bomba e macaco hidráulico do fabricante Enerpack (Fonte: catálogo Enerpack).

Encontrou-se dificuldade em garantir que o relógio comparador estivesse na posição perpendicular ao dispositivo de suporte ligado às hastes do cone. É importante que isso seja garantido para que o deslocamento medido corresponda ao deslocamento vertical real.

3.2 Prova de carga no cone (CLT)

3.2.1 Procedimento

A seguir são descritos cada um dos passos necessários para realizar o ensaio CLT, conforme recomendado por Reiffsteck *et al.* (2009)

- Uma vez instalado o equipamento de cravação, o ensaio CPT é realizado até onde se deseja executar o ensaio CLT
- Nesta profundidade faz-se uma estimativa do valor de q_c que o solo suportará no ensaio CLT. Normalmente assume-se o valor imediatamente acima da profundidade ensaiada no CPT.
- A penetração do cone é interrompida até a total dissipação do excesso das poropressões ou um tempo máximo de 15 min após a interrupção da cravação.
- Na sequência se realiza o descarregamento da ponteira cônica até a condição de estado de tensões hidrostático de q_c ($\sigma_1 \approx \sigma_3$) calculada para o solo naquela profundidade.
- Depois, se realizam n incrementos de carga, de tal maneira que cada incremento de carga tenha uma magnitude de q_c/n . O valor de n pode variar entre 10 e 25. Nesse estudo o número de incrementos foi igual a 10.
- Cada incremento de carga é mantido constante durante 60 s.
- Para uma melhor definição da estabilização da carga, as grandezas podem ser monitoradas ao longo dos 60 s para cada estágio de carregamento.
- Após a realização de todos os incrementos de carga, o ensaio CPT é continuado até a seguinte profundidade de interesse.

3.2.2 Método de análise

3.2.2.1 Correções dos valores medidos

Os valores medidos correspondem a reações em pontos determinados do sistema de medição. Estes valores devem ser corrigidos por causa de fatores que afetam as medidas

das grandezas de interesse, isto é, tensão na ponta no cone q_c e o recalque da ponteira Δh .

A correção da tensão na ponta do cone se deve principalmente à presença da poro-pressão. Esta correção deve ser considerada empregando a seguinte equação:

$$q_t = q_c + (1-a)u_2 \quad (\text{Eq. 0})$$

onde q_t é a tensão corrigida no cone, q_c é a tensão medida no cone, a é a relação de áreas desiguais a_n/a_t , e u_2 é a poro-pressão medida imediatamente acima da face do cone (posição u_2).

Em relação à correção nos valores medidos de deslocamento, deve-se considerar que o conjunto de hastes sofre um encurtamento devido à carga aplicada, isto é, a carga na ponta do cone e na luva de atrito. Estas correções podem ser feitas através da seguinte expressão:

$$\Delta h_c = \Delta h - \frac{L \cdot (f_s A_{luva} + q_c A_{ponta})}{E_s A_{barra}} \quad (\text{Eq. 0})$$

onde Δh_c é o recalque corrigido; Δh é o recalque medido; L é o comprimento do total de hastes; A_{luva} é área da luva de atrito; f_s é a tensão medida na luva de atrito; q_c é a tensão medida na ponta do cone; A_{ponta} é a área da ponta cônica; A_{barra} é área da seção transversal da barra que compõe a haste; e, E_s é o módulo de elasticidade do aço (210 GPa).

3.2.2.2 O módulo penetrométrico E_{CLT}

Como já foi dito, a prova de carga no cone CLT é feita simultaneamente ao ensaio de penetração de cone CPT. O ensaio de cone CPT produz resultados sobre o comportamento do solo enquanto que o ensaio CLT produz informações sobre os parâmetros de deformabilidade do solo.

O interesse principal no ensaio CLT é a possibilidade de se obterem resultados adicionais dos módulos de deformabilidade dos solos investigados. Deve-se considerar sempre que quanto maior confinamento do solo, mais resistente e rígido ele será. Ou seja, tanto nos ensaios de campo como de laboratório, o módulo de deformabilidade é função do confinamento.

A prova de carga no cone gera uma curva tensão-deslocamento para cada profundidade ensaiada. Arbaoui (2006) propôs usar uma expressão matemática com três

parâmetros para ajustar a curva e determinar o ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , a coesão drenada, c' , e o módulo de deformabilidade, E_{CLT} .

Assim, os módulos podem ser derivados da curva tensão-deslocamento usando, por exemplo, o módulo secante ou o módulo tangente para cada ponto na curva. Para o cálculo de E_{CLT} , que é o módulo inicial obtido pela reta de ajuste à região elástica inicial da curva, da mesma forma que se obtém o módulo de Young para o aço. Neste trecho, o módulo E_{CLT} pode ser estimado como:

$$E_{CLT} = \frac{\Delta q_c}{\Delta h} h_e \quad (\text{Eq. 0})$$

onde $\Delta q_c / \Delta h$ é o gradiente da região elástica da curva experimental tensão-deslocamento; e h_e é uma altura equivalente de solo que ajusta a relação entre E_{CLT} e a pressão aplicada.

Para determinar a altura equivalente, h_e , assume-se que a área da superfície da ponta do cone trabalha como uma pequena placa circular rígida de raio R , instalada a uma profundidade h em um meio elástico semi-infinito (solo) sem peso e com módulo de elasticidade, E , e coeficiente de Poisson, ν . Assim sendo, a fórmula de Boussinesq pode ser aplicada para calcular o recalque da ponteira:

$$\Delta h = \frac{\pi R}{2} P \frac{1-\nu^2}{E} \quad (\text{Eq. 0})$$

De acordo com Butterfield e Banerjee (1971), levando-se em consideração que a profundidade do cone é consideravelmente maior que o diâmetro, esses autores propuseram um fator de correção da fórmula de Boussinesq (Eq. 21) igual a 0,5, ou seja, a fórmula deve ser reescrita da seguinte maneira para placas carregadas a grandes profundidades (maiores a 4 vezes o diâmetro):

$$\Delta h = \frac{\pi R}{4} P \frac{1-\nu^2}{E} \quad (\text{Eq. 0})$$

Da equação anterior, pode-se calcular que a altura equivalente necessária para produzir um recalque elástico igual a Δh deve ser:

$$h_e = \frac{\pi R}{4} (1-\nu^2) \quad (\text{Eq. 0})$$

Experimentalmente, Faugeras (1979) apud Reiffsteck (2009) avaliou o efeito da penetração de um cone sem ponta, do tipo placa, e comparou os resultados com ensaios triaxiais drenados, que resultou na necessidade de aplicar uma correção adicional, através de um fator k .

$$E_{CLT} = \frac{\Delta q_c}{\Delta h} \cdot h_e \cdot \frac{1}{k} \quad (\text{Eq. 0})$$

O valor obtido por Faugeras (1979) apud Reiffsteck (2009) foi de aproximadamente $k = 5$. O valor de k depende das características particulares do cone utilizado.

Assumindo-se um valor de coeficiente de Poisson, $\nu=0,33$, como é feito rotineiramente para esses tipos de problemas em solos arenosos, e, sabendo-se o raio do cone, tem-se a seguinte equação, que será utilizada daqui em diante:

$$E_{CLT} = 2,55 \cdot \frac{\Delta q_c}{\Delta h} \quad (\text{Eq. 0})$$

onde Δq_c é tensão corrigida na ponta do cone e Δh é o recalque corrigido na ponta do cone.

3.2.2.3 Deformabilidade Elástica

O módulo E_{CLT} é obtido na região elástica linear inicial da curva, como proposto por Reiffsteck *et al.*, (2009) e como será feito neste trabalho. Segundo Craig (2004), esse módulo pode ser estimado em laboratório através de uma reta passando por zero e o valor de 1/3 da tensão de ruptura.

3.2.2.4 Degradação do módulo

No ensaio CLT é importante definir os módulos E_{CLT} e E_{pn} . O módulo E_{CLT} é determinado na região elástica linear inicial da curva, da mesma forma que se obtém o módulo de elasticidade. Neste trabalho, os resultados de E_{CLT} obtidos para as profundidades ensaiadas foram comparados com resultados de E_{PMT} e E_{DMT} de ensaios de pressiômetro de Menard e dilatômetro de Marchetti. Reiffsteck *et al.*, (2009) também fez comparação semelhante em seus estudos. Em se tratando da degradação do módulo, aí se define um módulo E_{pn} para cada ponto na curva. O módulo E_{pn} pode ser secante ou tangente. Nesse trabalho foram determinados os dois valores de E_{pn} , secante e tangente, para comparação. Reiffsteck *et al.*, (2009) determinou apenas E_{pn} tangente em seu trabalho.

Considerando-se que a teoria da elasticidade é válida para os níveis de deformação desse ensaio, pode-se derivar os valores do módulo de cisalhamento (G_{pn}) através da seguinte equação:

$$G_{pn} = \frac{E_{pn}}{2(1+\nu)} \quad (\text{Eq. 0})$$

A degradação do módulo de cisalhamento é tipicamente adimensionalizada em função do G_{\max} . O valor de G_{\max} pode ser determinado a partir de ensaios sísmicos cross-hole e de cone sísmico.

Como os níveis de distorção angular não podem ser conhecidos com exatidão, pode-se representar a degradação do módulo em função da deformação específica da ponteira cônica. Esta deformação específica é denominada como sendo deformação penetrométrica, ε_{pn} , que é obtida através da seguinte equação:

$$\varepsilon_{pn} = \frac{\Delta h}{h_e} \quad (\text{Eq. 0})$$

Deste modo, a (Eq. 24) pode ser reescrita em termos desta deformação. Consequentemente, o cálculo do módulo E_{pn} apresentaria uma particularidade nas análises, isto é, a definição clássica de módulo precisaria incorporar um fator de correção $1/k$ para levar em conta a geometria da ponteira cônica e o efeito escala.

$$E_{CLT} = \frac{\Delta q_c}{\Delta h} \cdot h_e \cdot \frac{1}{k} \xrightarrow{\text{portanto}} E_{CLT} = \frac{\Delta q_c}{\varepsilon_{pn}} \cdot \frac{1}{k} \quad (\text{Eq. 0})$$

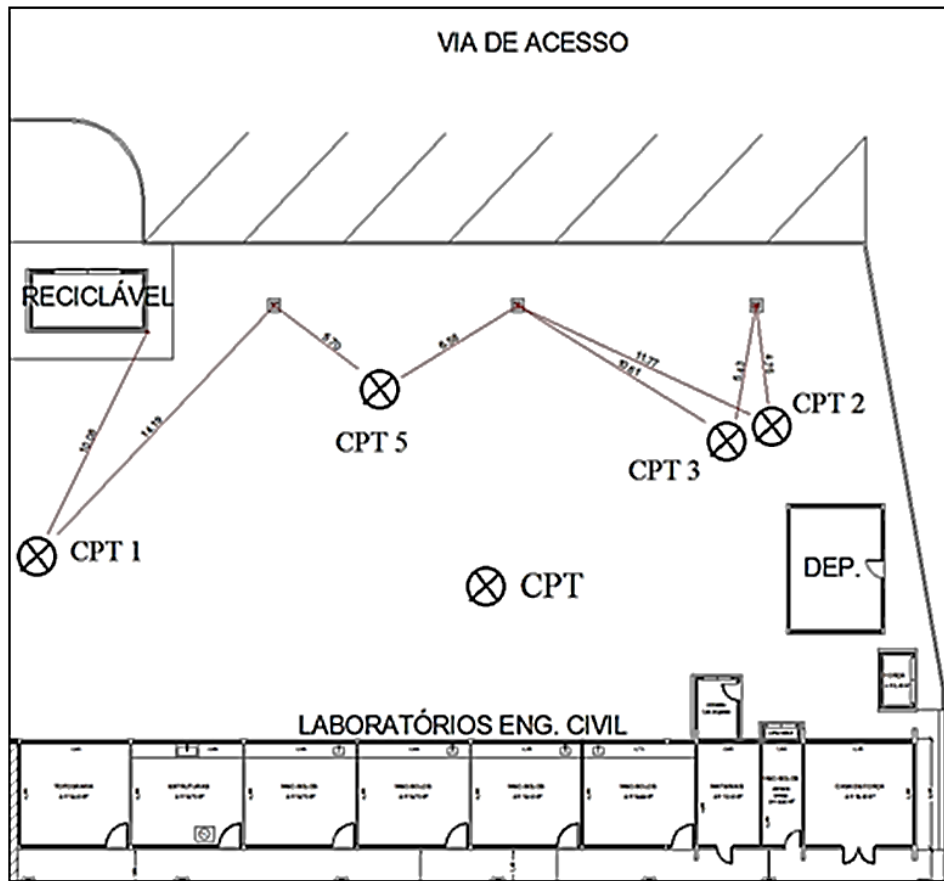


Figura 51. Área 1 Laboratório de Engenharia, Unesp-Bauru, com local dos ensaios.

Na Área 2 foram feitos os ensaios CPT4, CPT6 e CPT7 e vários ensaios CLT. A Figura 52 mostra as posições desses ensaios bem como do ensaio PMT e DMT.

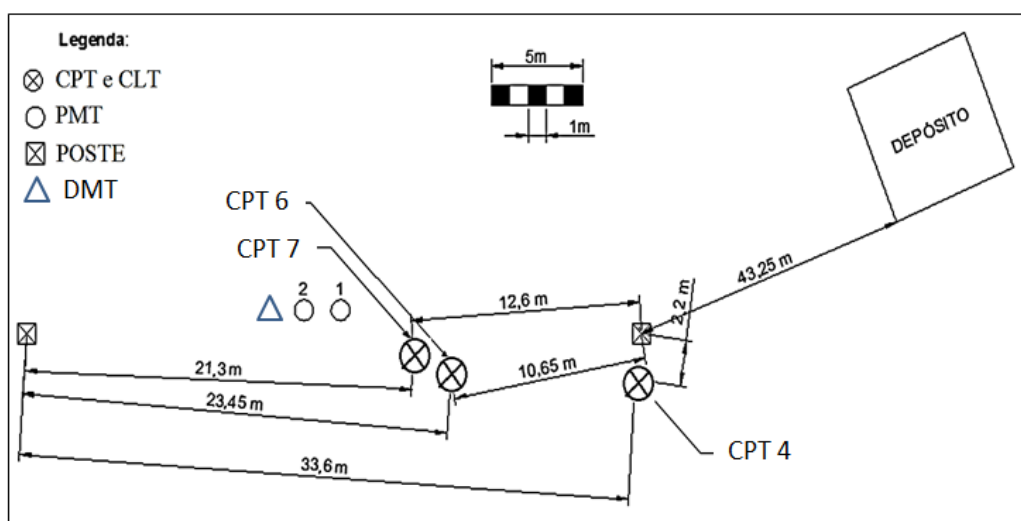


Figura 52. Área 2 IPMET, Unesp-Bauru com local dos ensaios.

