



Alan Henrique Carneiro Brito

Atrito lateral unitário de estacas em solos lateríticos: análise de um banco de dados

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Dr. Alessandro Cirone

Rio de Janeiro
Outubro de 2023



Alan Henrique Carneiro Brito

Atrito lateral unitário de estacas em solos lateríticos: análise de um banco de dados

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo:

Prof. Dr. Alessandro Cirone

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

Universidade Estadual de Campinas - Unicamp

Dr. Tiago de Jesus Souza

Instituto Tecnológico de Aeronáutica - ITA

Dra. Bernardete Ragoni Danziger

Universidade Estadual do Rio de Janeiro - UERJ

Rio de Janeiro, 6 de Outubro de 2023

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, do orientador e da universidade.

Alan Henrique Carneiro Brito

Possui graduação em Engenharia Civil (2017) pelo Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos (Porto Nacional, Tocantins). Ingressou no Mestrado em Engenharia Civil com ênfase em Geotecnia na PUC-Rio em 2021, onde desenvolve pesquisas na área de Fundações.

Ficha Catalográfica

Brito, Alan Henrique Carneiro

Atrito lateral unitário de estacas em solos lateríticos: análise de um banco de dados / Alan Henrique Carneiro Brito; orientador: Dr. Alessandro Cirone. – 2023.

113 f: il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental – Teses. 2. Solos Lateríticos. 3. Módulo de Cisalhamento Máximo. 4. Dimensionamento. 5. Rigidez. I. Cirone, Alessandro. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

Agradeço a Deus por guiar meus passos e me dar força e inspiração ao longo desta jornada acadêmica.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Alessandro Cirone, pelo constante estímulo, orientação precisa e valiosa parceria que foram fundamentais para a realização deste trabalho.

Ao Engenheiro Luciano Décourt por sua importante contribuição neste trabalho.

Aos meus pais e irmãs pelo apoio sincero e incondicional, essencial para minha perseverança na busca dos meus objetivos.

Aos colegas da PUC-Rio, pela colaboração e troca de experiências durante esta jornada.

Aos professores que participaram da Comissão examinadora, pelas contribuições e apreciações valiosas.

Aos professores e funcionários do Departamento pelos valiosos ensinamentos e apoio fornecido ao longo dessa jornada acadêmica. Em especial, agradeço a Luana por seu auxílio incansável e palavras de encorajamento.

Aos amigos e familiares que, de uma forma ou de outra, me estimularam e ajudaram, expresso minha profunda gratidão.

Agradeço à CAPES e à PUC-Rio pelos auxílios concedidos, pois sem eles este trabalho não seria possível. O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Resumo

Brito, Alan Henrique Carneiro; Cirone, Alessandro (Orientador). **Atrito lateral unitário de estacas em solos lateríticos: análise de um banco de dados**. Rio de Janeiro, 2023. 113p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Os solos lateríticos são predominantes em regiões tropicais e estão amplamente distribuídos pelo território brasileiro. Sua composição se caracteriza pela presença considerável de óxidos de ferro e alumínio, que formam ligações cimentícias com as partículas do solo. O reconhecimento da presença desses solos desempenha um papel fundamental na engenharia de fundações, uma vez que a omissão dessa característica ao estimar a capacidade de carga pode resultar em custos excessivos nos projetos. Embora o laudo da sondagem à percussão (SPT) tenha um papel crucial no dimensionamento das fundações, sua precisão na avaliação das propriedades de rigidez dos solos lateríticos pode ser limitada. Esta pesquisa aborda essa lacuna, coletando e analisando dados de diversas tipologias de estacas submetidas a provas de carga em solos lateríticos. As investigações abrangem campos experimentais localizados em Campinas/SP e Londrina/PR, além de casos em quatro cidades satélites do Distrito Federal e um caso isolado em Itaquera/SP. Ao comparar a capacidade de carga estimada do fuste com as medidas obtidas por provas de carga, os resultados indicam que a resistência do fuste das estacas em solos lateríticos é aproximadamente o dobro dos valores estimados pelas fórmulas convencionais brasileiras. Esses resultados destacam a importância de determinar o módulo de cisalhamento máximo (G_0) em perfis que contenham esse tipo de solo, proporcionando uma compreensão da rigidez do solo e permitindo uma concepção mais acurada e eficaz de projetos geotécnicos.

Palavras-chave

Solos Lateríticos; Módulo de Cisalhamento Máximo; Dimensionamento; Rigidez.

Abstract

Brito, Alan Henrique Carneiro; Cirone, Alessandro (Advisor). **Unit skin friction of piles in lateritic soils: analysis of a database**. Rio de Janeiro, 2023. 113p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Lateritic soils are predominant in tropical regions and widely distributed throughout the Brazilian territory. Their composition is characterized by a considerable presence of iron and aluminum oxides, which form cementitious bonds with soil particles. Recognizing the presence of these soils plays a fundamental role in foundation engineering, as omitting this characteristic when estimating load capacity can result in excessive costs in projects. Although the report from the Standard Penetration Test (SPT) plays a crucial role in foundation design, its accuracy in assessing the stiffness properties of lateritic soils may be limited. This research addresses this gap by collecting and analyzing data from various types of piles subjected to load tests in lateritic soils. The investigations cover experimental fields located in Campinas/SP and Londrina/PR, as well as cases in four satellite cities of the Federal District and an isolated case in Itaquera/SP. When comparing the estimated load capacity of the shaft with the measurements obtained from load tests, the results indicate that the shaft resistance of the piles in lateritic soils is approximately twice the values estimated by conventional Brazilian formulas. These results highlight the importance of determining the maximum shear modulus (G_0) in profiles containing this type of soil, providing an understanding of soil stiffness and allowing for a more accurate and effective design of geotechnical projects.

Keywords

Lateritic Soils; Maximum Shear Modulus; Design; Stiffness.

Sumário

1	Introdução	12
1.1	Justificativa	13
1.2	Objetivo	13
1.3	Organização da Dissertação	14
2	Solos lateríticos	15
2.1	Laterita e solo laterítico: conceitos e terminologias	15
2.2	Ocorrência dos solos lateríticos	17
2.2.1	Solos lateríticos no mundo	17
2.2.2	Solos lateríticos no Brasil	18
2.3	Formação dos solos lateríticos	19
2.3.1	Perfil de intemperismo	23
2.4	Aspectos Mineralógicos dos Solos Lateríticos	23
2.5	Aspectos Químicos dos Solos Lateríticos	24
2.6	Propriedades e Características dos Solos Lateríticos	25
2.7	Métodos de classificação de solos tropicais para fins de engenharia	28
2.7.1	Classificação MCT	28
2.7.2	Índice de Laterização	33
2.7.3	Método Expedito das Pastilhas	35
2.7.4	Classificação G-MCT	37
2.7.5	Sistema de Classificação UCT	38
3	Caracterização geotécnica <i>in situ</i> em solos lateríticos	41
3.1	Módulo de cisalhamento máximo	41
3.1.1	Avaliação do Módulo de Cisalhamento Máximo para Fundações em Solos Lateríticos	47
3.2	Ensaio <i>in situ</i> para medição da v_s	48
3.2.1	Ensaio sísmico <i>crosshole</i>	50
3.2.2	Ensaio sísmico <i>downhole</i> e <i>uphole</i>	51
3.2.3	<i>Spectral Analysis of Surface Waves</i>	53
3.2.4	<i>Multichannel Analysis of Surface Waves</i>	55
4	Fundações em Solos Lateríticos	57
4.1	Edifício Rimini	57
4.2	Hospital da Beneficência Portuguesa de São Paulo	60
4.3	Campo Experimental da Unicamp – Campinas/SP	63
4.4	Condomínio Damasio Club – Itaquera/SP	69
4.5	Campo Experimental da UEL – Londrina/PR	72
4.6	Obras nas Regiões Administrativa do Distrito Federal	76
4.6.1	Obra em Guará/DF	77
4.6.2	Obra em Ceilândia/DF	78
4.6.3	Obra em Gama/DF	81
4.6.4	Obra em Samambaia/DF	82

4.7	Dimensionamento de Fundações Profundas em Solos Lateríticos com Base no SPT	84
4.8	Efeitos da Água em Solos Lateríticos e sua Influência na Capacidade de Carga de Fundações	87
5	Análise do comportamento de estacas em solos lateríticos: implicações para o dimensionamento de fundações	89
5.1	Casos de Estacas em Solos Lateríticos: Dados	89
5.2	Análise comparativa da capacidade: estimada <i>versus</i> medida	93
5.3	Estimativa do Atrito Lateral em Solos Lateríticos: Adaptação do Método de Décourt e Quaresma (1978)	96
5.3.1	Análise da Correlação Proposta e Comparação com as Provas de Carga	98
6	Conclusões	101
7	Referências bibliográficas	103

Lista de figuras

Figura 2.1	Distribuição dos solos lateríticos no mundo (Gidigasu, 1976).	17
Figura 2.2	Ocorrências de solos finos arenosos e argilosos lateríticos, no Brasil (Villibor; Nogami, 2009 <i>apud</i> Villibor; Alves, 2019).	19
Figura 2.3	Perfil de solo tropical: (a) em clima continuamente úmido; (b) em alternância de clima úmido e seco (Nagle, 2000, alterado por Huat; Toll; Prasad, 2013).	20
Figura 2.4	Perfil típico de intemperismo de solos tropicais (Marson, 2004a)	23
Figura 2.5	Gráfico da classificação de solos MCT (Villibor; Alves, 2019).	32
Figura 2.6	(a) Curvas de compactação de solos tropicais e não tropicais (Nogami <i>et al.</i> , 1985 <i>apud</i> Ignatius, 1991); (b) Curvas de compactação no espaço normalizado (Ignatius, 1991).	33
Figura 2.7	Carta de classificação do método das pastilhas (Nogami; Villibor, 1994 <i>apud</i> Fortes; Merighi; Zuppolini Neto, 2002)	36
Figura 2.8	Esquema para classificação pelo sistema Unificado-Compactado-Tropical (UCT) (adaptado de Ignatius; Vieira; Pirola, 2020).	40
Figura 3.1	(a) Relação tensão de cisalhamento típica; (b) Curva de degradação do módulo de cisalhamento (adaptado de Dong; Lu; McCartney, 2018).	42
Figura 3.2	Correlação entre G_0 e N_{SPT} : (a) para solos lateríticos; (b) para solos saprolíticos (adaptado de Barros; Pinto, 1999).	44
Figura 3.3	Princípio básico de funcionamento dos ensaios sísmicos de campo.	48
Figura 3.4	Modelo de perfil do módulo de cisalhamento máximo (G_0) em função da profundidade.	49
Figura 4.1	Resultados das provas de cargas realizadas no Edifício Rimini (Décourt, 2001a).	58
Figura 4.2	Resultado da prova de carga estática realizada no Hospital da Beneficência Portuguesa, carregamentos lentos e rápidos (Décourt, 2001b).	61
Figura 4.3	Curva carga vs. deslocamento (adaptado de Albuquerque; Carvalho, 1999).	64
Figura 4.4	Perfil de sondagem e representação da Estaca 2 (adaptado de Albuquerque, 1996, Albuquerque; Carvalho; Massad, 1999).	65
Figura 4.5	Carga x deslocamento das Estacas E1 (Bored 1), E2 (Bored 2), E3 (Bored 3), HC1 (CFA 1), HC2 (CFA 2) e HC3 (CFA 3) (Albuquerque; Carvalho; Massad, 2005).	66
Figura 4.6	Perfil de sondagem no local das estacas escavadas e hélices contínuas (adaptado de Albuquerque, 2001, Albuquerque, Carvalho e Massad, 2005).	67
Figura 4.7	Curva carga vs. deslocamento (adaptado de Nogueira, 2004).	67
Figura 4.8	Perfis de sondagens no local e representação das estacas tipo raiz (adaptado de Nogueira, 2004).	68
Figura 4.9	Curva carga vs. deslocamento (adaptado de Shulze, 2013).	69

Figura 4.10	Perfil de sondagem e representação da estaca escavada (adaptado de Shulze, 2013)	69
Figura 4.11	Sondagem mais próxima da estaca ensada (adaptado de Cerqueira e Souza, 2023)	70
Figura 4.12	Curva carga vs. deslocamento (adaptado de Cerqueira; Souza, 2020).	71
Figura 4.13	Perfil geotécnico no local das estacas escavadas (adaptado de Branco, 2006).	74
Figura 4.14	Perfil geotécnico no local das 12 estacas (adaptado de Campos <i>et al.</i> , 2008).	75
Figura 4.15	Curvas carga <i>versus</i> deslocamento e aplicação do MBM: (a) ETM com $L = 3$ m de concreto; (b) ETM com $L = 6$ m de concreto (Campos <i>et al.</i> , 2008).	75
Figura 4.16	Curvas carga <i>versus</i> deslocamento e aplicação do MBM: (a) ACA com $L = 3$ m; (b) ACA com $L = 6$ m (Campos <i>et al.</i> , 2008).	76
Figura 4.17	Perfil de sondagem e representação da Estaca PCCI (adaptado de Silva, 2011 e Abreu, 2013).	77
Figura 4.18	Curva carga vs. deslocamento (adaptado de Silva, 2011 e Abreu, 2013).	78
Figura 4.19	Perfil de médio de sondagem e representação das estacas (adaptado de Abreu, 2013).	79
Figura 4.20	Carga vs. deslocamento: (a) Estaca 104; e (b) Estaca 208B (GEOMEC, 2008 <i>apud</i> Abreu, 2013).	80
Figura 4.21	Perfil de sondagem e representação das estacas (adaptado de Abreu, 2013).	81
Figura 4.22	Carga vs. deslocamento: (a) Estaca E53B; e (b) Estaca E43D (GEOMEC, 2008 <i>apud</i> Abreu, 2013).	82
Figura 4.23	Perfil de sondagem com valores de N_{SPT} obtido por retroanálise (adaptado de Abreu; Décourt; Souza Filho, 2015).	83
Figura 4.24	Curva carga vs. deslocamento das estacas E6 e E7 (adaptado de Abreu; Décourt; Souza Filho, 2015).	83
Figura 4.25	Curva carga vs. deslocamento das estacas E1, E2, E3, E4 e E5 (adaptado de Abreu; Décourt; Souza Filho, 2015).	84
Figura 5.1	Gráfico de barras: relação entre a R_L estimada pelo método Décourt e Quaresma (1978, 1996a) e a R_L medida.	94
Figura 5.2	Comparação entre valores medidos em provas de cargas e estimados pelo método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) para a resistência de fuste.	95
Figura 5.3	Representação esquemática do cálculo da resistência lateral em solos lateríticos.	96
Figura 5.4	Gráfico de Barras: Relação entre a Resistência de Fuste Estimada e a Resistência de Fuste Medida para as Estacas Analisadas.	98
Figura 5.5	Comparação entre valores medidos em provas de cargas e estimados pelo método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) para a resistência de fuste.	99

Lista de tabelas

Tabela 2.1	Tonalidades a partir dos óxidos de ferro hidratados (traduzido de Posnjak e Mervin, 1919 <i>apud</i> Gidigasú, 1976).	26
Tabela 2.2	Classificação da G-MCT (Villibor; Alves, 2019).	37
Tabela 3.1	Velocidades de propagação das ondas cisalhantes (v_s) em m/s para geomateriais e concreto.	43
Tabela 3.2	Fatores que afetam o G em solos arenosos e coesivos (Hardin; Drnevich, 1972).	45
Tabela 3.3	Nível de importância dos fatores que afetam o valor do G_0 (Barros, 1997).	46
Tabela 4.1	Sapata e recalques do edifício Rimini (Décourt, 2001a).	59
Tabela 4.2	Recalques computados para sapata de 3 x 3 m (Décourt, 2001a).	60
Tabela 4.3	Valores dos módulos de cisalhamento máximo (Décourt, 2001b).	62
Tabela 4.4	β_l para as sondagens (Cerqueira e Souza, 2020).	72
Tabela 4.5	Valores para as estacas de Ceilândia/DF (Abreu, 2013).	80
Tabela 4.6	Valores para as Estacas de Gama/DF (Abreu, 2013).	82
Tabela 4.7	Valores para as Estacas de Guará/DF (Abreu, 2013).	84
Tabela 4.8	Valores do fator α para ponta em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996a).	86
Tabela 4.9	Valores do fator β para o fuste em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996a).	86
Tabela 4.10	Valores do fator β_l para solos com comportamento laterítico.	87
Tabela 5.1	Casos de fundações do tipo estaca executadas em solos lateríticos.	90
Tabela 5.2	Dados compilados do Campo Experimental da Unicamp	91
Tabela 5.3	Dados da estaca ensaiada na Bacia de São Paulo – Itaquera/SP	91
Tabela 5.4	Dados compilados do Campo Experimental da UEL	92
Tabela 5.5	Dados compilados das cidades satélites do Distrito Federal	93

1

Introdução

A engenharia de fundações desempenha um papel crucial na construção civil, estando intimamente ligada às características dos solos sobre os quais as estruturas são erguidas. A capacidade de suporte do solo exerce uma influência direta sobre o desempenho e a durabilidade das edificações. Dentre os variados tipos de solos, destaca-se o solo laterítico, cujo impacto nas fundações é de extrema relevância. Amplamente distribuídos nas regiões entre os Trópicos de Câncer e Capricórnio, esses solos surgem do processo de laterização, envolvendo fenômenos de lixiviação e intemperismo químico, culminando em camadas enriquecidas com óxidos de ferro e alumínio.

Os efeitos visíveis da laterização na natureza se refletem na dificuldade enfrentada pelas raízes das plantas ao penetrar o solo. Essa interação entre a natureza e a engenharia civil estabelece uma analogia marcante e instrutiva. Tal como as raízes absorvem e distribuem as cargas da parte superior da árvore no solo, as fundações em construções humanas assumem a responsabilidade primordial de transferir, com segurança e eficiência, as cargas da estrutura para o solo subjacente.

Nesse contexto, as fundações se beneficiam das características singulares do solo laterítico, pois uma maior rigidez resulta em maior capacidade de carga. Tais solos exibem uma rigidez singular, oriunda da cimentação natural resultante da precipitação de minerais de ferro e alumínio nos pequenos poros e fissuras do solo. Essa cimentação, proveniente do intemperismo, atua como aglomerante natural, conferindo maior rigidez e resistência ao solo, impactando positivamente o comportamento das estruturas nele alicerçadas. Considerar essa propriedade singular dos solos lateríticos torna-se imprescindível durante o dimensionamento e a execução das fundações.

A estimativa da capacidade de carga é um pilar fundamental no planejamento de projetos de fundação. Para isso, utiliza-se métodos convencionais, conhecidos como métodos semiempíricos, baseados nos resultados de sondagens de simples reconhecimento. Entretanto, a rigidez do solo laterítico nem sempre é capturada de maneira precisa por essas sondagens. Isso pode resultar na subestimação da capacidade de carga, acarretando implicações para os projetos de fundações, como superdimensionamento e custos desnecessários. A

premente necessidade de aprimorar métodos de estimativa para solos lateríticos é evidente, buscando obter avaliações geotécnicas mais confiáveis.

A performance real das fundações é evidenciada por meio de provas de carga. Estudos têm documentado o desempenho superior dessas fundações em solos de comportamento laterítico, superando estimativas de métodos semiempíricos. A importância de identificar esses materiais é crucial para a engenharia de fundações, uma vez que sua negligência implica custos diretos no projeto e execução. Diversos pesquisadores propuseram classificações e identificações dos solos de comportamento laterítico.

Nesse contexto, aprimorar a engenharia geotécnica em fundações de solos lateríticos exige uma abordagem que integre métodos tradicionais com novas perspectivas. Essa estratégia visa equilibrar segurança estrutural, eficiência operacional e otimização de recursos, resultando em projetos de fundações eficientes, otimizados e economicamente viáveis. A busca incessante por aprimoramento é uma necessidade premente, buscando avaliações geotécnicas refinadas e confiáveis para os solos em questão, considerando meticulosamente suas propriedades intrínsecas.

1.1

Justificativa

A falta de consideração da influência da rigidez dos solos lateríticos nos métodos de estimativa da capacidade de carga tem levado a valores subestimados em comparação com dados obtidos por meio de provas de carga. Esse cenário tem como resultado projetos de fundações superdimensionados, acarretando em custos desnecessários. Diante dessa problemática, torna-se essencial investigar e aprimorar as abordagens de dimensionamento de fundações em solos lateríticos, buscando alcançar uma eficiência construtiva e econômica mais sólida e precisa.

1.2

Objetivo

Aprimorar o dimensionamento de fundações do tipo estaca em solos com comportamento laterítico. O enfoque recai sobre as particularidades intrínsecas desses solos e os desafios associados a eles. Através da comparação metódica entre resultados obtidos a partir de análises de campo e valores estimados por métodos semiempíricos, busca-se oferecer ajustes nas metodologias existentes para a avaliação da capacidade de carga das estacas. Essa busca visa a elevação da precisão e confiabilidade nos projetos de fundações em solos lateríticos,

impulsionando, assim, a eficiência construtiva, a otimização dos recursos e o aporte para a economia dos empreendimentos

1.3

Organização da Dissertação

A dissertação está estruturada em seis capítulos, conforme resumido abaixo:

- *Capítulo 1*: Apresenta a importância dos solos lateríticos na engenharia civil e estabelece o contexto para o estudo das fundações em solos lateríticos.
- *Capítulo 2*: Aborda as características geotécnicas e o comportamento dos solos lateríticos, incluindo sua ocorrência no Brasil e no mundo, bem como os métodos de classificação e identificação desses solos.
- *Capítulo 3*: Discute a importância do módulo de cisalhamento máximo (G_0) na engenharia de fundações em solos lateríticos e explora os métodos geofísicos usados para obtê-lo.
- *Capítulo 4*: Apresenta casos de projetos de fundações em solos lateríticos, destacando resultados de provas de carga e discutindo como a rigidez desses solos afeta as fundações..
- *Capítulo 5*: Analisa o desempenho das estacas em solos lateríticos, comparando os resultados de provas de carga e propondo adaptações para aumentar a acurácia do dimensionamento, enfatizando a influência da rigidez dos solos.
- *Capítulo 6*: Apresenta as conclusões do estudo e fornece sugestões para pesquisas futuras no campo das fundações em solos lateríticos.

2

Solos lateríticos

Este capítulo apresenta uma breve revisão da literatura sobre as características geotécnicas e o comportamento dos solos lateríticos. Serão destacadas suas ocorrências, bem como as condições que contribuem para sua formação, conhecida como pedogênese. Além disso, serão apresentados métodos de classificação e identificação desses solos, com aplicação prática em engenharia.

A importância do estudo dos solos lateríticos transcende sua ampla utilização como materiais de construção em obras geotécnicas, tais como estradas e barragens. De fato, a importância é ainda maior, visto que grandes projetos de engenharia frequentemente contam com suas fundações embutidas nesses materiais.

2.1

Laterita e solo laterítico: conceitos e terminologias

O termo “laterita” foi introduzido na literatura por Francis Buchanan-Hamilton em 1807, para descrever um material encontrado na região de Malabar, Índia. Esse material era suficientemente macio para ser facilmente cortado em blocos por uma espátula de ferro, mas ao entrar em contato com o ar, rapidamente se tornava duro como tijolo e resistente à ação do ar e da água. Inicialmente, ele o chamou de “argila endurecida”, mas depois sugeriu o termo *laterite* em inglês, derivado de *lateritis* (do latim *later*, que significa “tijolo”), que seria mais adequado. Desde então, diversos materiais semelhantes ou diferentes foram erroneamente chamados de laterita. Ora a laterita é conceituada como um tipo de solo, ora sendo um tipo de rocha.

A laterita é um material de interesse em diversas áreas, envolvendo profissionais de diferentes ramos de pesquisa. Como resultado, uma variedade de terminologias foi usada para descrevê-la. Por exemplo, o termo “solo laterítico” é mais comum entre engenheiros geotécnicos, enquanto na pedologia é denominado “latossolos”. Alguns pesquisadores até cogitaram abandonar o termo “laterita” devido à confusão gerada em torno da nomenclatura.

A laterita já recebeu outras denominações, como ferricretes, duricrusts, couraças, cangas etc. (Ladeira, 2021). Às vezes, esses termos são tratados como sinônimos na literatura, mas outras vezes não, gerando ainda mais

confusão. Vários trabalhos de pesquisa têm discutido esses e outros termos que surgiram ao longo do tempo. As ambiguidades sobre a definição e significado de “laterita” foram resumidamente revisadas por Maignien (1966) em um relatório intitulado “*Review of Research on Laterites*”.

Foram feitas tentativas de identificação e classificação entre laterita e solos lateríticos com base em suas características químicas, sugeridas por vários autores, algumas delas apresentadas na seção 2.5 deste trabalho. No entanto, a aplicação dessas relações foi questionada e considerada inadequada para avaliar completamente a natureza dos solos lateríticos e o grau de laterização. Tais relações não encontraram aplicação útil na geotecnia. Contudo, as definições químicas deram lugar às definições morfológicas.

A distinção significativa entre laterita e solo laterítico é a presença de agregados de cascalho na laterita, que podem estar ausentes no solo laterítico (Persons, 1970). Assim, uma diferença é destacada pela análise granulométrica, conforme proposto por Villibor e Alves (2019): (1) solos finos lateríticos: passam 100% na peneira de 2,0 mm; (2) solos lateríticos concrecionados (lateritas): passam menos de 50% na peneira de 2,0 mm.

De acordo com o Comitê de Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE), o solo laterítico é definido como aquele pertencente aos horizontes A (camada mineral com enriquecimento de matéria orgânica) e B (apresenta máxima expressão de cor, estrutura e/ou que possuem materiais translocados), de perfis bem drenados, desenvolvido sob atuação de clima tropical úmido (Marangon, 2004).

Segundo Villibor *et al.* (2009), os solos lateríticos são solos superficiais, característicos das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas, resultantes de uma transformação da parte superior do subsolo pela atuação do intemperismo, por processo denominado laterização. Esses solos apresentam uma concentração residual de hidróxidos de ferro e alumínio, devido ao processo de laterização, o que traz como consequência uma cimentação natural. Geralmente, apresentam cores amarelas ou vermelhas enferrujadas, reflexo de seu alto teor de ferro e/ou alumínio (McNeil, 1964).

De acordo com a definição da NBR 6502 (ABNT, 2022), a laterita ou laterito é caracterizada como uma rocha com textura vacuolar, rica em ferro, geralmente de coloração avermelhada, frequentemente apresentando matizes, sendo composta por uma mistura de óxidos de ferro e alumínio, bem como por outros minerais. Essa rocha é comumente encontrada em regiões tropicais, resultando do fenômeno de laterização. Por sua vez, o solo laterítico é definido como um solo cuja formação é governada pelo processo de laterização.

Considerando a complexidade e divergência de opiniões entre os termos

“laterita” e “solo laterítico”, este trabalho usa o termo “solo laterítico” para descrever os solos residuais tropicais ou subtropicais laterizados com características de elevada rigidez. Essa rigidez é provocada pela laterização, onde óxido de ferro e alumínio causam a cimentação das partículas. De acordo com Winterkorn e Chandrasekharan (1951), a presença de ferro em solos lateríticos é um dos fatores mais importantes que influenciam suas propriedades de engenharia.

2.2

Ocorrência dos solos lateríticos

Os solos lateríticos são predominantes no cinturão tropical, situado entre as latitudes de 30° N e 30° S, onde prevalecem altas temperaturas e chuvas intensas em pelo menos uma parte do ano (McNeil, 1964). Estima-se que esses solos cubram aproximadamente 8% da superfície dos continentes, estando distribuídos em quase todo o território brasileiro (Bernucci, 1995).

2.2.1

Solos lateríticos no mundo

Os solos lateríticos estão distribuídos em quase todo o mundo. Conforme mostrado na Figura 2.1, encontram-se predominantemente entre os Trópicos de Câncer e Capricórnio, abrangendo regiões na África, América do Sul, Austrália, Índia e Sudeste Asiático (Winterkorn; Chandrasekharan, 1951; Remillon, 1955; McNeil, 1964; Maignien, 1966; Townsend, 1970; Saunders; Fookes, 1970; Varghese, 1987).

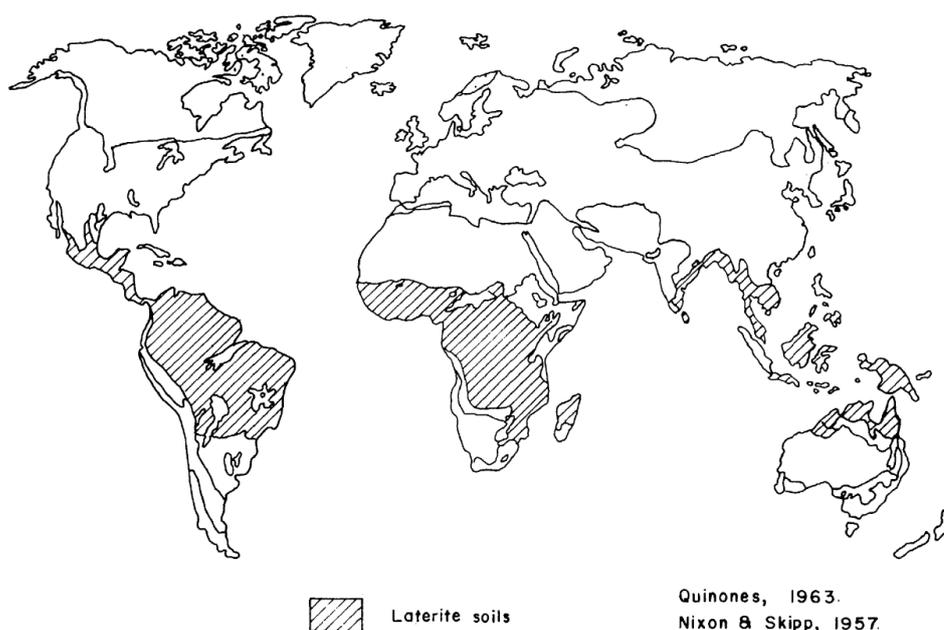


Figura 2.1: Distribuição dos solos lateríticos no mundo (Gidigasú, 1976).

De acordo com a Organização das Nações Unidas para a Alimentação e a Agricultura (FAO, 1989), os solos lateríticos cobrem cerca de 8% da superfície terrestre (Miguel; Bonder, 2012). Na zona intertropical, ocupam 33% de sua área total (Tardy, 1992 *apud* Darman *et al.*, 2022).

Na Índia, os solos lateríticos abrangem aproximadamente 248.000 km² e estão distribuídos em várias partes do país, especialmente nos basaltos de Deccan da península e Khondalites de Orissa. Também ocupam grandes áreas nos Gates Ocidentais, Gates Orientais, Rajmahal, Maharashtra, Karnataka, Kerala, Bengala Ocidental e algumas partes de Assam (Raychaudhuri, 1980; Gangopadhyay, 2013; Varma *et al.*, 2020).

Na Tailândia, país do sudeste asiático, cerca de 60% de sua superfície é coberta por solos lateríticos de coloração vermelha e amarelada (Phummiphan *et al.*, 2016 *apud* Roshan *et al.*, 2022). De acordo com Brown *et al.* (1951) *apud* Promputthangkoon e Kuasakul (2018), na Tailândia os solos lateríticos são mais encontrados no planalto de Khorat e no distrito de Chanthaburi. Outros países do sudeste asiático com solo laterítico são Malásia e Indonésia (Dasgupta, s.d.).

Na América do Sul, os solos lateríticos ocupam uma grande área no Brasil e nas Guianas (Varghese, 1987). Além disso, também podem ser encontrados no Peru, Equador, Colômbia, Bolívia, Argentina e Venezuela (Maignien, 1966).

As formações lateríticas não se restringem apenas às regiões intertropicais, uma vez que as condições favoráveis para o seu desenvolvimento existiram em várias áreas do mundo ao longo da história geológica (Maignien, 1966; Townsend, 1970; Varghese, 1987). Por exemplo, nos Estados Unidos, o solo laterítico pode ser encontrado nos estados do sudeste, como Alabama, Geórgia e Carolina do Sul (Das, 2010; Das; Sivakugan, 2018).

As características dos solos lateríticos variam significativamente de local para local, devido às diferentes condições geológicas e climáticas (Miguel; Bonder, 2012). Conseqüentemente, o solo laterítico de uma determinada região pode ser completamente distinto daqueles encontrados em outras partes do mundo.

2.2.2

Solos lateríticos no Brasil

No território brasileiro, estima-se que aproximadamente 65% da área total seja coberta por solos lateríticos (Villibor; Alves, 2019). Segundo os mesmos autores, analisando mapas geológicos e pedológicos, prevê-se potencialidade da ocorrência de solos lateríticos em alguns estados, tais como Paraná, Mato Grosso do Sul, Mato Grosso, Goiás, Bahia, entre outros. No estado de São

Paulo, os solos arenosos finos lateríticos ocupam cerca de 60% da área total. Nas regiões Norte, Nordeste e Centro-Oeste, encontram-se isoladamente solos concrecionados capeando áreas, algumas vezes com extensão considerável, embora geralmente com espessuras reduzidas (Villibor; Alves, 2019).