4. Local Estudado

4.2 Descrição da Geologia

No local estudado encontram-se os solos oriundos da Formação Marília, cercados pela Formação Adamantina, do Grupo de Arenitos Bauru, como mostra a Figura 53. Caracterizando-se superficialmente como cobertura cenozoica. Segundo IPT, (INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS, 1981), a Formação Adamantina ocorre em vasta extensão do oeste do Estado de São Paulo.

A Formação Adamantina ocorre na maior parte do Planalto Ocidental, só deixando de aparecer nas porções mais rebaixadas dos vales dos principais rios, onde já foi removida pela erosão. Recobre as unidades pretéritas e é recoberta, em parte, pela Formação Marília e por depósitos cenozoicos.

Verifica-se na Figura 53 que a área estudada encontra-se dentro da Formação Km. De acordo com o Mapa Geológico do Estado de São Paulo, (INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS, 1981) essa Formação é composta por arenitos de granulação fina a grossa, compreendendo bancos maciços com tênues estratificações cruzadas de médio porte, incluindo lentes e intercalações subordinadas de siltitos, argilitos e arenitos muito finos com estratificação plano-paralela e frequentes níveis rudáceos.

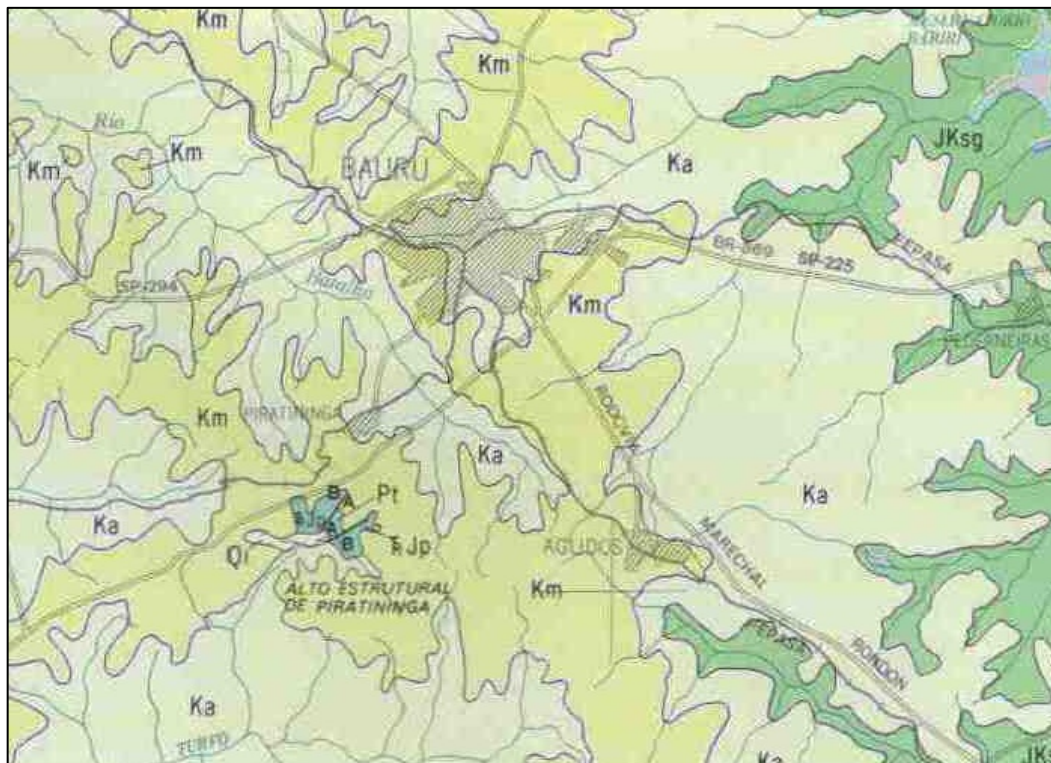


Figura 53. Mapa geológico da região de Bauru, SP (Fonte: IPT, 1981).

4.3 Caracterização dos Solos

O solo da região de Bauru SP e do local estudado (Área 1 e Área 2) é característico de regiões tropicais de clima úmido em que há hidratação e oxidação dos elementos minerais e remoção da sílica, o que causa enriquecimento das rochas e solos ricos em óxidos de ferro e alumínio, dando origem ao que se conhece como solo estruturado, laterítico e colapsível. O solo superficial do local estudado tem comportamento laterítico e cor avermelhada. Esse solo é típico de climas úmidos e tropicais, como é o interior do Estado de São Paulo.

A geologia do local estudado é a mesma nas duas áreas ensaiadas. De acordo com Cavaguti (1981), pode-se constatar uma primeira camada de 52 m da Formação Marília, seguida de 98 m da Formação Adamantina e, abaixo, encontra-se a Formação Serra Geral. Os solos do local estudado são oriundos da Formação Marília do Grupo Bauru.

De acordo com Cavaguti (1981) esse solo é constituído por uma areia fina pouco argilosa, porosa, colapsível, cuja compactidade aumenta com a profundidade. Esta camada de areia fina, resultante da decomposição do Arenito Bauru, apresenta comportamento laterítico até aproximadamente 13 m de profundidade e não laterítico a partir desta profundidade (GIACHETI 2001).

Peixoto (2001) estudou o ensaio SPT-T realizando diversos ensaios na Área 2 do campo experimental da Unesp-Bauru. Além disso essa autora determinou os índices físicos dos solos desse local, que são mostrados na Tabela 6.

4. Local Estudado

Tabela 6. Índices físicos do solo que ocorrem na Área 2 (PEIXOTO, 2001)

Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e	n (%)	Sr (%)
1	15,0	26,6	13,7	9,1	0,94	48	26
2	15,4	26,9	14,0	10,3	0,93	48	30
3	15,7	26,8	14,2	10,4	0,88	47	32
4	16,3	26,5	15,0	9,0	0,77	44	30
5	16,5	26,5	14,9	10,7	0,78	44	36
6	16,4	26,6	14,6	12,3	0,82	45	40
7	16,5	26,7	14,8	11,5	0,80	44	38
8	16,6	26,9	14,9	11,3	0,80	44	38
9	16,5	26,9	14,8	11,2	0,81	45	37
10	16,6	26,9	15,0	10,7	0,79	44	36
11	16,5	26,9	15,2	8,6	0,77	44	30
12	16,6	27,0	15,3	8,4	0,76	43	30
13	16,4	26,9	15,1	8,4	0,78	44	29
14	16,3	26,9	14,9	9,1	0,80	44	31
15	16,2	26,5	14,7	10,5	0,81	45	34
16	16,5	26,6	15,0	9,9	0,77	44	34
17	17,1	27,0	14,6	17,2	0,85	46	55
18	18,6	26,7	14,7	26,5	0,82	45	87
19	16,6	26,7	14,9	11,8	0,80	44	39
20	16,4	26,7	14,7	11,7	0,82	45	38

4.4 Ensaios PMT

No local estudado foram realizados ensaios PMT com o Pressiômetro de Ménard por Cavalcante *et al.* (2005). O ensaio PMT ainda é pouco utilizado no Brasil e existem poucos equipamentos disponíveis. Existe, porém, abundante material de referência na literatura.

O ensaio PMT é uma forma rápida de se estimar os parâmetros de resistência e de deformabilidade dos solos, que são fundamentais na estimativa de recalques e da capacidade de carga de fundações. Outro aspecto importante do ensaio com pressiômetro de Ménard é a possibilidade de se estimar coeficiente de empuxo de repouso, K_0 , do solo.

O pressiômetro de Ménard é constituído por um painel de controle, uma sonda cilíndrica de 0,3m de raio (tipo BX) e comprimento de 0,45m, e por sistema pressurizador composto por um cilindro de nitrogênio e tubulação específica. O equipamento PMT mostrado na Figura 54 foi utilizado por Cavalcante *et al.* (2005) nos ensaios realizados na Área 2 do campo experimental da Unesp-Bauru.

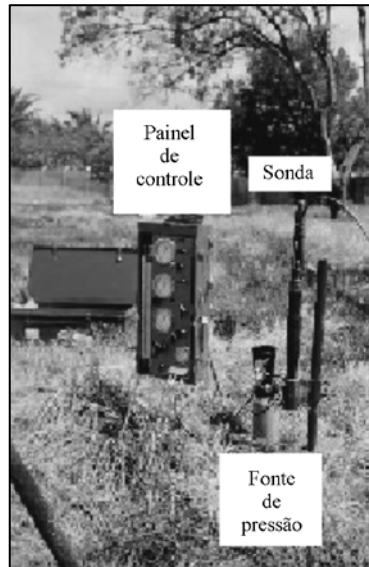


Figura 54. Equipamento de PMT utilizado por Cavalcante *et al.*, (2005) no local estudado

A Figura 55 apresenta a curva pressiométrica corrigida obtida a 8 m de profundidade pelo ensaio PMT realizado por Cavalcante *et al.*, (2005) no local estudado, típica dos demais ensaios realizados. De acordo com esse autores, os resultados foram satisfatórios e a curva pressiométrica obtida foi de ótima qualidade, o que pode ser atribuído ao fato do furo ter sido aberto por trado mecanizado no diâmetro da sonda utilizada, assim minimizando o erro de leitura da expansão do diafragma da sonda.

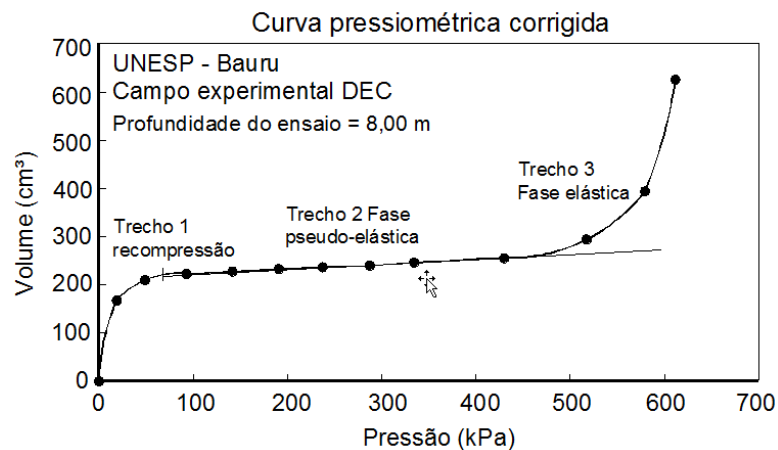


Figura 55. Curva pressiométrica corrigida para 8 m de profundidade no local estudado (CAVALCANTE *et al.*, 2005)

4. Local Estudado

Da curva pressiométrica para cada profundidade ensaiada foram determinados os valores de pressão de deslocamento, P_0 , pressão limite, P_L , e o módulo de deformabilidade E_{PMT} , como mostra Figura 56. Os valores de E_{PMT} foram obtidos de acordo com (Eq. 29):

$$E_{PMT} = 2(1 + \nu)(V_s + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta V} \tag{Eq. 0}$$

onde: V_s é o volume da sonda em repouso, V_m é o volume médio da sonda expandida, ΔP é a variação de pressão no trecho linear.

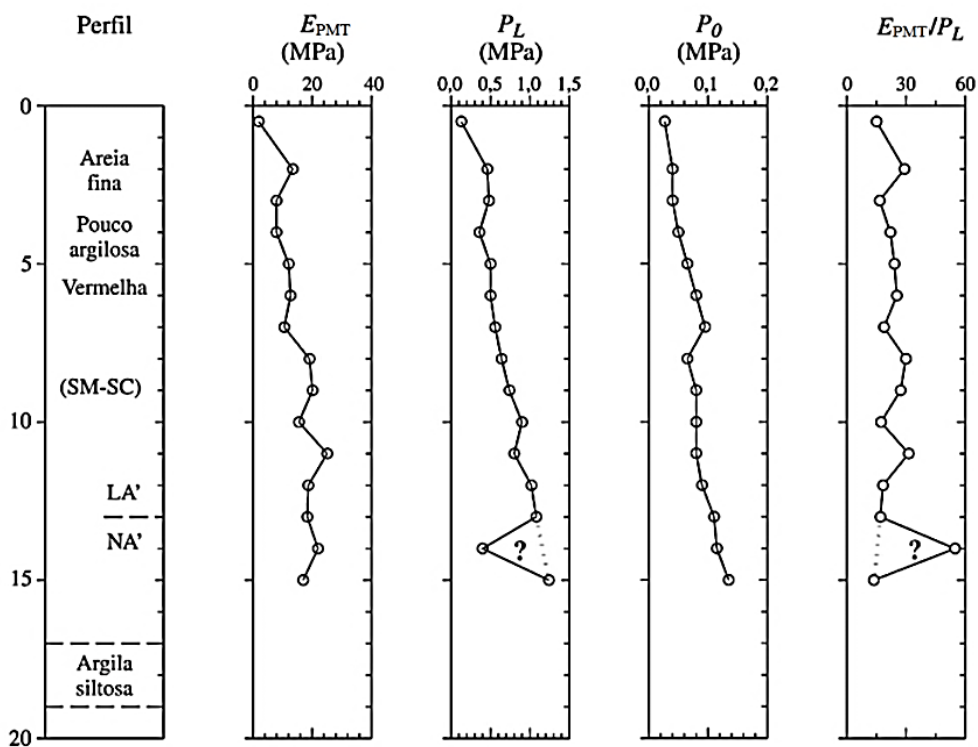


Figura 56. Resultados dos ensaios com o Pressiômetro de Ménard no local estudado. (CAVALCANTE *et al.*, 2005)

Segundo Cavalcante *et al.*, (2005) é possível perceber que existe uma tendência de crescimento dos valores de E_{PMT} , P_L e P_0 , com o aumento da profundidade, como esperado, devido efeito do confinamento. Os valores de E_{PMT} variam entre 10 MPa e 20 MPa.

O coeficiente de empuxo de repouso foi obtido a partir das curvas pressiométricas e está representado junto com as tensões efetivas verticais σ'_{v0} e horizontal σ'_{h0} , conforme mostra a Figura 57.