A Figura 2.2 ilustra as áreas brasileiras onde é possível encontrar ocorrência de solos lateríticos, tanto arenosos como argilosos.



Figura 2.2: Ocorrências de solos finos arenosos e argilosos lateríticos, no Brasil (Villibor; Nogami, 2009 *apud* Villibor; Alves, 2019).

Conforme destacado por Villibor e Alves (2019), mesmo em regiões indicadas no mapa sem referência às ocorrências de solos com comportamento laterítico, ainda podem existir pequenas áreas isoladas com a presença desse tipo de solo.

2.3

Formação dos solos lateríticos

Os solos lateríticos, embora tipicamente associados a regiões de clima tropical, também podem ser encontrados em outras áreas. O clima exerce um papel fundamental na formação desses solos, influenciando a quantidade de precipitação e temperatura disponíveis para os processos de intemperismo que governam a sua formação.

Nas regiões tropicais, a ocorrência de duas estações distintas - uma chuvosa, conhecida como verão, e outra seca, conhecida como inverno -

desencadeia processos de translocação de elementos nos solos. Durante o verão chuvoso, as bases (potássio, sódio, cálcio, magnésio) e sílica, próximas à superfície do solo, são parcial ou totalmente lixiviadas e depositadas em camadas mais profundas, formando horizontes de compostos de ferro e alumínio conhecidos como sesquióxidos ou óxidos hidratados.

Por outro lado, no inverno seco, a água sobe por capilaridade, e a lixiviação de silicatos ocorre abaixo dos óxidos de ferro e alumínio hidratados, levando à formação de uma camada de ferro oxidado insolúvel e outros minerais. Esses processos resultam em dois perfis de solo distintos, conforme ilustrado na 2.3.

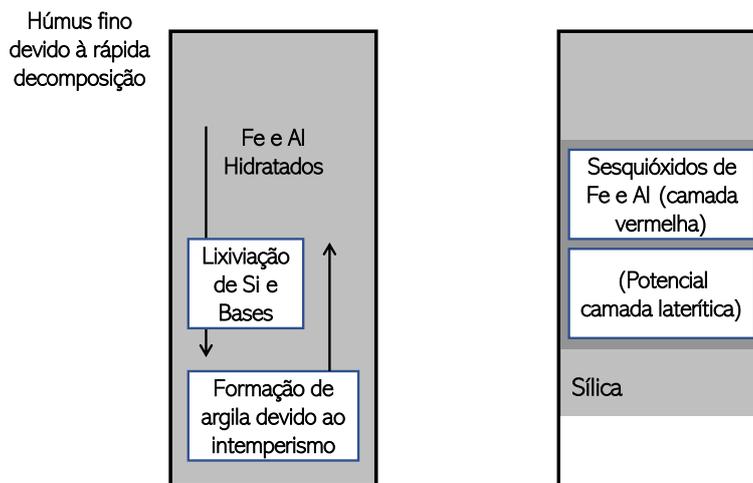


Figura 2.3: Perfil de solo tropical: (a) em clima continuamente úmido; (b) em alternância de clima úmido e seco (Nagle, 2000, alterado por Huat; Toll; Prasad, 2013).

O efeito sucessivo dessas estações no solo é conhecido como laterização, um processo de intemperismo que leva à formação dos solos denominados lateríticos. Essa laterização pode ocorrer em qualquer tipo de solo superficial, incluindo os solos residuais, coluvionares e sedimentares, desde que haja drenagem adequada e o clima seja quente e úmido (Massad, 2010).

A formação dos solos lateríticos é influenciada por diversos fatores que atuam em conjunto, sendo os principais: (1) clima; (2) as propriedades do material de origem; (3) vegetação; (4) tempo; e (5) topografia. O entendimento da interação entre esses fatores é essencial para compreender os processos de laterização e a formação dos solos lateríticos.

Condições climáticas

O clima é um fator de extrema relevância nos processos físico-químicos e químicos que estão associados à formação dos solos lateríticos. Nas regiões tropicais, onde altas temperaturas e condições úmidas prevalecem, ocorre um

ambiente propício para o intemperismo químico das rochas e a lixiviação. Além disso, tais condições climáticas favorecem indiretamente o intemperismo, graças à influência da vegetação e do elevado nível de atividade bacteriana no solo (Gidigas, 1976).

De acordo com Maignien (1966), a maioria dos solos lateríticos se desenvolve em temperaturas médias anuais de cerca de 25°C. No entanto, observam-se solos lateríticos altamente desenvolvidos em temperaturas médias anuais entre 18°C e 20°C, como é o caso dos planaltos altos de Madagascar.

Nas regiões tropicais, a precipitação média anual varia entre 750 mm e 3000 mm. Quanto maior for a precipitação acima do valor mínimo, maior será o efeito de lixiviação, resultando em um maior grau de laterização (Oyelami, 2017).

Propriedades do material de origem

A formação dos solos lateríticos é fortemente influenciada pela rocha mãe, que se desagrega para dar origem ao solo. Essa relação pode resultar em diferenças significativas entre as propriedades de índice e as propriedades de engenharia do solo, incluindo suas características de resistência (Maignien, 1966).

Materiais lateríticos podem se desenvolver a partir de diversas fontes, desde que haja uma presença de sesquióxidos de ferro. Esses sesquióxidos podem estar presentes na própria rocha mãe ou em áreas adjacentes com maior altitude, onde a água carrega os sesquióxidos para os depósitos pré-existentes em áreas mais baixas (Maignien, 1966).

Portanto, a rocha mãe pode ser de origem ígnea, sedimentar ou metamórfica, contanto que tenha um alto teor de ferro, possibilitando a formação dos solos lateríticos.

Vegetação

A vegetação desempenha um papel fundamental na formação das lateritas, predominando em regiões com elevados índices de precipitação e densa cobertura vegetal. De acordo com Varma *et al.* (2020), sua atuação pode ser percebida de três formas distintas:

Primeiramente, a vegetação evita o escoamento superficial e a erosão, contribuindo para a deposição do solo. Essa ação é relevante no processo de formação dos solos lateríticos, pois a retenção dos sedimentos é essencial para a sua evolução.

Em segundo lugar, a vegetação exerce grande influência na taxa de desidratação do solo. A desidratação dos óxidos hidratados coloidais é um estágio

crucial no desenvolvimento do perfil laterítico. A vegetação, ao controlar a umidade do solo, regula esse processo e contribui para a evolução do perfil.

Por fim, a vegetação reduz a amplitude térmica que atinge a superfície do solo, minimizando os efeitos do aquecimento e da desidratação imediata.

Fator tempo

A formação dos solos lateríticos é um processo complexo que demanda milhares de anos para ocorrer. O fator tempo desempenha um papel crucial nesse processo, uma vez que a intemperização das rochas requer um longo período para ocorrer.

Nas regiões tropicais, a influência do tempo na formação dos solos pode ser observada pela aparência dos perfis, onde os solos mais antigos apresentam maior espessura e intensa alteração e lixiviação (Huat; Toll; Prasad, 2013). Essas mudanças resultam dos processos de intemperismo e erosão que atuam ao longo de milhares de anos, promovendo a transformação gradual do solo. Como resultado, os solos mais antigos exibem características distintas em relação aos mais jovens, como a presença de óxidos de ferro e alumínio, além da formação de lateritas.

É importante ressaltar que a influência do tempo na formação dos solos lateríticos está intimamente relacionada aos demais fatores que também influenciam esse processo, como o clima, a topografia e a vegetação. Assim, o tempo atua em conjunto com esses fatores, determinando a evolução dos perfis lateríticos ao longo de milênios.

Superfície topográfica

A topografia é um fator determinante no processo de formação dos perfis lateríticos, exercendo influência direta no movimento das águas subterrâneas e superficiais, além de afetar a intensidade do intemperismo.

Como explicado por MacLean (1990) *apud* Oyelami (2017), a orientação e os aspectos do relevo também desempenham um papel crucial nos processos de intemperismo. Em áreas com declives acentuados, a água da chuva esco rapidamente, resultando em pouca infiltração no solo. Em contrapartida, terrenos com inclinação mais suave e boa drenagem favorecem a infiltração da água da chuva e a ampla lixiviação do solo.

Em outras palavras, a topografia afeta o processo de drenagem, alterando a forma como o intemperismo ocorre. Isso significa que o mesmo tipo de rocha pode resultar em produtos de intemperismo de composições completamente diferentes, dependendo da topografia presente na região (Mohr; Van Baren, 1954 *apud* Tuncer, 1976).

2.3.1

Perfil de intemperismo

Os solos lateríticos e saprolíticos, ambos comuns em regiões tropicais, geralmente ocorrem simultaneamente no mesmo perfil, com os solos lateríticos ocupando os níveis superficiais e os saprolíticos entre a rocha matriz e os lateríticos (Milititsky, 1986). A Figura 2.4 apresenta um perfil típico de intemperismo de solos tropicais, onde os solos lateríticos são atribuídos principalmente ao grupo dos solos tropicais formadores do horizonte B, sendo encontrados nos horizontes superficiais.

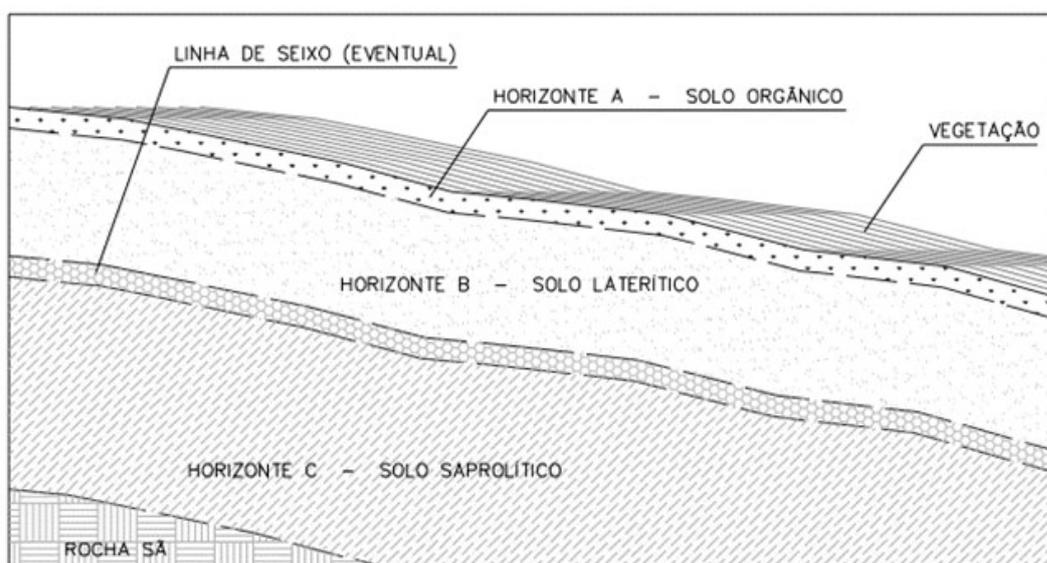


Figura 2.4: Perfil típico de intemperismo de solos tropicais (Marson, 2004a)

O perfil típico dos solos lateríticos é composto por uma camada de solo poroso, rica em ferro e alumínio, que pode atingir dezenas de metros de espessura. Os primeiros metros são fortemente lixiviados e possuem um alto índice de vazios, o que pode causar a colapsibilidade do solo quando o índice de vazios é superior a 0,8 (Carvalho *et al.*, 2015).

A transição entre o solo laterítico e o solo saprolítico pode ser marcada por uma linha de seixos ou concreções, indicando uma descontinuidade entre as camadas. Essa feição, segundo Zorzi (2008), não se limita apenas aos perfis tropicais típicos, mas nos solos lateríticos, é mais comum e mais desenvolvida.

2.4

Aspectos Mineralógicos dos Solos Lateríticos

A composição mineralógica é considerada a mais importante para explicar as propriedades físicas da laterita endurecida e do solo laterítico (Lyon Associates Inc., 1971). Maignien (1966) dividiu os constituintes mineralógicos

em elementos maiores, que são essenciais para a laterização, e elementos menores que não afetam o processo de laterização. Os constituintes majoritários são óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro, com argilominerais e, em menor proporção, manganês, titânio e sílica. Os constituintes menores são restos residuais ou materiais clásticos.

O ferro ocorre, principalmente, na forma de minerais comuns: goethita, limonita e hematita. A maghemita, magnetita e ilmenita também são encontradas, porém com menor frequência. A alumina é comum como gibbsita. Boehmita e formas amorfas também são bastante comuns, mas o diásporo e corindo são relativamente raros. Os minerais de titânio incluem rutilo, anatase e ilmenita. Os minerais primários mais comuns encontrados são quartzos, mica (muscovita), feldspato (microclina) e hornblenda. O mineral que se encontra disponível depende do tipo de rocha-mãe. Os minerais secundários resultantes principalmente dos processos de laterização são a gibbsita, a goethita, a limonita e a hematita (Lyon Associates Inc., 1971).

O mineral argiloso mais comum em solos lateríticos é a caulinita. A haloisita também é encontrada. Illita e montmorillonita são raras (Lyon Associates Inc., 1971). Contudo, solos lateríticos contendo uma alta taxa de montmorillonita e illita podem ter resistências mais baixas, alta pressão de poros, alto potencial de expansão e outras propriedades indesejáveis, em comparação com, por exemplo, solos lateríticos com uma fração de argila consistindo predominantemente de caulinita e clorita (Dumbleton, 1963 *apud* Gidigasú, 1976).

2.5

Aspectos Químicos dos Solos Lateríticos

De acordo com Gidigasú (1976), uma característica de todos os graus de solos lateríticos é a maior proporção de sesquióxidos de ferro (Fe_2O_3) e alumínio (Al_2O_3) em relação a outros componentes químicos. Outros constituintes químicos comuns de solos lateríticos são óxidos de manganês, titânio, cromo e vanádio (Lyon Associates Inc., 1971; Gidigasú, 1976).

Dois principais grupos de materiais lateríticos são quimicamente identificáveis: (1) solos lateríticos ferruginosos, em que predomina o óxido de ferro; (2) solos lateríticos aluminosos, em que predomina a alumina (Maignien, 1966). Por sua vez, as bases (óxido de cálcio, óxido de magnésio, óxido de potássio, óxido de sódio) estão quase ausentes na maioria dos solos lateríticos, exceto em algumas crostas ferruginosas desenvolvidas em aluviões e horizontes concrecionários em alguns tipos de solos tropicais ferruginosos (Lyon Associates Inc., 1971; Gidigasú, 1976).

Martin e Doyne (1927) sugeriram a razão molecular sílica-alumina

($\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$), anos depois, Joachim e Kandiah (1941) propuseram a razão molecular sílica-sesquióxido ($\text{SiO}_2/\text{Sesquióxido}$). Para ambos os casos, razões menores que 1,33 são consideradas indicativas de lateritas “verdadeiras”, aquelas entre 1,33 e 2 indicam solos lateríticos e aquelas maiores que 2, são indicativos de solos não lateríticos (*apud* Gidigasú, 1976). Quanto menor essa relação, mais avançado será o processo de laterização.

Para Gidigasú (1976), as relações sílica-alumina e sílica-sesquióxido não encontraram aplicação útil na engenharia de solos por dois motivos: (1) Os sistemas de identificação e classificação química geralmente não são classificações de engenharia e são imprecisos para fins de engenharia: solos em um grupo químico podem ter uma ampla gama de propriedades de engenharia; (2) apesar de algum valor de engenharia derivado dos dados químicos em solos lateríticos, essas determinações mesmo que simples requer uma análise química que provavelmente não estará disponível para o engenheiro civil.

2.6

Propriedades e Características dos Solos Lateríticos

Peso Específico

O peso específico dos sólidos ou dos grãos (γ_s) é a relação entre o peso das partículas dividido por seu volume, e depende dos minerais que compõem as partículas. Solos com alta concentração de óxidos de ferro, como os solos lateríticos, podem ter pesos específicos em torno de 30 kN/m^3 (Hachich *et al.*, 1998).

Em muitas aplicações práticas, é útil se referir ao peso específico dos sólidos (γ_s) em relação ao peso específico da água (γ_w), que é conhecido como densidade relativa. Os solos lateríticos possuem uma cimentação secundária de ferro entre as partículas e uma densidade relativa de 2,73 a 3,12 (Persons, 1970). Graft Johnson (1969) *apud* Oyelami (2017) concluiu que a densidade relativa varia dentro de uma ampla faixa, de cerca de 2,60 a 3,40. A densidade varia bastante dentro de limites consideráveis (2,5 - 3,6) em relação à composição química, aumentando com o teor de ferro e diminuindo com o teor de alumínio (Maignien, 1966). Além do teor de ferro, a densidade também aumenta com a idade de formação e com a cimentação, e pode aumentar ou diminuir com a profundidade, segundo Vallerga e Rananandana (1969).

Uma outra peculiaridade dos solos lateríticos é o desenvolvimento de concreções lateríticas, também conhecidas como lateritas. Esse fenômeno ocorre devido a uma associação de óxidos hidratados de ferro e alumínio na fração grossa do solo, especialmente na fração de pedregulho. Essas concreções apresentam massa específica elevada, entre $3,0$ e $5,0 \text{ g/cm}^3$ (Zorzi, 2008).

Cor

Os solos lateríticos são caracterizados por uma forte presença de óxidos de ferro e alumínio, que conferem a esses solos sua cor avermelhada ou amarelada típica.

Segundo Gidigasú (1976), a cor dos solos naturais geralmente deriva de duas fontes:

- (1) Da matéria orgânica - preto, marrom e cinza.
- (2) Da composição mineral:
 - (a) ferro - vermelho, laranja, amarelo, marrom, azul e verde;
 - (b) cálcio, magnésio, sódio e potássio - branco;
 - (c) alumínio - branco;
 - (d) manganês - preto, marrom.

De acordo com Gidigasú (1976), os solos lateríticos são caracterizados por tons avermelhados que são atribuídos à presença de diferentes graus de hidratação de minerais de ferro, titânio e manganês. Embora as cores predominantes desses solos sejam vermelhas e amarelas, outras cores também podem ser observadas em algumas regiões, como o branco documentado nos solos lateríticos albinos da região amazônica estudados por Vertamatti (1988) *apud* Marson (2004b).

A topografia também influencia na variação de cor dos solos lateríticos, uma vez que está relacionada às condições de drenagem e, conseqüentemente, ao grau de hidratação do óxido de ferro. Detalhes adicionais sobre a relação entre topografia e cor dos solos lateríticos foram resumidos por Gidigasú (1976).

As tonalidades mais comuns associadas aos óxidos de ferro hidratados estão apresentadas na Tabela 2.1, conforme Posnjak e Mervin (1919) *apud* Gidigasú (1976).

Tabela 2.1: Tonalidades a partir dos óxidos de ferro hidratados (traduzido de Posnjak e Mervin, 1919 *apud* Gidigasú, 1976).

Nome	Composição Química	Cor
Turgita	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot /2\text{H}_2\text{O}$	vermelho a marrom-avermelhado
Goethita	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	marrom-escuro, amarelo e marrom
Lepidocrocita		
Hidrogoetita	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot /3\text{H}_2\text{O}$	amarelo e marrom, amarelo-dourado
Limonita	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot /2\text{H}_2\text{O}$	e marrom
Xantossiderita	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	
Limonita	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	

É relevante enfatizar que nem todos os solos com as cores mencionadas são automaticamente categorizados como solos com comportamento laterítico. Por exemplo, muitas argilas vermelhas são denominadas argilas lateríticas, o que está correto no sentido de que esses solos passam pelo processo de intemperismo chamado laterização. No entanto, é possível que esses solos não manifestem quaisquer propriedades que os identificariam como solos com comportamento laterítico.

Estrutura

A estrutura dos solos lateríticos é uma das suas características mais importantes. A estrutura pode influenciar a resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo, entre outras propriedades de engenharia. Ela se refere ao tamanho, forma e arranjo dos grãos minerais que formam a massa do solo.

Nos solos lateríticos, essa estrutura é influenciada pelo processo de laterização, que lhes confere características peculiares. Em comparação com os solos da zona temperada, os solos lateríticos são notavelmente diferentes em termos de gênese e estrutura. De acordo com Gidigasú (1976), os solos lateríticos têm uma estrutura concrecionária, em que géis férricos envolvem as partículas siliciosas e os hidróxidos de ferro são absorvidos pelas partículas de argilominerais, principalmente a caulinita, às vezes cobrindo-as completamente. Quando submersos em água, a saturação raramente é atingida devido às várias camadas de hidróxido hidratado.

Permeabilidade

Os solos lateríticos são tipicamente considerados permeáveis devido à sua estrutura porosa. Conforme relatado por Carvalho *et al.* (2015), o coeficiente de permeabilidade destes solos é comparável ao de areias limpas, variando entre 10^{-3} m/s e 10^{-6} m/s. No entanto, a permeabilidade tende a diminuir com a profundidade, gradual ou abruptamente, em muitos casos.

É importante ressaltar que alguns perfis de solo apresentam mudanças repentinas de textura ou estrutura, o que pode levar a grandes variações nas propriedades em curtos trechos.

De modo geral, a permeabilidade dos solos lateríticos varia amplamente, com maior permeabilidade geralmente observada em solos porosos não perturbados e menor em solos compactados e/ou argilosos (Gidigasú, 1976). Além disso, Wallace (1973) *apud* Gidigasú (1976), demonstrou que o grau de secagem também influencia a permeabilidade de alguns solos lateríticos.

2.7

Métodos de classificação de solos tropicais para fins de engenharia

As classificações tradicionalmente empregadas no meio geotécnico, como a HRB (Highway Research Board) e o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), baseiam-se na granulometria e nos limites de Atterberg. Contudo, essas classificações, desenvolvidas a partir de experiências norte-americanas, revelam discrepâncias significativas quando aplicadas a solos de regiões tropicais. Como resultado, o comportamento geotécnico desses solos é distinto daquele previsto pelas classificações tradicionais, levando a interpretações equivocadas.

Devido ao modo de formação dos solos lateríticos, estudos demonstram que suas características geotécnicas e comportamento de campo diferem consideravelmente de solos com distribuição granulométrica e características de plasticidade semelhantes desenvolvidos a partir das mesmas rochas-mãe, mas sob condições climáticas temperadas (Gidigasú, 1976).

As classificações tradicionais, conforme apontado por alguns autores citados por Gidigasú (1976), podem não ser adequadas para os solos lateríticos devido a dois fatores principais. Em primeiro lugar, essas classificações são influenciadas por diversos fatores, como o grau de pré-secagem, tempo de mistura, tipo de agente dispersante utilizado e procedimento de ensaio, o que pode afetar os resultados e torná-los pouco confiáveis. Em segundo lugar, os solos lateríticos apresentam diferentes estágios de intemperismo, o que dificulta a obtenção de indicações precisas de suas propriedades de engenharia sem uma definição clara do grau de decomposição, laterização ou dessecação.

Diante das limitações apresentadas pelas classificações tradicionais para solos lateríticos, surgiu a necessidade de desenvolver uma metodologia mais adequada para essa categoria de solo. Nesse contexto, a metodologia MCT (Miniatura-Compactada-Tropical), proposta por Nogami e Villibor (1981), tem se destacado como uma alternativa precisa e eficiente para lidar com as peculiaridades desses solos tropicais, sendo amplamente adotada por pesquisadores brasileiros. Além disso, diversos autores do país se empenharam em aprimorar a metodologia MCT, desenvolvendo diferentes técnicas de classificação e identificação desses solos, buscando simplificar e tornar a abordagem ainda mais precisa e eficiente.

2.7.1

Classificação MCT

A classificação MCT (Miniatura-Compactado-Tropical), proposta por Nogami e Villibor (1981), surgiu originalmente com foco em aplicações rodo-

viárias. Desde então, perdura como uma das melhores alternativas para identificar solos com comportamento laterítico. Esse método visa classificar solos tropicais de granulação fina (com partículas passando por uma peneira de 2,0 mm). A abordagem da MCT se baseia em ensaios que avaliam as propriedades mecânicas e hídricas de solos compactados através do uso de corpos de prova de dimensões reduzidas (50 mm de diâmetro).

Vale ressaltar que o termo “comportamento” foi introduzido para destacar que a classificação baseia-se em propriedades mecânicas e hídricas de corpos de prova compactados, ao contrário da abordagem comum em pedologia e ciência do solo, que foca em morfologia e gênese. Solos pedologicamente lateríticos têm comportamento laterítico, mas nem todos os solos de comportamento laterítico são pedologicamente lateríticos (Cozzolino; Nogami, 1993).

A categorização dos solos pode ser feita em duas principais classes, de acordo com seu comportamento em relação à laterização. A categoria de comportamento laterítico (L) é subdividida em três grupos: LA (areia laterítica quartzosa), LA' (solo arenoso laterítico) e LG' (solo argiloso laterítico). Por outro lado, a categoria de comportamento não laterítico (N) é dividida em quatro grupos: NA (areia não laterítica), NA' (solo arenoso não laterítico), NS' (solo siltoso não laterítico) e NG' (solo argiloso não laterítico).

A classificação MCT, que é padronizada pelas normas DNER-CLA 259/96 (1996) e DER/SP M 196/89 (1989), baseia-se em dois ensaios principais: o ensaio de compactação *MiniMCV* e o ensaio de perda de massa por imersão. O ensaio *MiniMCV* avalia a susceptibilidade de compactação dos solos, fornecendo informações sobre o teor de umidade e a energia de compactação mais adequada. Essa análise segue as diretrizes do DER-SP, sob o código DER/SP M-191/88 (1988a), intitulado “Ensaio de compactação de solos em equipamento miniatura”.

Por sua vez, o ensaio de perda de massa por imersão, padronizado pelo DER-SP M-197/88 (1988b) “Determinação da massa por imersão de solos compactados com equipamento miniatura”, mensura a quantidade de massa seca despreendida de um corpo de prova quando imerso, em relação à parte extrudada (10 mm) da amostra compactada.

A seguir, serão apresentados os parâmetros obtidos a partir dos ensaios, fundamentais para a classificação MCT.

Coefficiente de argilosidade (c')

O coeficiente de argilosidade (c') é determinado a partir dos resultados do ensaio de compactação *MiniMCV*. Esse ensaio proporciona a curva de deformabilidade do solo, permitindo calcular o c' por meio da Eq. 2-1.

$$c' = \frac{\Delta(\Delta a_n)}{\Delta MiniMCV} \quad (2-1)$$

onde:

$\Delta(\Delta a_n)$ = variação do afundamento do corpo de prova, obtida do trecho retilíneo da curva de deformabilidade (mm);

$\Delta MiniMCV$ = variação do *MiniMCV*, para o mesmo intervalo considerado para $\Delta(\Delta a_n)$.

Na classificação MCT, o valor do coeficiente c' está relacionado com o comportamento granulométrico do solo na compactação, indicando se o solo possui uma tendência mais argilosa (quando c' é maior que 1,5) ou mais siltosa e arenosa (quando c' é menor que 1,5).

Coeficiente d'

A partir dos dados coletados no ensaio de compactação *MiniMCV*, é possível gerar uma série de curvas de compactação para diferentes energias, o que permite a determinação do coeficiente d' . Este coeficiente desempenha um papel crucial no cálculo do índice de laterização (e'), que, juntamente com o parâmetro de perda de massa por imersão (Pi), fornece informações relevantes sobre o comportamento laterítico do solo. O coeficiente d' é definido como a razão entre a variação da massa específica aparente seca ($\Delta MEAS$) e a variação do teor de umidade de compactação (hc), obtida no ramo seco da curva de compactação *MiniMCV* para $n = 10$ golpes (série simplificada) ou $n = 12$ golpes (série de Parsons). Essa relação é calculada através da Eq. 2-2.

$$d' = \frac{\Delta MEAS}{\Delta hc} \quad (2-2)$$

onde:

$\Delta MEAS$ = variação da massa específica aparente seca (kg/m^3);

Δhc = variação da umidade de compactação (%).

Conforme Villibor e Alves (2017, 2019), argilas lateríticas em geral exibem valores de d' acima de 20 (kg/m^3)/%, enquanto as argilas não lateríticas não alcançam esse valor. Por outro lado, as areias puras apresentam d' relativamente baixo, em contraste com as areias finas com características argilosas, que tendem a apresentar d' elevados, muitas vezes ultrapassando 100 (kg/m^3)/%.

Parâmetro de perda de massa por imersão (Pi)

O parâmetro de perda de massa por imersão (P_i) é obtido por meio do ensaio de perda de massa por imersão, conforme a norma DER-SP-M-197/88 (1988b), e é expresso em porcentagem. O cálculo do parâmetro P_i é realizado utilizando a Eq. 2-3.

$$P_i = 100 \cdot \frac{Md}{Me} \cdot F_c \quad (2-3)$$

onde:

Md = massa seca desprendida do corpo de prova após imersão (g);

Me = massa seca extrudada (g), igual a 1 cm x área do CP x $MEAS_{AF}$;

F_c = fator de correção (igual a 1,0 desprendimento normal e 0,5 desprendimento na forma de um único cilindro).

De forma geral, nos solos lateríticos (exceto as areias), a relação entre o parâmetro P_i e o $MiniMCV$ tende a diminuir. Isso significa que à medida que o $MiniMCV$ aumenta, o valor de P_i diminui. Nos solos saprolíticos, é comum encontrar valores de P_i significativamente superiores aos dos solos lateríticos, frequentemente acima de 100%. Essa tendência é ainda mais pronunciada nas variedades siltosas que contêm minerais como mica e/ou caulinita, as quais frequentemente apresentam valores de P_i superiores a 250% (Villibor; Alves, 2019).

Índice de laterização (e')

Após a conclusão dos ensaios que compõem a classificação MCT, torna-se possível determinar o coeficiente de laterização (e'). Este índice é calculado utilizando a Eq. 2-4, com base nos valores do coeficiente d' e do parâmetro P_i . O índice de laterização indica se o solo apresenta ou não comportamento laterítico.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (2-4)$$

onde:

P_i = parâmetro de perda de massa por imersão (%);

d' = inclinação da curva de compactação, correspondente a 10 golpes.

Com base nos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação $MiniMCV$ e perda de massa por imersão, torna-se possível classificar os solos tropicais por meio da metodologia MCT. Isso é realizado por intermédio do gráfico classificatório proposto por Nogami e Villibor (1981), apresentado

na Figura 2.5. Nesse gráfico, o eixo das abscissas representa o coeficiente c' , enquanto o eixo das ordenadas representa o índice e' .

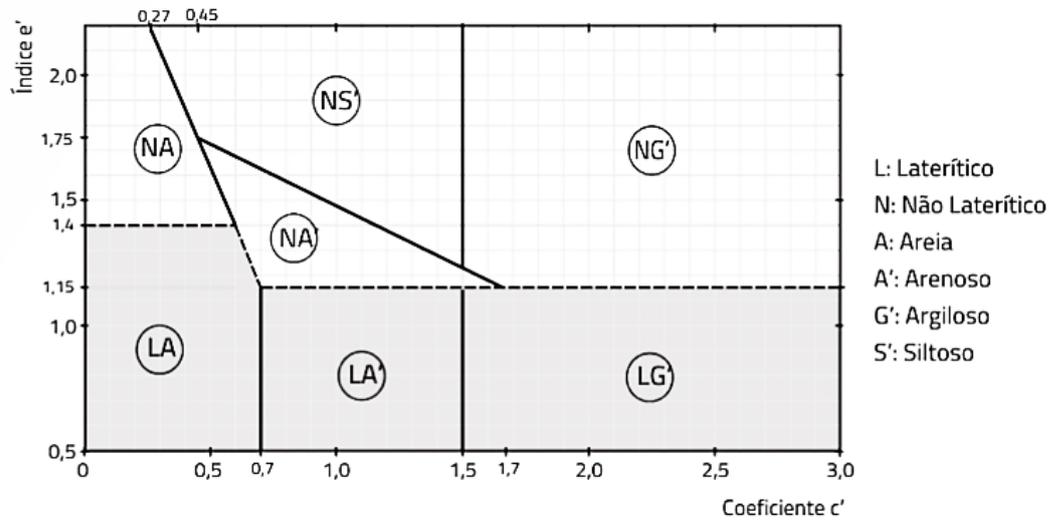


Figura 2.5: Gráfico da classificação de solos MCT (Villibor; Alves, 2019).

Segundo as observações de Villibor e Alves (2017), no gráfico da classificação MCT, a linha tracejada desempenha o papel de identificar solos que estão em sua proximidade, o que pode levantar questionamentos quanto ao seu comportamento ser laterítico (L) ou não (N). Para discernir com precisão o comportamento do solo, é crucial avaliar as condições a seguir:

1. Condição para verificação do comportamento laterítico (L): quando o valor de P_i decrescer sensivelmente dentro da faixa de $MiniMCV$ de 10 a 15, podendo atingir níveis próximos de zero. Além disso, a curva do $MiniMCV$, em relação ao teor de umidade de compactação, deve apresentar uma forma côncava para cima.
2. Condição para verificação do comportamento não laterítico (N): esta condição é estabelecida quando o solo não cumpre ambos os critérios mencionados anteriormente.
3. Condições para definição de solos transicionais: quando uma das condições acima não ocorrer, o solo é classificado como transicional, sendo representado pelos símbolos dos grupos adjacentes. Como exemplo, o solo LA'-NA' é designado como transicional quando está localizado próximo à linha tracejada no grupo LA'.

2.7.2

Índice de Laterização

Em 1991, Ignatius propôs uma alternativa para identificar solos com comportamento laterítico de forma mais eficiente, através da análise do índice e' . O objetivo desta proposta era reduzir o esforço operacional do sistema de classificação MCT. Nesse sistema, quanto menor o índice e' (ou seja, maior valor de d' e menor valor de P_i), calculado pela Eq. 2-4, mais evidente é o comportamento laterítico.

Para a análise, Ignatius comparou 15 curvas de compactação de diferentes solos, incluindo solos não tropicais (1 a 9), solos tropicais de comportamento laterítico (A, B e C) e solos tropicais de comportamento não laterítico (D, E e F). Os resultados são apresentados na Figura 2.6a

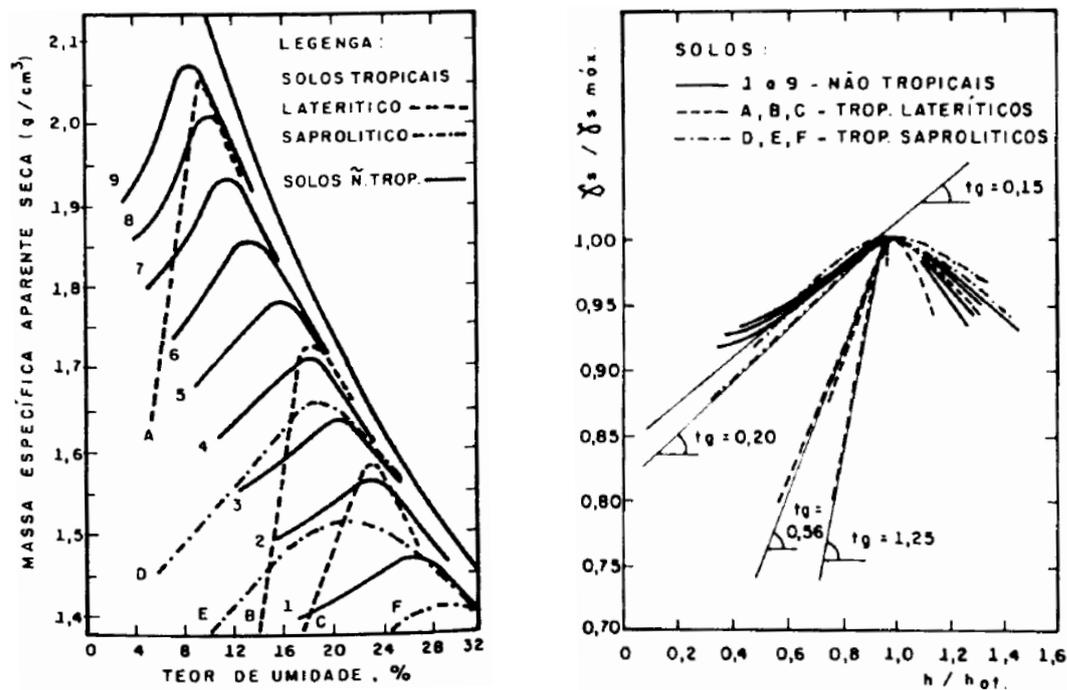


Figura 2.6: (a) Curvas de compactação de solos tropicais e não tropicais (Nogami *et al.*, 1985 *apud* Ignatius, 1991); (b) Curvas de compactação no espaço normalizado (Ignatius, 1991).

Observou-se que solos mais arenosos (curvas mais à esquerda e acima) possuem valores de d' mais altos em comparação com os solos mais argilosos (curvas mais à direita e abaixo). Além disso, os solos lateríticos apresentaram valores de d' mais elevados do que os solos não tropicais que se encontram na mesma posição no gráfico. No entanto, é relevante destacar que solos arenosos podem apresentar valores de d' semelhantes aos dos solos lateríticos.

Com base nessas constatações, Ignatius (1991), enfatizou que apenas o valor de d' não é suficiente para caracterizar um solo como laterítico. É

necessário comparar o valor de d' do solo em questão com o valor de d' de um solo tropical que possua a mesma densidade seca máxima e umidade ótima. Para isso, o autor propôs a normalização das curvas de compactação dos solos não tropicais com base nesses parâmetros, resultando em uma única curva normalizada. A normalização é apresentada na Figura 2.6b.

Diante dessas observações, Ignatius (1991), constatou diferenças nas inclinações dos “ramos secos” das curvas normalizadas, $\gamma_d/\gamma_{d\ max}$ (peso específico aparente seco/peso específico aparente seco máximo), em função da w/w_{ot} (umidade/umidade ótima). Enquanto os solos saprolíticos assemelham-se aos solos não tropicais, os solos lateríticos exibem valores de inclinação do ramo seco consideravelmente mais elevados. A partir dessa constatação, ele propôs o Índice de Laterização (L) como um parâmetro distintivo entre solos lateríticos e não lateríticos, que pode ser calculado pela Eq. 2-5.

$$L = d' \left(\frac{w_{ot}}{\gamma_{d\ max}} \right) \quad (2-5)$$

onde:

d' = inclinação do “ramo seco” da curva de compactação ($\Delta\gamma_d$);

$\gamma_{d\ max}$ = peso específico aparente seco máximo (kg/m^3);

w_{ot} = umidade ótima (%).

Os parâmetros para determinação do L são obtidos por meio do ensaio de compactação em equipamento miniatura, seguindo o procedimento de energia de compactação normal da norma DNER-ME 228/94 (1994). Alternativamente, esses parâmetros podem ser obtidos por meio do ensaio de compactação tipo Proctor na energia normal, conforme descrito na NBR 7182 (Ignatius, 1991; Ignatius; Vieira; Pirollo, 2020).

Os valores do do L foram obtidos a partir da Figura 2.6b, com $L = 0,15$ para os solos não tropicais, $L = 0,20$ para os saprolíticos e $L = 0,56$ a $1,25$ para os solos lateríticos. Com base nesses resultados, Ignatius (1991), estabeleceu o valor de $L = 0,30$ como a fronteira entre solos lateríticos e não lateríticos, ou seja, valores de $L \geq 0,30$ indicam solos lateríticos do ponto de vista geotécnico.

Essa adoção do valor de L como limite demonstrou uma concordância de 90% com o sistema de classificação MCT para os 30 solos de diferentes origens analisados. Alguns desses solos foram ensaiados com a metodologia modificada para determinação do Limite de Liquidez (LL). Em 2019, Pirollo e Ignatius validaram essa afirmação, obtendo concordância em nove de dez amostras ensaiadas, também utilizando a metodologia modificada para determinação do LL, conforme descrito na seção 2.7.5.

2.7.3

Método Expedito das Pastilhas

Em 1985, Nogami e Cozzolino introduziram uma metodologia inicial para a identificação rápida de solos tropicais através da produção de pastilhas de solo que passam pela peneira de 0,42 mm. Posteriormente, em 1990 e 1991, Fortes e Nogami aprimoraram o procedimento, permitindo a identificação dos grupos MCT (lateríticos e não lateríticos) por meio de determinações simples e rápidas com base em índices empíricos e qualitativos. Em 1994, Nogami e Villibor apresentaram uma simplificação adicional do método, que possibilitou a identificação dos grupos MCT através de um gráfico da contração diametral *versus* penetração (Fortes; Merighi; Zuppolini Neto, 2002).

O método proposto para a identificação dos grupos MCT envolve a realização de um ensaio para medir a contração diametral (cd) e a consistência das pastilhas, determinada pela penetração (Pn). Para conduzir o ensaio, utiliza-se anéis de aço inoxidável com 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura, nos quais são moldadas pastilhas a partir da fração do solo que passa pela peneira 0,42 mm.

As etapas para a execução do ensaio, bem como aparelhagem e materiais são encontradas em diversas fontes bibliográficas, como Fortes, Merighi e Zuppolini Neto (2002), Villibor e Alves (2019). Em resumo, as etapas consistem em:

1. Determinação da contração diametral (cd): Mede-se o diâmetro médio das pastilhas secas após a moldagem e compara-se com o diâmetro interno do anel utilizado na moldagem. Essa diferença entre os diâmetros é chamada de contração diametral. O valor médio da contração diametral é utilizado para determinar o valor de c' através das Eq. 2-6 e Eq. 2-7.

Para valores de cd de 0,1 a 0,5 mm:

$$c' = \frac{\log_{10} cd + 1,0}{0,904} \quad (2-6)$$

Para valores de cd maiores que 0,6 mm:

$$c' = \frac{\log_{10} cd + 0,7}{0,5} \quad (2-7)$$

2. Medição da Penetração (Pn): A consistência das pastilhas é avaliada através da penetração, medida com o uso de um minipenetrômetro. A ponta do minipenetrômetro é posicionada na superfície central da pastilha e solta-se para que a penetração ocorra verticalmente em queda livre. Pelo menos três medições distintas são realizadas em cada pastilha

para determinar a média aritmética das penetrações obtidas. A consistência deve ser ajustada monitorando-se a umidade até alcançar uma penetração de 1 mm no minipenetrômetro.

Esses valores são utilizados conjuntamente para determinar a posição do solo na carta de classificação MCT, apresentada na Figura 2.7.

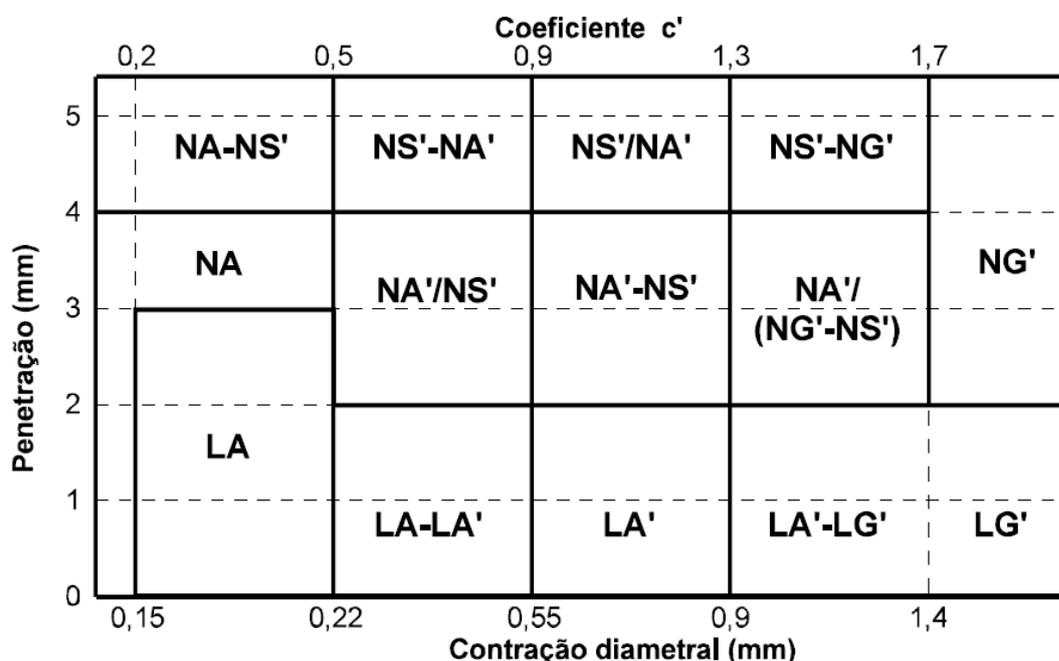


Figura 2.7: Carta de classificação do método das pastilhas (Nogami; Villibor, 1994 *apud* Fortes; Merighi; Zuppolini Neto, 2002)

Em 2006, Santos realizou uma comparação entre 38 amostras classificadas pelo método de classificação MCT e o método expedito das pastilhas, obtendo uma concordância de 81,6% nos resultados. Ele enfatiza que a utilização do minipenetrômetro adaptado para os ensaios resultou em medidas de penetração mais acuradas.

Quando os valores de penetração das amostras se aproximam de 2,0 mm no gráfico de classificação MCT, indicando que estão próximas da linha que separa as classes L e N de solos, sugere-se repetir o ensaio com um excesso de pasta no anel de moldagem. Isso proporciona pastilhas com maior densidade em comparação ao processo normal (Fortes; Merighi; Zuppolini Neto, 2002; Villibor; Alves, 2019).

Caso haja dúvidas na classificação do solo pelo método das pastilhas, é recomendado adotar a metodologia convencional do MCT (vide seção 2.7.1), que utiliza corpos de prova compactados, possibilitando resultados mais acurados e confiáveis na caracterização do solo. Dessa forma, é possível obter uma classificação completa e acurada dos solos analisados, considerando todas as características importantes para sua identificação.

2.7.4

Classificação G-MCT

Villibor e Alves (2019) apresentaram uma classificação específica para solos tropicais de granulação grossa, denominada G-MCT. Nesta nomenclatura, a letra “G” refere-se ao material granular presente no solo, tornando-a relevante para a caracterização desses solos em estudos de geotecnia.

A aplicação da classificação G-MCT requer uma amostra inicial de solo de 50 kg, preparada de acordo com as diretrizes da NBR 6457 (2016a). O processo de classificação G-MCT é dividido em duas etapas bem definidas:

1. Na primeira etapa, é realizada a análise granulométrica de $\frac{3}{4}$ da amostra inicial do solo, conforme as normas da NBR 7181 (2018). Com base nos resultados obtidos, é possível determinar a porcentagem de material que passa nas peneiras de 2,0 mm e 0,075 mm. Esses dados permitem classificar o solo granular em um dos três tipos específicos: Sp (Solo com pedregulho), Ps (Pedregulho com solo) ou Gf (Granular fino).
2. A segunda etapa consiste na classificação MCT (conforme a seção 2.7.1) da fração de solo que passa pela peneira de 2,0 mm, utilizando $\frac{1}{4}$ da amostra do solo granular.

A combinação dos resultados das duas etapas possibilita definir a classe e o grupo dos solos granulares, de acordo com a Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Classificação da G-MCT (Villibor; Alves, 2019).

Granulometria			Grupo MCT da parte fina da amostra						
% que passa			LA	LA'	LG'	NA	NA'	NS'	NG'
% n° 10 (2,0 mm)	% n° 200 (0,075 mm)	Tipos	Classe GL			Classe GN			
			Grupo G-MCT do solo de granulação grossa						
<50	<30	Ps	Ps-LA	Ps-LA'	Ps-LG'	Ps-NA	Ps-NA'	Ps-NS'	Ps-NG'
>50	<30	Sp	Sp-LA	Sp-LA'	Sp-LG'	Sp-NA	Sp-NA'	Sp-NS'	Sp-NG'
<100	>30	Gf	Gf-LA	Gf-LA'	Lf-LG'	Gf-NA	Gf-NA'	Gf-NS'	Gf-NG'

Para a classificação dos solos da classe GN, priorizam-se os solos dos grupos Ps-NA' e Sp-NA' com menos de 15% passando na peneira de 0,075 mm. Caso estes não estejam presentes, utiliza-se o Sp-NA nas mesmas condições.

Dado o ineditismo desta classificação e sua relevância para o estudo dos solos tropicais, é esperado que a G-MCT seja aperfeiçoada ao longo do tempo, à medida que novos dados de campo e pesquisas sobre materiais com granulação grossa surgirem. Tais avanços possibilitarão uma classificação mais acurada e adequada dos solos tropicais (Villibor; Alves, 2019).

2.7.5

Sistema de Classificação UCT

No XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Ignatius, Vieira e Pirolo (2020), apresentaram um sistema de classificação denominado UCT (Unificado–Compactado–Tropical). Essa metodologia propõe considerar a combinação da granulometria e dos limites de Atterberg juntamente com o índice de laterização (L) para a classificação de solos, abrangendo tanto solos tropicais lateríticos quanto não lateríticos.

Esse sistema adota um conjunto de propriedades índices obtidas por meio de ensaios de laboratório. Entre elas, estão a granulometria, que é determinada por peneiramento e sedimentação conforme a NBR 7181 (2018), o Limite de Plasticidade (LP) e o cálculo do Índice de Plasticidade (IP), conforme preconiza a NBR 7180 (2016c). Adicionalmente, inclui o Limite de Liquidez (LL), cuja determinação requer uma metodologia especial modificada, e o índice L , obtido através da Eq. 2-5 descrita na seção 2.9.4.

Com base nos resultados de um estudo experimental conduzido por Ignatius (1988; 1990) e Pirolo (2019), mencionados por Ignatius, Vieira e Pirolo (2020), os ensaios de granulometria e LP, realizados em conformidade com as normas NBR 7181 (2018) e NBR 7180 (2016c), respectivamente, são adequados para solos tropicais. Esses ensaios proporcionam resultados consistentes e repetitivos, mesmo quando as amostras são submetidas a maiores energias de dispersão.

Contudo, para a correta determinação do LL em solos tropicais, faz-se necessário modificar os procedimentos de ensaio, de forma a obter um valor “invariável”, que possa ser considerado uma propriedade índice representativa.

A metodologia recomendada para a realização do ensaio de determinação do LL em solos tropicais, conforme sugerido por Pirolo e Ignatius (2019), Ignatius, Vieira e Pirolo (2020), consiste nas seguintes etapas, apresentadas de forma resumida:

1. Inicialmente, a amostra é preparada conforme a NBR 6457 (2016a) e, em seguida, cuidadosamente dispersa em um dispersor seguindo as orientações da NBR 7181 (2018) por 30 minutos, utilizando a quantidade de água necessária para obter uma dispersão homogênea.
2. Posteriormente, a amostra é submetida à secagem ao ar e à sombra até alcançar o teor de umidade correspondente ao primeiro ponto do ensaio, o qual requer um teor de umidade que permita a realização de 8 a 10 golpes no aparelho de Casagrande (NBR 6459, 2016b), possibilitando o fechamento adequado da ranhura.

3. O ensaio prossegue com a secagem e espatulação da amostra, diminuindo gradualmente seu teor de umidade para obter os outros quatro ou cinco pontos do ensaio. Esse processo é repetido até que cerca de 35 golpes sejam necessários para fechar a ranhura.

Importante ressaltar que as modificações realizadas são essenciais para obter um resultado consistente e confiável do Limite de Liquidez (LL) em solos tropicais, conhecido como LL “limite” ou “último”. Conforme enfatizado por Ignatius, Vieira e Pirolo (2020), essas alterações têm como objetivo alcançar um resultado “invariável” no ensaio, sem comprometer a conformidade com a norma NBR 6459 (2016b), com exceção das mudanças previamente mencionadas.

A eficácia do sistema de classificação UCT foi avaliada por meio da análise de 40 amostras de solos provenientes de diferentes localidades. Desse total, 14 amostras passaram pelo ensaio convencional do LL, enquanto as demais foram submetidas à metodologia modificada. Os resultados apontaram uma concordância de 83% na determinação da natureza básica do solo pelos sistemas de classificação UCT e MCT. Além disso, constatou-se uma concordância de 90% na identificação de solos lateríticos e não lateríticos, do ponto de vista geotécnico, ao comparar o índice L do Sistema UCT e o índice e' do Sistema MCT, conforme enfatizado por Ignatius, Vieira e Pirolo (2020).

A Figura 2.8 ilustra o sistema de classificação UCT, que exclui a letra “L” na classe dos solos orgânicos (O), devido à raridade de solos orgânicos lateríticos na natureza.

O Sistema UCT, assim como o SUCS, emprega passos adicionais para classificar os solos (Ignatius; Vieira; Pirolo, 2020). Esses passos consideram exclusivamente a granulometria do solo. Por exemplo, a classe CL na Figura 2.1 é dividida em materiais com 30% de material passado ou retido na peneira nº 200. A classe de menos de 30% retido é novamente subdividida em menos de 15% retido e entre 15% e 30% retido. Esta última se subdivide em duas: material com mais areia do que pedregulho ou mais pedregulho do que areia em porcentagem, e a de mais areia que pedregulho, por exemplo, é finalmente associado ao nome “argila magra com areia”.

Neste exemplo, o solo seria classificado como “argila magra laterítica com areia” se $L \geq 0,3$, ou “argila magra não laterítica com areia” se $L < 0,3$. Esse mesmo procedimento é aplicado para todas as classes apresentadas na Figura 2.6, até que o solo seja classificado de acordo com o seu nome final.

% P#200 < 50 (0,075 mm)	G > S: G % P#4 < 50	% P# 200 < 5		GW CNU > 4 e 1 < CC < 3. Se L ≥ 0,3 = L; N	
		GP CNU > 4 ou 1 > CC > 3. Se L ≥ 0,3 = L; N			Se L ≥ 0,3 = LGC
		% P# 200 > 12	GC		Se L < 0,3 = NGC
			GM		Se L ≥ 0,3 = LGM
		5 < P# 200 < 12			GW-SC, GP-GM etc. Se L ≥ 0,3 = L; N
	S > G: S % P#4 > 50	% P# 200 < 5		SW CNU > 6 e 1 < CC < 3. Se L ≥ 0,3 = L; N	
		SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3. Se L ≥ 0,3 = L; N			Se L ≥ 0,3 = LSC
		% P# 200 < 12	SC		Se L < 0,3 = NSC
			SM		Se L < 0,3 = NSM
		5 < P# 200 < 12			SW-SC, SP-SC etc. Se L ≥ 0,3 = L; N
% P#200 > 50 (0,075 mm)	C			Se L ≥ 0,3 = LCL	
	M			Se L < 0,3 = NCL	
	CL-ML			Se L ≥ 0,3 = LCH	
				Se L < 0,3 = NCH	
	O			Se L ≥ 0,3 = LML	
				Se L < 0,3 = NML	
				Se L ≥ 0,3 = LMH	
				Se L < 0,3 = NMH	
				Se L ≥ 0,3 = L (CL-ML)	
				Se L < 0,3 = N (CL-ML)	
	OL				
	OH				
Legenda					
G: pedregulho;					
S: areia;					
C: argila (como segunda letra da sigla: argiloso ou argilosa);					
M: silte (como segunda letra da sigla: siltoso ou siltosa);					
O: solo orgânico;					
W: bem graduado;					
P: mal graduado;					
L como segunda letra da sigla: “magra” (baixa plasticidade) no caso de argila (C) ou sem significado no caso de silte (M);					
H como segunda letra da sigla: “gorda” (alta plasticidade) no caso de argila (C) ou elástico no caso de silte (M);					
CNU: coeficiente de não uniformidade como definido na USCS (D2487);					
CC: coeficiente de curvatura como definido na USCS (D2487);					
L como primeira letra da sigla: laterítico (ex.: LCL: argila de baixa plasticidade laterítica);					
N como primeira letra da sigla: não laterítico (ex.: NCH: argila de alta plasticidade não laterítica);					
L índice de laterização.					

Figura 2.8: Esquema para classificação pelo sistema Unificado-Compactado-Tropical (UCT) (adaptado de Ignatius; Vieira; Pirolo, 2020).

3

Caracterização geotécnica *in situ* em solos lateríticos

Este capítulo abordará as técnicas empregadas na caracterização geotécnica dos solos lateríticos *in situ*. São utilizados métodos baseados em ensaios convencionais, como o SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*) ou PMT (*Pressuremeter Test*), bem como métodos baseados em ensaios geofísicos. Será apresentada uma visão abrangente dos ensaios geofísicos mais utilizados na prática. Esses ensaios fornecem um dos parâmetros geotécnicos mais importantes para o projeto de fundações em solos lateríticos: o módulo de cisalhamento máximo (G_0). Este parâmetro de deformabilidade possui uma relação direta com a velocidade de propagação das ondas cisalhantes (v_s). Além disso, serão apresentados os valores típicos desse parâmetro em solos lateríticos.

3.1

Módulo de cisalhamento máximo

O módulo de cisalhamento (G) é um parâmetro crucial para caracterizar o comportamento de materiais geotécnicos sob cargas estáticas e dinâmicas (Stokoe; Rix; Nazarian, 1989). Este parâmetro é definido como a relação entre a tensão de cisalhamento aplicada e a correspondente deformação em um corpo. Geralmente, a relação tensão-deformação dos geomateriais não é elástica nem linear. No entanto, em deformações cisalhantes muito pequenas (tipicamente inferiores a 0,001%), a relação tensão-deformação pode ser aproximada como linearmente elástica, conforme ilustrado na Figura 3.1a. Nesse contexto, o valor do G pode ser considerado constante e atinge o seu valor máximo, conhecido como módulo de cisalhamento de pequena deformação ou módulo de cisalhamento máximo (G_0).

A determinação do valor do G_0 pode ser realizada através da medição da velocidade de propagação das ondas cisalhantes (v_s) *in situ* ou por meio de ensaios laboratoriais com amostras indeformadas (Lambe; Whitman, 1969). No campo, esse parâmetro pode ser obtido por meio de ensaios geofísicos sísmicos, que podem ser invasivos ou não invasivos. Conforme apontado por Mayne e Rix (1993), os ensaios de campo apresentam vantagens, pois o solo é ensaiado em seu ambiente natural, sob estados de tensão anisotrópica e com perturbações

mínimas em comparação aos ensaios laboratoriais.

Nos ensaios sísmicos *in situ*, as deformações de cisalhamento costumam ser da ordem de $10^{-4}\%$ (Robertson *et al.*, 1986). As deformações de cisalhamento induzidas pela maioria dos ensaios sísmicos geofísicos são pequenas e situam-se dentro da faixa em que o comportamento do solo pode ser considerado elástico linear.

A Figura 3.1b ilustra a curva que descreve a variação do módulo de cisalhamento do solo com o nível de deformação, ou seja, a relação entre o módulo de cisalhamento normalizado (G/G_0) e a deformação de cisalhamento (γ). Essa curva também é conhecida como curva de degradação do módulo de cisalhamento. À medida que a amplitude da deformação de cisalhamento aumenta (acima de 0,001%), ocorre uma redução gradual no módulo de cisalhamento (Stokoe, 1980 *apud* Souza, 2011).

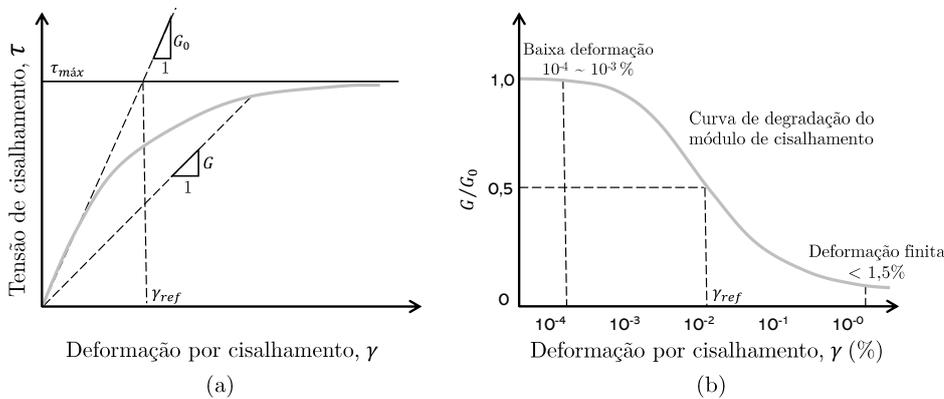


Figura 3.1: (a) Relação tensão de cisalhamento típica; (b) Curva de degradação do módulo de cisalhamento (adaptado de Dong; Lu; McCartney, 2018).

A forma mais acurada de obter o G_0 é medindo diretamente a v_s em campo por meio de ensaios geofísicos. Com base nos princípios da teoria da elasticidade, o valor do G_0 pode ser calculado a partir da determinação da v_s , dada a massa específica (ρ) do material, conforme a Eq. 3-1:

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \quad (3-1)$$

onde:

G_0 = módulo de cisalhamento máximo (Pa);

v_s = velocidade de propagação da onda cisalhante (m/s);

ρ = massa específica natural do material em que as ondas se propagam (kg/m^3).

É importante destacar que em uma única unidade geológica podem ocorrer variações significativas nos valores medidos da v_s (Poulos, 2022). Isso ocorre devido às características geológicas, como juntas, falhas e intempéries,

que afetam a propagação das ondas cisalhantes e, conseqüentemente, reduzem a v_s . Para ilustrar essa variação, a Tabela 3.1 apresenta valores típicos da v_s para diversos geomateriais, bem como para o concreto, fornecendo uma referência útil para comparação com valores medidos em campo.

Tabela 3.1: Velocidades de propagação das ondas cisalhantes (v_s) em m/s para geomateriais e concreto.

Material	Bay (2002) <i>apud</i> Chen e Ong (2012)	Poulos (2022)
Solo muito mole	84 – 106	85 – 105
Solo mole	107 – 137	106 – 135
Solo mediano	138 – 183	136 – 185
Solo duro	184 – 274	186 – 275
Solo muito duro	275 – 366	276 – 365
Rocha branda/solo cimentado	367 – 610	366 – 760
Limite de ripabilidade*	670	–
Rocha	> 670	761 – 1500
Rocha dura	–	> 1500
Concreto	2.286 – 2.438	2.286 – 2.438

*Facilidade com que o solo ou a rocha podem ser escavados mecanicamente.

Considerando as diversas complexidades do comportamento dos solos, conforme destacado por Mayne (2001), é desaconselhável confiar exclusivamente no valor do índice de resistência à penetração do solo (N_{SPT}) para fornecer a maior parte dos dados geotécnicos necessários para análises de engenharia. Nesse contexto, Gandolfo (2022) ressalta que, especialmente em solos tropicais, como os lateríticos, a determinação da velocidade de propagação das ondas cisalhantes (v_s) por meio de ensaios sísmicos pode identificar diferenças nos níveis de cimentação, alteração e estruturação do solo, que frequentemente não são detectadas pelos ensaios tradicionais.

No entanto, é relevante salientar que o tradicional ensaio SPT, ainda que seja um indicador valioso da resistência do solo, pode deixar de identificar as rigidezes do solo, como as originadas por microcimentos que permanecem ativos somente em condições de baixa tensão e deformação. Isso ocorre em razão da natureza altamente perturbadora do ensaio SPT, que pode ocasionar uma deformação significativa no solo, prejudicando a detecção desses microcimentos (Décourt, 2001a).

Os valores do G_0 em solos lateríticos podem ser observados na Figura 3.2a, que apresenta a correlação proposta por Barros e Pinto (1999) entre o G_0 obtido a partir do ensaio *crosshole* e o valor de N_{SPT} . Essa correlação foi

desenvolvida com base em dados de argilas vermelhas de São Paulo, incluindo Moema e Bela Vista (Barros, 1997), Vila Madalena (Prado, 1994) e Paraíso (Décourt, 1994), além de dados de solos lateríticos do interior do estado de São Paulo (Giacheti, 1991).

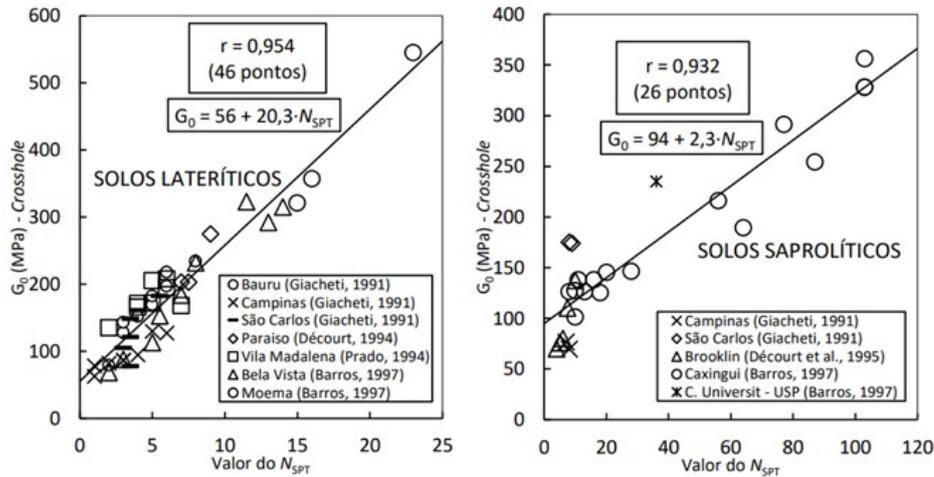


Figura 3.2: Correlação entre G_0 e N_{SPT} : (a) para solos lateríticos; (b) para solos saprolíticos (adaptado de Barros; Pinto, 1999).