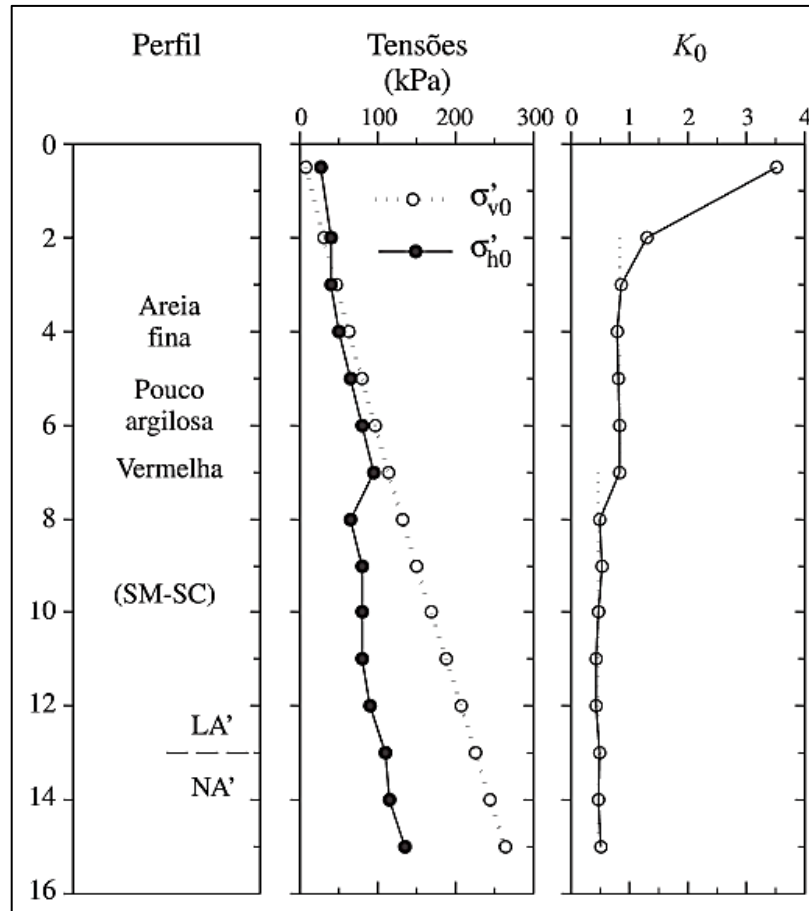


Figura 57. Variação das tensões e do coeficiente de empuxo de repouso em relação à profundidade para o local estudado (CAVALCANTE *et al.*, 2005).

Valores elevados de K_0 nas proximidades da superfície podem indicar pré-adensamento causado por ressecamento da camada de solo de comportamento laterítico, segundo Cavalcante *et al.* (2005).

4.5 Ensaios Sísmicos

O maciço do local estudado vem sendo investigado através de ensaios sísmicos há mais de uma década (GIACHETI, 2001; GIACHETI *et al.*, 2006; VITALI, 2011). Por isso pode-se encontrar na literatura valores de módulo de cisalhamento máximo G_{max} determinados a partir de resultados de ensaios *down-hole*, *cross-hole* e cone sísmico.

Nesta pesquisa, para o estudo da degradação do módulo, adotaram-se os valores de G_{max} determinados por Giacheti *et al.*, (2001) em ensaios sísmicos como valores de referência. A Figura 58 mostra os valores de G_{max} *cross-hole* que serão usados para gerar a curva de degradação normalizada dos módulos de deformabilidade $G_{pn\ sec}$ e $G_{pn\ tan}$.

4. Local Estudado

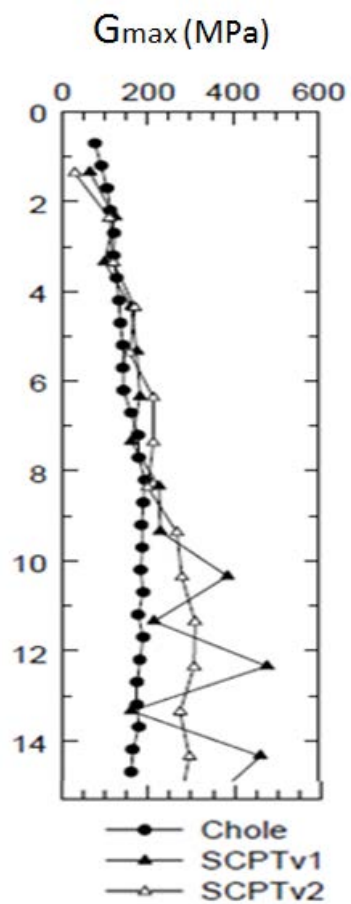


Figura 58. Resultados de G_{max} determinados por ensaios sísmicos realizadas no local estudado (VITALI, 2011)

Resultados e Análises

Neste capítulo são apresentados os resultados da campanha de ensaios obtidos como produto da campanha de ensaios CPT e CLT realizados no local estudado, assim como sua análise. A campanha de ensaios é composta por 59 provas de carga em cone CLT aplicadas em 7 ensaios CPT. Após avaliação da qualidade dos resultados dos ensaios CLT, 51 curvas tensão-deslocamento foram utilizadas. A Tabela 7 apresenta uma síntese de todos os ensaios realizados no local de estudo para o desenvolvimento desta pesquisa.

Tabela 7. Resumo dos ensaios realizados para desenvolvimento dessa pesquisa.

ÁREA	CPT	DATA	CLT
Área 1	CPT1	24/11/2011	(2m, 3m, 6m e 7m)
	CPT2	13/02/2012	(3m e 5 m)
	CPT3	13/03/2012	(2m, 3m, 5m 6m e 7m)
	CPT5	23/03/2012	(2m, 4m, 6m e 8m)
Área 2	CPT4	21/03/2012	(2m, 3m, 4m, 5m, 6m, 8m e 9m)
	CPT6	27/02/2012	(2m, 3m, 4m, 5m, 6m, 7m, 8m, 9m, 10m, 13m, 14m 15m)
	CPT7	3/4/2012	(2m, 3m, 4m, 5m, 6m, 7m, 8m, 9m, 10m, 11m, 12m, 13m, 14m, 15m e 16m)

5.1 Ensaios CPT

Nos ensaios CPT realizados no local estudado os valores medidos de resistência de ponta, q_c , e atrito lateral, f_s , foram registrados automaticamente pelo equipamento, e a razão de atrito, R_r , foi calculada. Na interpretação dos resultados, f_s foi normalizado de acordo com a (Eq. 30) de Robertson e Cabal (2012) determinando-se razão de atrito normalizada, F_r .

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} (100\%) \quad (\text{Eq. 0})$$

onde q_t é o valor de q_c corrigido para o efeito da poro-pressão, σ_{v0} é a tensão vertical. Como o perfil do subsolo é todo ele não saturado, assumiu-se que a poro-pressão nos ensaios foi sempre igual a zero, portanto $q_c = q_t$.

Para a aplicação do ábaco SBT de comportamento do solo de Robertson e Cabal (2012), q_t foi normalizado para F_r e a resistência do cone foi normalizada na forma de resistência de ponta normalizada, Q_t , de acordo com (Eq. 31).

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad (\text{Eq. 0})$$

onde σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva.

Os resultados dos ensaios CPT permitiram avaliar o comportamento do solo e inferir parâmetros baseados na experiência e na literatura. Com base nos valores de F_t e Q_t encontrados nos ensaios, verificou-se que o solo nas duas áreas estudadas tem o mesmo comportamento. De acordo com o ábaco de Robertson e Cabal (2012), o solo tem o comportamento de uma areia silto-argilosa, com SBT 6.

Utilizando a abordagem unificada (*unified approach*), proposta por Robertson (2013), que normaliza os parâmetros obtidos num ensaio CPT, é possível determinar o índice I_c , e com ele pode-se calcular α_E pela equação (Eq. 32).

$$\alpha_E = 0,015 \times 10^{(0,55I_c + 1,68)} \quad (\text{Eq. 0})$$

O índice I_c possibilita fazer uma análise qualitativa do comportamento do solo; pois como destaca Robertson (1990), ábacos de interpretação de resultados de CPT não possibilitam identificar o tipo de solo quanto a textura, já que o cone responde ao comportamento mecânico *in situ* do solo, isto é, resistência, rigidez, e compressibilidade. Por isso nem sempre os resultados de ensaios CPT concordam com a classificação unificada dos solos, que se baseia na granulometria e na plasticidade do solo. A Tabela 8 mostra as zonas de comportamento típico do solo de acordo com o SBT (tipo de comportamento de solo) e o valor de I_c .

Tabela 8. Tipo de comportamento do solo e valor do índice I_c (ROBERTSON 1990)

SBT	Tipo de Comportamento	I_c
1	Solos finos sensíveis	N/A
2	Solos orgânicos	>3,6
3	Argilas a argilas Siltosas	2,95 – 3,6
4	Misturas siltosas – siltes argilosos a argilas siltosas	2,6 – 2,95
5	Misturas arenosas – areias siltosas a siltes arenosos	2,05 – 2,6
6	Areias a areias siltosas	1,31 – 2,05
7	Areias com cascalho a areias	<1,31
8	Areias muito compactas a areias argilosas *	N/A
9	Solos finos muito duros *	N/A

*fortemente sobreconsolidados ou cimentados

(c)

Para o cálculo desses parâmetros normalizados, utilizam-se as fórmulas a seguir:

$$I_c = \left[(3,47 - \log Q_m)^2 + (\log F_r + 1,22)^2 \right]^{0,5} \quad (\text{Eq. 0})$$

$$n = 0,381(I_c) + 0,05(\sigma'_{v0}/p_a) - 0,15 \quad (\text{Eq. 0})$$

$$Q_m = \left[(q_t - \sigma_{v0})/p_a \right] \left(p_a/\sigma'_{v0} \right)^n \quad (\text{Eq. 0})$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (\text{Eq. 0})$$

No ábaco da Figura 59 observa-se que o comportamento do solo tende a ser mais argiloso quando mais n aproxima de 1, e que o comportamento é mais arenoso quando esse fator está próximo de 0,5.

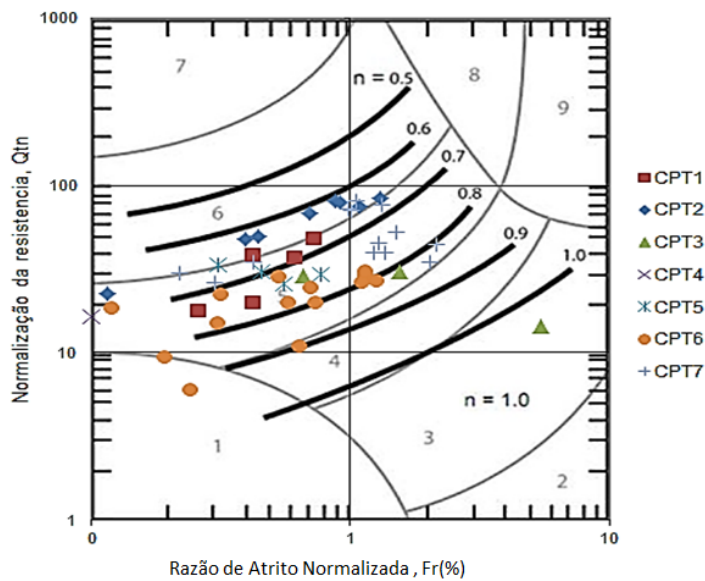


Figura 59. Ábaco de classificação de solos normalizado de Robertson (2013) e a linha de contorno do fator n com os resultados dos ensaios CPT do local estudado.

Os resultados dos ensaios CPT realizados no local estudado apresentam grande concentração de pontos entre os intervalos de $n=0,6$ e $n=0,8$, revelando um comportamento de solo mais arenoso do que argiloso. No entanto, esse comportamento não pode ser considerado como perfeitamente arenoso ou argiloso, e sim como algo intermediário entre estes dois comportamentos, mais próximo de um comportamento de silte.

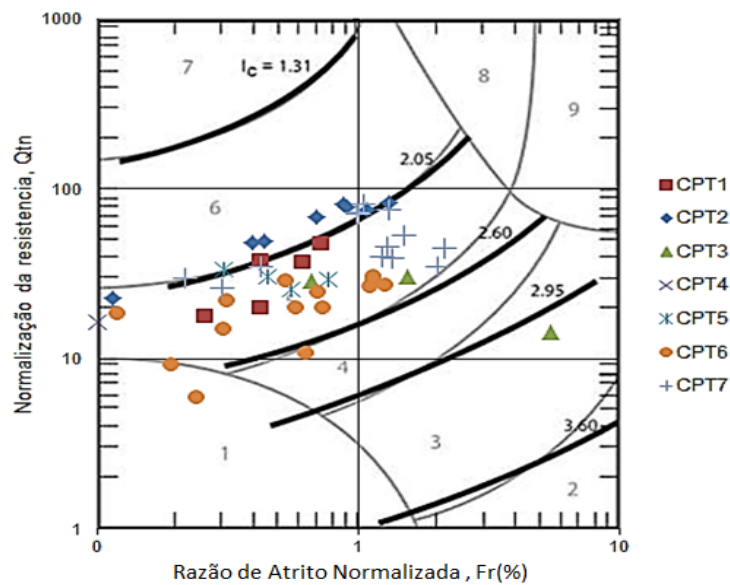


Figura 60. Ábaco normalizado de classificação de solos de Robertson (2013) e as linhas de contorno do parâmetro I_c com os resultados dos ensaios CPT do local estudado.

Na Figura 60 as linhas fortes indicam os limites do fator I_c . Nota-se que a grande maioria dos resultados dos ensaios CPT realizados no local estudado se concentra entre as linhas de $I_c=2,05$ e $I_c=2,60$, indicando a existência de um solo de comportamento de misturas arenosas, siltes arenoso ou areias siltsas, informação que está de acordo com a granulometria desse solo, conforme resultados de ensaios de laboratório apresentados por Giacheti (2001).

A Figura 61 mostra os resultados dos 7 ensaios CPT executados. Pode-se observar que todas as curvas de q_c indicam uma camada com alta resistência próximo à superfície do terreno. O endurecimento da camada superficial ocorre nas áreas ensaiadas; por isso, foi necessário um pré-furo de cerca de 0,5 m de profundidade na Área 2, onde o tráfego de veículos contribuiu para a compactação da camada superficial.