Uma abordagem alternativa que visa avaliar a presença de um possível comportamento laterítico no solo é destacada por Décourt (2002). Consiste em comparar os valores do G_0 obtidos por meio dos ensaios *crosshole* com os resultados derivados da equação proposta por Barros e Pinto (1999). Essa comparação é, essencialmente, uma maneira de investigar se o solo manifesta características associadas à laterização ou não.

Além da correlação entre G_0 e N_{SPT} em solos lateríticos, Barros e Pinto (1999) conduziram análises com solos saprolíticos (Figura 3.2b), concluindo que, mesmo para valores iguais de N_{SPT} , os solos lateríticos exibem um G_0 maior devido à presença de uma estrutura cimentada natural. Em contraste, os solos saprolíticos apresentam um comportamento mais similar aos solos da zona temperada.

É importante destacar que a rigidez do solo é influenciada por diversos fatores geotécnicos, como o tipo de solo, o grau de compactação e a presença de estruturas cimentadas, entre outros. Nesse contexto, Hardin e Black (1968) propuseram uma função (Eq. 3-2) que descreve alguns desses fatores que afetam o G dos solos:

$$G = f(\bar{\sigma}_o, e, H, S, \tau_o, C, A, F, t, \theta, T) \quad (3-2)$$

onde:

$\bar{\sigma}_o$ = tensão efetiva octaédrica;

e = índice de vazios;

H = histórico de tensões ou de vibrações;
 S = grau de saturação;
 τ_o = componente desviadora de tensões ou tensão cisalhante;
 C = características do grão (forma, tamanho, gradação e mineralogia);
 A = amplitude de deformação;
 F = frequência de vibrações;
 t = efeitos secundários que são funções do tempo, e magnitude do incremento de carga;
 θ = estrutura do solo;
 T = temperatura, incluindo congelamento.

Diante da vasta gama de parâmetros que exercem influência sobre o G , Hardin e Drnevich (1972) categorizaram esses fatores em três principais níveis de importância: muito importante (V), menor importância (L) e relativamente sem importância (R e U), conforme demonstrado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Fatores que afetam o G em solos arenosos e coesivos (Hardin; Drnevich, 1972).

Fator	Nível de Importância	
	Areias Limpas	Solos Coesivos
Amplitude de deformação	V	V
Tensão normal efetiva octaédrica	V	V
Índice de vazios	V	V
Número de ciclos de carregamento	R^*	R
Grau de saturação	R	V
Razão de sobre adensamento	R	L
Envoltória de resistência efetiva	L	L
Tensão cisalhante octaédrica	L	L
Frequência de vibração (acima de 0,1 Hz)	R	R
Outros efeitos do tempo (Tixotropia)	R	L
Características dos grãos (tamanho, forma, gradação, mineralogia)	R	R
Estrutura do solo	R	R
Variação do volume devido a deformação cisalhante (p/ deformações inferiores a 0,5%)	U	R

*exceto para areia limpa saturada onde o número de ciclos de carregamento é um parâmetro menos importante.

Além dessas variáveis, diversas outras pesquisas têm buscado identificar outros fatores que também influenciam os valores de G e G_0 nos solos. A

Tabela 3.3. enumera alguns desses fatores, classificando-os em quatro níveis de relevância.

Tabela 3.3: Nível de importância dos fatores que afetam o valor do G_0 (Barros, 1997).

Fator	Nível de Importância
Tensão principal efetiva na direção da propagação da onda	
Tensão principal efetiva na direção da vibração da partícula	Muito importante
Índice de vazios	
Grau de saturação (especialmente em argilas e siltes)	
Grau de cimentação (natural ou artificial)	
Razão de sobreadensamento (em argilas plásticas)	Importante
Tempo (em argilas)	
Teor de partículas finas em areias	
Carregamento cíclico anterior	
Tensão de cisalhamento estática	
Sobreadensamento sob tensões anisotrópicas (em areias)	Menos importante
Forma dos grãos (em areias)	
Frequência (em argilas)	
Temperatura	
Tamanho dos grãos	
Distribuição granulométrica	Relativamente não importante
Números de ciclos	
Terceira tensão principal efetiva	
Tipo de vibração	
Condição de drenagem	

Conforme apresentado na Tabela 3.3, o grau de cimentação desempenha um papel significativo no valor de G_0 , sendo a cimentação uma característica intrínseca predominante nos solos lateríticos. Em um estudo mencionado por Hachich *et al.* (1998), Chang e Woods (1987) investigaram o impacto do grau de cimentação nos valores de G_0 em diversas areias artificialmente cimentadas. Concluíram que houve um notável aumento de G_0 com o teor de cimento, além da redução da σ_0 .

Outro estudo referido por Hachich *et al.* (1998), conduzido por Stokoe *et al.* (1992), identificou um comportamento similar em solos naturalmente cimentados. Observaram valores consideravelmente mais elevados de G_0 com uma menor dependência da pressão de confinamento para o material cimentado íntegro, comparado ao material remoldado, ambos com o mesmo índice de vazios.

Com base nos estudos abordados, é incontestável que a cimentação desempenha um papel crucial no comportamento mecânico dos solos lateríticos, particularmente no que tange ao valor de G_0 . Isso enfatiza a importância de incorporar a cimentação natural do solo nas análises geotécnicas, visto que ela pode exercer um impacto substancial na resistência e rigidez do solo. Essas implicações adquirem relevância especial no âmbito do projeto e construção de estruturas sobre esse tipo de solo.

3.1.1

Avaliação do Módulo de Cisalhamento Máximo para Fundações em Solos Lateríticos

A singularidade da rigidez nos solos lateríticos resulta da cimentação inerente, gerada pela deposição de minerais de ferro e alumínio nos poros e fissuras do solo, em decorrência do processo natural de intemperismo. Tal cimentação atua como um aglomerante natural, conferindo ao solo uma maior rigidez e resistência. Essa característica influencia positivamente no comportamento das estruturas assentadas sobre esse tipo de solo. Assim, é de vital importância considerar esse aspecto durante todas as etapas de concepção e implementação das fundações.

É importante ressaltar que a cimentação presente nos solos lateríticos exibe uma característica particular: ela mantém sua integridade apenas sob baixos níveis de tensão ou deformação. Por consequência, ensaios de penetração, como o ensaio SPT, podem não mostrar de forma adequada a avaliação da rigidez desses solos, uma vez que são altamente disruptivos e podem causar a destruição da estrutura microcimentada (Décourt, 2001a).

Nesse contexto, a avaliação mais acurada da rigidez do solo laterítico demanda a consideração do módulo de cisalhamento máximo (G_0), o qual é determinado em baixos níveis de deformação. Solos com maiores valores de G_0 tendem a exibir uma rigidez superior, capaz de suportar cargas mais elevadas sem sofrer deformações excessivas. A obtenção do parâmetro G_0 é recomendada por meio de ensaios sísmicos *in situ*, com baixa amplitude de deformação, conforme discutido na Seção 3.2.

Estudos, incluindo os conduzidos por Décourt (1994; 2002), demonstram

que a capacidade de carga lateral das estacas em solos lateríticos pode ultrapassar consideravelmente as estimativas dos métodos semiempíricos tradicionalmente empregados no Brasil, muitas vezes atingindo valores até duas ou três vezes superiores. Daí a necessidade incontornável de incorporar o valor de G_0 no processo de dimensionamento, uma vez que variações mínimas nesse parâmetro podem ter um impacto substancial na capacidade de carga, refletindo diretamente na viabilidade e economia das fundações estabelecidas em solos lateríticos.

Uma análise completa das características do solo requer a consideração não apenas do módulo G_0 , mas também de outros parâmetros geotécnicos pertinentes, como a estrutura, porosidade e teor de umidade. Além disso, é recomendável a integração de informações advindas de casos práticos de projetos executados em solos lateríticos, pois esses dados proporcionam percepções valiosas aos profissionais envolvidos na concepção de construções nesse tipo de ambiente.

3.2

Ensaio *in situ* para medição da v_s

A velocidade de propagação das ondas cisalhantes (v_s) é um parâmetro crucial na caracterização do subsolo, pois está diretamente relacionada ao módulo de cisalhamento (G). Tanto a velocidade das ondas cisalhantes (v_s) quanto a velocidade das ondas compressivas (v_p) podem ser obtidas *in situ* por meio de ensaios sísmicos. As ondas compressivas também são referidas como primárias, enquanto as ondas cisalhantes são referidas como secundárias.

Os ensaios sísmicos consistem na propagação das ondas sísmicas através das camadas do solo, geradas por uma fonte e detectadas por receptores que transmitem os sinais por meio de cabos para um sismógrafo (conforme ilustrado na Figura 3.3). O sismógrafo registra os tempos de chegada e as amplitudes das ondas sísmicas, e as velocidades das ondas são calculadas dividindo a distância percorrida pelo tempo de propagação.

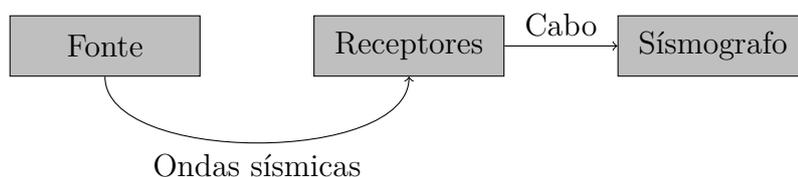


Figura 3.3: Princípio básico de funcionamento dos ensaios sísmicos de campo.

Conforme Peniche (2015), às fontes utilizadas em ensaios sísmicos podem ser de diversos tipos: ativas, geradas pelo impacto de um martelo ou outro objeto; ou passivas, registrando apenas o ruído ambiente. Os receptores, por

sua vez, podem ser geofones, acelerômetros ou hidrofones, com este último sendo utilizado em situações submersas.

É fundamental que a fonte sísmica seja capaz de gerar ondas cisalhantes, visto que a v_s é o parâmetro mais importante para a engenharia de fundações (Taioli, 2001). As ondas cisalhantes propagam-se exclusivamente em meios sólidos, já que líquidos e gases não suportam tensões de cisalhamento. Por outro lado, as ondas compressivas se propagam em sólidos, líquidos e gases. Abaixo da zona saturada, as ondas compressivas são influenciadas pelo fluido intersticial, ou seja, pela água.

Os ensaios *in situ* para a medição das ondas compressivas e cisalhantes podem ser divididos em duas categorias: invasivos e não invasivos. Os ensaios invasivos requerem pelo menos um furo no solo para sua realização, o que os torna mais onerosos, como é o caso do *crosshole*, *downhole* e *uphole*. Além desses, há os chamados ensaios híbridos, onde a metodologia sísmica do *downhole* é aplicada em ensaios convencionais geotécnicos, tais como o CPT (*Cone Penetration Test*) e o DMT (*Dilatometer Marchetti Test*), que recebem o nome de SCPT (*Seismic Cone Penetration Testing*) e SDMT (*Seismic Dilatometer Marchetti Test*).

Por outro lado, existem os ensaios não invasivos realizados na superfície, que não exigem a perfuração do solo. Entre as técnicas mais utilizadas estão a sísmica de reflexão, a sísmica de refração, a técnica SASW (*Spectral Analysis of Surface Waves*) e a técnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*). Entretanto, esses ensaios não permitem a amostragem física do solo, o que pode limitar a acurácia das informações obtidas (Poulos, 2022). De acordo com Gandolfo *et al.* (2018), os ensaios realizados em furos de sondagem fornecem informações mais acuradas e com maior resolução vertical do que os ensaios de superfície. O propósito dos ensaios sísmicos é fornecer um perfil da v_s do terreno e, por conseguinte, da variação do G_0 (se a densidade for conhecida ou adotada) do solo em função da profundidade, conforme exibido na Figura 3.4.

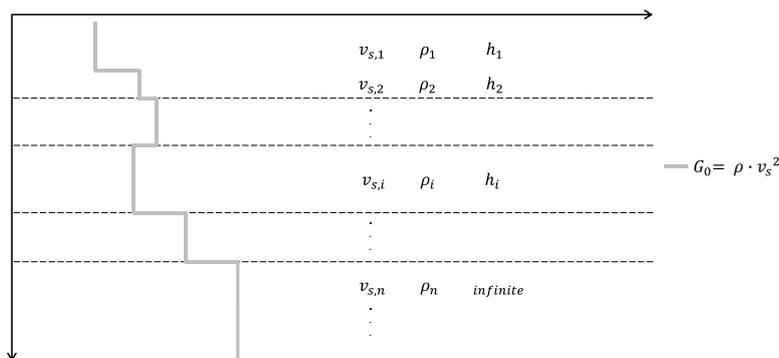


Figura 3.4: Modelo de perfil do módulo de cisalhamento máximo (G_0) em função da profundidade.

3.2.1

Ensaio sísmico *crosshole*

O ensaio sísmico *crosshole*, também conhecido como “entre furos”, é amplamente reconhecido na área geotécnica como o método mais eficiente para a determinação dos parâmetros dinâmicos do solo. Conforme mencionado por Athanasopoulos e Pelekis (1997), esse ensaio é tido como o mais confiável entre os métodos *in situ* disponíveis.

A metodologia do ensaio sísmico *crosshole* resume na geração de ondas sísmicas a partir do interior de um furo e na sua detecção em um ou mais furos adjacentes, alinhado horizontalmente a fonte e o(s) receptor(es). Esse arranjo permite eliminar a influência das camadas circundantes (exceto quando há mergulho abrupto), possibilitando a medição direta das velocidades sísmicas para um estrato específico (Hunt, 2007).

O procedimento do ensaio sísmico *crosshole* é normatizado pela ASTM D4428/D4428M (*Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing*). Segundo essa norma, o ensaio é iniciado a uma profundidade inferior a 1,5 m, com as leituras subseqüentes executadas em intervalos determinados pela estratigrafia, limitados a 1,5 m entre leituras consecutivas. Testes sequenciais são realizados até atingir a profundidade máxima do furo. O espaço entre o furo de origem e o primeiro receptor deve ser de 1,5 a 3 m, enquanto a distância entre os poços receptores subseqüentes deve variar entre 3 a 6 m. Para dois furos, o espaço entre a fonte e o receptor deve ser de 1,5 a 5 metros.

As medições das v_p e das v_s são realizadas de forma direta. Dessa forma, é possível calcular os parâmetros elásticos dinâmicos para as diferentes camadas do terreno, supondo-se conhecida ou estimada a densidade de cada camada ensaiada. De acordo com a ASTM D4428/D4428M (2017), é necessário realizar um levantamento de desvio do furo para obter com precisão a distância em linha reta da fonte para os receptores (l) nos furos em todas as profundidades, de acordo com a Eq. 3-3.

$$l = \sqrt{[(E_S - D_S) - (E_G - D_G)]^2 + (L \cos \phi + x_G - x_S)^2 + (L \sin \phi + y_G - y_S)^2} \quad (3-3)$$

onde:

l = distância em linha reta da fonte aos receptores (m);

E_S = profundidade do furo da fonte (m);

E_G = profundidade do furo do receptor (m);

D_S = profundidade da fonte sísmica (m);

D_G = profundidade do receptor (m);

L = distância horizontal entre a parte superior do furo da fonte e do furo do receptor (m);

ϕ = azimute em relação ao norte a partir do topo do furo da fonte para o buraco do receptor ($^{\circ}$);

x_S = desvio ao norte do furo fonte na profundidade da fonte (m);

y_S = desvio a leste do furo na profundidade da fonte (m);

x_G = desvio ao norte do furo receptor na profundidade do receptor (m);

y_G = desvio a leste do furo receptor na profundidade do receptor (m).

Sendo assim, as velocidades aparentes das ondas sísmicas em uma determinada profundidade são calculadas pela relação da distância l com o tempo de percurso entre a fonte e o respectivo receptor (t), conforme a Eq. 3-4.

$$v = \frac{l}{t} \quad (3-4)$$

onde:

v = velocidades aparentes das ondas sísmicas (m/s);

l = distância em linha reta da fonte ao receptor, conforme Eq. 3-3 (m);

t = tempo de viagem entre a fonte e o correspondente receptor (s).

3.2.2

Ensaio sísmico *downhole* e *uphole*

O ensaio sísmico *downhole*, assim como o *crosshole*, consiste na medição do tempo de percurso das ondas compressivas e cisalhantes. No entanto, diferentemente do *crosshole*, o ensaio *downhole* é conduzido utilizando apenas um furo, o que o torna uma alternativa econômica. Neste método, as ondas se propagam na direção descendente, em um plano quase vertical.

Internacionalmente regulamentado pela norma ASTM D7400/D7400M (*Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing*), este ensaio envolve a colocação da fonte sísmica na superfície do terreno, próxima à abertura do furo, enquanto o receptor é posicionado em diferentes profundidades, em etapas sucessivas. Isso permite a determinação das velocidades das ondas cisalhantes (v_s) e compressivas (v_p) em diferentes camadas do terreno.

A repetição do teste deve ser executada de acordo com a estratificação conhecida, geralmente com um passo entre 0,5 m e 1,5 m (ASTM D7400/D7400M, 2019). Conforme a norma, em rochas duras abaixo de 30 m de profundidade da superfície do solo, o intervalo do ensaio pode ser estendido para 3 m. No entanto, variações nos intervalos de profundidade podem ser consideradas, dependendo das finalidades do estudo e das condições locais.

Utilizar múltiplos receptores em diferentes profundidades permite a coleta simultânea de leituras para um único pulso de onda, agilizando e otimizando o processo. Seguindo as diretrizes da norma de 2019, quando há dois receptores, a unidade inferior deve ficar entre 1,0 m e 1,5 m abaixo da unidade superior.

Em contraste, no ensaio *uphole*, ocorre a inversão dos instrumentos. Nesse caso, o receptor é posicionado na superfície do terreno, enquanto as ondas são geradas em diferentes profundidades do furo. Isso implica que as ondas se propagam verticalmente para cima, em um plano quase vertical. Devido à posição da fonte sísmica, este ensaio apresenta dificuldade no direcionamento do golpe para geração da onda desejada.

Ambos os ensaios *uphole* e *downhole*, em essência, fornecem valores médios do módulo de cisalhamento das camadas atravessadas (Giacheti, 1991). Na interpretação dos resultados de ambos os métodos, o trajeto percorrido entre a fonte e o receptor é considerado uma trajetória linear (Rocha; Giacheti, 2016; Vitali, 2011). Em materiais onde ocorrem mudanças abruptas na densidade ou elasticidade, a trajetória da onda pode não ser reta, exigindo a aplicação da lei de refração de Snell (ASTM D7400/D7400M, 2019).

Quando a fonte e a abertura do furo estão ao mesmo nível, é possível determinar a distância inclinada em linha reta da fonte aos receptores (l) utilizando o teorema de Pitágoras, conforme demonstrado na Eq. 3-5:

$$l = [Z^2 + D^2]^{\frac{1}{2}} \quad (3-5)$$

onde:

Z = distância vertical da fonte ao receptor (m);

D = distância horizontal entre o centro da fonte e o furo/receptor (m).

As velocidades médias podem ser calculadas para o intervalo de profundidade no qual o receptor foi posicionado entre as medições, ou para a distância fixa entre dois receptores de uma matriz dupla (dois receptores). Dessa forma, a Eq. 3-6 se aplica:

$$v = \frac{l_2 - l_1}{t_2 - t_1} \quad (3-6)$$

onde:

l_2 = distância obtida pela Eq. 3-5 para o receptor em maior profundidade (m);

l_1 = distância obtida pela Eq. 3-5 para o receptor em menor profundidade (m);

$t_2 - t_1$ = diferença no tempo de propagação das ondas sísmicas geradas pela fonte até os receptores (s).

3.2.3

Spectral Analysis of Surface Waves

O método *Spectral Analysis of Surface Waves* (SASW), desenvolvido por pesquisadores da *University of Texas at Austin* na década de 80, se destaca como uma abordagem não intrusiva, não destrutiva e de baixo custo (Athanasopoulos; Pelekis, 1997). Esse método se resume em três etapas: o ensaio de campo, a determinação da curva dispersão e a inversão da curva de dispersão (Nazarian; Stokoe; Hudson, 1983; Nazarian; Stokoe, 1984).

No ensaio de campo, o objetivo é determinar as velocidades de fase das ondas Rayleigh ao longo de uma ampla faixa de frequências ou comprimentos de onda, abrangendo tipicamente mais de duas ordens de magnitude (Stokoe; Hwang; Joh, 2017). Isso é alcançado por meio da colocação de geofones (geralmente dois a doze geofones) em alinhamento linear na superfície do local, dispostos simetricamente com espaçamentos iguais ou variados (Olafsdottir, 2014). Segundo Heisey, Stokoe e Meyer (1982) *apud* Nazarian, Stokoe e Hudson (1983), a distância entre os geofones deve ser superior a um terço e inferior a dois comprimentos de onda ($\lambda_R/3 < x < 2\lambda_R$).

A disposição dos geofones permite a medição do movimento vertical gerado por fontes ativas, resultando em registros para diferentes espaçamentos entre os receptores e as cargas de impacto. Ao aumentar o espaçamento entre os receptores, ocorre a amostragem de camadas mais profundas do solo (Nazarian; Stokoe, 1984). A fonte é deslocada para a posição oposta em relação aos receptores, permitindo a obtenção de perfis diretos e reversos em variados espaçamentos (Nazarian; Stokoe, 1984; Stokoe; Rix; Nazarian, 1989).

Durante o processo, os dados dos geofones são capturados e processados por analisadores de espectro, que realizam cálculos em tempo real, incluindo a Transformada Rápida de Fourier. Essa agilidade é crucial para avaliações imediatas e ajustes na disposição de fonte, receptor e outros parâmetros (Stokoe; Rix; Nazarian, 1989).

A curva de dispersão, um gráfico relacionando a velocidade aparente das ondas Rayleigh com o comprimento de onda, é obtida a partir das informações de fase do espectro de potência cruzada, que indicam diferenças de fase entre pares de geofones em diferentes frequências (Nazarian; Stokoe; Hudson, 1983). A escolha dos pares de geofones leva em consideração a similaridade de distâncias entre o ponto fonte e o geofone mais próximo, assim como entre os dois geofones (Olafsdottir, 2014).

Para um tempo de viagem equivalente a um período da onda, a diferença de fase é de 360° , conforme descrito por Nazarian, Stokoe e Hudson (1983). Assim, o tempo de viagem das ondas Rayleigh entre cada par de receptores é

calculado para cada frequência utilizando a Eq. 3-7:

$$t(f) = \frac{\theta(f)}{360 \cdot f} \quad (3-7)$$

onde:

f = frequência em Hertz (ciclos por segundo);

$t(f)$ = tempo de viagem para uma dada frequência;

$\theta(f)$ = diferença de fase (fase do espectro de potência cruzada) em graus para uma determinada frequência.

A velocidade aparente da onda Rayleigh (v_R), e o comprimento de onda Rayleigh (λ_R), em relação à frequência podem ser calculados a partir do espaçamento entre os geofones (d) usando as Eq. 3-8 e 3-9:

$$v_R(f) = \frac{d}{t(f)} \quad (3-8)$$

$$\lambda_R(f) = \frac{v_R(f)}{f} \quad (3-9)$$

Essas equações permitem gerar curvas de dispersão individuais para cada espaçamento entre geofones, que, quando combinadas, formam uma curva composta (Stokoe; Rix; Nazarian, 1989). Esses cálculos praticamente em tempo real são possíveis graças à instrumentação eletrônica moderna, permitindo uma avaliação instantânea do progresso do ensaio (Asslan, 2012).

A inversão da curva de dispersão é um passo crucial para determinar as velocidades reais em diferentes profundidades (Nazarian; Stokoe; Hudson, 1983). Esse processo envolve a obtenção das profundidades de cada camada e a velocidade de onda de cisalhamento (v_s) em relação à velocidade aparente (v_R). Para depósitos de solo com propriedades relativamente constantes, o perfil de v_s em relação à profundidade pode ser aproximado considerando $v_s \approx 1,1v_R$ e uma profundidade de amostragem entre $\lambda_R/2$ e $\lambda_R/3$ (Heisey *et al.*, 1982 *apud* Ismail *et al.*, 2001).

Por outro lado, para perfis com materiais irregulares, um método de inversão mais preciso é necessário para determinar o perfil de v_s em relação à profundidade (Athanasopoulos; Pelekis, 1997). A análise de modelagem direta iterativa ou análise de inversão compara a curva experimental com uma curva teórica de dispersão (Ismail *et al.*, 2001; Stokoe; Hwang; Joh, 2017). Esse processo culmina na obtenção de perfis detalhados de v_s para locais com características de rigidez simples a complexas.

3.2.4

Multichannel Analysis of Surface Waves

O método *Multichannel Analysis of Surface Waves* (MASW) foi pioneiramente desenvolvido por Park, Miller e Xia (1999) para superar limitações identificadas no método SASW. O MASW aproveita as propriedades dispersivas das ondas de superfície, especialmente as ondas Rayleigh, ao atravessar um meio estratificado. O processo do ensaio MASW pode ser dividido em três etapas fundamentais: medições de campo, análise de dispersão e análise de inversão.

Na fase de aquisição de dados, geofones são posicionados em configuração linear na superfície do local do ensaio. Esses geofones são conectados a um sistema de aquisição de dados, que por sua vez está vinculado a um computador equipado com o software apropriado. O ensaio normalmente usa múltiplos geofones, frequentemente 24 ou 48 (Barros; Gandolfo; Rocha, 2012). Uma onda é gerada por uma carga de impacto em uma extremidade do alinhamento, enquanto os geofones registram o movimento resultante da onda em função do tempo.

O espaçamento entre os receptores (dx) deve ser uniforme (Park; Miller; Xia, 1999), geralmente variando entre 0,5 a 1 m, de acordo com Barros, Gandolfo e Rocha (2012), embora essa medida varie com a profundidade de interesse. Esse espaçamento está diretamente relacionado ao menor comprimento de onda (λ_{min}), que por sua vez determina a profundidade superficial de investigação (z_{min}), conforme a Eq. 3-10 (MASW.COM, s.d.).

$$z_{min} = k dx \quad (0,3 \leq k \leq 1,0) \quad (3-10)$$

A profundidade máxima de investigação (z_{max}), onde a velocidade de cisalhamento pode ser calculada com precisão, é aproximadamente metade do comprimento de onda mais longo das ondas superficiais (λ_{max}) (Rix; Leipski, 1991 *apud* Park; Miller; Xia, 1999), como mostra a Eq. 3-11.

$$z_{máx} \approx 0.5\lambda_{máx} \quad (3-11)$$

A maior λ_{max} e, portanto, a maior profundidade de investigação (z_{max}) são alcançadas quando uma fonte sísmica gera maior energia. Conforme Olafsdottir (2014), o uso de uma marreta razoavelmente pesada (por exemplo, 10 kg) pode resultar em uma profundidade de investigação variando de 10 a 30 m.

O comprimento do arranjo dos receptores (D) está relacionado ao λ_{max}

analisável e, conseqüentemente, a z_{max} (MASW.COM, s.d.), como indicado na Eq. 3-12.

$$z_{m\acute{a}x} \leq D \leq 3z_{m\acute{a}x} \quad (3-12)$$

O espaço entre a fonte e o receptor mais próximo é chamado de *offset* da fonte (x_1). Segundo MASW.COM (s.d.), há valores sugeridos para x_1 mínimo e máximo, como indicado nas Eq. 3-13 e 3-14, respectivamente:

$$x_{1, \min} = 0,2D \quad (3-13)$$

$$x_{1, \max} = D \quad (3-14)$$

Diversas técnicas de processamento têm sido propostas para obter as características dispersivas das ondas de superfície. O processamento tem como objetivo obter a curva de dispersão a partir do sismograma de campo. Para dados obtidos com arranjos 1D, onde a localização da fonte é conhecida, é usada a técnica f-k transform. Já para dados obtidos com arranjos 2D, onde não se conhece a localização da fonte, utiliza-se a técnica f-k beamforming. Uma situação em que ambas as técnicas podem ser usadas é o Passive Roadside MASW (Park; Miller, 2006, 2008 *apud* Eikmeier, 2018).

A análise de inversão envolve obter um perfil de velocidade da onda de cisalhamento calculando retroativamente a curva de dispersão experimental. Começa-se com o cálculo de uma curva de dispersão teórica baseada em parâmetros iniciais do modelo, que inclui um perfil de velocidade da onda de cisalhamento presumido para a área do ensaio. Esses parâmetros do modelo são ajustados de forma iterativa, introduzindo diferentes conjuntos, para encontrar uma curva de dispersão teórica que corresponda à curva medida. O perfil de velocidade da onda de cisalhamento que resulta em uma curva de dispersão teórica que se alinha bem à curva experimental é considerado o resultado da análise (Olafsdottir; Erlingsson; Bessason, 2018).

4

Fundações em Solos Lateríticos

Ao dimensionar uma fundação em solos lateríticos, é crucial considerar a rigidez desses solos, que geralmente é superior à de solos não lateríticos para os mesmos valores de N_{SPT} . Métodos tradicionais semiempíricos brasileiros frequentemente subestimam a capacidade de carga dos solos lateríticos, o que pode resultar em dimensionamentos conservadores e custos mais elevados. Destaca-se que a principal contribuição para a capacidade de carga reside no atrito lateral. Portanto, para realizar um dimensionamento eficaz da fundação, garantindo a segurança da estrutura sem a necessidade de adotar uma abordagem excessivamente cautelosa, é fundamental compreender a rigidez desses solos. Para ilustrar esse conceito, este capítulo apresenta casos práticos de obras realizadas em solos lateríticos; exemplos que são essenciais para agregar informações valiosas para os profissionais envolvidos em projetos de construção em solos lateríticos.

4.1

Edifício Rimini

O artigo intitulado “*The Behavior of a Building with Shallow Foundations on a Stiff Lateritic Clay*” (em português, “O Comportamento de um Edifício com Fundações Rasas em uma Argila Laterítica Rígida”), escrito por Décourt em 1994, apresenta informações sobre o comportamento dos solos lateríticos por meio do estudo de caso do edifício Rimini. Outra fonte relevante de informação é o trabalho “*Behavior of Shallow Foundations on a Lateritic Clay*”, publicado por Décourt (2001a).

O engenheiro Luciano Décourt desenvolveu o projeto das fundações do Edifício Rimini. Esse projeto marcou o pioneirismo na literatura ao abordar as excepcionais propriedades de rigidez dos solos lateríticos em relação a fundações. Os ensaios incomuns conduzidos no local foram cruciais para o sucesso do empreendimento, levando a descobertas fundamentais sobre esses tipos de solos.

O perfil do solo do local compreendia uma camada superficial porosa, variando de arenosa a argilosa, com coloração vermelha e uma espessura de 2 a 3 m. Abaixo dessa camada, encontrava-se uma camada de argila siltosa

arenosa, de consistência rígida a dura, com coloração vermelha e amarela, com cerca de 15 m de espessura. Posteriormente, havia uma camada de areia fina a média, densa a muito densa, com concreções de limonita, exibindo colorações cinza e amarela. O nível d'água foi localizado a profundidades entre 3 e 4 m.

Sondagens SPT foram realizadas em profundidades de 4 a 10 metros, resultando em valores de N_{72} (corrigidos segundo a eficiência típica do SPT brasileiro de 72%) variando de 10 a 36 golpes, com uma média aproximada de 22 ± 6 golpes. Adicionalmente, foram perfurados três furos de sondagem SPT com medições de torque, onde a relação média entre o torque medido em kgf.m e N_{72} foi de 1,15. De acordo com a classificação de Ignatius (1991), o solo foi categorizado como laterítico.

Ensaio crosshole foram conduzidos em três profundidades distintas (4,0 m, 5,0 m e 6,0 m). A média do G_0 encontrado foi de 418,7 MPa. Ademais, ensaios de coluna ressonante indicaram um G_0 de 464,0 MPa. Os resultados de ensaios edométricos evidenciaram uma pressão de pré-consolidação do solo de 1.220 kPa. Os ensaios de compressão triaxial não consolidada e não drenada indicaram uma resistência ao cisalhamento não drenada (C_u) de 309 kPa. Vale ressaltar que o grau médio de saturação das amostras foi de 95%.

Adicionalmente, oito provas de carga sobre placa foram executadas com o uso da célula expansiva hidrodinâmica. Placas de diâmetros de 30 e 50 cm foram instaladas sob as sapatas SP-7 e SP-8 do edifício, cujas dimensões eram 3,10 x 3,95 m e 2,55 x 4,35 m, situadas a 6,0 metros de profundidade. O valor médio representativo de N_{72} para as placas abaixo dessas sapatas foi de 32. A Figura 4.1 apresenta os resultados de todos os ensaios de carga. Os ensaios de carga n° 1 e 7, realizados sob a sapata SP-8, foram submetidos a tensões de 2,83 MPa e 5,94 MPa, respectivamente, enquanto os demais foram realizados com baixas pressões (tensões < 1,0 MPa).