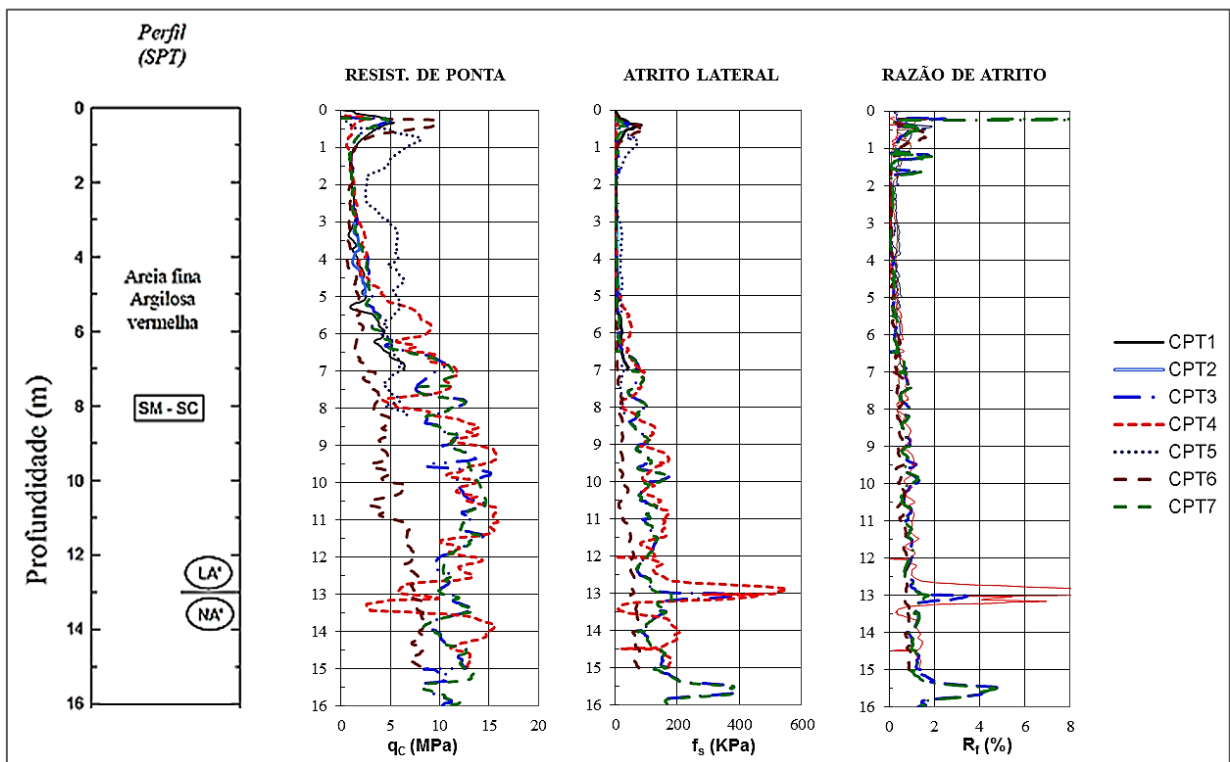


Figura 61. Resultados dos ensaios CPT realizados no local estudado

Para facilitar a visualização da tendência dos gráficos de variação com a profundidade de q_c , f_s , e R_f , a média dos 7 ensaios executados nas duas áreas estudadas foram plotados na Figura 62.

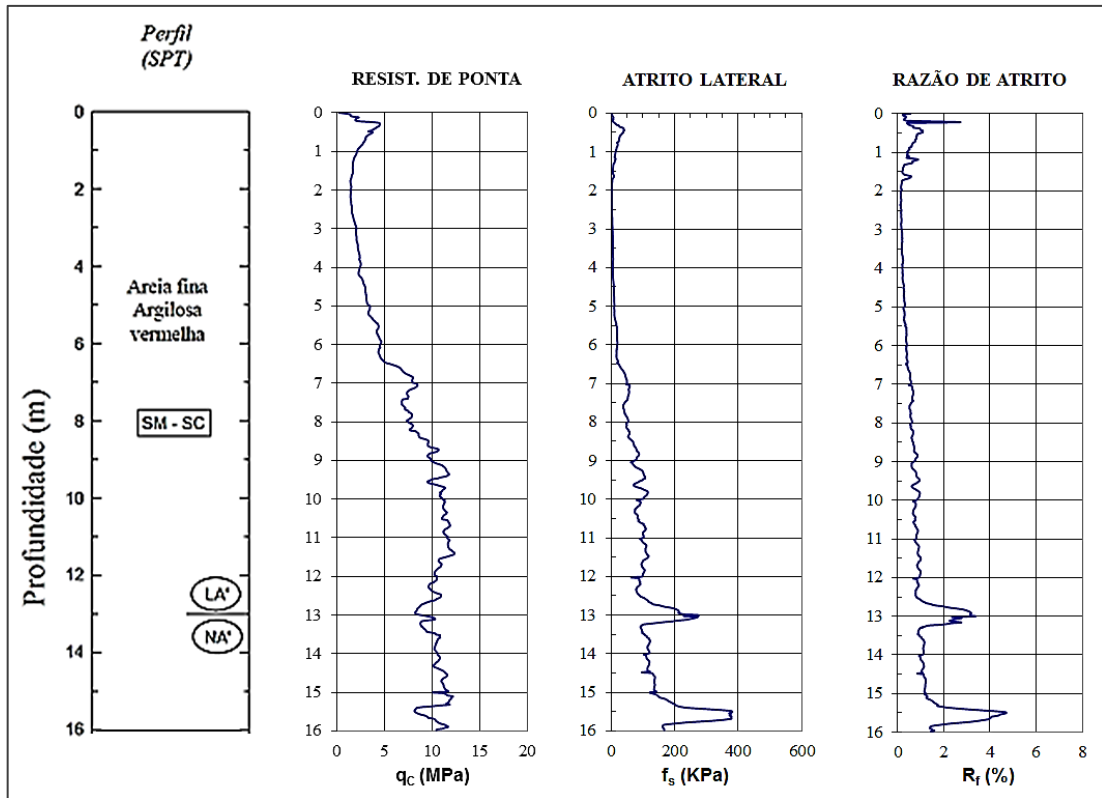


Figura 62. Perfil com valores médios de q_c , f_s , R_f de todos os ensaios realizados.

Na Figura 63 têm-se representados os valores máximos, médios e mínimos de q_c com a profundidade para as duas áreas estudadas.

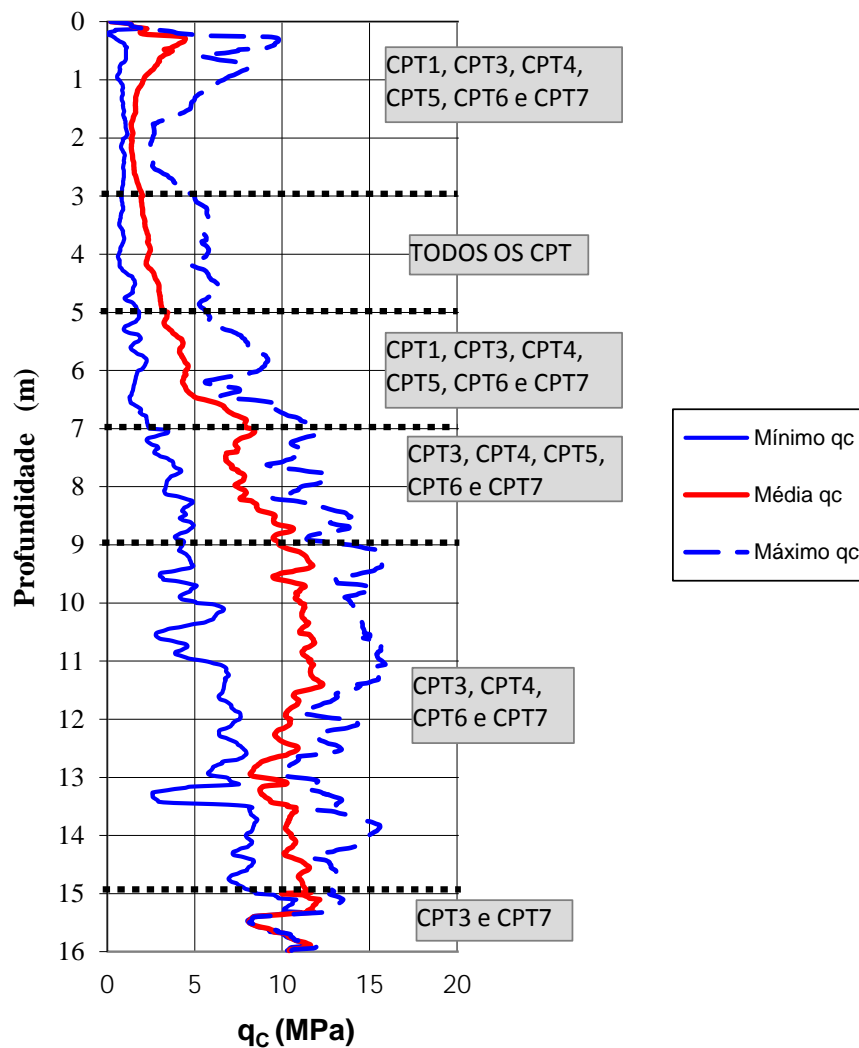


Figura 63. Perfil com valores mínimo, médio e máximo da resistência de ponta q_c de todos os ensaios CPT realizados.

5.2 Provas de Carga CLT

Apresentam-se a seguir algumas curvas com os resultados dos ensaios CLT, ou seja, valores de Δq_c versus deslocamento não corrigido, Δh . A resistência q_c corresponde à leitura na ponta do cone e o deslocamento foi medido em superfície, no topo das hastes do cone.

A Figura 64 mostra a tendência geral das curvas para diferentes profundidades para o ensaio CPT 3. Observa-se na curva a 3 m de profundidade que na região plástica, onde já ocorreu a ruptura do solo, a curva tende a ser assintótica com o eixo do deslocamento vertical.

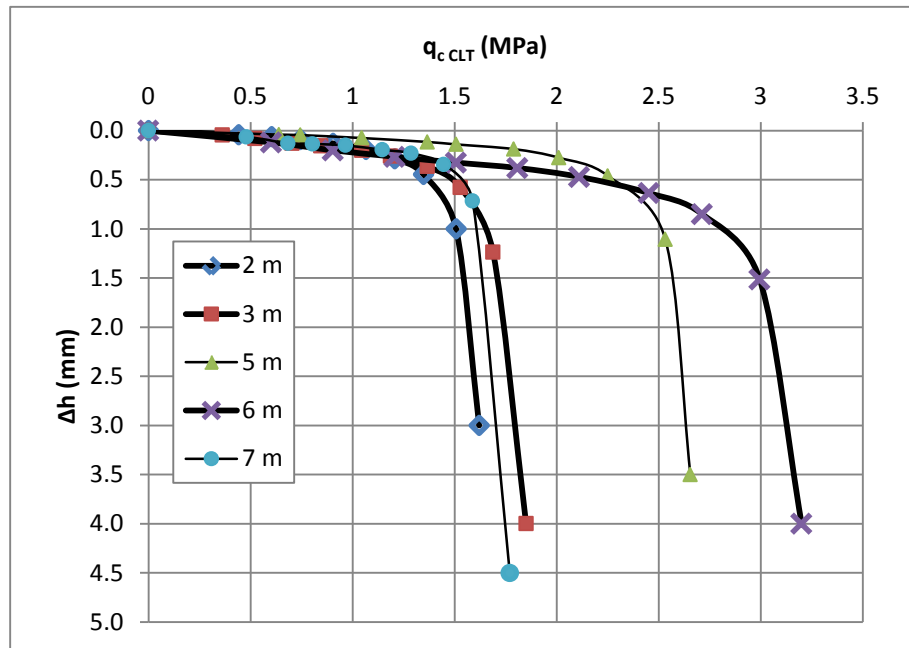


Figura 64. Resultados iniciais. Tendência geral das curvas de tensão-deslocamento para o Ensaio CPT 3

Observa-se na maioria das curvas tensão-deslocamento uma nítida transição para o estado plástico. Na Figura 65 (CPT4) observa-se que a curva de 11 m não apresenta uma ruptura nítida.

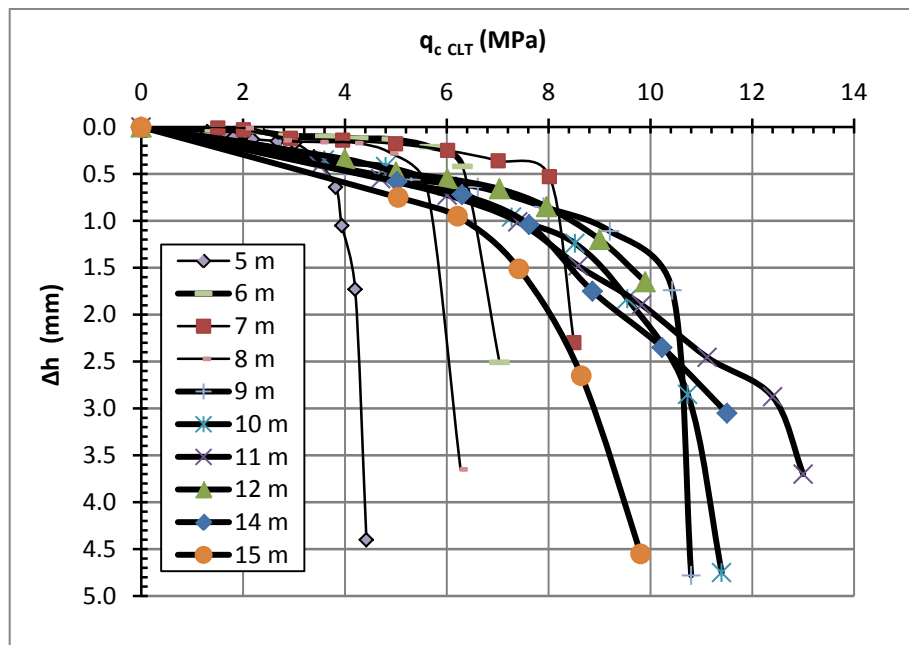


Figura 65. Resultados iniciais. Tendência das curvas de tensão-deslocamento do Ensaio CPT 4,

5.2.1 Qualidade dos Resultados

Antes de analisar qualquer um dos resultados dos ensaios CLT realizados, fez-se uma avaliação da qualidade destes, a partir de uma inspeção minuciosa das 59 curvas iniciais tensão-deslocamento obtidas. Foram observados comportamentos anómalos durante algumas provas de carga, conforme descrito a seguir:

- O conceito de linearidade no trecho inicial da curva tensão-deslocamento não pode ser aplicado porque não se observou um trecho linear definido.
- A carga última obtida durante o ensaio foi maior que o valor de q_c correspondente àquela profundidade (obtido quando se interrompeu a cravação do cone no CPT).
- Em relação aos valores de carga última durante o ensaio CLT, é de se esperar que estes sejam próximos, porém menores do que aqueles do ensaio CPT. Foram descartadas as curvas que apresentaram carga última muito menor que a esperada.
- No ensaio CPT4 13 m (linha descontínua na Figura 66) pode-se observar que não existe um trecho linear inicial seguido da plastificação, crescente como era esperado. Já, no ensaio CPT4 5 m (linha contínua na Figura 66), a curva exibe um trecho linear para pequenos recalques, e uma plastificação progressiva do solo para grandes recalques, indicando um resultado de boa qualidade que pode ser utilizado.
- No CPT1 1m, esperava-se um q_c em torno de 0,66 MPa, mas durante a prova ele atingiu 1,20 MPa. Este comportamento não está de acordo com o esperado e é muito diferente dos outros ensaios CLT realizados nesse local. O valor esperado para a tensão última do CLT é o valor registrado durante o ensaio CPT na mesma profundidade. O mesmo critério foi adotado para descartar o resultado do CPT3 7m, também devido à discordância entre a carga última e o valor de q_c do ensaio CPT.

A Figura 66 mostra duas curvas tensão-deslocamento: a do ensaio CPT4 13 m, que foi descartada por causa de problemas durante a realização do ensaio; e, a curva do ensaio CPT4 5 m, que foi utilizada para o cálculo dos módulos de deformabilidade.

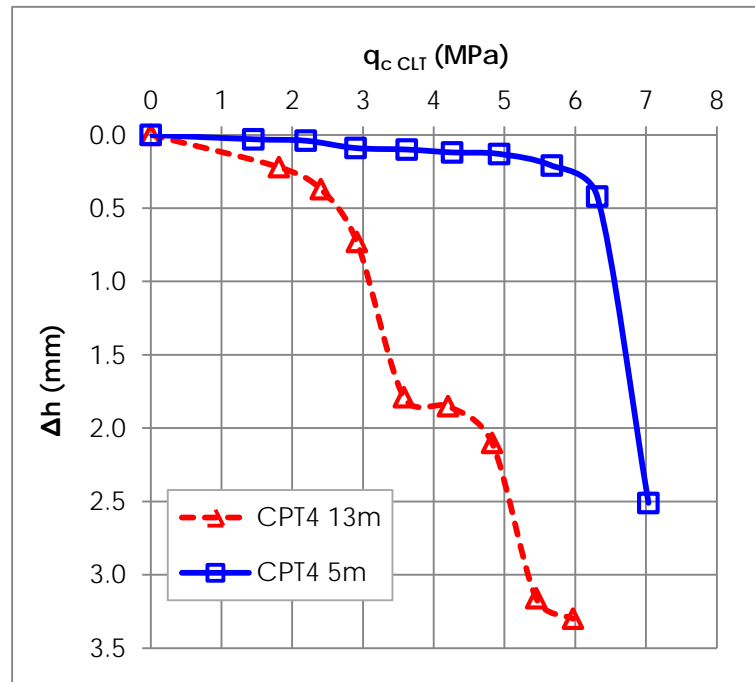


Figura 66. Contraste entre curvas de boa qualidade (contínua) e má qualidade (descontínua).

Foram também descartados os resultados dos ensaios CPT4 7m, CPT4 8m, CPT4 10m, CPT6 11m e CPT6 12m. Assim, foram considerados um total de 51 ensaios CLT do total de 59 provas de carga no cone realizadas.

5.2.2 Curvas CLT Corrigidas

A Figura 67 mostra os resultados típicos das provas de carga CLT com destaque para a maneira de como a resistência é mobilizada durante os ensaios e como a resistência última do solo aumenta com a profundidade.

As curvas mostradas na Figura 67 apresentam o comportamento típico de um solo composto principalmente por material granular, cuja resistência aumenta com o acréscimo da tensão de confinamento. No local ensaiado, o solo é constituído por areia fina pouco argilosa, porosa e colapsível.

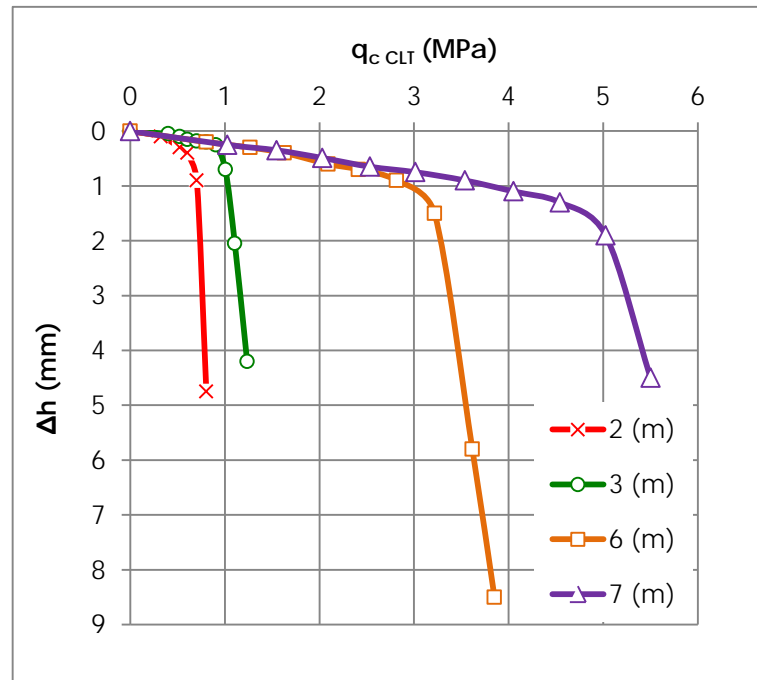


Figura 67. Resultados de provas de carga no cone CLT em diferentes profundidades (Ensaio CPT1)

Para mostrar a influência da deformabilidade das hastes, a Figura 68 apresenta as curvas tensão-deslocamento com e sem correção devido ao encurtamento das hastes por compressão em um dos ensaios realizados.

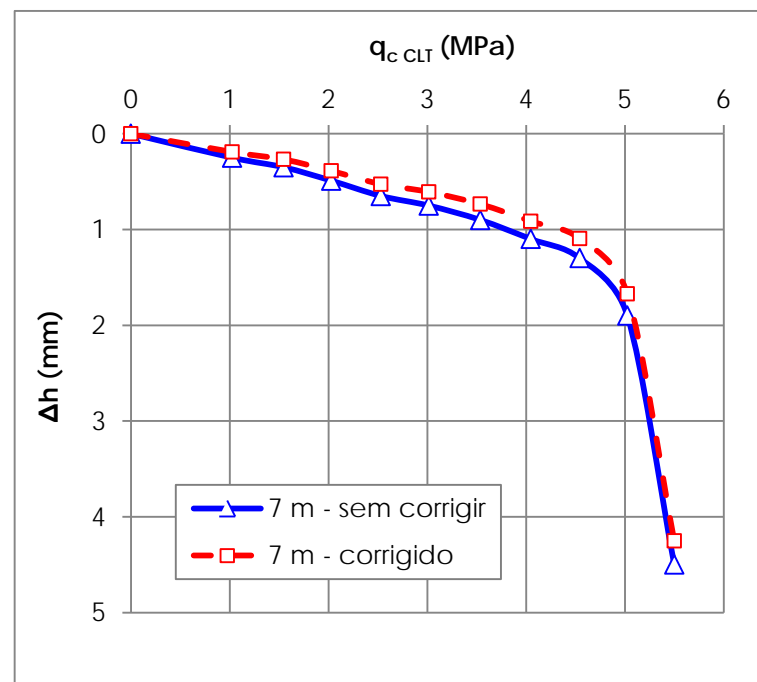


Figura 68. Curva tensão-deslocamento medida e corrigida no ensaio CLT realizado a 7 m de profundidade do CPT1.

5. Resultados e Análises

A curva tensão-deslocamento fornece uma informação limitada, pois é influenciada pelas dimensões do cone. Para eliminar essa influência, deve-se representá-la em termos de deformações, ao invés de deslocamentos, como mostrado no item 3.2.2.2. A (Eq. 23) mostrada no item 3.2.2.2, fornece uma altura equivalente $h_e=12,74$ mm. Com esta altura equivalente, e de maneira similar ao trabalho de Reiffsteck *et al.* (2009), calculou-se as deformações para cada ponto ensaiado.

A interpretação das curvas do ensaio CLT começa com a obtenção do módulo de deformabilidade E_{CLT} . A partir do E_{CLT} pode-se calcular G_{CLT} assumindo-se coeficiente de Poisson $\nu=0,33$ para areias. Os valores de G_{max} foram os correspondentes à profundidade analisada segundo Giacheti (2001). A síntese desses valores para todos os ensaios realizados encontram-se na Tabela 9.

Tabela 9. Módulos E_{CLT} , G_{CLT} e da relação G_{CLT}/G_{max} .

Ensaio	Prof. (m)	E_{CLT} (MPa)	G_{CLT} (MPa)	G_{CLT}/G_{max}	Ensaio	Prof. (m)	E_{CLT} (MPa)	G_{CLT} (MPa)	G_{CLT}/G_{max}
CPT1	2	9,8	3,7	3,6%	CPT6	2	11,6	4,4	4,3%
	3	19,3	7,2	6,2%		3	6,9	2,6	2,2%
	6	16,9	6,4	4,4%		4	4,0	1,5	1,2%
	7	13,7	5,2	3,3%		5	3,9	1,5	1,1%
CPT2	3	15,7	5,9	5,1%	6	8,5	3,2	2,2%	
	5	13,0	4,9	3,7%	7	16,5	6,2	3,9%	
CPT3	2	29,2	11,0	10,8%	8	38,8	14,6	8,5%	
	3	15,8	5,9	5,1%	10	54,4	20,5	11,6%	
	5	36,8	13,8	10,6%	CPT7	2	6,5	2,4	2,4%
	6	16,1	6,1	4,2%		3	6,5	2,5	2,1%
CPT4	2	8,0	3,0	2,9%		4	10,6	4,0	3,2%
	3	9,5	3,6	3,1%		5	6,0	2,2	1,7%
	4	27,0	10,2	8,1%	6	12,4	4,7	3,2%	
CPT5	5	32,7	12,3	9,4%	7	16,9	6,3	4,0%	
	2	32,7	12,3	12,1%	8	50,1	18,8	11,0%	
	4	17,6	6,6	5,3%	9	23,5	8,8	5,0%	
	6	22,3	8,4	5,8%	11	25,8	9,7	5,5%	
	8	55,4	20,8	12,1%	13	19,6	7,4	4,4%	

5.2.3 Variabilidade nos resultados dos ensaios CLT

O local estudado apresenta uma variabilidade considerável, tal como já demonstrado nos resultados dos ensaios CPT realizados (Figura 61). Com o intuito de avaliar a influência dessa variabilidade nos resultados dos ensaios CLT, comparam-se curvas tensão-deslocamento de ensaios CLT realizados na mesma profundidade. A Figura 69 mostra todos os ensaios CLT realizados a 6 m de profundidade. Em relação aos valores de tensão última mobilizada no ensaio CLT, observa-se que existe uma concentração de valores ao redor de aproximadamente 3,4 MPa.

Observa-se também nessa figura a presença de duas curvas com o comportamento distinto das demais, correspondentes ao CPT4 e ao CPT6. O CPT4 apresentou uma tensão última mobilizada de aproximadamente 7 MPa, isto é, praticamente o dobro da moda das tensões. Já o CPT6 mostra uma tensão última inferior de 1,2 MPa, ou seja, menos da metade da moda.

Foi verificado também que existe uma diferença entre o valor de q_c obtido do CPT e q_{CLT} último do ensaio CLT, que teoricamente deveria ter valores muito próximos. Na Figura 69 foi representado o valor q_c do ensaio CPT 4 através de uma reta de valor constante (q_c). A diferença entre q_c do CPT e q_{CLT} é representado como "Delta". Esta diferença para todos os ensaios CLT foi quase sempre constante com valores da ordem de 20%. Este mesmo comportamento foi verificado nos ensaios realizados por Reiffsteck *et al.* (2009), que também obtiveram diferenças da mesma ordem de grandeza.

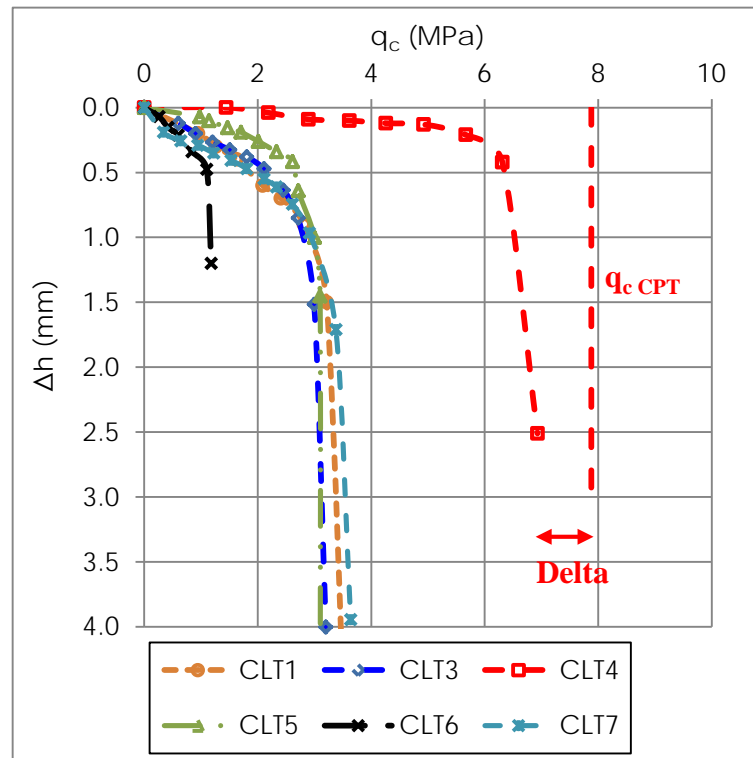


Figura 69. Resultados dos ensaios CLT para 6 m de profundidade em todos os ensaios CPT realizados

A Tabela 10 mostra os valores médios de resistência de ponta determinados nos ensaios CLT e CPT para a profundidade de 6 m. Observa-se que a diferença entre esses valores é da ordem de 20%.

Tabela 10. Valores médios de q_c

Ensaio	$q_{c(CLT)}$	$q_{c(CPT)}$	dif
CPT 1	3,85	4,24	9%
CPT 3	3,20	4,26	25%
CPT 4	6,93	7,88	12%
CPT 5	3,10	4,51	31%
CPT 6	1,18	1,69	30%
CPT 7	3,64	4,12	12%
Diferença média =			20%

5.2.4 Módulos CLT

A interpretação das curvas tensão-deslocamento de um ensaio CLT permite a determinação do módulo de deformabilidade E_{CLT} . O módulo E_{CLT} é obtido da mesma forma que se obtém o módulo de elasticidade para qualquer outro material, no trecho linear inicial da curva, onde ocorrem as pequenas deformações.

O módulo E_{CLT} pode ser convertido para G_{CLT} através da teoria da elasticidade. Para o estudo da degradação do módulo, obtém-se os módulos $E_{PN SEC}$ e $E_{PN TAN}$ para todos os pontos da curva tensão-deformação. Neste trabalho determinou-se $E_{PN SEC}$ para todos os pontos de todas as curvas CLT. Para fins de comparação com o trabalho de Reiffsteck *et al.*, (2009), e para fins de comparação os resultados determinados pelo módulo tangente e o módulo secante, o ensaio CPT 1 foi calculado das duas maneiras. A Figura 70 ilustra como os módulos E_{CLT} , $E_{PN SEC}$ e $E_{PN TAN}$ são determinados em um ensaio CLT típico.