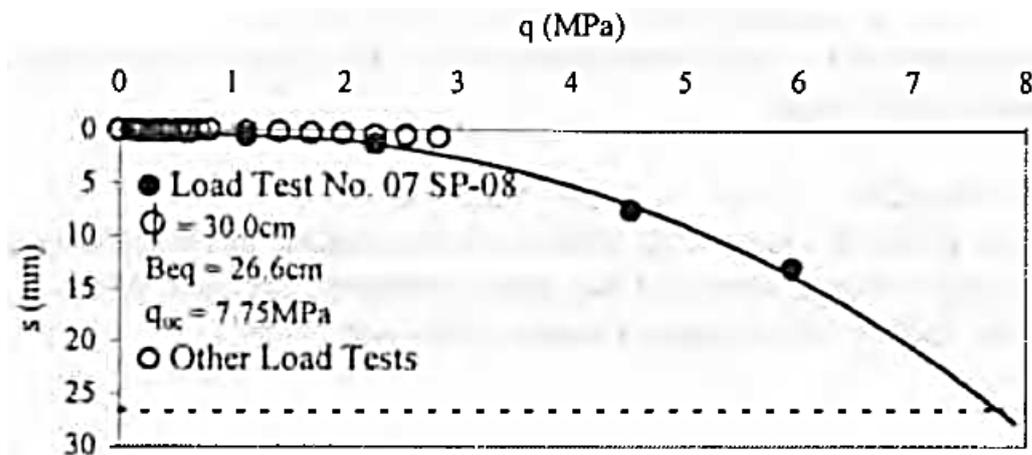


Figura 4.1: Resultados das provas de cargas realizadas no Edifício Rimini (Décourt, 2001a).

A avaliação da capacidade de carga convencional é fundamental para compreender o comportamento das fundações em diferentes condições de carga. Um recalque de 26,6 mm (10% da largura equivalente) resultou em uma tensão de 7,75 MPa, evidenciando a capacidade de carga do solo em análise.

Além disso, considerando o valor característico N_{72} como 28, conclui-se que a capacidade de carga da fundação pode ser estimada pela equação $q_{uc} = 277N_{72}$ (kPa). Segundo Décourt (1995), em argilas saturadas não lateríticas, a capacidade de carga para fundações rasas pode ser representada por $q_{uc}(KPa) = 78N_{72}$. Para fundações profundas, como as placas em análise, essa capacidade é aproximadamente 1,5 vezes maior, resultando em $q_{uc} = 117N_{72}$ (kPa). Tais resultados realçam a superioridade da capacidade de carga das argilas lateríticas em relação às não lateríticas, mesmo com valores de N_{SPT} equivalentes.

Durante a análise da edificação, os recalques foram medidos em três sapatas específicas: SP-7, SP-9 e SP-10. Instalados durante a concretagem da laje do 3º pavimento, os pinos de medição impossibilitaram o registro dos recalques iniciais. Supôs-se que, durante o primeiro ciclo de medições, os recalques reais foram o dobro dos valores calculados, permitindo corrigir os dados obtidos e determinar retroativamente o módulo de elasticidade correspondente. Com esse valor de módulo e uma avaliação das cargas das colunas, os recalques das colunas foram calculados.

Os recalques medidos nas colunas P-07, P-09 e P-10 foram de 3,18 mm, 3,33 mm e 2,0 mm, respectivamente. É essencial notar que as cargas durante as medições representaram aproximadamente 68% dos valores nominais máximos de projeto, enquanto a tensão nominal sob a sapata era de 400 kPa. Entretanto, as tensões reais naquele momento foram calculadas em torno de 272,0 kPa. As principais características das três sapatas analisadas são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Sapata e recalques do edifício Rimini (Décourt, 2001a).

Sapata	Dimensão	$B_{eq}^{(1)}$	Prof.	N_{72}	Recalque, s	s/B_{eq} (%)
SP-07	3,10 x 3,95 m	3,50 m	6,0 m	17	3,18 mm	0,091
SP-09	4,00 x 4,00 m	4,00 m	6,0 m	16	3,33 mm	0,083
SP-10	2,30 x 2,90 m	2,58 m	4,5 m	28	2,00 mm	0,078

⁽¹⁾ raiz quadrada da área da sapata (base equivalente).

Em busca de previsões mais acuradas sobre o recalque no Edifício Rimini, Décourt realizou uma análise considerando a influência das características das argilas lateríticas. Nessa avaliação, uma fundação quadrada com largura de 3,0 m foi considerada, sendo apoiada em dois tipos distintos de solo: um

laterítico e outro não laterítico, ambos com um valor de N_{72} igual a 17. Os cálculos foram executados seguindo o método proposto por Décourt (1999) e abrangendo a contribuição de todas as cargas das colunas no recalque da sapata. Os resultados desses cálculos estão compilados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Recalques computados para sapata de 3 x 3 m (Décourt, 2001a).

Argila Laterítica			Argila Não Laterítica		
Tensão, q	Recalque, s	s/B_{eq} (%)	Tensão, q	Recalque, s	s/B_{eq} (%)
272 kPa	3,1 mm	0,10	272 kPa	16,9 mm	0,56
400 kPa	8,0 mm	0,27	400 kPa	43,4 mm	1,45
544 kPa	16,9 mm	0,56	-	-	-
800 kPa	43,4 mm	1,45	-	-	-

Ao analisar os resultados, ficou evidente que caso o solo argiloso sob o Edifício Rimini não fosse laterítico e as tensões na fundação se mantivessem em torno de 400 kPa, o recalque previsto ultrapassaria os 40 mm. Na prática, no entanto, o recalque provavelmente ficaria entre 16,9 mm e 43,41 mm, provavelmente em torno de 30 mm, representando 1% de B_{eq} . No caso do edifício Rimini, o recalque final foi notavelmente baixo, estimado em aproximadamente 5,0 a 6,0 mm. Este resultado, surpreendentemente baixo e não previsto no momento do projeto da fundação, ressalta a importância da consideração cuidadosa das propriedades do solo laterítico durante o processo de planejamento e projeto (Décourt, 2001a).

4.2

Hospital da Beneficência Portuguesa de São Paulo

Em dezembro de 1999, o engenheiro Luciano Décourt desenvolveu o projeto de fundações do Hospital da Beneficência Portuguesa de São Paulo. O projeto foi fundamentado em sondagens que indicavam a presença de argilas lateríticas. A validação dessa suposição ocorreu por meio da metodologia de Ignatius (1991) e da classificação MCT, a qual identificou a amostra como LG'. Os ensaios de coluna ressonante confirmaram definitivamente a natureza laterítica das argilas, revelando valores de G_0 superiores a 200 MPa – um traço característico das argilas lateríticas, mas incomum em solos não lateríticos com N_{SPT} em torno de 10. Essa constatação levou a considerar as argilas como de natureza estritamente laterítica.

Com um valor médio de N_{SPT} aferido de 9,8, a tensão admissível para argilas saturadas, conforme Décourt (1992), apontaria para 244,0 kPa ($N_{SPT}/4$ em kgf/cm² ou $25 \cdot N_{SPT}$ em kPa). Todavia, diante da natureza laterítica das

argilas, o autor adotou o dobro do valor correspondente aplicável a argilas não lateríticas, resultando em um total de 488,0 kPa.

A partir de 1994, Décourt abandonou o conceito de tensão admissível, passando a dimensionar projetos de fundações diretas por meio do software “REC-ZERO”. Esse software tem por objetivo alcançar recalques uniformes para todas as sapatas, independentemente das tensões a elas aplicadas. Décourt concluiu que, na prática, as fundações diretas não manifestam ruptura geotécnica, o que descarta a necessidade de empregar coeficientes de segurança para ruptura.

Entretanto, visando a evitar uma mudança abrupta em relação aos procedimentos anteriores e a abordagens de outros locais, a tensão máxima foi limitada a um valor equivalente à metade do convencional para ruptura (recalque de 10% da largura da sapata), dividida por 2,5. Como anteriormente havia um coeficiente de segurança implícito de 3,0 em relação à ruptura, as tensões máximas sob esse novo conceito de projeto (recalques uniformes) foram ajustadas pela relação 3,0/2,5. O resultado foi uma tensão máxima de 585,6 kPa, arredondada para 580,0 kPa para efeitos de projeto.

Décourt relata a realização de uma prova de carga estática em um bloco de fundação de dimensões nominais 1,0 x 1,0 m. O bloco foi carregado por um tirante inserido em uma perfuração de 3" de diâmetro, situada no centro do bloco. O tirante, com comprimento livre de 6,0 m e comprimento injetado de 14,0 m, foi ativado por um macaco hidráulico. Para minimizar a influência do tirante nos resultados, a bainha formada ao longo do trecho livre foi desfeita imediatamente abaixo do bloco.

Na Figura 4.2, é possível observar a curva estabelecida com base nos cinco últimos pares de pontos do carregamento lento.

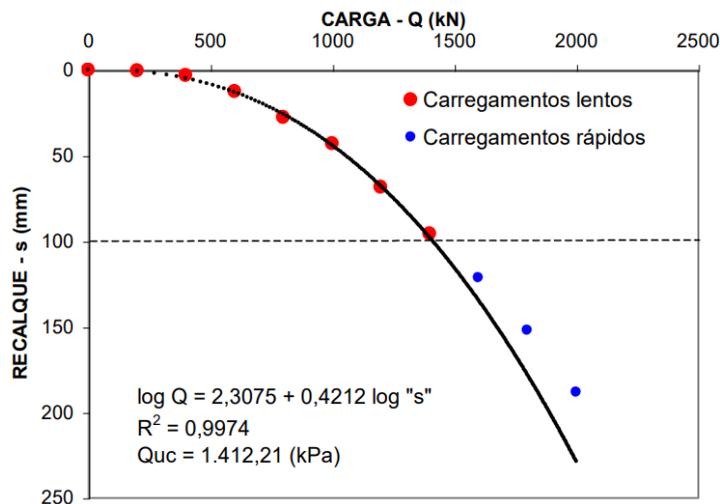


Figura 4.2: Resultado da prova de carga estática realizada no Hospital da Beneficência Portuguesa, carregamentos lentos e rápidos (Décourt, 2001b).

A prova de carga seguiu as diretrizes da norma NBR 6489, aguardando a estabilização dos recalques. A carga foi incrementada de forma gradual até atingir 1.400 kN, resultando em um recalque de 95,74 mm, próximo ao valor convencional de ruptura de 100,0 mm. Em seguida, foram aplicados carregamentos rápidos (15 minutos) até alcançar a capacidade máxima do sistema de reação, de 2000 kN, resultando em um recalque de aproximadamente 200 mm. Os dados foram ajustados a uma curva matemática referente à prova de carga lenta.

Através dos dados colhidos durante a prova de carga lenta, foi possível derivar uma equação descritiva que representa o comportamento do solo laterítico sob influência de carga. Essa equação assume a forma $\log Q = 2,3075 + 0,412 \log s$ ($R^2 = 0,9974$), em que Q é a carga aplicada em kN e s representa o recalque em mm. Por meio dessa fórmula, tornou-se viável calcular a carga de ruptura convencional (para $s = 100$ mm), resultando em uma estimativa de $Q_{uc} = 1.412,21$ kPa.

Na área adjacente à prova de carga estática, foram executados ensaios do tipo *crosshole*. A Tabela 4.3 apresenta os resultados para G_{0_1} e G_{0_2} , bem como a média desses valores nas duas direções ortogonais, designada como G_0 . Através de uma análise de regressão linear, os valores médios de G_0 em diferentes profundidades foram empregados na formulação $G_0 = 201,33 + 12,16z$ ($R^2 = 0,8558$), em que z corresponde à profundidade em metros. Na profundidade de 2,70 m - considerada especialmente relevante para o ensaio de carga do bloco de fundação - foi obtido $G_0 = 234,16$ MPa.

Tabela 4.3: Valores dos módulos de cisalhamento máximo (Décourt, 2001b).

Cota	Profundidade (m)	G_{0_1}	G_{0_2}	G_0 Médio
804	2,0	240	203	221,5
803	3,0	266	223	244,5
802	4,0	260	235	247,5
801	5,0	281	266	273,5
800	6,0	297	274	285,5
799	7,0	266	260	263,0
798	8,0	287	289	288,0
797	9,0	289	314	301,5
796	10,0	323	364	343,5

Uma correlação entre a tensão de referência (q_r) e o valor G_0 foi proposta por Décourt em 2018. Ao aplicar essa correlação, $q_r \approx 0,006 G_0$ (direcionada a argilas lateríticas) ao valor de $G_0 = 234,16$ MPa obtido a 2,70 m de

profundidade, obteve-se uma q_r de 1,405 MPa. Esse resultado praticamente espelha o obtido na prova de carga.

4.3

Campo Experimental da Unicamp – Campinas/SP

O Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações, localizado na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp), em São Paulo, é um centro de pesquisas geotécnicas de renome. Notáveis pesquisadores, como Giacheti (1991), Albuquerque (1996, 2001), Peixoto (2001), Nogueira (2004), Melo (2009) e outros, contribuíram para esse campo. Ele se dedica a estudos avançados em Mecânica dos Solos e à condução de experimentos relacionados a fundações, desempenhando um papel relevante na expansão do conhecimento nesse domínio específico.

Geologicamente, a região é caracterizada por um subsolo predominantemente constituído por migmatitos básicos, abrangendo rochas intrusivas da Formação Serra Geral (diabásio). Essas formações cobrem cerca de 98 km² da área de Campinas, correspondendo a quase 14% de sua extensão. Diabásios também estão presentes nas formações geológicas da Itararé e do Complexo Cristalino, manifestando-se como soleiras e diques.

No aspecto geotécnico, o perfil do solo é influenciado pelo diabásio coluvionar. Sua camada superficial é composta por argila silto-arenosa de alta porosidade, sendo considerada laterítica e colapsível, com espessura média de 6,5 m. A elevada porosidade resulta do processo de intemperização, que transporta partículas finas por lixiviação para estratos mais profundos. Logo abaixo, há uma camada de silte argilo-arenoso residual do diabásio, estendendo-se até 19 m de profundidade. O nível d'água é encontrado a cerca de 17,7 m de profundidade.

É relevante destacar a presença da primeira camada de solo argiloso laterítico (LG'), contendo galerias de origem vegetal e animal. Nessa camada, é possível identificar adensamento do solo com redução do espaço poral, além de atividades biológicas próximas à segunda camada. A segunda camada é classificada como solo argiloso não laterítico (NG'), caracterizada por predominância de materiais de alteração (Albuquerque, 2001).

A seguir, serão apresentados os casos de fundações realizados no Campo Experimental da Unicamp, conduzidos por Albuquerque e Carvalho (1999), Albuquerque, Carvalho e Massad (2005), Nogueira (2004) e Schulze (2013).

Estaca Pré-moldada por Albuquerque e Carvalho (1999)

Uma estaca pré-moldada de concreto, mencionada como “Estaca 2” pelos

pesquisadores, com 14 m de comprimento e 0,18 m de diâmetro, foi submetida a um ensaio de carga estática de compressão. O procedimento seguiu as diretrizes da NBR 12131 (1991), empregando a abordagem de carregamento incremental lento (SML). Os incrementos de carga foram aplicados em etapas sequenciais de 40 kN cada, até que a carga fosse atingida, momento em que os deslocamentos sinalizaram a ruptura da conexão entre a estaca e o solo. O descarregamento ocorreu em etapas sequenciais, com reduções de carga correspondentes a 25% da carga total atingida durante o ensaio.

A representação visual do resultado da prova de carga é apresentada na Figura 4.3.

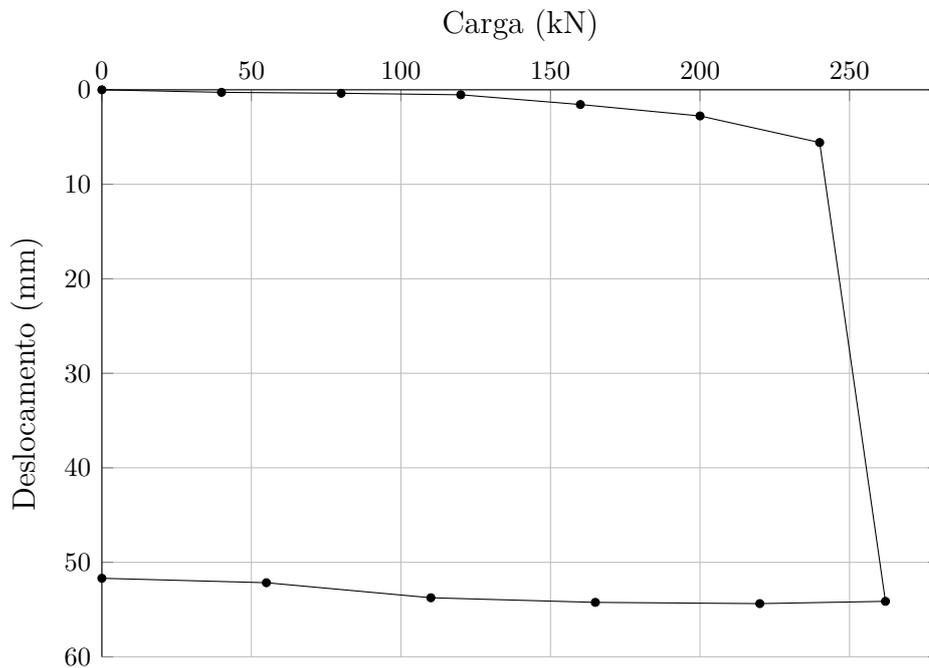


Figura 4.3: Curva carga *vs.* deslocamento (adaptado de Albuquerque; Carvalho, 1999).

Para mensurar as deformações, extensômetros elétricos foram instalados em quatro níveis distintos da estaca: a 0,6 metros, 5 metros (posteriormente excluído devido a problemas técnicos), 10 metros e 14 metros de profundidade. Essas medições viabilizaram uma análise da distribuição das cargas ao longo da extensão da estaca. Ao longo do processo de carregamento lento da Estaca 2, a carga de ruptura foi alcançada, totalizando aproximadamente 262 kN. Deste montante, aproximadamente 219,3 kN foram absorvidos pelo fuste da estaca, enquanto os restantes 42,7 kN foram transmitidos para sua ponta.

A Figura 4.4 exhibe o perfil do solo obtido por meio da sondagem, juntamente com os valores de resistência à penetração, representados por N_{SPT} .

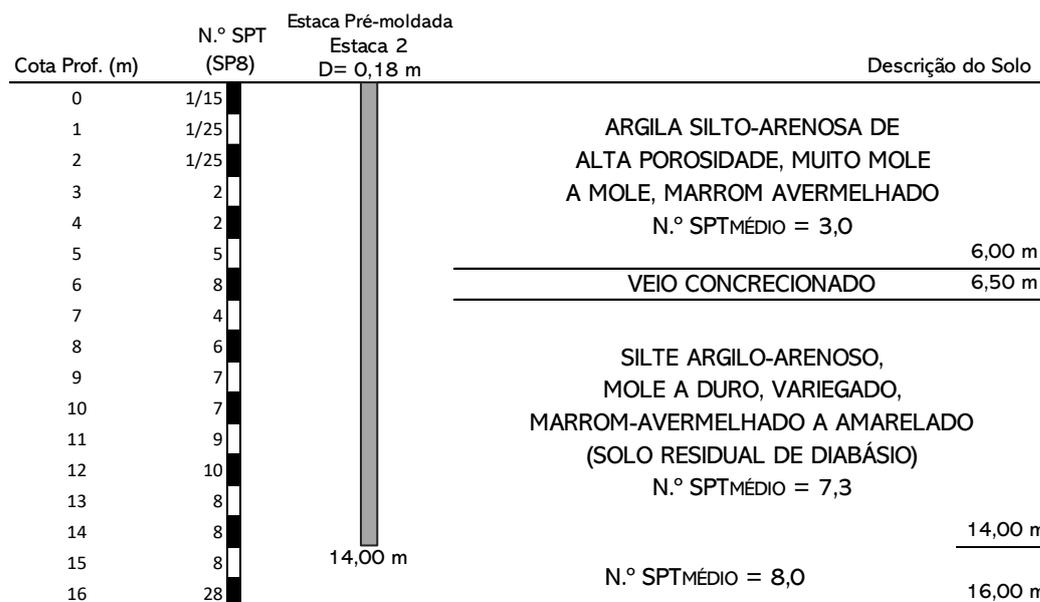


Figura 4.4: Perfil de sondagem e representação da Estaca 2 (adaptado de Albuquerque, 1996, Albuquerque; Carvalho; Massad, 1999).

É válido ressaltar que, ao longo do processo de cravação da estaca, observou-se que, devido às vibrações da estaca em solos superficiais com elevada porosidade e baixa resistência, formou-se um vazio entre a estaca e o solo. Visualmente, esse espaço vazio foi identificado até alcançar uma profundidade de pelo menos 1,50 metros. Essa observação destaca a importância de considerar esse fenômeno ao cravar estacas nesse tipo de solo, especialmente as estacas de atrito, pois a magnitude do atrito lateral total pode ser significativamente impactada (Albuquerque; Carvalho, 1999).

Estacas Escavadas e Estacas Hélice Contínua por Albuquerque, Carvalho e Massad (2005)

Os pesquisadores avaliaram dois tipos de estacas: estacas escavadas (E1, E2 e E3), que não utilizaram lama bentonítica, e estacas do tipo hélice contínua (HC1, HC2 e HC3), com diâmetros médios de 0,45 m e 0,40 m, e comprimento de 12 m. Importante ressaltar que as estacas foram extraídas, permitindo o levantamento dos perímetros, o que viabilizou a determinação do diâmetro médio de cada estaca. Foi observado um "abaulamento" na estaca hélice contínua, indicando um aumento de diâmetro em um segmento de comprimento que varia de 1,5 a 3,0 metros.

Para cada tipo de estaca, foram conduzidos ensaios de carga lenta mantida (SML), seguindo as diretrizes da NBR 12131 (1991). As cargas foram aplicadas em incrementos de 120 kN, até atingir o ponto em que os deslocamentos indicassem a ruptura da estaca. O processo de descarregamento

foi dividido em quatro etapas. Os resultados desses ensaios estão representados na Figura 4.5.

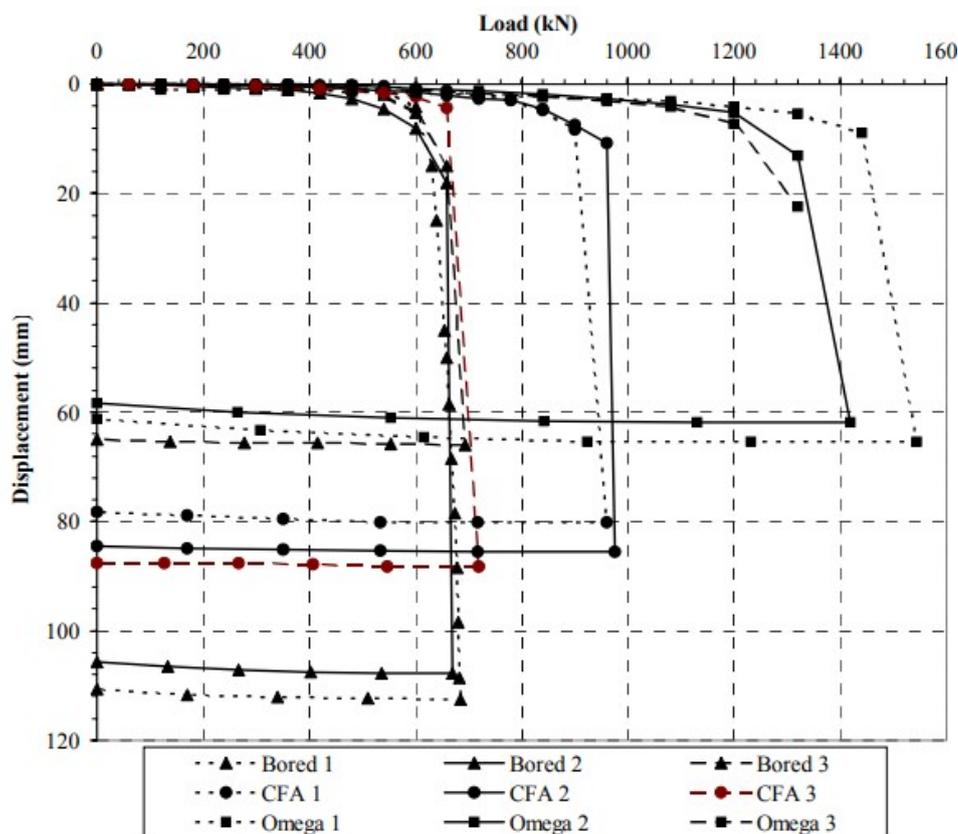


Figura 4.5: Carga x deslocamento das Estacas E1 (Bored 1), E2 (Bored 2), E3 (Bored 3), HC1 (CFA 1), HC2 (CFA 2) e HC3 (CFA 3) (Albuquerque; Carvalho; Massad, 2005).

Com o intuito de monitorar as deformações, extensômetros elétricos foram instalados em quatro níveis distintos nas estacas (0,3 m, 5 m, 11,1 m e 11,7 m). Os resultados obtidos revelaram que todas as estacas apresentaram um comportamento característico de estacas de atrito, com a reação na ponta atingindo, em média, 2% e 7% da carga total aplicada para as estacas escavadas e de hélice contínua, respectivamente. Além disso, os valores médios de carga última observados nos ensaios de carregamento lento foram de 682 kN para as estacas escavadas e 885 kN para as estacas de hélice contínua.

A Figura 4.6 exhibe o perfil do solo, obtido através de sondagens, juntamente com os valores de N_{SPT} .

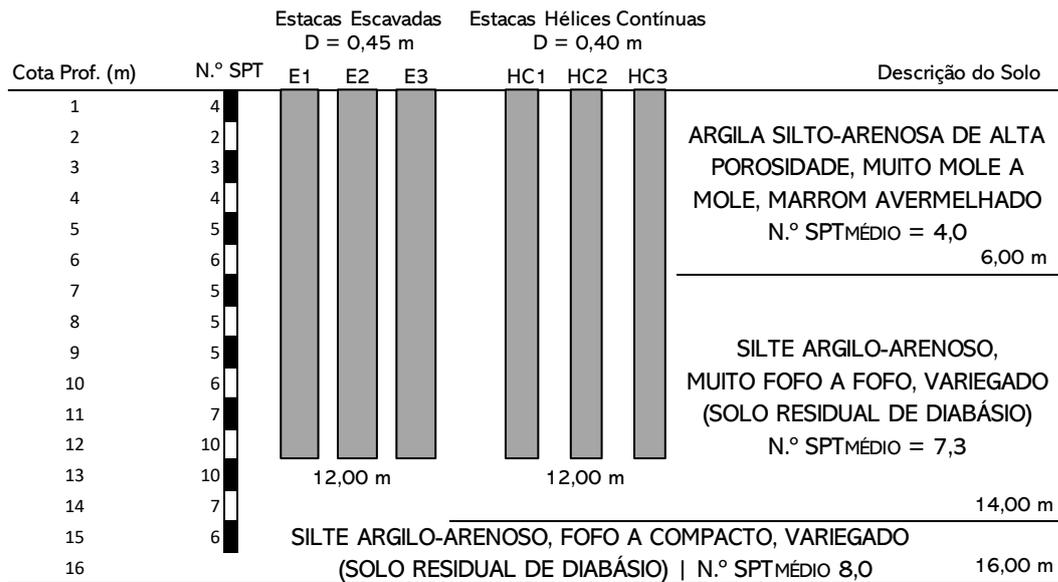


Figura 4.6: Perfil de sondagem no local das estacas escavadas e hélices contínuas (adaptado de Albuquerque, 2001, Albuquerque, Carvalho e Massad, 2005).

Estacas Raiz por Nogueira (2004)

Três estacas do tipo raiz foram submetidas a uma análise, identificadas como C1, C2 e C3, seguindo a nomenclatura adotada pelo autor. Essas estacas apresentavam um diâmetro de 0,40 m e um comprimento de 12 m, sendo submetidas a ensaios de carga de compressão com carregamento lento. O resultado da prova de carga pode ser observado na Figura 4.7.

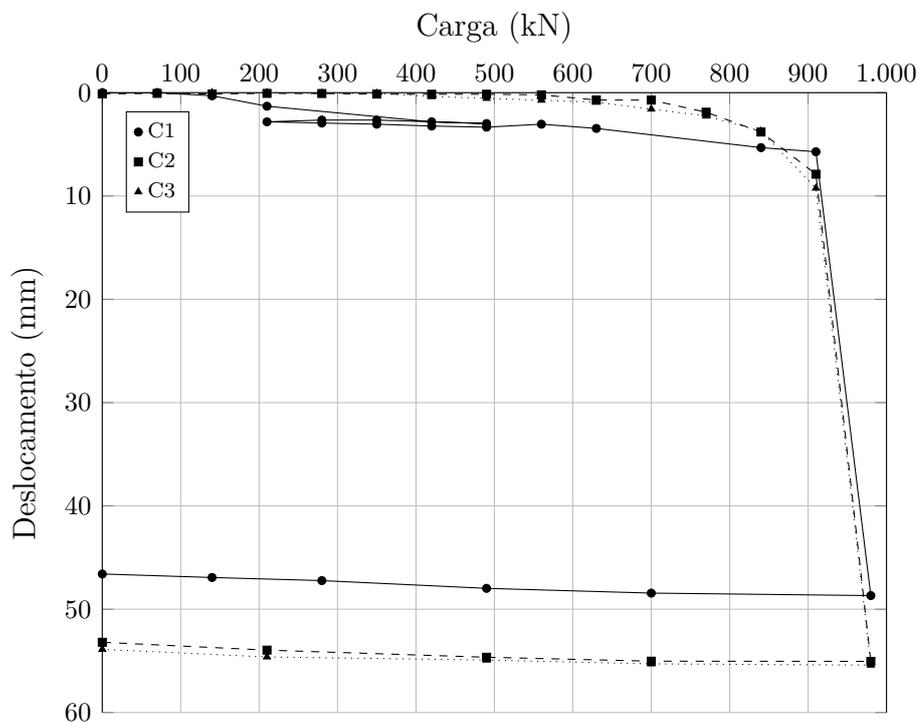


Figura 4.7: Curva carga vs. deslocamento (adaptado de Nogueira, 2004).

Para examinar a distribuição da carga ao longo do fuste, foram instalados extensômetros elétricos. As conclusões extraídas das provas de carga revelaram uma carga média de ruptura de 980 kN, demonstrando que aproximadamente 96,8% da carga inicialmente aplicada no topo das estacas foi transmitida ao longo do fuste até o momento da ruptura.

Na Figura 4.8, é apresentado o perfil do solo, incluindo também a média resultante de 21 sondagens realizadas. A figura também destaca as sondagens mais próximas associadas a cada uma das estacas: SP19 para a estaca C1, SP10 para a estaca C2 e SP21 para a estaca C3.

Cota Prof. (m)	Estaca Raiz C1		Estaca Raiz C2		Estaca Raiz C3		Descrição do Solo
	N.º SPT (Médio)	N.º SPT (SP19)	N.º SPT (SP10)	N.º SPT (SP21)	N.º SPT (SP21)	N.º SPT (SP21)	
1	2,6	3,8	3,2	3,8	3,8		ARGILA SILTO-ARENOSA N.º SPTMÉDIO = 3,6 6,00 m
2	2,3	4,1	2,5	2,1	2,1		
3	2,6	4,8	2,8	3,9	3,9		
4	3,6	5	3,9	4	4		
5	4,7	7,2	3,9	4,1	4,1		
6	5,8	7,3	5,6	4,8	4,8		
7	5,4	3,6	5,5	6,8	6,8		
8	6,1	3,3	5,8	6	6		
9	7,2	4,3	6,6	5	5		
10	9,1	6,2	7	8	8		
11	9,5	8,3	8,4	8	8		SILTE ARGILO-ARENOSO N.º SPTMÉDIO = 8,2 16,00 m 20,00 m
12	8,8	7,7	11	6,8	6,8		
13	8,8	5,4	7,9	8,6	8,6		
14	8,8	5,2	8,2	6,2	6,2		
15	8,2	5,2	9,3	7	7		
16	10,1	8	9	10	10		
17	12,9	7	16	10	10		
18	17,1	7,7	23	9,3	9,3		
19	25		21				
20	34,2		71				

Figura 4.8: Perfis de sondagens no local e representação das estacas tipo raiz (adaptado de Nogueira, 2004).

Estaca Escavada por Schulze (2013)

Foi conduzida uma investigação a respeito do comportamento de uma estaca escavada em solo laterítico, com dimensões de 25 cm de diâmetro e 5 m de comprimento. A prova de carga associada a essa investigação seguiu o procedimento de carregamento lento e descarregamento prescrito pela norma NBR 12131 (2006). O resultado dessa prova de carga encontra-se ilustrado na Figura 4.9.