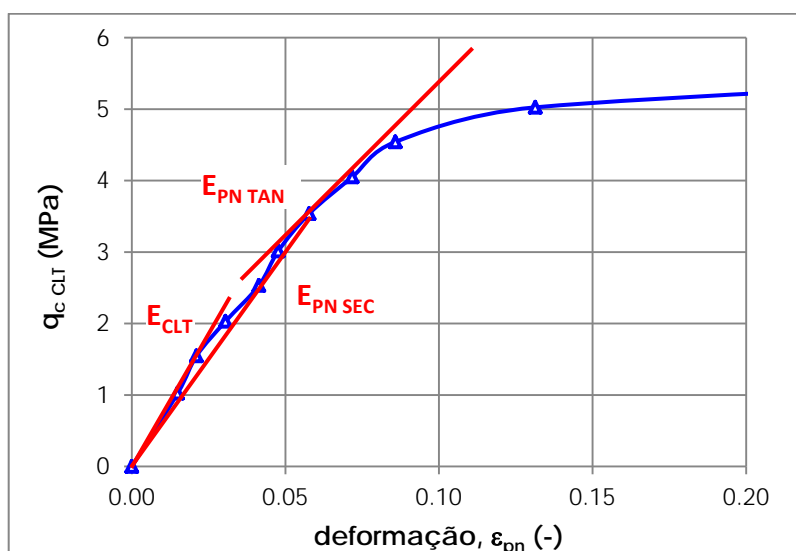


Figura 70. Representação esquemática dos módulos E_{CLT} , $E_{PN SEC}$ e $E_{PN TAN}$ com nível de deformação para um resultado de um ensaio CLT típico.

Como já discutido, o cálculo da deformação específica, ϵ , deve considerar o deslocamento vertical da ponta do cone corrigida pelo encurtamento elástico das hastes, bem como os fatores de correção propostos originalmente por Boussinesq e posteriormente modificados por Butterfield e Banerjee (1971) apud Reiffsteck *et al.*, (2009). Assim sendo o encurtamento elástico das hastes devido a compressão foi considerado no cálculo dos módulos E_{CLT} , $E_{pn\ sec}$ e $E_{pn\ tan}$. Destaca-se também que o fator de correção k é empregado para levar em conta a geometria do cone, o efeito escala, e o amolgamento do solo sob a ponta do cone. O valor sugerido por Reiffsteck *et al.* (2009) de $k=5$ foi utilizado nesse trabalho.

O módulo E_{CLT} é obtido na região de uma curva onde ocorrem as menores deformações, como já explicado. O módulo $E_{pn\ sec}$, representado por uma reta secante passando por zero, pode ser calculado para cada ponto na curva. Os valores dos módulos $E_{pn\ sec}$ e $E_{pn\ tan}$ podem ser convertidos para $G_{pn\ sec}$ e $G_{pn\ tan}$ para representação da curva de degradação do módulo.

A variabilidade observada nos resultados dos ensaios CPT e CLT sugere que estes sejam analisados em grupos considerando a tendência dos resultados. A Figura 71 mostra os valores de E_{CLT} apenas para os ensaios próximos à moda de alguns ensaios CLT realizados. Nesta condição observa-se que os resultados apresentam uma concentração maior para valores de G_{pn} aproximadamente entre 4 e 50 MPa, com grande dispersão. Isto pode estar associado à variabilidade observada no local estudado, já identificada tanto nos resultados dos ensaios CPT como nos ensaios CLT.

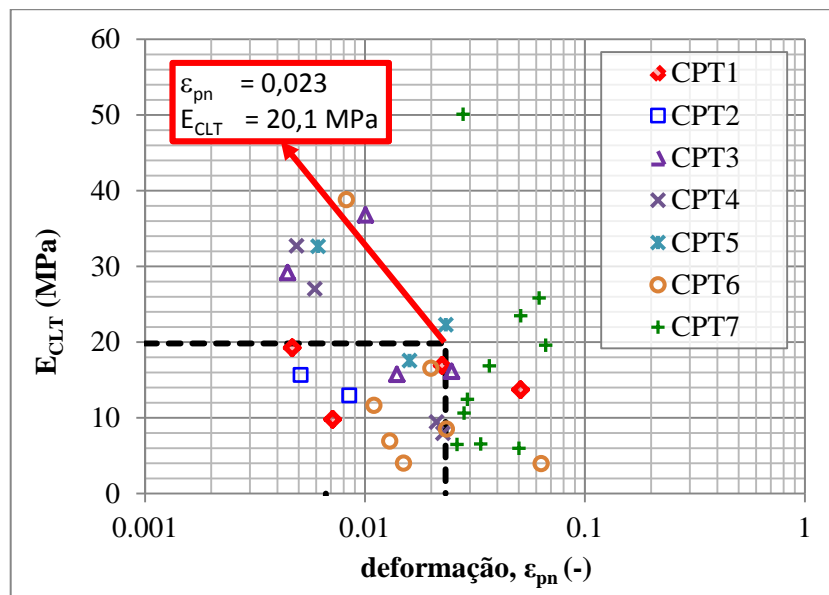


Figura 71. Variação de E_{CLT} versus ϵ_{pn} para todos os ensaios CLT concentrados próximo à moda.

Observa-se ainda na Figura 71 que o valor médio do módulo E_{CLT} é igual a 20,1 MPa para uma deformação específica de 2,3 %. Esse nível de deformação é muito superior a aquele observado para as cargas de trabalho de fundações. Assumindo um valor médio de E_{max} para esse solo igual a 400 MPa, pode-se calcular a razão de E_{CLT}/E_{max} que para esse local tem um valor médio de 5%. Portanto, o valor típico do módulo E_{CLT} para previsão de recalques nesse solo deve ser superior a esse, tendo em vista o alto nível de deformação para o qual ele foi determinado.

5.2.5 Comparação com resultados de ensaios PMT e DMT

O intuito deste item é o de comparar os valores de módulo de deformabilidade penetrométrico E_{CLT} , determinados a partir dos ensaios CLT com os valores de módulos de deformabilidade obtidos através de ensaios de pressiômetro de Menard E_{PMT} (CAVALCANTE *et al.*, 2005). A Tabela 11 apresenta a síntese desses parâmetros.

Tabela 11. Valores dos Módulos E_{CLT} comparados com E_{PMT} (CAVALCANTE *et al.*, 2005)

Ensaio	Prof. (m)	E_{CLT} (MPa)	E_{PMT} (MPa)
CPT1	2	9.8	12.0
	3	19.3	8.0
	6	16.9	12.0
	7	13.7	12.0
CPT2	3	15.7	8.0
	5	13.0	12.0
CPT3	2	29.2	12.0
	3	15.8	8.0
	5	36.8	12.0
CPT4	6	16.1	12.0
	2	8.0	12.0
	3	9.5	8.0
	4	27.0	8.0
CPT5	5	32.7	12.0
	2	32.7	12.0
	4	17.6	8.0
CPT6	6	22.3	12.0
	8	55.4	19.0
	2	11.6	12.0
	3	6.9	8.0
CPT7	4	4.0	8.0
	5	3.9	12.0
	6	8.5	12.0
	7	16.5	12.0
	8	38.8	19.0
	10	54.4	16.0
	2	6.5	12.0
CPT7	3	6.5	8.0
	4	10.6	8.0
	5	6.0	12.0
	6	12.4	12.0
	7	16.9	12.0
	8	50.1	19.0
	9	23.5	20.0
CPT7	11	25.8	24.0
	13	19.6	17.0

A variação com a profundidade de E_{CLT} e E_{PMT} para o local estudado encontra-se na Figura 72. Nela pode-se observar que, de maneira geral, os resultados do E_{CLT} mostram tendências e valores consistentes com os resultados do E_{PMT} . Observa-se também que o E_{CLT}

tem uma tendência a superestimar os valores do módulo quando comparado com os outros ensaios.

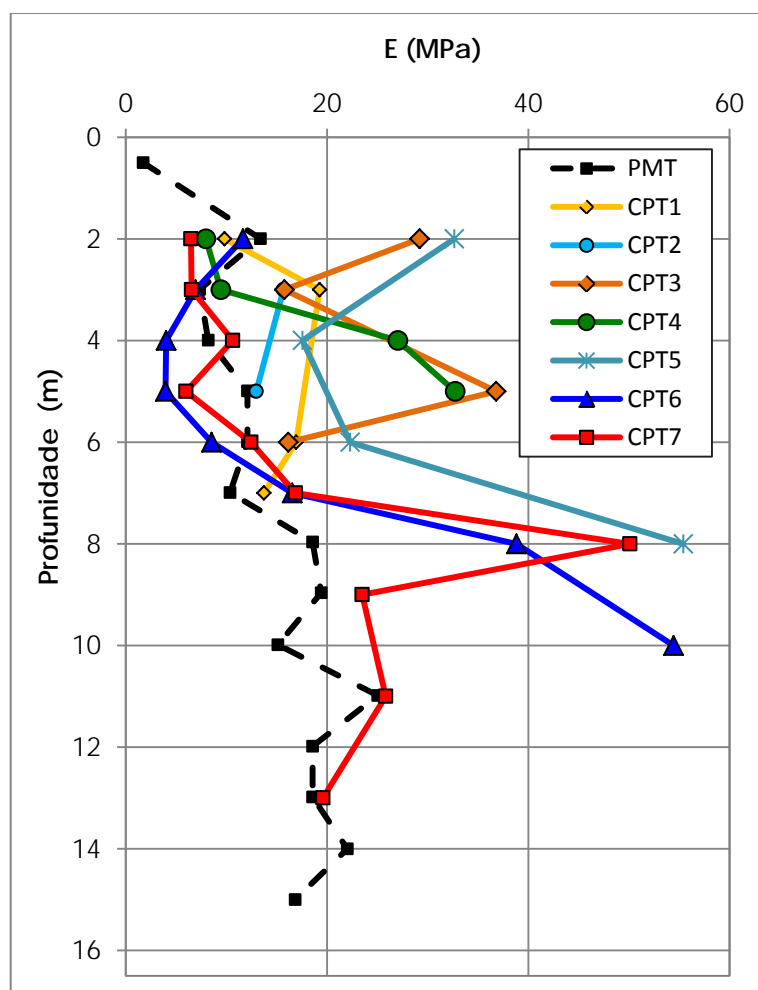


Figura 72. Comparação entre os valores dos módulos determinados a partir do ensaios CLT e PMT.

Na Figura 73 tem-se representado os valores dos módulos de deformabilidade determinados empregando as duas técnicas de ensaio utilizadas, agora com uma única curva média para o CLT. Nela observa-se que o ensaio CLT tende a superestimar os valores dos módulos determinados através do ensaio PMT.

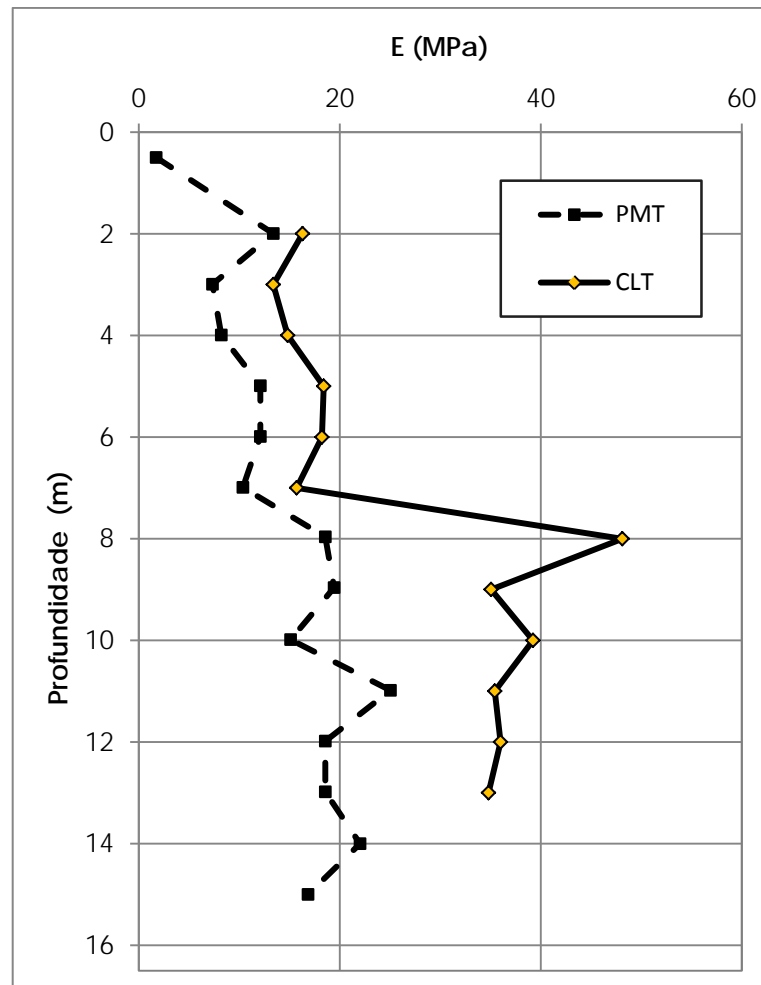


Figura 73. Valores médios de módulo de deformabilidade obtidos com ensaio CLT comparados aos valores dos módulos dos ensaios PMT

Uma possível justificativa para as diferenças observadas pode estar associada às características distintas dos ensaios. No ensaio PMT são permitidas relaxações no estado de tensões do maciço com a abertura do furo. Este fenômeno afeta o estado do solo ao redor desse furo e, conseqüentemente, também altera as medidas realizadas nesta condição. Tipicamente, a relaxação do estado de tensões leva a menores módulos de deformabilidade e de parâmetros de resistência. Já com o ensaio CLT, que é um ensaio penetrométrico, durante a cravação da ponteira cônica é induzido no maciço um acréscimo no estado de tensões. No caso de ensaios em uma areia mediamente compacta, ocorre ainda um aumento na compactação e, conseqüentemente, um acréscimo nos parâmetros de resistência e deformabilidade.

5.2.6 Correlação entre E_{CLT} e q_c

Com o intuito de verificar se é possível estimar o módulo E_{CLT} a partir de valores de q_c procurou-se ajustar um modelo de regressão que tem como base os resultados da campanha de ensaios realizados. O modelo empregado foi o linear a partir de q_c , conforme tem sido sugerido por diversos autores para solos arenosos:

$$E_{CLT} = \alpha \cdot q_c \tag{Eq. 0}$$

onde q_c é a resistência de ponta e α é o coeficiente de ajuste do modelo.

Vale ressaltar que o valor de q_c foi considerado como sendo a média de seis medidas, três acima e três abaixo da ponta do cone, pois a deformabilidade do solo abrange um volume maior que apenas o da ponta. Para praticamente todos os ensaios realizados houve pouca variação dos valores do q_c nessa faixa. Apenas no ensaio CLT7-16m, foram tomados apenas três valores acima e dois valores abaixo da ponteira do cone, devido a um aumento brusco no valor de q_c após essa profundidade. Os resultados que possibilitam definir essa correlação estão apresentados na Figura 74, onde está também representada a reta ajustada.

$$E_{CLT} = 4 \cdot q_c \tag{Eq. 0}$$

Adicionalmente, foram representados os limites superior ($11 q_c$) e inferior da estimativa ($2 q_c$). É importante destacar que esta expressão é válida apenas para os solos estudados e que são necessários mais ensaios e avaliar outras condições de contorno para generalizá-la.