A análise foi conduzida sob a influência de uma prova de carga estática, culminando em um carregamento máximo de 180 kN. Devido à inexistência de uma ruptura claramente definida para as estacas escavadas, a carga de ruptura foi estimada empregando um método convencional. Esse método resultou em um valor médio de 183 kN. Esse cálculo decorre da média dos valores

extrapolados, obtidos a partir das curvas que relacionam a carga *versus* o deslocamento, utilizando métodos preconizados por Van der Veen (1953), Chin-Kondner (1970, 1971) e Décourt (1998).

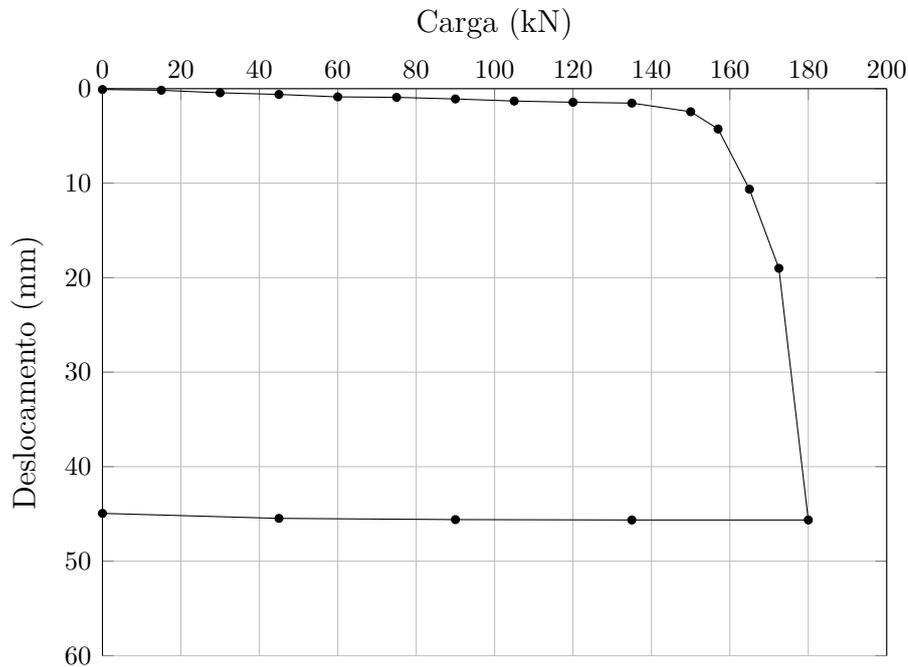


Figura 4.9: Curva carga *vs.* deslocamento (adaptado de Shulze, 2013).

A Figura 4.10 oferece uma visualização do perfil do solo, obtido por meio de sondagem, incluindo os dados de resistência à penetração (N_{SPT}).

Cota Prof. (m)	N.º SPT (Médio)	Estaca Escavada SC1 D= 0,25 m	Descrição do Solo
1	2		ARGILA SILTOSA
2	4		N.º SPTMÉDIO = 3,0
3	4		2,00 m
4	5,4		
5	6		ARGILA SILTOSA
6	6,4		N.º SPTMÉDIO = 6,0
7	7		
8	7,4		8,00 m
9	20		SILTE ARGILO-ARENOSO N.º SPT = 20,0

Figura 4.10: Perfil de sondagem e representação da estaca escavada (adaptado de Shulze, 2013)

4.4 Condomínio Damasio Club – Itaquera/SP

Trata-se de um empreendimento residencial localizado na Rua Damásio Pinto, no bairro de Itaquera, em São Paulo. A área total abrange 13.000 m² e contempla 14 pavimentos e 2 subsolos. A topografia original do terreno variava

entre 784,50 e 778,00, sendo que o piso do segundo subsolo foi construído no nível 778,00. Para os cálculos de capacidade de carga, considerou-se a influência das escavações realizadas. Vale ressaltar que a área de construção encontra-se na formação Resende da Bacia de São Paulo, caracterizada por sedimentos argilosos intemperizados de comportamento predominantemente laterítico, conforme mencionado por Takiya (1997) *apud* Cerqueira e Souza (2020).

Durante o desenvolvimento da construção, foram conduzidas duas campanhas de sondagem SPT pela mesma empresa: a primeira em 2014, totalizando 13 furos, e a segunda em 2018, com 4 furos. A análise da sondagem local revelou a presença de uma camada de argila com N_{SPT} inferior a 10 e espessura de 3 m, sobreposta por uma camada de argila vermelha. A Figura 4.11 ilustra a sondagem mais próxima à estaca ensaiada.

Cota Prof. (m)	N.º SPT (SPT_T-102)	Estaca Hélice Contínua D= 0,70 m	Descrição do Solo
1	8	18,00 m	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, COR VERMELHA 2,91 m
2	9		
3	9		
4	11		N.A. 6,02 m
5	11		
6	12		
7	14		
8	16		ARGILA MUITO ARENOSA, VERMELHA VARIEGADA 9,58 m
9	10		
10	15		
11	13		
12	17		
13	15		ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, COR VERMELHA 16,87 m
14	16		
15	15		
16	16		
17	18		
18	24		
19	26		ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA COR AMARELA/VERMELHA 21,73 m
20	33		
21	27		
22	31		
23	28		ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, COR VERMELHA VARIEGADA 25,45 m
24	32		
25	38		

Figura 4.11: Sondagem mais próxima da estaca ensaiada (adaptado de Cerqueira e Souza, 2023)

As fundações adotadas para o empreendimento foram estacas do tipo hélice contínua monitorada, com diâmetro de 80 cm e comprimento máximo de 20 m. Com o objetivo de avaliar o desempenho dessas fundações, uma Prova de Carga Estática à compressão foi realizada, empregando um carregamento lento e dividido em 15 estágios iguais e consecutivos. Em cada estágio, a carga

aplicada não ultrapassou 20% da carga máxima prevista em projeto. A carga foi mantida até que os deslocamentos se estabilizassem, por no mínimo 30 minutos. A estaca selecionada para a prova de carga possuía diâmetro de 70 cm e comprimento de 18 m. O resultado dessa prova apontou uma carga de 5.000 kN para um deslocamento de 15 mm.

A análise de desempenho da estaca foi executada mediante o método da rigidez, uma vez que não se observaram deformações contínuas sem a aplicação de novas cargas, o que indicaria uma situação de ruptura. Com base nesse método, calculou-se um valor de carga convencional de ruptura de aproximadamente 7.842 kN, considerando um deslocamento correspondente a 10% do diâmetro da estaca. Entretanto, esse valor abrange apenas a parcela de atrito, uma vez que o deslocamento de 15 mm não foi suficiente para mobilizar significativamente a ponta da estaca, conforme descrito pelos autores.

Para fins de comparação, a carga convencional de ruptura também foi calculada seguindo a metodologia estabelecida pela NBR 6122 (2019), resultando em uma carga de ruptura de 6.800 kN. A Figura 4.12 mostra o resultado da prova de carga usando o método de rigidez e o método proposto pela norma.

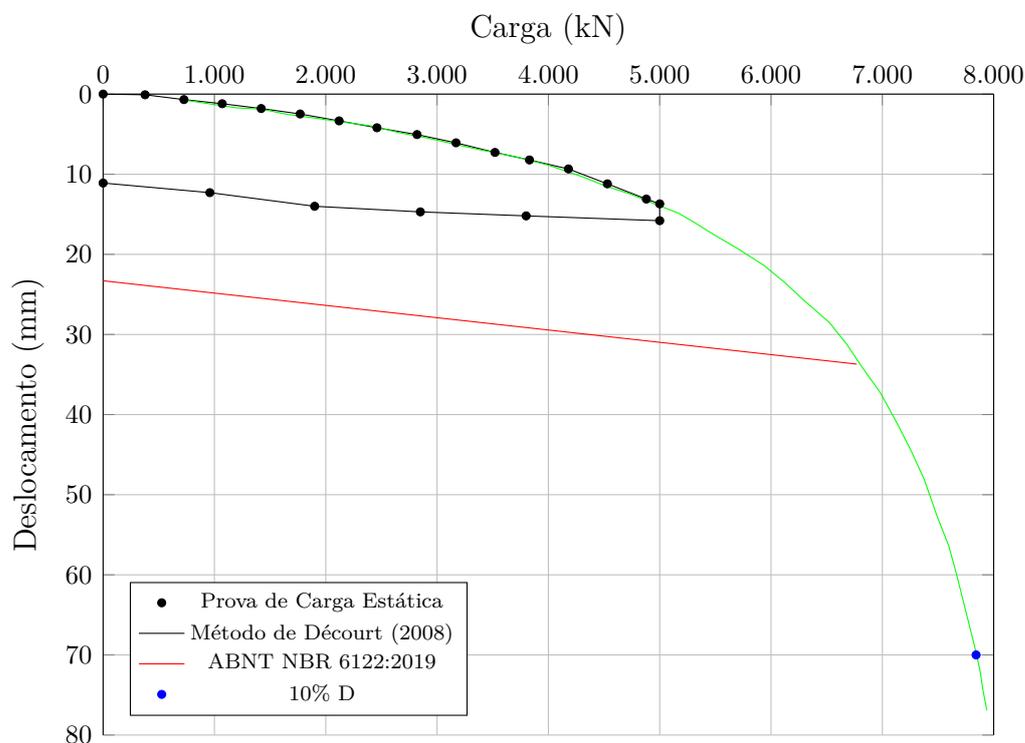


Figura 4.12: Curva carga *vs.* deslocamento (adaptado de Cerqueira; Souza, 2020).

Com base na carga convencional obtida pelo método da rigidez (7.842 kN), foram realizadas comparações com as resistências de fuste estimadas pelos

métodos semiempíricos de Alonso (1996) e Décourt e Quaresma (1978). Os resultados desses métodos e a relação entre a resistência medida e estimada (β_l) para cada método são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: β_l para as sondagens (Cerqueira e Souza, 2020).

Sondagem	Distância (m)	DeQ (1978)	β_l	Alonso (1996)	β_l
SP1	> 25	3360	2,3	4210	1,9
SP2	> 25	2640	3,0	3240	2,4
SP3	> 25	2790	2,8	3470	2,3
SP4	> 25	3220	2,4	4050	1,9
SP5	> 25	3150	2,5	3830	2,0
SP6	> 25	3360	2,3	4220	1,9
SP7	13	2820	2,8	3380	2,3
SP8	16	2610	3,0	3130	2,5
SP9	> 25	2540	3,1	3180	2,5
SP12	> 25	2650	3,0	3340	2,3
SP13	> 25	2900	2,7	3650	2,1
Média	-	2910	2,7	3610	2,2
SPT_T-101	11,5	2510	3,1	3010	2,6
SPT_T-102	5,5	2180	3,6	2650	3,0
SPT_T-103	17,5 m	2190	3,6	2650	3,0
SPT_T-104	> 25 m	2410	3,3	2930	2,7
Média	-	2350	3,3	2810	2,8

De acordo com os resultados, ao empregar o método de Décourt e Quaresma (1978), os valores de β_l oscilaram entre 2,3 e 3,6, enquanto pelo método de Alonso (1996), variaram de 1,9 a 3,0. Importante ressaltar que, para a sondagem mais próxima da prova de carga, as relações são de 3,6 e 3,0 para cada método, respectivamente.

4.5

Campo Experimental da UEL – Londrina/PR

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “Prof. Saburo Morimoto”, vinculado à Universidade Estadual de Londrina (CEEG/UUEL), desempenha um papel crucial ao investigar o comportamento das fundações em solos característicos da região, notadamente os solos lateríticos e colapsíveis.

Em um estudo conduzido por Miguel *et al.* (2002) *apud* Campos *et al.* (2008), foram analisados parâmetros de resistência provenientes de ensaios *in situ* realizados no CEEG/UUEL, juntamente com resultados obtidos a partir de ensaios de caracterização laboratorial de amostras deformadas de solo coletadas durante as sondagens. Essa análise permitiu uma compreensão detalhada da estrutura do subsolo do CEEG/UUEL.

O subsolo foi identificado como composto por quatro camadas de solo residual de basalto. A primeira camada, com profundidade até 12 m, consiste em

argila siltosa porosa, de coloração vermelha escura e consistência variável entre mole e média. Essa camada apresenta traços de características lateríticas e colapsíveis. A segunda camada, encontrada entre 12 m e 16 m de profundidade, é composta por argila siltosa de coloração vermelha, com consistência rija. A terceira camada, entre 16 m e 21 m, é constituída por argila silto-arenosa variegada, variando entre consistência rija e dura. Em profundidades superiores a 21 m e inferiores a 23 m (limite das sondagens), encontra-se uma camada de argila areno-siltosa variegada, caracterizada por consistência dura. O nível d'água é identificado a cerca de 19 m de profundidade.

A primeira camada apresenta componentes minerais como caulinita e óxidos de ferro, conferindo-lhe uma estrutura microagregada, comum em solos tropicais (Teixeira *et al.*, 2003). Amostras desse solo foram submetidas a ensaios geotécnicos em laboratório conduzidos por Décourt (2002). Os resultados indicaram um índice L de 1,54 (valores acima de 0,3 indicam solo laterítico, abaixo de 0,3 não indicam) e uma classificação LG', conforme definido pela metodologia MCT.

Estacas Escavadas por Branco (2006)

Conduziu-se uma pesquisa para analisar o comportamento de estacas escavadas por trado mecânico. O perfil geotécnico distintivo revela uma camada superficial evoluída, porosa e com traços de solo laterítico, estendendo-se por aproximadamente 10 m de profundidade. Logo abaixo, encontra-se um horizonte de solo residual, com estrutura reliquiar do basalto, inicialmente apresentando grau de intemperismo leve a moderado, tornando-se mais evidente com a profundidade.

Na Figura 4.13, encontra-se ilustrado o perfil do solo, que abrange três sondagens próximas ao estudo, bem como a média do valor de N_{SPT} obtido dessas sondagens. Dentro do escopo deste estudo, foram submetidas à análise estacas escavadas a seco com trado mecânico, denominadas A1(O) e A4(O), com diâmetro nominal de 25 cm e comprimento de 12 m. Ambas as estacas foram submetidas a prova de carga dinâmica tanto no ensaio inicial quanto no reensaio. A avaliação dos resultados extraídos das provas de cargas foi realizada através do método CAPWAP.

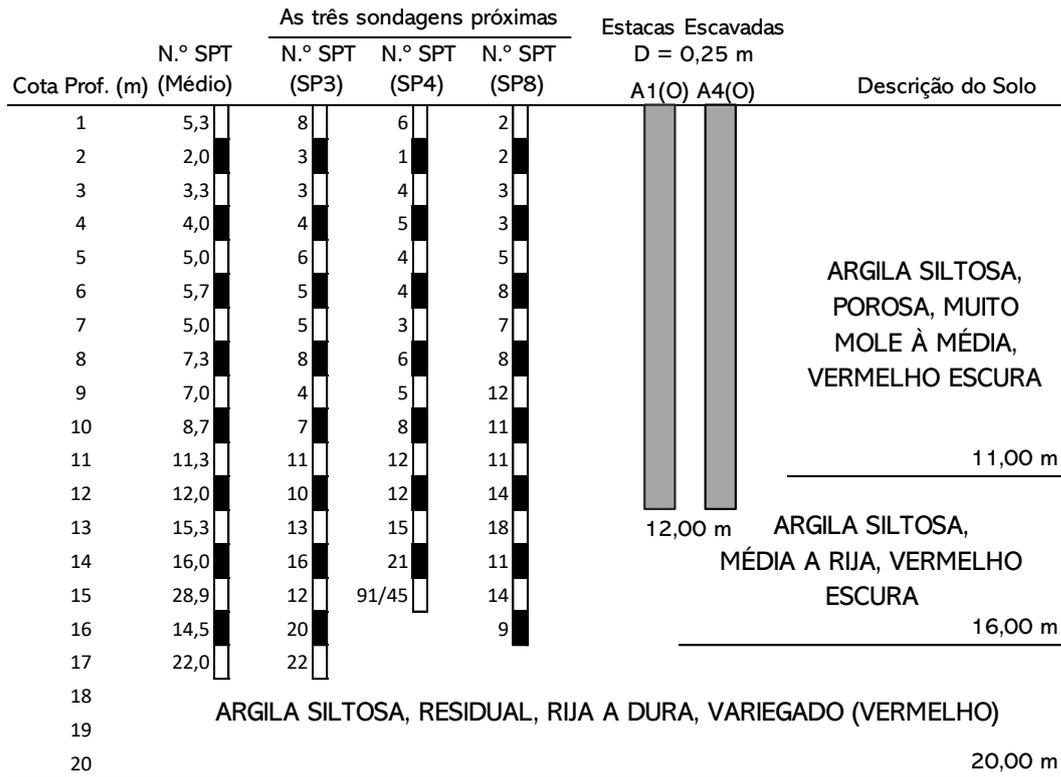


Figura 4.13: Perfil geotécnico no local das estacas escavadas (adaptado de Branco, 2006).

No ensaio inicial, a estaca A1(O) suportou um carregamento total de 338 kN, sendo que 199 kN foram transmitidos através do fuste. A estaca A4(O), por sua vez, revelou uma capacidade de carga total de 415 kN, com 305 kN transferidos pelo fuste. Nos reensaio subsequentes, as capacidades de carga foram ampliadas, atingindo 453 kN para a estaca A1(O) e 530 kN para a estaca A4(O). Nesses reensaio, houve uma absorção de carga de 330 kN e 415 kN pelo fuste, respectivamente.

Estacas Escavadas e Estacas Apiloadas por Campos et al. (2008)

O escopo deste estudo se concentra na avaliação da influência do comportamento laterítico do solo no desempenho de estacas, através da aplicação de provas de carga estática. As estacas foram submetidas a provas de carga estática à compressão, caracterizadas como do tipo mista (Alonso, 1997).

No decorrer da pesquisa, um total de 12 estacas foram analisadas, dividido equitativamente entre comprimentos de 3 m e 6 m. As estacas exploraram duas variações: estacas escavadas com trado manual e preenchidas com concreto auto-adensável (ETM), e estacas apiloadas com apiloamento do concreto (ACA). Independentemente do tipo, o diâmetro nominal em ambos os casos foi de 20 cm.

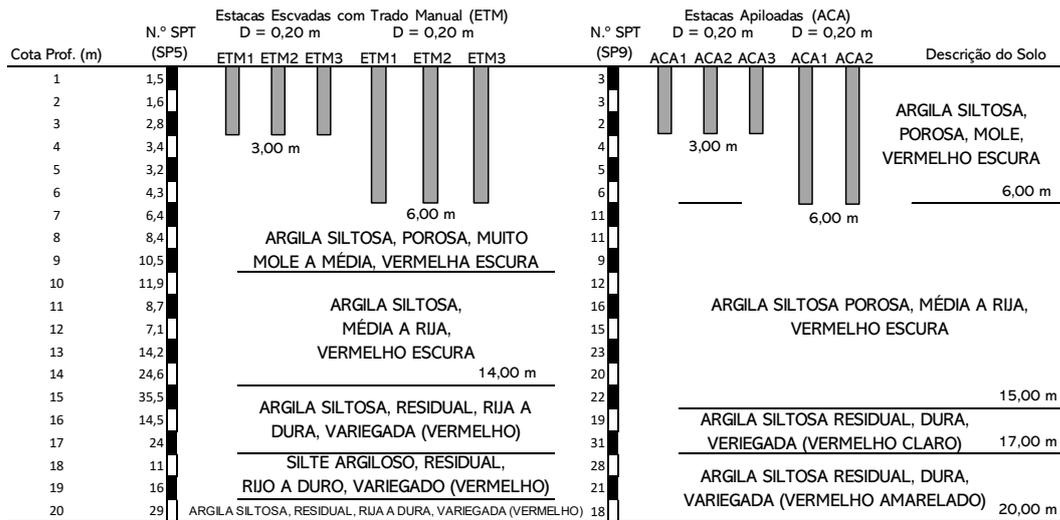


Figura 4.14: Perfil geotécnico no local das 12 estacas (adaptado de Campos *et al.*, 2008).

Para determinar as cargas de ruptura das estacas escavadas com trado manual, recorreu-se ao método de Van der Veen. Quanto à avaliação da resistência ao atrito lateral, seguiu-se a abordagem delineada por Décourt (1998, 2002), que incorpora o Método de Brierley Modificado (MBM) e o Gráfico de Rigidez. Essa análise levou em consideração os resultados das curvas de carga versus deslocamento. As Figuras 4.15 e 4.16 exibem os resultados obtidos a partir das provas de carga.

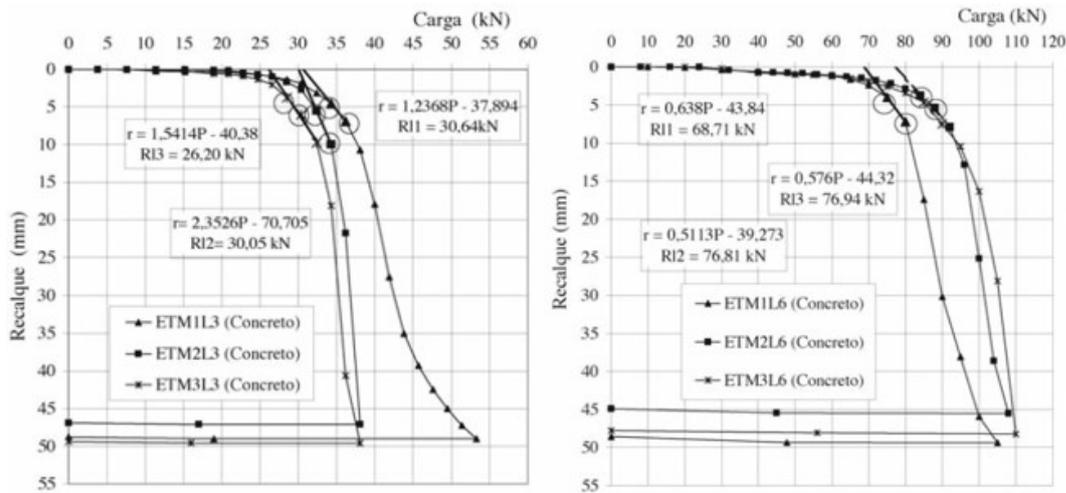


Figura 4.15: Curvas carga *versus* deslocamento e aplicação do MBM: (a) ETM com $L = 3$ m de concreto; (b) ETM com $L = 6$ m de concreto (Campos *et al.*, 2008).

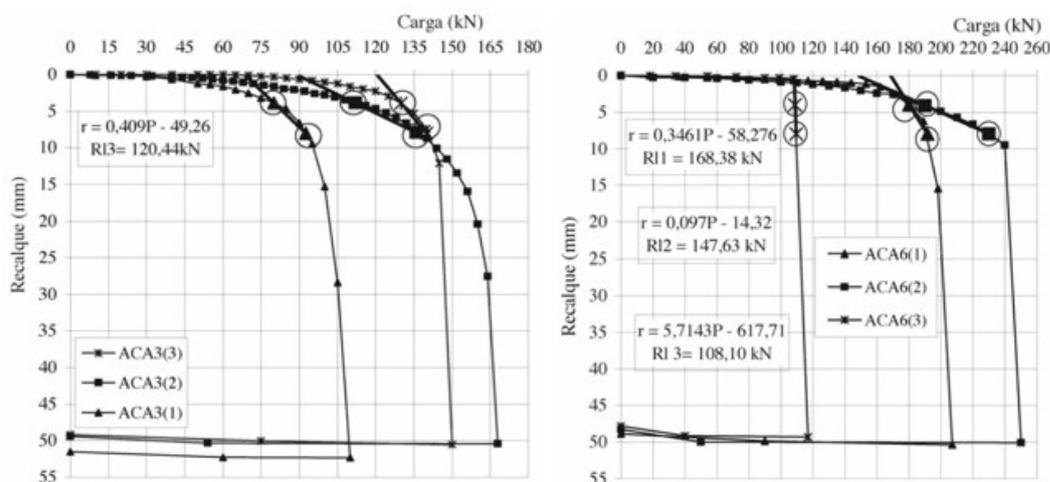


Figura 4.16: Curvas carga *versus* deslocamento e aplicação do MBM: (a) ACA com $L = 3$ m; (b) ACA com $L = 6$ m (Campos *et al.*, 2008).

4.6

Obras nas Regiões Administrativa do Distrito Federal

O clima no Distrito Federal apresenta duas estações nitidamente distintas: a estação chuvosa e a estação seca. Esse padrão ao longo do tempo possibilitou o processo de lixiviação de sais e outros compostos solúveis das camadas superiores, seguido pela subsequente deposição nas camadas mais profundas do solo (Araki, 1997 *apud* Abreu, 2013). O efeito sucessivo dessas estações no solo leva à formação dos solos lateríticos.

Na capital brasileira, Brasília, e nas áreas circunvizinhas, a presença de ardósia intemperizada, com suas dobras e foliações, é uma ocorrência comum. Essa ardósia desempenha o papel de camada de suporte nas fundações profundas frequentemente utilizadas nessa região. Originada por processos geológicos metamórficos, ela faz parte do grupo Paranoá, datando da era mesoproterozoica. Os solos saprolíticos e residuais provenientes dessa rocha preservam suas características originais de dobras e foliações. Essas formações de solo emergem em vastas extensões do planalto central brasileiro, por vezes sendo recobertas por um latossolo conhecido como “argila porosa”, cuja origem pode variar (Cunha; Carvalho, 1997).

Dentro do Distrito Federal, a presença de extensas áreas (abrangendo mais de 80% da área total) cobertas por laterita intemperizada, datada do terciário-quaternário, é uma ocorrência comum. Esse “latossolo” passou por um extenso processo de lixiviação e apresenta variações em sua espessura em toda a região, variando de alguns centímetros a cerca de 40 m. Esse solo residual vermelho é típico de regiões úmidas, tropicais e subtropicais com boa drenagem (Cunha; Kuklík; Laurin, 2002).

4.6.1

Obra em Guará/DF

A obra está localizada em Guará, uma cidade satélite de Brasília, no Distrito Federal. Uma ampla campanha de sondagem SPT foi realizada nesse local, totalizando 62 furos. Além disso, ensaios de caracterização geotécnica e mineralógica também foram conduzidos. Esses ensaios revelaram uma significativa variabilidade geotécnica ao longo do perfil do solo encontrado.

Com base nas informações obtidas das sondagens e ensaios laboratoriais, foi observado que até uma profundidade de 7 m, o valor de N_{SPT} é baixo, correspondendo a cerca de 2 golpes. O solo nessa camada é composto por uma argila altamente porosa e colapsível, contendo hidróxidos (goethita e gibbsita) e óxidos (hematita) até a profundidade de 9 m. Essa composição é resultado do processo de intemperismo associado à lixiviação e laterização, e apresenta concreções lateríticas.

A partir dos 7 metros de profundidade, o solo se torna saprolítico, caracterizado por silte argiloso ou arenoso, com o valor de N_{SPT} aumentando até se tornar impenetrável. O nível d'água foi identificado a 7 m de profundidade. A Figura 4.17 exibe o perfil de sondagem mais próximo à estaca submetida ao ensaio.

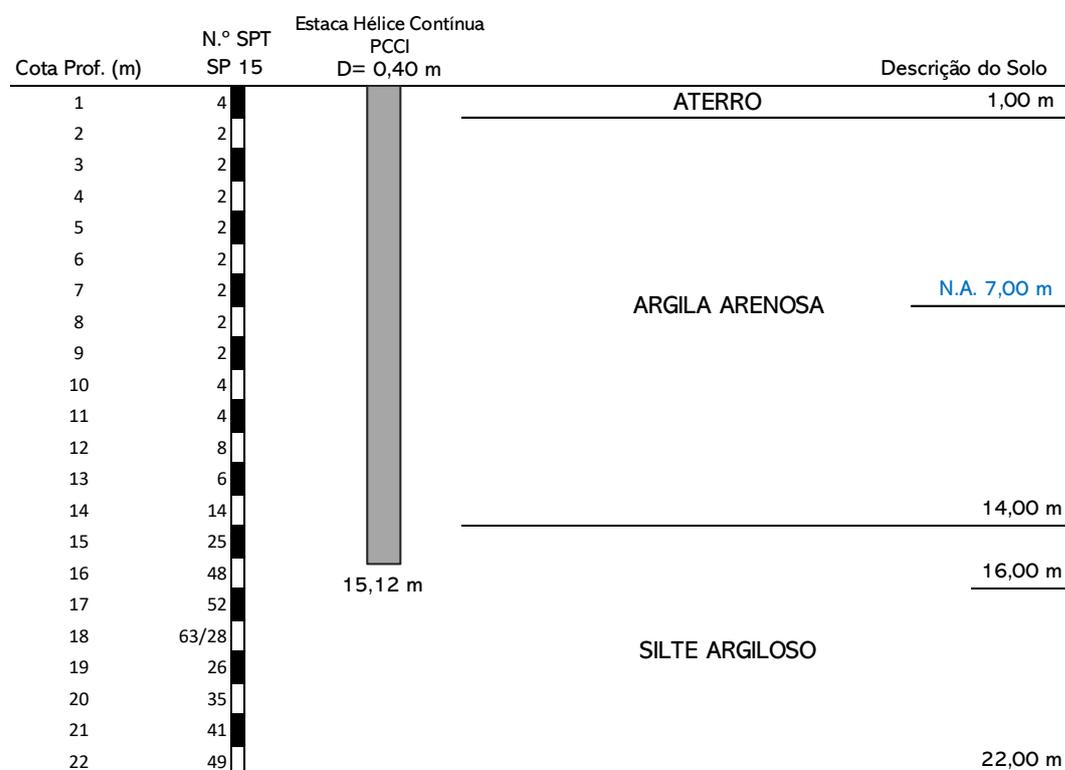


Figura 4.17: Perfil de sondagem e representação da Estaca PCCI (adaptado de Silva, 2011 e Abreu, 2013).

Duas provas de carga estática (PCE) instrumentadas foram realizadas

em estacas hélices contínuas, nomeadamente PCCI e PCCA. Entretanto, a estaca PCCA enfrentou problemas na instrumentação e, portanto, não foi abordada nesta análise. A estaca PCCI, com 40 cm de diâmetro e 15,12 m de profundidade, foi instalada em solo laterítico.

Visando a compreensão da distribuição de carga ao longo da profundidade, extensômetros elétricos (strain gages) foram utilizados para instrumentar a estaca PCCI em diferentes profundidades: 0,5 m, 5,0 m, 9,5 m, 11,5 m e 14,8 m, com a profundidade de 0,5 m servindo como referência. A Figura 4.7 apresenta o resultado da PCE.

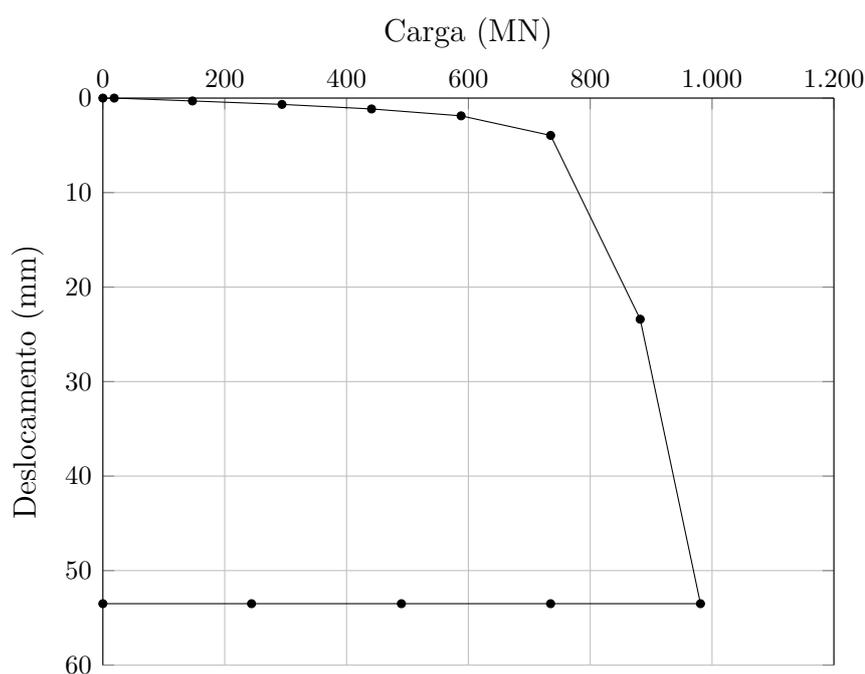


Figura 4.18: Curva carga *vs.* deslocamento (adaptado de Silva, 2011 e Abreu, 2013).

Ao analisar as curvas resultantes da instrumentação da estaca PCCI, fica evidente que a carga máxima transferida ao fuste atingiu 860 kN, representando 87,7% da carga total de 980,7 kN. O valor de 860 kN encontra-se dentro da faixa obtida pelo método da rigidez, o que é congruente com a análise efetuada. O resultado obtido para a R_L através da prova de carga revela um valor cerca de 140% superior ao valor estimado pelo método Décourt e Quaresma (1978).