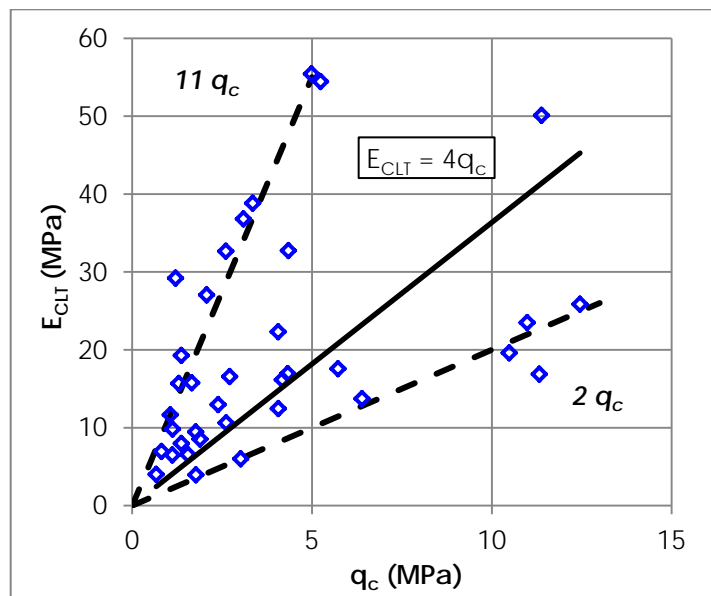


Figura 74. Estimativa do módulo E_{CLT} em função da resistência de ponta q_c .

5.2.7 Degradação do módulo

A análise da degradação do módulo de cisalhamento começa com a definição do valor de referência, G_{max} , que podem ser determinadas a partir de resultados de ensaios dinâmicos como de campo ou de laboratório, por exemplo, ensaios SCPT, Cross-Hole, coluna ressonante ou *bender elements*. A seguir calcula-se o módulo secante ou o módulo tangente para cada ponto na curva. Os módulos secantes e tangentes apresentaram valores similares, com algumas diferenças importantes:

Módulo Secante

- É sempre positivo
- Depende da posição da origem (valor zero).
- Toda reta secante passa pela origem (valor zero).
- No ensaio CLT, a posição exata do valor zero não é precisa.
- É sempre maior que o módulo tangente em curvas convexas.
- Seu valor nunca chega a zero em curvas convexas.

Módulo Tangente

- Não depende da posição da origem (valor zero).
- Apresenta valores menores, por isso é mais conservativo.
- Assume um valor igual a zero quando a curva se torna assintótica.
- Pode ser negativo, indicando descontinuidade ou falha no ensaio realizado.

Destaca-se que para deformações muito pequenas, entre zero e o primeiro ponto na curva, o módulo $E_{secante}$, $E_{tangente}$ e E_{max} tendem a ser aproximadamente iguais.

A seguir a curva de degradação dos módulos $G_{pn\ sec}$ e $G_{pn\ tan}$ serão apresentados e discutidos. A Figura 75 mostra a curva de degradação do módulo $G_{pn\ sec}$ versus deformação para o ensaio CPT1 para a profundidade de 1 m. Observa-se na Figura 75 que para uma deformação específica próxima de 0,2 % o valor de G_{pn} é aproximadamente 7,5 MPa, e esse valor diminui com o aumento da deformação.

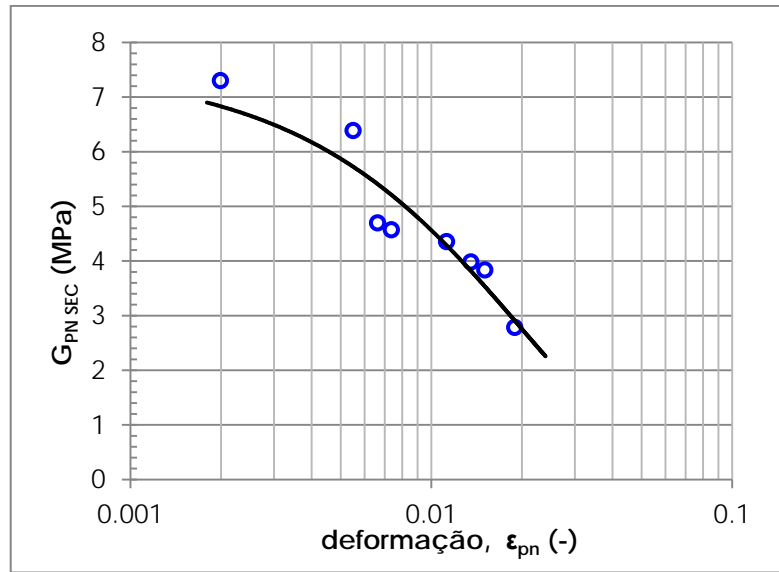


Figura 75. Curva de degradação do módulo secante $G_{pn SEC}$ para o ensaio CPT 1 a 1 m de profundidade.

De forma equivalente ao que feito para representar a degradação do módulo de cisalhamento secante, a Figura 76 representa a curva de degradação do módulo de cisalhamento tangente. Nesse caso, o valor do módulo para uma deformação de 0,2 % é da ordem de 6 MPa, menor que $G_{pn SEC}$, que também diminui com o aumento da deformação.

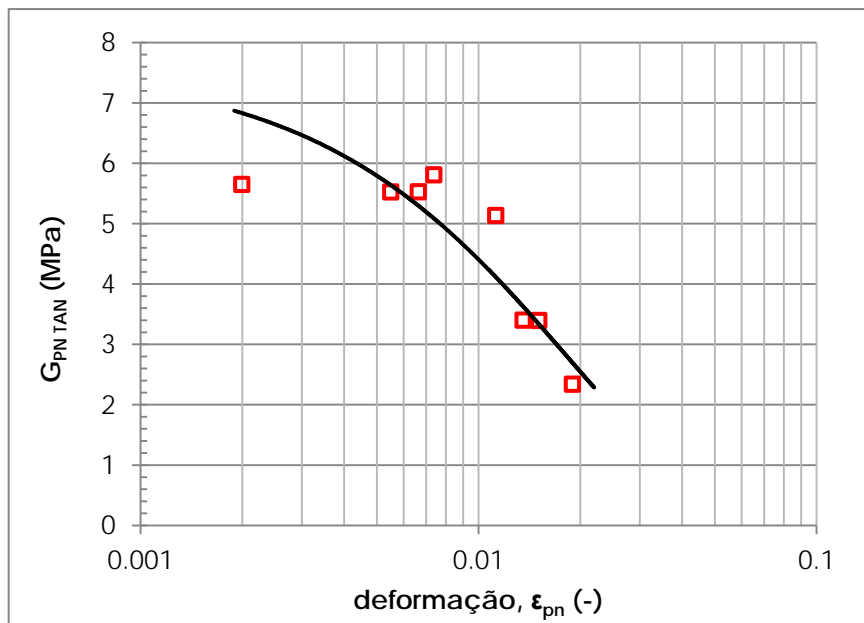


Figura 76. Curva de degradação. Módulo de cisalhamento tangente $G_{pn TAN}$ para o ensaio CPT 1 a 1 m de profundidade.

Outra maneira comum de representar a degradação da rigidez do solo é através do uso da curva de degradação do módulo normalizada, como apresentado na Figura 77.

Para obter-se a razão do módulo normalizada é necessário se conhecer o módulo de cisalhamento máximo, G_{max} . Os valores de G_{max} foram assumidos a partir dos resultados de Giacheti *et al.* (2006) realizados no mesmo local (Figura 58). A curva de degradação do módulo secante normalizada para o CLT realizado a 1 m de profundidade do ensaio CPT 1, típica de diversos ensaios realizados, é apresentado na Figura 77.

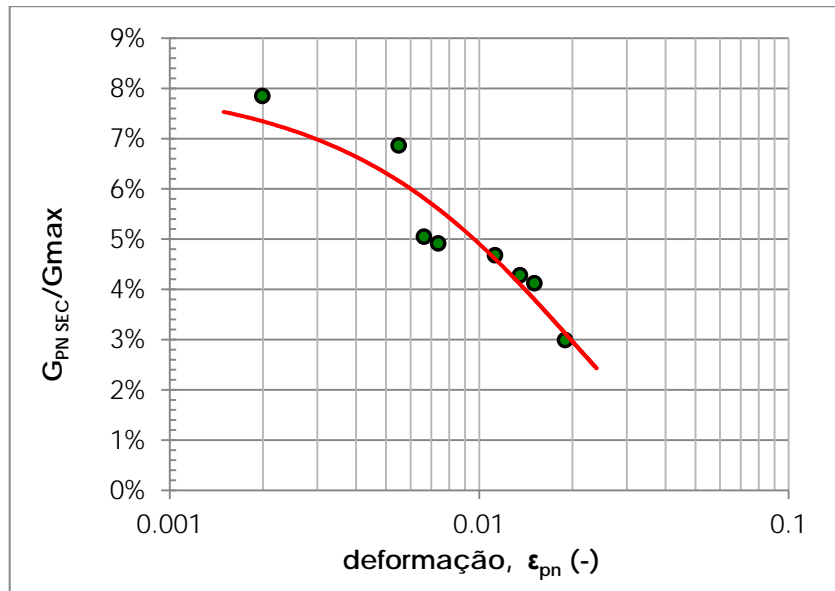


Figura 77. Curva de degradação normalizada. Módulo de cisalhamento secante $G_{pn\ sec} / G_{max}$. Ensaio CPT1 a 7 de profundidade

Para um nível de deformação próximo de 0,2% observa-se que a relação $G_{pn\ sec} / G_{max}$ é aproximadamente 8%, ou seja, para esse solo pode-se contar com muito pouco de sua rigidez inicial para esse nível de deformação. Cabe ressaltar que em fundações os níveis de deformação estão na faixa de 0,1%, conforme ilustrado na Figura 1 desse trabalho. Barkan (1962) recomenda que para projetos de fundações em solo sedimentar pode ser utilizado um valor de 10% de G_{max} .

Para possibilitar a comparação da degradação do módulo com o que está disponível na literatura, a Figura 78 mostra a curva de degradação do módulo $G_{pn\ tan}$ e $G_{pn\ sec} / G_{max}$ para o ensaio CPT1 na profundidade de 1 m, plotados em conjuntos com a curva de degradação típica de areias de Seed and Idriss (1970).

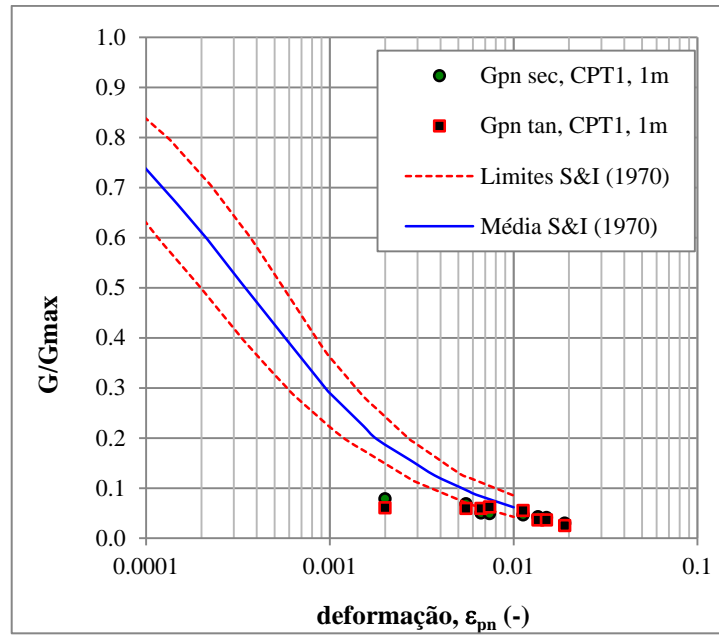


Figura 78. Tendência média e limites para degradação do módulo de deformabilidade previsto por Seed & Idriss (1970) e o alguns valores determinados a partir do ensaio CLT1 a 1 m de profundidade.

Na Figura 78 observa-se que os pontos se concentram nas proximidades do trecho inferior do intervalo proposto por Seed e Idriss (1970). Esta situação sugere que os pontos experimentais são consistentes com os valores encontrados na literatura para esse nível de deformação.

Cabe ressaltar que o fato de o solo ser estruturado justifica o valor elevado de G_{max} obtido pelos ensaios sísmicos. Além disso, sabe-se que os solos lateríticos, como aquele que ocorre no local estudado, tem um elevado valor de G_{max} , devido à presença de cimentação por óxido e hidróxido de alumínio, que se perde rapidamente com o aumento do nível de deformações.

Conclusões e Sugestões

Este trabalho apresenta a técnica de ensaio CLT associada ao ensaio CPT, o que permite determinar valores de módulos de deformabilidade com menor dependência do emprego de correlações. Além disso, apresentam-se os estudos realizados no campo experimental da UNESP-Bauru com a finalidade de demonstrar a aplicação dessa técnica em uma área onde vários estudos já foram realizados. As conclusões e sugestões de continuidade desse trabalho são apresentadas a seguir.

6.1 Conclusões

O objetivo inicial deste trabalho foi estudar e aplicar o método de prova de carga no cone proposto por Reiffsteck *et al.*, (2009). Esse objetivo foi alcançado com sucesso pois através desta pesquisa foi possível não só compreender o método e suas limitações, mas também propor melhorias na execução do ensaio e na interpretação dos resultados.

Sobre a técnica de ensaio CLT

- A técnica de ensaio CLT foi adequadamente adaptada para que esse ensaio fosse realizado empregando os equipamentos e dispositivos disponíveis;
- O ensaio CLT, prova de carga no cone elétrico, como proposto por Ali *et al.*, 2010 é válido e produziu resultados satisfatórios. Os resultados obtidos foram coerentes com aqueles apresentados pelos pesquisadores da Universidade de Paris;
- Após domínio da técnica de ensaio CLT reduziu-se a discrepância e variabilidade nos resultados, no entanto ela ainda ficou presente devido às características do solo do local estudado.

Sobre a interpretação dos ensaios CLT

- As curvas tensão-deformação obtidas dos ensaios CLT possibilitaram determinar o módulo E_{CLT} , que é obtido no trecho linear da curva. Os valores de módulos penetrométricos (E_{pn}) secantes e tangentes são obtidos em toda a extensão da curva, variando com o nível de deformação;
- Para o local estudado o valor médio do E_{CLT} foi de 20,1 MPa para uma deformação específica média de 2,3%. Nesse caso a razão E_{CLT}/E_{max} foi de 5%, que indica uma

grande degradação do módulo devido ao elevado nível de deformação e pelo fato do solo estudado apresentar comportamento laterítico;

- Os módulos de deformabilidade determinados a partir dos resultados de ensaios CLT em geral superestimam os valores determinados nos ensaios PMT (E_{PMT}). Esta condição está de acordo com as características distintas desses ensaios. No PMT de Ménard tem-se um alívio no estado de tensões, enquanto no CLT o maciço sofre um acréscimo nas tensões e um aumento de sua compacidade;
- A expressão que permite estimar E_{CLT} a partir dos valores de q_c do cone foi ajustada por uma reta passando pela origem, no entanto observou-se uma grande dispersão entre os resultados;
- A interpretação dos resultados dos ensaios CLT permite representar a degradação do módulo com nível de deformação. Essa informação é importante, pois permite avaliar como o solo perde sua rigidez com o nível de deformação, já que a curva tensão-deformação dos solos é não-linear;
- A estimativa do módulo G_{pn} e sua degradação com o nível de deformação pode ser considerada satisfatória, uma vez que produziram valores coerentes com a literatura;
- Finalmente, pode se considerar que o ensaio CLT é uma técnica de ensaio complementar ao ensaio CPT, que é útil no estudo da deformabilidade dos solos, em especial daqueles com comportamento não convencional, onde as correlações disponíveis na literatura quase sempre não podem ser aplicadas.

6.2 Sugestões para pesquisas futuras

Como sugestões para a continuidade das pesquisas nessa linha tem-se:

- Estudar a influência da sucção (em solos não saturados) e da pressão neutra (em solos saturados) nos resultados dos ensaios CLT, a partir da realização de mais ensaios em outros campos experimentais onde ocorrem solos com diferentes comportamentos;
- Comparar resultados de ensaios CLT e de provas de carga em placa e ensaios triaxiais, onde esses resultados estão disponíveis;

6. Conclusões e Sugestões

- Ampliar esse estudo para diferentes tipos de solos para possibilitar um melhor entendimento da técnica e das possibilidades de seu emprego no estudo do comportamento geomecânico de solos.

Referências Bibliográficas

- AAS, G. *et al.* Use of in situ tests for foundation design on clay. **Publikasjon-Norges Geotekniske Institutt**, n.166, p.1-15. 1986.
- ABRAMENTO, M.; PINTO, C. S. Propriedades dos solos residuais de gnaise e migmatito determinadas por pressiometro de auto furacão de Cambridge - Camkometer. In: XI COBRAMSEG. 1998. Brasilia1998. p. 1037-1044.
- ALI, H. *et al.* Facteurs d'influence de l'essai de chargement de pointe. In: Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur. JNGG'08. 2008. Nantes, França2008
- ALI, H. *et al.* Settlement of pile using cone loading test: load settlement curve. In: 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. 2010. Huntington Beach, CA, USA. **Technical Papers, Session 3: Applications**. Huntington Beach, CA, USA2010. p. 24.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil**. New York, 1975. p.
- _____. **ASTM D1196-93 (Reapproved 1997)**. Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements. New York. 1997.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Vth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1975. Buenos Aires, Argentina: International Society for Soil Mechanics and Foundations Engineering/Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 1975. p. 367-376.
- ARBAOUI, H. *et al.* Measure of the deformability of soils in situ with the aid of static loading attempt of a penetrometric point. **Canadian Geotechnical Journal**, v.43, n.4, p.355-369. 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3406**. Solo-Ensaio de penetração de cone in situ CPT, método de ensaio, CB-O2. Rio de Janeiro. 1994.
- _____. **NBR 12131**. Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2006.
- _____. **NBR 6122**. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2010.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P94-110**. Essai Pressiométrique Ménard: Norme Française. Paris. 1991.
- ATKINSON, J. H. Non-linear soil stiffness in routine design. **Geotechnique**, v.50, n.5, p.487-508. 2000.
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J. F.; SHIELDS, D. H. **The Pressuremeter and Foundation Engineering**. 1st. ed. Clausthal, Germany: Trans Tech Publications, 1978. 617 p
- BARKAN, D. D. **Dynamics of Bases and Foundations**. 1. ed.: McGraw-Hill, 1962. (translated from the Russian by L. Drashevskaja)

7. Referências Bibliográficas

- BARROS, J. M. C.; PINTO, C. S. Estimation of maximum shear modulus of Brazilian tropical soils from Standard Penetration Test. Proc. of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering ISSMFE, 1997. p. 29-30.
- BEEN, K.; JEFFERIES, M. State parameter for sands. Proc. of the International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1985. p. 198-198.
- BEGEMANN, H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In: 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering ICSMFE. 1965. Montreal, Canada. Montreal: ICSMFE, 1965. p. 17-20.
- BELLOTTI, R. *et al.* Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand. **Geotechnique**, v.39, n.2, p.269-292. 1989.
- BUDHU, M. **Soil Mechanics and Foundations**. 2nd ed. ed.: Wiley & Sons, Incorporated, John, 2006. 656 p
- BUTTERFIELD, R.; BANERJEE, P. K. A rigid disc embedded in an elastic half space. **Geotechnical Engineering SEAGS**, v.2, n.1, p.35-42. 1971.
- CAMPANELLA, R.; WEEMEES, I. Development and use of an electrical resistivity cone for groundwater contamination studies. **Canadian Geotechnical Journal**, v.27, n.5, p.557-567. 1990.
- CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; ROBERTSON, P. K. Pore pressure during cone penetration testing. In: Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing ESPOT II. 1982. Amsterdam. Amsterdam: A.A. Balkema, 1982. p. 507-512.
- CAVAGUTI, N. **Geologia, estruturas e características hidrogeológicas mesozoicas da Região de Bauru – SP**. 169 p. Tese de Doutorado (Doutor). Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras, Universidade do Sagrado Coração, USC, 1981.
- CAVALCANTE, E. H.; GIACHETI, H. L.; BEZERRA, R. L. Parâmetros geotécnicos e previsão da capacidade de carga de estacas apiloadas em solo tropical arenoso obtidos com o pressiômetro Ménard. **Solos e Rochas - Revista Latino-Americana de Geotecnia**, v.28, n.1, p.115-129. 2005.
- CHEN, B. S.; MAYNE, P. W. **Profiling the overconsolidation ratio of clays by piezocone tests**. Atlanta, Georgia, USA: National Science Foundation, 1994, 294 p. Report No. No. GIT-CEECEO-94-1.
- CLARKE, B. G. **Pressuremeter in Geotechnical Design**. 1. ed. Cambridge: Chapman & Hall, 1995. 362 p
- CRAIG, R. F. **Craig's soil mechanics**. ed.: CRC Press Llc, 2004. 0415327032.
- DANZIGER, F. A. B.; POLITANO, C. F.; DANZIGER, B. R. CPT-SPT correlations for some Brazilian residual soils. In: P.K. Robertson and P.W. Mayne (Editors), **Geotechnical Site Characterization: Volume 2. Proceedings of the First International Conference on Site Characterization - ISC'98**. Atlanta, Georgia, USA1998, p.
- DAS, B. M. **Advanced soil mechanics**. Third Edition. ed. New York: Taylor & Francis, 2008. 594 p. 0415420261.
- DE BEER, E. *et al.* Cone penetration test (CPT): international reference test procedure: Proc 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 20-24 March 1988 V1,

- P27-51 Rotterdam: AA Balkema, 1988. Proc. of the International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1990. p. A93.
- DÉCOURT, L. The Standard Penetration Test: State-of-the-Art-Report. **Norwegian Geotechnical Institute Publication**, v.179. 1989.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 055/2004 - ME**. Pavimento rígido - Prova de carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto e avaliação de pavimentos - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2004.
- DOBRY, R.; VUCETIC, M. Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. In: International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils. 1987. Mexico City 1987. p. 51-87.
- DUNCAN, J. M.; BURSEY, A. **Soil and Rock Modulus Correlations for Geotechnical Engineering**: Virginia Tech, 2007, 71 p. Report
- FAUGERAS, J. C. **L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique**. 125 p. Thesis (PhD). Univ. Paul Sabatier, Toulouse, 1979.
- FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Yield, strength, and critical state behavior of a tropical saturated soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.130, n.11, p.1169-1179. 2004.
- GIACHETI, H. L. **Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudo e considerações quanto à aplicação em solos tropicais**. Tese (Livro Docência). Faculdade de Engenharia, Unesp-Bauru, Bauru, São Paulo, Brasil, 2001.
- GIACHETI, H. L. *et al.* Comparação entre resultados de ensaios sísmicos Down-Hole e Cross-Hole no Campo Experimental da UNESP de Bauru. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2006. Curitiba. Curitiba 2006. p. 669-674.
- GIACHETI, H. L.; PEIXOTO, A. S. P.; MONDELLI, G. Comparação entre os resultados de ensaios de penetração com os cones mecânico e elétrico em solos tropicais. **Solos e Rochas - Revista Latino-Americana de Geotecnia**, v.27, n.2, p.191-200. 2004.
- HAEFELI, R.; FEHLMANN, H. B. Measurement of soil compressibility in situ by means of the model pile test. In: 4th ICSMFE. 1975. London 1975. p. 225-230.
- HOLSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the piezocone in clay. Proc. of the International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1. Orlando, 1988. p.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1981). **Mapa geológico do Estado de São Paulo; escala 1:500.000**C. Secretaria da Indústria, Ciência e Tecnologia. São Paulo, SP.
- ISHIBASHI, I.; ZHANG, X. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sands and clays. **Soils and Foundations**, v.33, n.1, p.182-191. 1993.
- ISHIHARA, K. **Soil behaviour in Earthquake Geotechnics**. Reprinted in 2003. ed. New York: Clarendon Press, Oxford Science Publications, 1996. 385 p
- KAVAZANJIAN JR., E.; HADJ-HAMOU, T. **Determination of the dynamic material properties of soils from the results of static shear tests**. Stanford, California, USA: National Science Foundation Earthquake Hazard Mitigation Program, 1980p. Report No. 45.

7. Referências Bibliográficas

- KONRAD, J.-M.; LAW, K. T. Undrained shear strength from piezocone tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v.24, n.3, p.392-405. 1987.
- KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering**. 1 ed. ed. NJ, USA: Upper Saddle River, 1996
- KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**: Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group, 1990p. Report
- LADANYI, B. Use of static penetration tests in frozen soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.13, n.2, p.95-110. 1976.
- LARSSON, R.; MULABDIC, M. Piezocone tests in clay. **SGI REPORT**, n.42. 1991.
- LEE, J.; SALGADO, R.; CARRARO, J. A. H. Stiffness degradation and shear strength of silty sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v.41, n.5, p.831-843. 2004.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P.; POWELL, J. Cone penetration testing. **Geotechnical Practice**. 1997.
- MASOOD, T.; MITCHELL, J. K. Estimation of in situ lateral stresses in soils by cone-penetration test. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.119, n.10, p.1624-1639. 1993.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4719**. Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils. v.04.08. New York. 1987.
- MAYNE, P.; RIX, G. Gmax-qc relationships for clays. **ASTM geotechnical testing journal**, v.16, n.1, p.54-60. 1993.
- MAYNE, P. W.; SCHNEIDER, J. A. Evaluating Axial rilled Shaft Response by Seismic Cone. Proc. of the Foundations and ground Improvement. T.L. Brandon (Editor), 2001. p. 655-669.
- MENEGOTTO, M. L. **Previsão da curva tensão-recalque de ensaios de placa em solo não saturado**. 246 p. Tese (Doutor em Geotecnia). Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004.
- MUROMACHI, T. Cone penetration testing in Japan. Proc. of the Cone Penetration Testing and Experience, 1981. p. 49-75.
- NAPA GARCÍA, G. F. **Implementação de ensaios de arrancamento cíclico de geossintéticos**. 130 p. Dissertação (Mestrado em Ciências). Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- PEIXOTO, A. S. P. **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações**. 510 p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola). Faculdade de Engenharia Agrícola - FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Campinas, Brasil, 2001.
- QUARESMA, A. R. *et al.* Investigações geotécnicas. In: W. Hachich et al. (Editors), **Fundações:: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998, p. 119-162.
- REIFFSTECK, P. *et al.* Measurements of soil deformation by means of cone penetrometer. **Soils and Foundations**, v.49, n.3, p.397-408. 2009.
- ROBERTSON, P. Estimation of foundation settlements in sand from CPT. Proc. of the Geotechnical Engineering Congress—1991, 1991. p. 764-775.

- _____. The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests some insights. In: Coutinho and P.W. Mayne (Editors), **Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4**. London: Taylor and Francis Group, 2013, p. 3-24.
- ROBERTSON, P.; CAMPANELLA, R. Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design. **Using CPT and CPTU Data, Washington, DC, Federal Highway Administration, FHWA/PA-87/023**, p.84-24. 1988.
- ROBERTSON, P. *et al.* Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v.29, n.4, p.539-550. 1992.
- ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**, v.27, n.1, p.151-158. 1990.
- ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. Fifth Ed. ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc., 2012. 145 p
- ROBERTSON, P. K. *et al.* Use of piezometer cone data. Proc. of the Use of in situ tests in geotechnical engineering, 1986. p. 1263-1280.
- ROCHA FILHO, P. **Behaviour in Cone Penetration Tests in Saturated Sands**. Thesis (PhD). University of London, London, 1982.
- SANDVEN, R. **Strength and deformation properties of fined grained soils obtained from piezocone tests**. Thesis (Ph.D.). Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 1990.
- SANGLERAT, G. *et al.* Direct soil classification by static penetrometer with special friction sleeve. In: First European Symposium on Penetration Testing. 1974. Stockholm: ESOPT-1, 1974. p. 337-344.
- SCHMERTMANN, J. The Mechanical Aging of Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.117, n.9, p.1288-1330. 1991.
- SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 1. ed.: Oficina Textos, 2000. 189 p
- SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses**. California: University of California at Berkeley, 1970, 42 p. Report No. EERC 70 - 10.
- SEED, H. B. *et al.* Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. **Journal of Geotechnical Engineering-Asce**, v.112, n.11, p.1016-1032. 1986.
- SENNESET, K.; JANBU, N. Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. **Strength testing of marine sediments: laboratory and in-situ measurements. Philadelphia, PA, American Society for Testing and Materials**, p.41-54. 1985.
- SENNESET, K.; SANDVEN, R.; JANBU, N. Evaluation of soil parameters from piezocone tests. **Transportation Research Record**, p.24-37. 1989.
- SENNESET, K. *et al.* The evaluation of soil parameters from piezocone tests. Proc. of the International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1. Orlando, 1988. p.
- SKEMPTON, A. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. **Geotechnique**, v.36, n.3, p.425-447. 1986.

7. Referências Bibliográficas

- SOUZA, T. J. **Previsão do comportamento de fundações diretas em solo arenoso a partir de ensaios de cone sísmico**. 86 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2011.
- U.S. Army Corps of Engineers. **EM 1110-1-1904**. Engineering and Design - Settlement Analysis Washington, DC. 1990.
- VITALI, O. P. M. **Desenvolvimento de um sistema para realização de ensaios sísmicos down-hole em conjunto com o CPT**. 114 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2011.
- VUCETIC, M.; DOBRY, R. Effect of soil plasticity on cyclic response. **Journal of Geotechnical Engineering-Asce**, v.117, n.1, p.89-107. 1991.
- ZHANG, J. F.; ANDRUS, R. D.; JUANG, C. H. Normalized shear modulus and material damping ratio relationships. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.131, n.4, p.453-464. 2005.
- _____. Model uncertainty in normalized shear modulus and damping relationships. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.134, n.1, p.24-36. 2008.