4.6.2

Obra em Ceilândia/DF

A localização da obra é Ceilândia, uma região administrativa do Distrito Federal brasileiro. As fundações adotadas compreendem estacas circulares pré-moldadas de concreto armado vibrado, com seção vazada, apresentando

diâmetros de 33 cm (área = 601 cm²) e 42 cm (área = 895 cm²). Essas estacas foram cravadas utilizando o método de bate-estaca por gravidade. O solo predominante até uma profundidade de cerca de 15 m é classificado como de comportamento laterítico, pertencendo ao grupo LG' (argiloso laterítico), conforme indicado pelas amostras coletadas nas sondagens e avaliadas pelo método das pastilhas. O nível d'água foi encontrado a essa mesma profundidade. A estimativa da capacidade de carga das estacas foi realizada por meio de um perfil médio representativo das sondagens da obra (Figura 4.19).

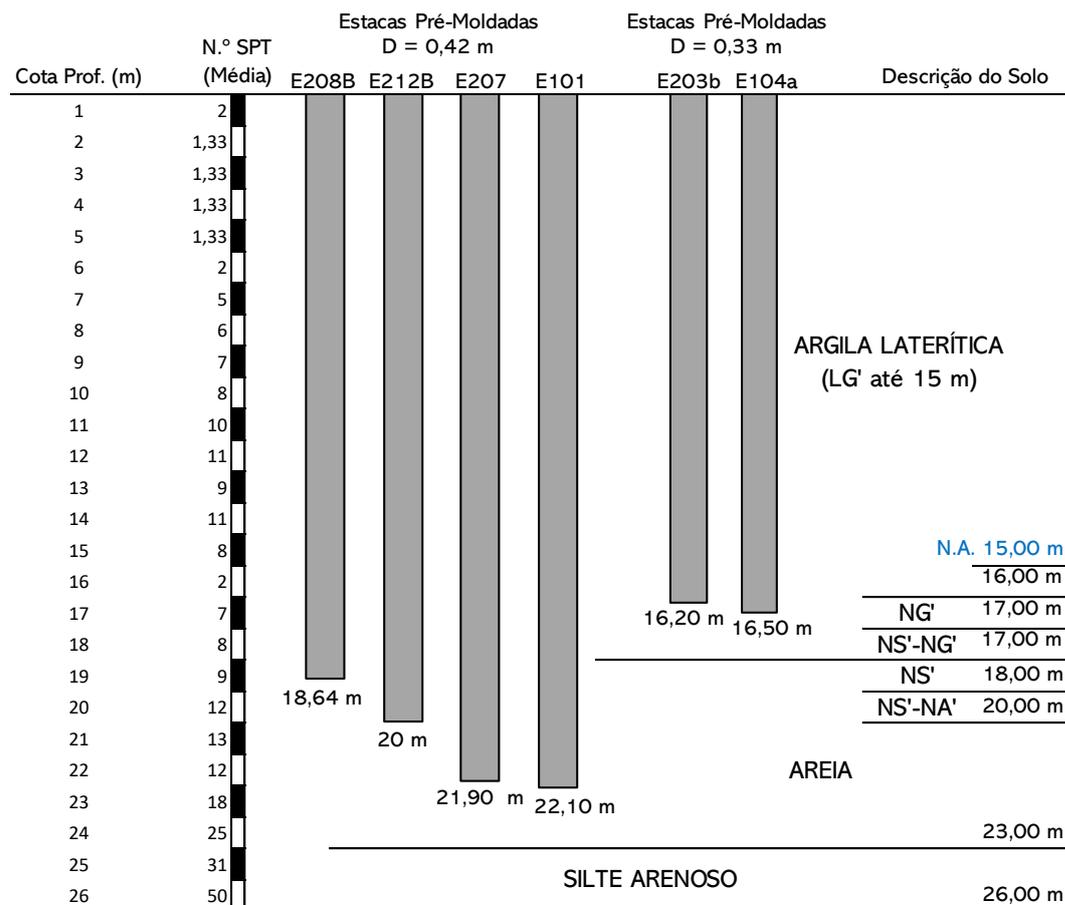


Figura 4.19: Perfil de médio de sondagem e representação das estacas (adaptado de Abreu, 2013).

O controle executivo foi efetuado mediante ensaios de carregamento dinâmico e/ou medição do repique elástico. Foram conduzidos ensaios de carregamento dinâmico nas estacas E203B, E104a, E208B, E101, E212B e E207. Para as estacas E104a e E208B, os valores resultantes de R_L e R_P foram obtidos por meio da análise do software CAPWAP® (Case Pile Wave Analysis Program). A Figura 4.5 ilustra a simulação das provas de carga estática derivadas das análises CAPWAP® para essas estacas.

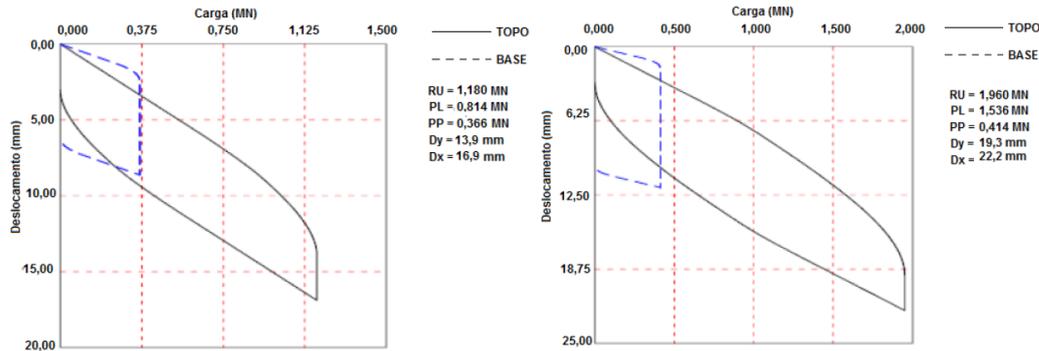


Figura 4.20: Carga *vs.* deslocamento: (a) Estaca 104; e (b) Estaca 208B (GEOMECC, 2008 *apud* Abreu, 2013).

Os valores de R_L revelaram uma notável resistência ao atrito lateral para as estacas E104a (69%) e E208B (78,8%). Esses resultados foram aplicados à avaliação da R_L nas estacas sujeitas a controle pelo repique e/ou testes de campo, que não foram submetidas à análise pelo CAPWAP®. Para esse propósito, foram sobrepostos aos valores da resistência mobilizada no impacto do martelo (RMX). A Tabela 4.5 exhibe os resultados para as estacas E203B, E104a, E208B, E101, E212B e E207, permitindo a comparação entre a porcentagem de R_L derivada da análise CAPWAP® e os valores estimados conforme o método Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 4.5: Valores para as estacas de Ceilândia/DF (Abreu, 2013).

Estaca	D (cm)	L (m)	Estimado		Prova de Carga	
			R_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	β_l
E203B	33	16,20	478	543	244	1,14
E104a	33	16,50	490	814	366	1,66
E208B	42	18,64	701	1536	414	2,19
E101	42	22,10	894	1491	401	1,67
E212B	42	20,00	766	1610	433	2,10
E207	42	21,90	880	1412	380	1,60

Posteriormente, Abreu, Décourt e Souza Filho (2015), calcularam os coeficientes β_l apenas até a profundidade de contato entre a estaca e o solo laterítico (15 m), com o objetivo de aprimorar a avaliação do comportamento do atrito lateral em solos lateríticos para algumas das estacas. Os resultados apontaram coeficientes de 4,41 e 3,76 para as estacas E104a e E208B, respectivamente.

4.6.3

Obra em Gama/DF

A obra, situada na região administrativa do Gama, Distrito Federal, demandou a implementação de fundações profundas, especificamente estacas circulares pré-moldadas de concreto armado vibrado. Essas estacas apresentam diâmetros de 33 cm (área = 601 cm²) e 42 cm (área = 895 cm²) e possuem seção vazada. Através do método das pastilhas, o solo foi categorizado como de comportamento laterítico, com classificação de LG' até uma profundidade de 18 m. Adicionalmente, um corte no terreno, com cerca de 3,50 m de profundidade, foi efetuado após a realização das sondagens. A Figura 4.21 exibe o perfil de sondagem do local.

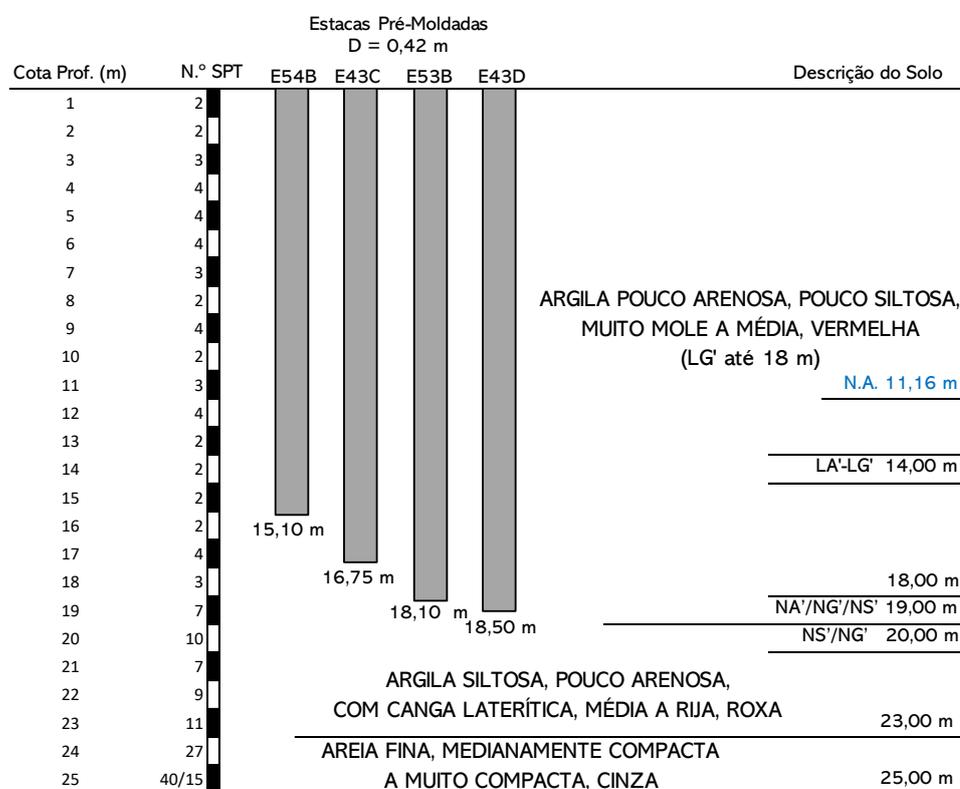


Figura 4.21: Perfil de sondagem e representação das estacas (adaptado de Abreu, 2013).

Para avaliar a capacidade de carga das estacas, foram conduzidos ensaios de carregamento dinâmico em quatro estacas de diâmetro 42 cm, instaladas com o uso de bate-estaca de gravidade. As estacas E43D e E53B tiveram seus valores de R_L e R_P *in situ* determinados através de análises realizadas no CAPWAP®. A Figura 4.6 apresenta a representação gráfica das curvas de carga em função do deslocamento para as estacas E43D e E53B.

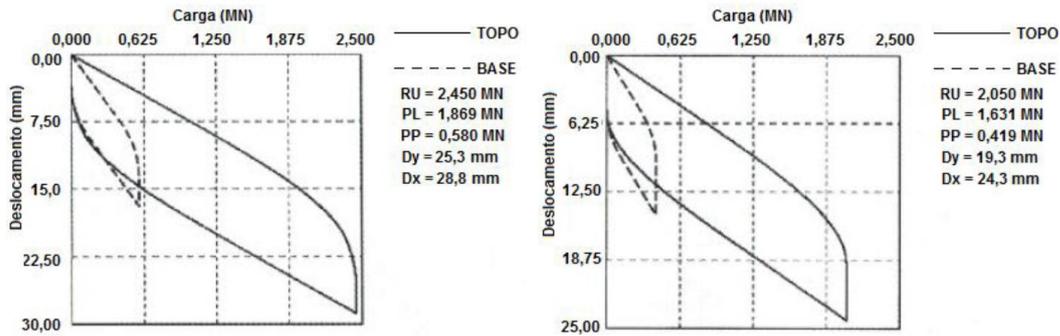


Figura 4.22: Carga vs. deslocamento: (a) Estaca E53B; e (b) Estaca E43D (GEOMECC, 2008 *apud* Abreu, 2013).

Os valores de R_L para as estacas E43D e E53B situaram-se em torno de 78% da carga total. Esse dado serviu de base para a avaliação da resistência ao atrito lateral (R_L) nas demais estacas. A estimativa de R_L foi realizada por meio do método Décourt e Quaresma (1978). Utilizando esses valores, os coeficientes β_i correspondentes foram obtidos e estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Valores para as Estacas de Gama/DF (Abreu, 2013).

Estaca	D (cm)	L (m)	Estimado		Prova de Carga	
			R_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	β_i
E54B	42	15,10	402	1800	510	4,48
E53B	42	18,10	532	1869	581	3,51
E43C	42	16,75	463	1971	559	4,26
E43D	42	18,50	552	1631	419	2,95

Em uma análise subsequente, Abreu, Décourt e Souza Filho (2015), aprofundaram o cálculo dos coeficientes β_i para as estacas E43D e E53B. Focando na profundidade em que as estacas se encontravam cobertas por solo laterítico, ou seja, 14,5 m, obtiveram coeficientes de 2,65 e 1,80, respectivamente.

4.6.4 Obra em Samambaia/DF

A obra está situada em Samambaia, uma região administrativa no Distrito Federal do Brasil. A classificação do solo foi determinada através do método das pastilhas, utilizando amostras coletadas durante as sondagens. Verificou-se a presença de solo com comportamento laterítico, alternando entre os grupos LA'-LG' e LA', até a profundidade de 12 m. O perfil de sondagem apresentado na Figura 4.23, foi elaborado com base nos resultados do ensaio das pastilhas. Os valores de N_{SPT} foram determinados por meio de retroanálise,

uma vez que os autores forneceram os valores de R_L para a porção do solo laterítico e para o solo até a profundidade da estaca.

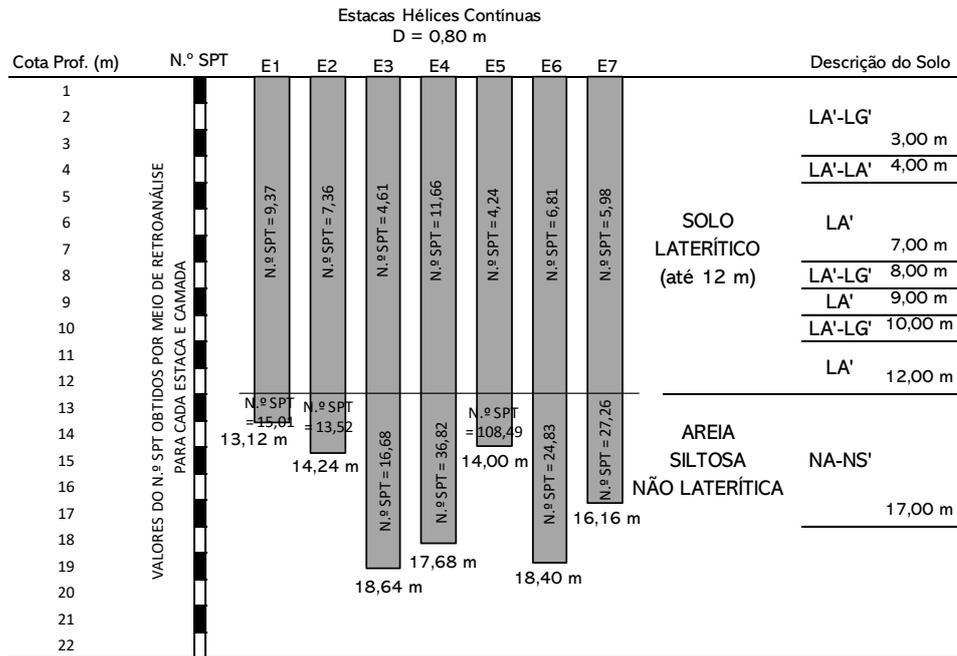


Figura 4.23: Perfil de sondagem com valores de N_{SPT} obtido por retroanálise (adaptado de Abreu; Décourt; Souza Filho, 2015).

A obra envolveu a realização de sete Provas de Carga Estática (PCE) em estacas do tipo hélice contínua, denominadas E1, E2, E3, E4, E5 (com diâmetro de 60 cm), E7 e E8 (com diâmetro de 80 cm). Os resultados obtidos foram detalhados na Figura 4.24.

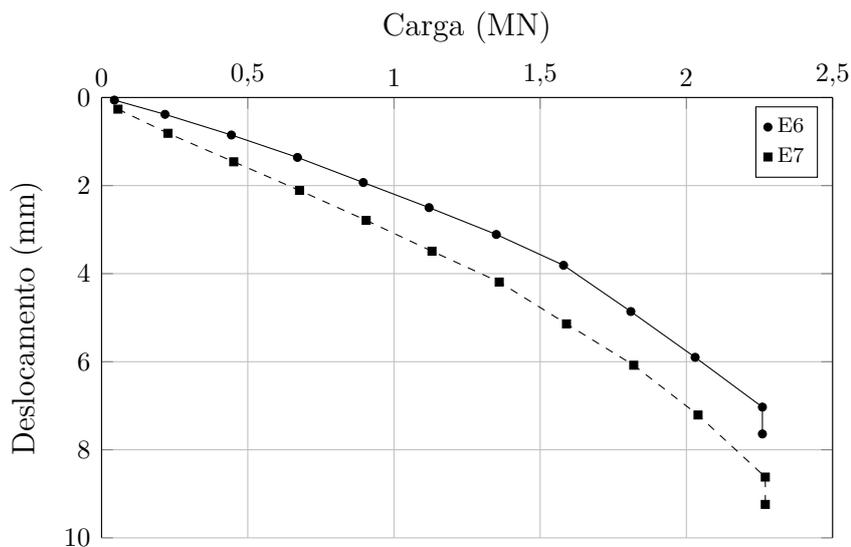


Figura 4.24: Curva carga vs. deslocamento das estacas E6 e E7 (adaptado de Abreu; Décourt; Souza Filho, 2015).

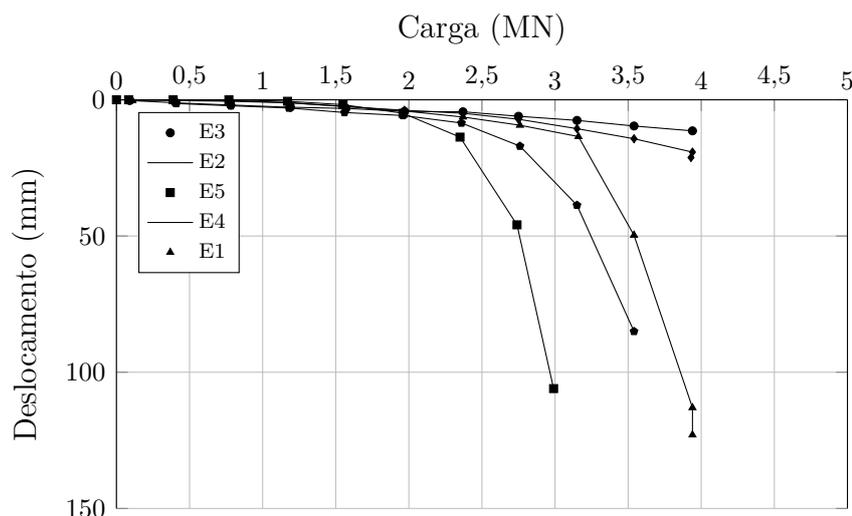


Figura 4.25: Curva carga *vs.* deslocamento das estacas E1, E2, E3, E4 e E5 (adaptado de Abreu; Décourt; Souza Filho, 2015).

Para determinar a R_L a partir das provas de carga, o método da rigidez (Décourt, 1996b; 2008) foi empregado. Para fins comparativos, a estimativa da R_L também foi realizada utilizando o método de Décourt e Quaresma (1978). Os resultados estão sumarizados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Valores para as Estacas de Guará/DF (Abreu, 2013).

Estaca	D (cm)	L (m)	Estimado		Prova de Carga	
			R_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	β_i
PCCI	40	15,12	360	860	120,7	2,39
E1	80	13,12	1244	1413	3290	2,51
E2	80	14,24	1041	1351	2120	1,74
E3	80	18,64	765	1860	5880	6,25
E4	80	17,68	1474	3369	4680	1,89
E5	80	14,00	728	2596	3930	2,83
E6	60	18,40	740	1859	4950	4,10
E7	60	16,16	677	1468	4150	3,64

Os valores de β_i correspondem apenas para o contato entre as estacas e o solo laterítico (0 – 12 m). Para esse intervalo, os valores de β_i variaram de 1,74 a 6,25, com uma média de 3,28.

4.7

Dimensionamento de Fundações Profundas em Solos Lateríticos com Base no SPT

Atualmente, o dimensionamento de fundações profundas em solos lateríticos ou parcialmente lateríticos é conduzido por meio de métodos semiem-

píricos que são aplicados indiscriminadamente a todos os tipos de solos, sem considerar as particularidades do comportamento específico desses solos.

Dentre os métodos semiempíricos mais amplamente empregados e de aplicação prática no contexto brasileiro, destaca-se o método desenvolvido por Décourt e Quaresma (1978). Com o intuito de adaptar esse método a diversas tipologias de estacas, desde estacas escavadas com lama bentonítica até estacas escavadas em geral (inclusive tubulões a céu aberto), estacas do tipo hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sob altas pressões, Décourt (1996a) introduziu a consideração de dois fatores. Esses fatores, conhecidos como α e β desempenham o papel de coeficientes de majoração ou minoração, respectivamente, aplicados à resistência de ponta e à resistência de fuste. Dessa forma, para o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a), tem-se a Eq. 4-1:

$$R = \beta \left[10 \left(\frac{N_{SPT_L}}{3} + 1 \right) \right] UL + \alpha C N_{SPT_P} A_P \text{ (kPa)} \quad (4-1)$$

onde:

β = fator em função do tipo de estaca e do tipo de solo para o fuste;

N_{SPT_L} = média dos valores de N_{SPT} em todo o fuste da estaca, excluindo os valores utilizados para a ponta;

U = perímetro do fuste da estaca (m);

L = comprimento da estaca (m);

α = fator em função do tipo de estaca e do tipo de solo para a ponta;

C = coeficiente em função do tipo de solo (argila = 120 kN/m²; silte argiloso - solo residual = 200 kN/m²; silte arenoso - solo residual = 250 kN/m²; e areia = 400 kN/m²);

N_{SPT_P} = média dos valores de N_{SPT} da ponta, anterior à ponta e subsequente à ponta;

A_P = área da seção transversal da ponta da estaca (m²).

Os valores recomendados para α e β variam em função do tipo de estaca e das características do solo, sendo apresentados nas Tabelas 4.8 e 4.9 respectivamente. Importante frisar que esses valores permanecem inalterados (igual a 1) para estacas pré-moldadas, metálicas e do tipo Franki.

Tabela 4.8: Valores do fator α para ponta em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996a).

Tipo de Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Intermediários	0,6	0,6*	0,3*	0,6	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5	1,0*

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 4.9: Valores do fator β para o fuste em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996a).

Tipo de Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Observa-se nas Tabelas 4.8 e 4.9 que determinados fatores desempenham um papel significativo na redução dos valores das resistências de fuste e de ponta, variando conforme o tipo de estaca e a natureza do solo em questão. Essa influência tem demonstrado uma abordagem ainda mais conservadora da metodologia original, especialmente ao ser empregada em solos com comportamento laterítico.

Nesse contexto, pesquisadores, incluindo Décourt, têm se dedicado a estabelecer valores específicos para ajustar o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) em relação aos solos com comportamento laterítico. A Tabela 4.10 apresenta uma síntese desses valores, representados por β_l (onde o subscrito l se refere ao termo laterítico). β_l é definido como a relação entre a resistência de fuste medida a partir de provas de cargas e a resistência de fuste estimada.

Esses valores podem ser usados como referência para avaliações preliminares da capacidade de carga de fundações do tipo estaca em solos com comportamento laterítico. No entanto, é crucial destacar que esses valores possuem uma natureza indicativa e não devem ser considerados conclusivos. Para obter um dimensionamento mais preciso de fundações profundas em solos lateríticos, é imperativo conduzir um estudo geotécnico abrangente e utilizar dados de campo.

Tabela 4.10: Valores do fator β_l para solos com comportamento laterítico.

Estaca	Autor	Local	β_l
Hélice Contínua	Polido <i>et al.</i> (2016)	Vitória/ES	1,94 – 4,39
	Cerqueira e Souza (2020)	Itaquera/SP	2,30 – 3,60 (2,9*)
	Albuquerque, Carvalho e Massad (2005)	Campinas/SP	1,58 – 2,05 (1,86*)
	Abreu (2013)	Distrito Federal	2,39*
	Abreu, Décourt e Souza Filho (2015)	Distrito Federal	1,74 – 6,25 (3,64*)
Pré moldada	Abreu (2013)	Distrito Federal	2,60*
	Abreu, Décourt e Souza Filho (2015)	Distrito Federal	1,80 – 4,41 (3,11*)
Escavada	Albuquerque, Carvalho e Massad (2005)	Campinas/SP	1,85*
	Schulze (2013)	Campinas/SP	3,25*
	— Décourt (2018)	—	2,00 – 3,00

*Valores médios.

Para assegurar a segurança e eficiência do projeto de fundações em solos lateríticos, a realização de ensaios de prova de carga é essencial. Por meio desses ensaios, é possível avaliar a capacidade de carga real do solo e determinar os coeficientes adequados de majoração para a fundação em questão.

4.8

Efeitos da Água em Solos Lateríticos e sua Influência na Capacidade de Carga de Fundações

A presença de água exerce impacto significativo nas propriedades dos solos lateríticos, afetando diretamente a capacidade de carga de fundações construídas sobre eles. A infiltração da água no solo desencadeia reações com os óxidos de ferro e alumínio, promovendo alterações na estrutura e nas propriedades do solo.

A principal modificação nos solos lateríticos devido à água refere-se à sua resistência e rigidez. O aumento da sucção do solo proporciona maior rigidez, eleva a capacidade de carga e reduz os recalques para uma carga aplicada constante. Em contraste, solos saturados, com sucção praticamente

nula, demonstram menor capacidade de carga e recalques mais expressivos para a mesma carga aplicada.

Além disso, a penetração da água no solo preenche os espaços vazios entre as partículas, resultando na diminuição da resistência e rigidez do solo. À medida que o teor de água aumenta, esta age como lubrificante entre as partículas, reduzindo ainda mais o atrito entre elas (Lambe; Whitman, 1969). Esse processo pode ter efeitos prejudiciais à estrutura do microcimento presente no solo, levando à sua destruição ou desagregação, impactando negativamente na rigidez e resistência do solo.

Pesquisas evidenciam o impacto significativo da água em solos lateríticos colapsíveis na capacidade de carga das fundações. Scallet (2011) analisou estacas escavadas em solo laterítico colapsível após inundação, constatando uma redução média de 40% na capacidade de carga total, sendo 30% na resistência por atrito lateral e 48,2% na resistência de ponta. Em outra pesquisa, Falcão (2021) submeteu estacas escavadas em solo similar a uma inundação de pelo menos 96 horas, observando uma redução média de 31% na capacidade de carga total, acompanhada de um aumento de 12% no teor de umidade natural do solo.

Os resultados destas investigações indicam que a diminuição na capacidade de carga de estacas em solos lateríticos colapsíveis é atribuída principalmente à perda de sucção do material durante a inundação, ocasionando uma diminuição significativa na resistência de ponta e na resistência por atrito lateral. Portanto, a análise cuidadosa das estacas em solos saturados é crucial para garantir a segurança e estabilidade das estruturas construídas, especialmente em áreas próximas a corpos d'água ou durante chuvas intensas, onde a perda de sucção do solo pode representar um desafio significativo para os projetistas e engenheiros civis.

5

Análise do comportamento de estacas em solos lateríticos: implicações para o dimensionamento de fundações

Neste capítulo, será realizada uma análise abrangente do desempenho das estacas em solos lateríticos. O objetivo é compreender como tais estacas se comportam nessas condições específicas, ao mesmo tempo que se exploram as implicações desse comportamento no processo de dimensionamento das fundações. Por meio de uma revisão dos estudos preexistentes, serão consolidadas as principais descobertas e tendências que emergem. Ao término deste capítulo, serão apresentadas as implicações práticas dos resultados, oferecendo orientações fundamentais e reflexões substanciais para a elaboração de projetos de fundações em solos lateríticos.

5.1

Casos de Estacas em Solos Lateríticos: Dados

A análise englobou dados provenientes de estudos de caso nos quais estacas foram implantadas e submetidas a ensaios de prova de carga em solos com comportamento laterítico. Esses casos específicos foram abordados no Capítulo 4 da pesquisa e originam-se de quatro localizações distintas:

1. Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Estadual de Campinas em Campinas (Unicamp), São Paulo;
2. Uma ocorrência isolada registrada em Itaquera, São Paulo, na formação Resende da Bacia de São Paulo;
3. Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “Prof. Saburo Morimoto” da Universidade Estadual de Londrina, localizado em Londrina, Paraná;
4. Casos relacionados a cidades satélites do Distrito Federal.

Esses casos somam um total de 10 referências de estudos nos quais diferentes tipos de estacas foram submetidas a provas de carga em solos com comportamento laterítico identificado, abrangendo tanto estacas completamente imersas no solo laterítico quanto estacas com contato parcial. A Tabela 5.1

apresenta informações detalhadas sobre cada caso, incluindo o nome do autor responsável pela pesquisa, a cidade onde o estudo foi conduzido e o método empregado para identificar o solo com comportamento laterítico.

Tabela 5.1: Casos de fundações do tipo estaca executadas em solos lateríticos.

N.	Referência	Cidade/Estado	Modo de Identificação
01	Albuquerque e Carvalho (1999)	Campinas/SP	Classificação MCT
02	Albuquerque, Carvalho e Massad (2005)	Campinas/SP	Classificação MCT
03	Nogueira (2004)	Campinas/SP	Classificação MCT
04	Schulze (2013)	Campinas/SP	Classificação MCT
05	Cerqueira e Souza (2020)	Itaquera/SP	Mapa Geológico
06	Branco (2006)	Londrina/PR	Classificação MCT
07	Campos <i>et al.</i> (2008)	Londrina/PR	Classificação MCT
08	Silva (2011)	Guará/DF	Difração de Raios X
09	Abreu (2013)	Ceilândia/DF	Método das pastilhas
10	Abreu (2013)	Gama/DF	Método das pastilhas
11	Abreu, Décourt e Filho (2015)	Samambaia/DF	Método das pastilhas

Vale destacar que a análise concentrou-se na relação entre a resistência estimada do fuste e os resultados das provas de carga, dado o comportamento majoritariamente de atrito observado na maioria das estacas, onde o fuste absorveu a maior parcela da carga aplicada.

Campo Experimental da Unicamp – Campinas/SP

O solo no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, situado em Campinas, São Paulo, tem sua origem no diabásio coluvionar. A camada superficial é constituída por argila silto-arenosa altamente porosa, classificada como laterítica e colapsível. A espessura média dessa camada é de 6,5 metros, e ela é categorizada como LG' de acordo com o MCT. Logo abaixo, estende-se uma camada de silte argilo-arenoso residual do diabásio, que se prolonga até uma profundidade de 19 metros. O nível d'água é encontrado a aproximadamente 17,7 metros de profundidade. A segunda camada é classificada como solo argiloso não laterítico (NG') pelo MCT e se destaca pela predominância de materiais de alteração (Albuquerque, 2001).

Os primeiros quatro casos listados na Tabela 5.1, conduzidos por Albuquerque e Carvalho (1999), Albuquerque, Carvalho e Massad (2005), Nogueira (2004), Schulze (2013), foram realizados nas instalações do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, localizado em Campinas, São Paulo. Os tipos de estacas investigados incluem estacas pré-moldadas (Es-

taca2), estacas escavadas (E1, E2, E3 e SC1), estacas hélice contínua (HC1, HC2 e HC3) e estacas raiz (C1, C2, C3). A Tabela 5.2 resume os resultados das provas de carga, abrangendo a resistência de fuste (R_L) e a resistência de ponta (R_P), bem como a carga total de ruptura (R_T), para as estacas analisadas no Campo Experimental da Unicamp. Além disso, a tabela apresenta a R_L estimada pelos autores, que foram derivadas das sondagens utilizando o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a), para as estacas mencionadas.

Tabela 5.2: Dados compilados do Campo Experimental da Unicamp

Caso	Estaca	D (cm)	L (m)	Estimado	Prova de Carga		
				R_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	R_T (kN)
01	Estaca2	18	14,00	226,00	219,30	42,70	262,00
02	E1	45*	12,00	358,00	680,60	3,40	684,00
	E2	45*	12,00	358,00	656,70	13,30	670,00
	E3	45*	12,00	358,00	667,90	25,10	693,00
	HC1	40	12,00	440,00	858,20	101,80	960,00
	HC2	40	12,00	440,00	904,00	71,00	975,00
	HC3	40	12,00	440,00	697,00	23,00	720,00
03	C1	40	12,00	555,00	950,00	30,00	980,00
	C2	40	12,00	534,30	958,30	21,70	980,00
	C3	40	12,00	541,00	937,90	42,10	980,00
04	SC1	25	5,00	56,00	183,00	0,00	183,00

*Diâmetro medido depois da estaca executada.

Formação Resende da Bacia de São Paulo – Itaquera/SP

Este caso específico ocorreu na formação Resende da Bacia de São Paulo, composta por depósitos argilosos intemperizados que predominantemente exibem um comportamento de natureza laterítica. Essa caracterização, conforme definida por Takiya (1997) *apud* Cerqueira e Souza (2020), delinea o perfil desses sedimentos na região. Na Tabela 5.3, encontram-se os resultados da R_L , R_P e R_T , medidos a partir da prova de carga. Também é apresentado o valor da R_L estimada pelo método de Décourt e Quaresma (1978) com base na sondagem mais próxima, além das dimensões da estaca hélice contínua.

Tabela 5.3: Dados da estaca ensaiada na Bacia de São Paulo – Itaquera/SP

Caso	Estaca	D (cm)	L (m)	Estimado	Prova de Carga		
				R_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	R_T (kN)
05	X	70	18,00	2853,74	7690,37	0,00	7690,37

Campo Experimental da UEL – Londrina/PR

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica 'Prof. Saburo Morimoto', pertencente à Universidade Estadual de Londrina (CEEG/UEL), possui

uma camada de solo que se estende da superfície até uma profundidade máxima de 12 metros. Essa camada é constituída por uma argila siltosa porosa, com consistência variando de muito mole a média, apresentando características lateríticas e colapsível. Conforme relatado por Campos *et al.* (2008), os ensaios geotécnicos em laboratório nas amostras deste solo foram conduzidos por Décourt em 2002. Os resultados indicaram um L de 1,54 (um valor acima de 0,3 indica solo laterítico, enquanto abaixo de 0,3 não indica) e uma classificação LG', como definido pela metodologia MCT.

Branco (2006) realizou análises em diferentes tipos de estacas, incluindo estacas escavadas com trado mecânico (A1(O) e A4(O)), enquanto Campos *et al.* (2008) investigaram o comportamento de estacas escavadas manualmente (ETM) e estacas apiloadas com apiloamento de concreto (ACA). A síntese dos resultados das provas de carga, abrangendo a R_L , R_P e a R_T , está apresentada na Tabela 5.4. Essa tabela, também destaca a R_L estimada pelos autores com base nas sondagens, utilizando o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a), para as estacas em análise.

Tabela 5.4: Dados compilados do Campo Experimental da UEL

Caso	Estaca	D (cm)	L (m)	Estimado	Prova de Carga		
				R_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	R_T (kN)
06	A1 (O)	25	12,00	199,00	139,00	338,00	207,00
	A4 (O)	25	12,00	305,00	110,00	415,00	207,00
07	ETM1L3	20	3,00	34,00	6,10	40,10	25,10
	ETM2L3	20	3,00	32,00	6,10	38,10	25,10
	ETM3L3	20	3,00	29,10	9,20	38,30	25,10
	ETM1L6	20	6,00	76,50	31,50	108,00	62,80
	ETM2L6	20	6,00	88,10	20,40	108,50	62,80
	ETM3L6	20	6,00	88,50	21,70	110,20	62,80
	ACA3(1)	20	3,00	75,00	30,50	105,50	25,40
	ACA3(2)	20	3,00	97,50	66,50	164,00	25,40
	ACA3(3)	20	3,00	130,70	12,70	143,40	25,40
	ACA6(1)	20	6,00	185,20	12,70	197,90	62,90
ACA6(2)	20	6,00	162,40	99,70	262,10	62,90	

Cidades Satélites do Distrito Federal

O clima no Distrito Federal apresenta duas estações nitidamente distintas: a estação chuvosa e a estação seca. Esse padrão ao longo do tempo possibilitou o processo de lixiviação de sais e outros compostos solúveis das camadas superiores, seguido pela subsequente deposição nas camadas mais profundas do solo (Araki, 1997 *apud* Abreu, 2013). O efeito cumulativo dessas estações no solo resulta na formação de solos lateríticos.

Os casos 8, 9, 10 e 11 foram realizados nas cidades satélites de Guará, Ceilândia, Gama e Ceilândia, respectivamente. Os solos nesses casos foram classificados como LG' (argiloso laterítico) pelo método das pastilhas, com exceção do caso 8, que foi classificado por meio da difração de raio X. As estacas analisadas incluíram estacas do tipo hélice contínua (PCCI, E1 - E7), enquanto as demais eram estacas circulares pré-moldadas de concreto armado vibrado, com seção vazada.

A Tabela 5.5 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de carga, incluindo as R_L , as R_P e as R_T , para as estacas provenientes das cidades satélites do Distrito Federal. Além disso, a tabela exibe a R_L estimada pelos autores utilizando o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) para as estacas mencionadas anteriormente.

Tabela 5.5: Dados compilados das cidades satélites do Distrito Federal

Caso	Estaca	D (cm)	L (m)	Estimado	Prova de Carga		
				R_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	R_T (kN)
08	PCCI	40	15,12	360,00	860,00	120,70	980,70
09	E208B	42	18,64	701,00	1536,00	414,00	1950,00
	E212B	42	20,00	766,00	1610,00	433,00	2043,00
	E207	42	21,90	880,00	1412,00	380,00	1792,00
	E101	42	22,10	894,00	1491,00	401,00	1892,00
	E203b	33	16,20	478,00	543,00	244,00	787,00
	E104a	33	16,50	490,00	814,00	366,00	1180,00
10	E54B	42	15,10	402,00	1800,00	510,00	2310,00
	E43C	42	16,75	463,00	1971,00	559,00	2530,00
	E53B	42	18,10	532,00	1869,00	581,00	2450,00
	E43D	42	18,50	552,00	1631,00	419,00	2050,00
11	E1	80	13,12	1413,00	3290,00	-	-
	E2	80	14,24	1351,00	2120,00	-	-
	E3	80	18,64	1860,00	5880,00	-	-
	E4	80	17,68	3369,00	4680,00	-	-
	E5	80	14,00	2596,00	3930,00	-	-
	E6	60	18,40	1859,00	4950,00	-	-
	E7	60	16,16	1468,00	4150,00	-	-

5.2

Análise comparativa da capacidade: estimada *versus* medida

Considerando que a maioria das estacas atravessou a camada de solo com comportamento laterítico, com suas pontas apoiadas em solo de comportamento não laterítico, e que os resultados das provas de carga evidenciaram um padrão consistente: todas as estacas apresentaram um comportamento

predominantemente de atrito, no qual a maior parcela da carga aplicada foi absorvida pelo fuste. Assim, o escopo deste estudo se restringiu à análise da correlação entre a resistência de fuste estimado e os resultados obtidos nas provas de carga.

Na Figura 5.1, é apresentado um gráfico de barras onde o eixo y representa a razão entre a R_L estimada pelo método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) e a R_L medida em provas de carga. As estacas são dispostas no eixo das abscissas. A análise abrange os cenários detalhados nas Tabelas 5.2, 5.4, 5.5 e 5.3. O gráfico destaca que, de modo geral, o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) tende a subestimar a capacidade de carga lateral, com a exceção da Estaca 2 e A1 (O).

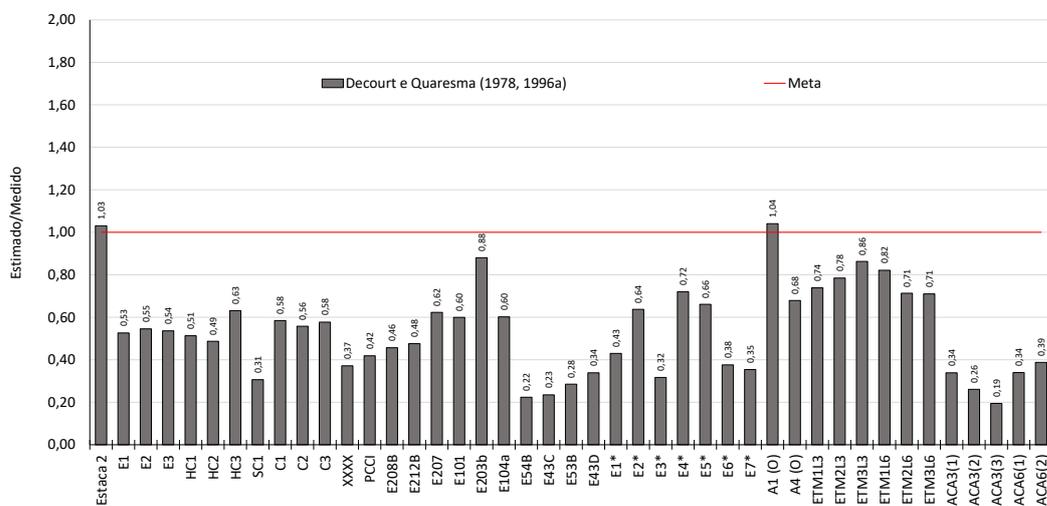


Figura 5.1: Gráfico de barras: relação entre a R_L estimada pelo método Décourt e Quaresma (1978, 1996a) e a R_L medida.

Para conduzir uma melhor análise comparativa, foi construído um gráfico de dispersão (Figura 5.2) que correlaciona os valores de capacidade de carga do fuste medidos e estimados para os casos. Ao examinar o gráfico de dispersão, em que os valores medidos são representados no eixo y e os valores estimados no eixo x , é evidente que a maioria dos pontos se situa acima da linha de 45° ($x = y$). Tal padrão indica uma tendência de subestimação, onde os valores estimados se mostram inferiores aos valores efetivamente medidos.

- | | |
|---|---------------------------------------|
| ● Albuquerque e Carvalho (1999) | ★ Branco (2006) |
| ■ Albuquerque e Massad (2005) | ✕ Campos <i>et al.</i> (2008) |
| ▲ Nogueira (2004) | + Abreu (2013) |
| ◆ Silva (2011) <i>apud</i> Abreu (2013) | ○ Cerqueira e Souza (2020) |
| ◆ Schulze (2013) | * Abreu, Décourt e Souza Filho (2015) |

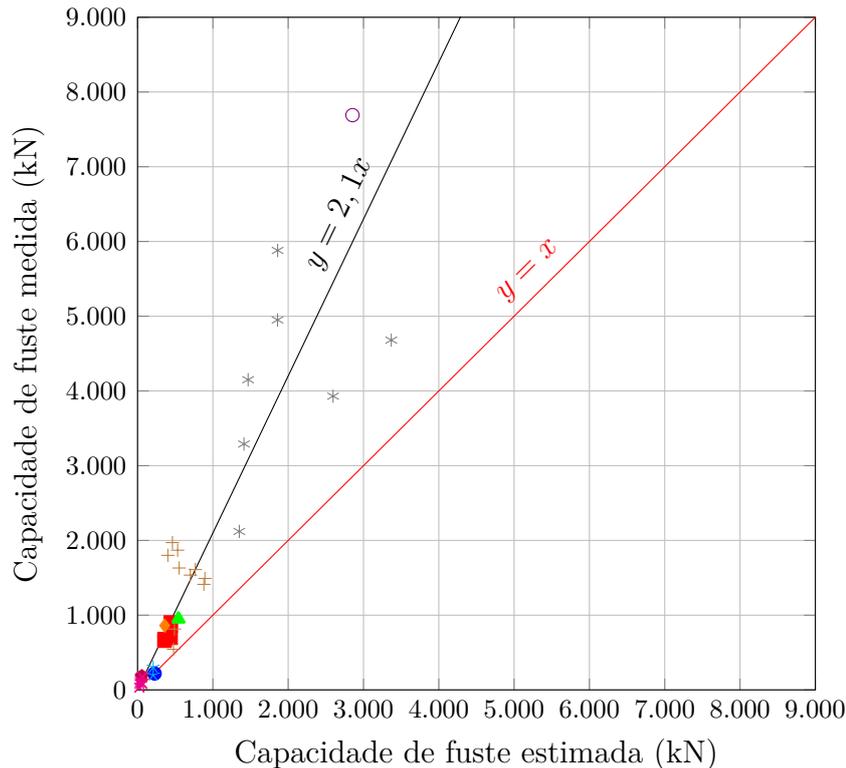


Figura 5.2: Comparação entre valores medidos em provas de cargas e estimados pelo método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) para a resistência de fuste.

A discrepância identificada aponta para a ausência de consideração da cimentação resultante da laterização na camada de solo laterítico, durante a avaliação da resistência de fuste pelo método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a). É relevante destacar que, mesmo ao utilizar outras metodologias consolidadas, os autores obtiveram resultados ainda mais baixos. Essa subestimação da capacidade de carga do fuste tem implicações significativas no projeto de fundações em solos lateríticos, potencialmente levando a estruturas superdimensionadas e custos desnecessários.

Este cenário enfatiza de forma premente a necessidade de aprimorar os métodos de estimativa utilizados, visando alcançar avaliações geotécnicas mais refinadas e confiáveis para os solos com comportamento laterítico em foco. Uma análise detalhada do gráfico de tendências revela uma notável duplicação nos valores medidos em comparação com as estimativas. Essa observação corrobora as indicações de Décourt (2002), que sugere uma resistência do fuste das estacas entre duas a três vezes maior em solos com comportamento laterítico, contrastando com os resultados calculados pelos métodos convencionais. No entanto, é relevante destacar que a maioria das estacas não está totalmente imersa nos solos lateríticos, mas inserida de forma parcial. Além disso, é essencial considerar que esses valores podem sofrer ligeiras variações, influenciadas

por fatores geométricos e até pelo grau de laterização presente.

A busca por melhoria é fundamental para garantir projetos de fundações eficientes, otimizados e economicamente viáveis, levando em conta as minúcias das propriedades intrínsecas desses solos. Nesse contexto, para aprimorar as bases da engenharia geotécnica em fundações de solos lateríticos, é essencial adotar uma abordagem que combine a adaptação dos métodos atuais com a exploração de novas perspectivas. Dessa forma, a próxima seção apresentará uma adaptação do método de Décourt e Quaresma (1978), direcionada a elevar a acurácia na estimativa da capacidade de carga lateral em solos com comportamento laterítico. Essa abordagem, ancorada nas análises anteriores, será validada por meio de uma análise comparativa entre os valores medidos e estimados.

5.3

Estimativa do Atrito Lateral em Solos Lateríticos: Adaptação do Método de Décourt e Quaresma (1978)

Com o intuito de aprimorar as estimativas da resistência de fuste de estacas em solos com comportamento laterítico, propõe-se uma adaptação do método de Décourt e Quaresma (1978). Esta modificação visa superar limitações inerentes ao método original, que não contempla o comportamento específico desses solos. Conforme evidenciado, a maioria das estacas analisadas está em contato com uma camada de solo que apresenta características tanto lateríticas quanto não lateríticas. A metodologia proposta inclui uma avaliação individual do atrito lateral em camadas de solo com distintos comportamentos, conforme representado visualmente na Figura 5.3.

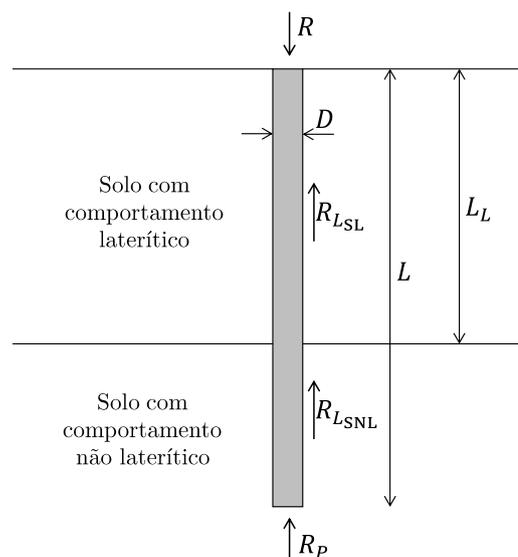


Figura 5.3: Representação esquemática do cálculo da resistência lateral em solos lateríticos.

Conforme apontado por Décourt (2002) e corroborado pelos valores obtidos no gráfico de tendência, em solos com características lateríticas, a resistência do fuste das estacas pode ser entre duas a três vezes maior do que aquela obtida por meio dos métodos convencionais de previsão. Nesse contexto, para estimar a tensão de atrito lateral na camada de solo com comportamento laterítico (r_{LSL}), realiza-se uma modificação na equação original proposta por Décourt e Quaresma (1978). O valor 10 é substituído por 20, conforme apresentado na Eq. 5-1:

$$r_{LSL} = 20 \cdot \left[\left(\frac{N_{SPT_{SL}}}{3} \right) + 1 \right] \quad (5-1)$$

onde:

$N_{SPT_{SL}}$ = índice de resistência média à penetração ao longo de todo o fuste da estaca em contato com o solo com comportamento laterítico;

Para solos que não exibem comportamento laterítico, a equação original do método permanece inalterada, como demonstrado na Eq. 5-2:

$$r_{LSNL} = 10 \cdot \left[\left(\frac{N_{SPT_{SNL}}}{3} \right) + 1 \right] \quad (5-2)$$

onde:

$N_{SPT_{SNL}}$ = índice de resistência média à penetração ao longo de todo o fuste da estaca em contato com o solo não laterítico.

A determinação da capacidade de carga lateral total (R_L) é realizada por meio da aplicação da Eq. 5-3. Essa expressão engloba o produto das tensões de atrito lateral nas camadas de solo, tanto laterítico quanto não laterítico, pelos respectivos valores de área lateral. Posteriormente, realiza-se a soma desses dois termos para obter o valor total da capacidade de carga lateral.

$$R_L = 20 \cdot \left[\left(\frac{N_{SPT_{SL}}}{3} \right) + 1 \right] \cdot U \cdot L_L + 10 \cdot \left[\left(\frac{N_{SPT_{SNL}}}{3} \right) + 1 \right] \cdot U \cdot (L - L_L) \quad (5-3)$$

onde:

U = perímetro do fuste estaca;

L = comprimento da estaca total;

L_L = comprimento da estaca em contato com o solo laterítico.

Ao empregar esta metodologia, torna-se factível conduzir uma avaliação

abrangente da capacidade de carga lateral dos solos em foco, levando em conta suas características individuais.

5.3.1

Análise da Correlação Proposta e Comparação com as Provas de Carga

Nesta seção, o objetivo é realizar a validação da correlação proposta para estimar a capacidade de carga lateral de estacas em solos lateríticos. O foco desta análise é avaliar a eficácia dessa abordagem na estimativa da capacidade de carga desses solos, por meio de uma análise comparativa entre os resultados obtidos pela aplicação da fórmula proposta e os valores medidos em provas de carga.

Para isso, aplicou-se a metodologia estabelecida por Schulze (2013), baseada no trabalho de Fellenius (1980), foi adotado um critério fundamental para garantir a confiabilidade dos resultados no estudo de fundações em solos lateríticos. Esse critério considera uma margem de erro de $\pm 20\%$ da carga de ruptura obtida na prova de carga, levando em consideração a variabilidade e as considerações metodológicas. Essa prática é amplamente reconhecida em publicações nacionais e internacionais como referência para avaliação da acurácia das estimativas de capacidade de carga.

Na Figura 5.4, é apresentado um gráfico de barras no qual o eixo y representa a razão entre os valores estimados e medidos, para o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) e para o método proposto. As estacas estão dispostas no eixo das abscissas.

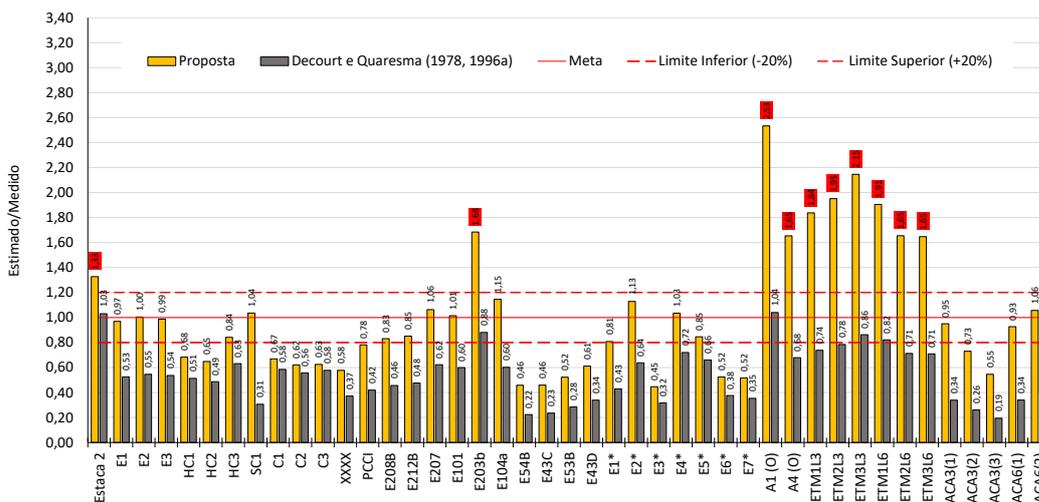


Figura 5.4: Gráfico de Barras: Relação entre a Resistência de Fuste Estimada e a Resistência de Fuste Medida para as Estacas Analisadas.

Na Figura 5.5, é apresentado um gráfico de dispersão que ilustra a comparação entre os valores estimados e os valores medidos. Nesse gráfico,

são visualizadas as curvas representativas geradas pelo método Décourt e Quaresma (1978, 1996a) e pelo método proposto em relação aos valores medidos durante os ensaios de carga.

● Albuquerque e Carvalho (1999)	* Branco (2006)
■ Albuquerque e Massad (2005)	× Campos <i>et al.</i> (2008)
▲ Nogueira (2004)	+ Abreu (2013)
◆ Silva (2011) <i>apud</i> Abreu (2013)	○ Cerqueira e Souza (2020)
◆ Schulze (2013)	* Abreu, Décourt e Souza Filho (2015)

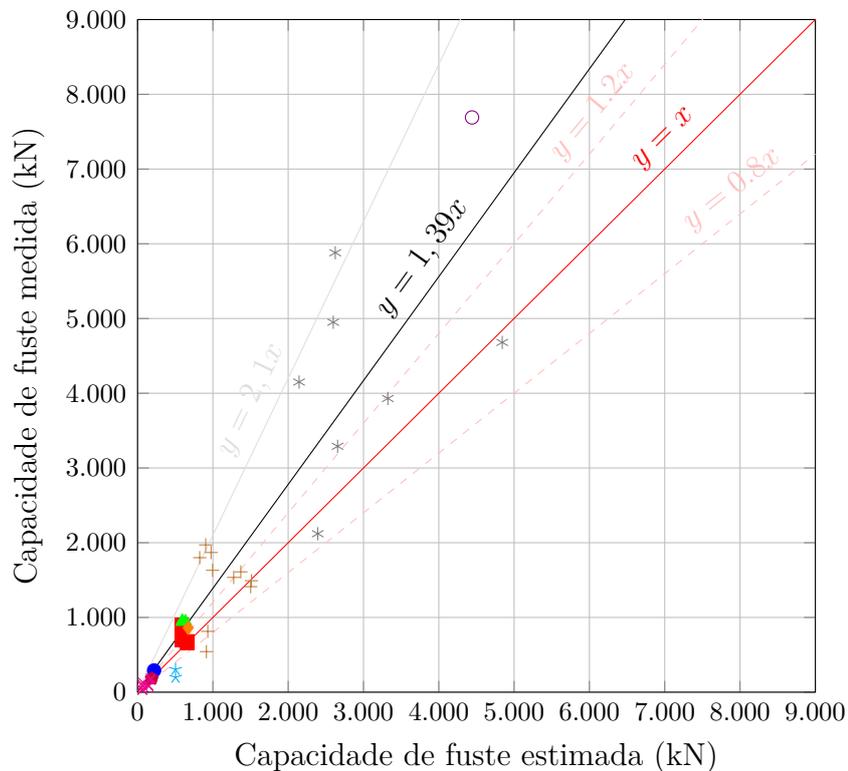


Figura 5.5: Comparação entre valores medidos em provas de cargas e estimados pelo método de Décourt e Quaresma (1978, 1996a) para a resistência de fuste.

A análise do desempenho da nova metodologia desenvolvida neste estudo revela uma tendência linear notável no gráfico de dispersão, com um coeficiente de correlação (r) de 0,916 e uma inclinação de 1,39. Esses resultados indicam que a nova abordagem produz estimativas de capacidade de carga ligeiramente inferiores aos valores medidos durante os ensaios de carga. No entanto, ao comparar esses resultados com as estimativas geradas pelo método Décourt e Quaresma (1978, 1996a), observa-se uma melhoria significativa.

A partir dos gráficos (Figura 5.4 e 5.5) observou-se que aproximadamente 39% das estacas conseguiram manter a carga de fuste estimada dentro da faixa

de $\pm 20\%$ em relação aos resultados obtidos por meio das provas de carga. Além disso, ao analisar as estacas que ficaram aquém desse limite (37%), percebe-se uma notável melhoria nos valores estimados em comparação ao método original, mesmo que estejam classificadas nessa categoria. Com isso, a proporção total alcança 76,74%, incluindo tanto as estacas abaixo do limite quanto aquelas que se encontram dentro dele.

Quanto às estacas do tipo raiz (C1, C2 e C3), as cargas estimadas permaneceram abaixo do limite, apesar das melhorias apresentadas. No entanto, ao empregar o fator $\beta = 1,5$, conforme recomendado por Décourt (1996) para esse tipo de estaca, independentemente do tipo de solo em que foram instaladas, os valores se aproximam notavelmente das medições obtidas.

Entre todas as estacas avaliadas, dez delas ultrapassaram o limite superior estabelecido, com oito dessas estacas pertencendo à região de Londrina.

A proposta revelou uma incongruência com relação às estacas escavadas em Londrina, levando ao superdimensionamento. Essas estacas, devido ao seu curto comprimento e pequeno diâmetro, têm uma área de contato reduzida com o solo. No entanto, no caso das estacas apiloadas, observa-se uma maior consistência. Essa consistência não pode ser atribuída apenas à rigidez do solo, mas também ao processo executivo das estacas. Devido ao uso do pilão para a abertura do furo, os solos ao redor do fuste dessas estacas e subjacente à ponta das mesmas sofrem uma diminuição do índice de vazios, o que implica no aumento de sua resistência mecânica. Esse processo de melhoria do solo ao longo do fuste explica a capacidade de carga mais elevada observada nas estacas apiloadas.

Adicionalmente, acredita-se que o preenchimento gradual das estacas apiloadas com concreto, por meio do processo de apiloamento em etapas, contribui para o alargamento da ponta da estaca e a formação de bulbos ao longo do fuste. Esses efeitos, por sua vez, aumentam significativamente a área de contato entre o fuste da estaca e o solo, ampliando, conseqüentemente, sua capacidade de carga.

Nesse contexto, embora a fórmula adaptada de Décourt tenha gerado alguns resultados satisfatórios, é imperativo conduzir ensaios para a mensuração do G_0 e considerar o tipo de estaca. Isso é essencial para adquirir uma compreensão mais acurada do comportamento do solo laterítico em questão, com o objetivo de refinar a estimativa de carga.

6

Conclusões

Em conclusão, os solos lateríticos, amplamente predominantes nas regiões tropicais, possuem propriedades notáveis que os tornam altamente versáteis em diversas aplicações da construção civil, desde fundações para barragens de terra até pavimentações, desempenhando um papel significativo em obras de infraestrutura. No entanto, a interação desses solos com os elementos estruturais das fundações ainda permanece pouco explorada.

Embora suas propriedades tenham sido aplicadas em várias áreas da engenharia civil, a incorporação eficaz desses solos em fundações demanda uma análise mais profunda. Lacunas persistem no entendimento de seu comportamento quando integrados a estruturas de fundações. Assim, a pesquisa e o estudo desses solos no contexto de fundações podem contribuir significativamente para o desenvolvimento de técnicas de engenharia mais acuradas e eficazes.

Os ensaios de classificação MCT e índice de laterização constituem ferramentas fundamentais para caracterizar solos lateríticos. Eles fornecem informações valiosas sobre as propriedades e comportamento do solo, permitindo distinguir entre um solo com características lateríticas e outro sem. Desse modo, a investigação detalhada de solos com comportamento laterítico é crucial, uma vez que compreender a resistência desses solos oferece a oportunidade de otimizar substancialmente os custos associados a projetos de construção.

Dentro do escopo desta dissertação, abordou-se a subestimação da capacidade de carga de estacas em solos com comportamento laterítico, comum em métodos tradicionais de avaliação. Para enfrentar esse desafio, propôs-se uma adaptação da equação desenvolvida por Décourt e Quaresma, levando em conta a rigidez e o comportamento singular desses solos.

A aplicação da equação adaptada de Décourt e Quaresma (1978) tem apresentado resultados promissores na estimativa da resistência de fuste em solos com comportamento laterítico, consistentes com os dados de provas de carga em campo. Contudo, é imperativo reconhecer a necessidade de realizar investigações adicionais para validar e aprimorar essa abordagem.

Prosseguir com a pesquisa e investigação desempenha um papel crucial na ampliação da aplicabilidade e na confiabilidade da adaptação proposta. É

essencial compreender que, apesar da eficácia demonstrada pela equação em cenários específicos, o grau de laterização do solo e as variáveis geotécnicas podem influenciar os resultados obtidos. A busca incessante por um entendimento mais profundo das nuances geotécnicas, aliada à melhoria constante da metodologia, é fundamental para reforçar a robustez da abordagem e garantir o sucesso de sua implementação.

Como possíveis direcionamentos para pesquisas futuras, podem ser consideradas as seguintes sugestões:

- Avaliação da influência do grau de laterização na capacidade de carga: investigar como os diferentes graus de laterização afetam a capacidade de carga das estacas em solos lateríticos.
- Relação entre módulo de cisalhamento máximo e provas de carga: explorar a possibilidade de estabelecer uma relação entre o módulo de cisalhamento máximo dos solos lateríticos e os resultados de provas de carga.
- Comparação entre obras em solos lateríticos e não lateríticos: realizar uma análise dos custos envolvidos na utilização de estacas em solos lateríticos em comparação com solos não lateríticos.
- Modelagem de Elementos Finitos para análise de comportamento de estacas em solos lateríticos: desenvolver modelos de elementos finitos para simular o comportamento das estacas em solos lateríticos.
- Comparação entre resistência medida e estimada em solos lateríticos: investigar as diferenças entre a resistência medida por meio de provas de carga e a resistência estimada por outros métodos semiempíricos em solos lateríticos.

7

Referências bibliográficas

ABREU, P. S. B. **Execução de Estacas em Solos Lateríticos**. Dissertação (Mestrado) — Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

ABREU, P. S. B.; DÉCOURT, L.; FILHO, J. M. de S. Execução de estacas em solos lateríticos. In: MANZANAL, D.; SFRISO, A. (Ed.). **From Fundamentals to Applications in Geotechnics: Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 15 – 18 November 2015, Buenos Aires, Argentina**. [S.l.]: IOS Press, 2015. p. 1568–1574.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas**. 170 p. Dissertação (Dissertação de Mestrado) — Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1996.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D. Análise de transferência de carga de estaca pré-moldada em solo residual de diabásio. **Solos & Rochas, São Paulo**, v. 22, n. 2, p. 125–136, Agosto 1999.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D.; MASSAD, F. Bored, continuous flight auger and omega instrumented piles: Behavior under compression. **Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, IOS Press, Osaka, Japan, p. 2075–2078, 2005.

ALBUQUERQUE, P. J. R. d. **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, Através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade**. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALONSO, U. R. Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio spt-t. In: **Anais do 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**. [S.l.: s.n.], 1996. v. 1, p. 141–151.

ALONSO, U. R. Prova de carga estática em estacas (uma proposta para revisão da norma nbr 12.131). **Solos e Rochas**, v. 20, n. 1, p. 47–59, 1997.

ASSLAN, M.; SCHMIDT, I. H.-G. **Factors Influencing Small-Strain Stiffness of soils and its Determination**. [S.l.]: Professur Bodenmechanik, 2012.

ASSOCIATES, L. **Laterite and Lateritic Soils, and Other Problem Soils of Africa: Development of Engineering Standards and Criteria for the Usage of Laterite, Lateritic Soils, and Other Problem Soils in Connection with**

the Construction of Roads, Highways and Airfields. [S.l.]: Lyon Associates, 1971. An Engineering Study for Agency for International Development.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12.131/91: Provas de Carga Estática.** Rio de Janeiro, 1991. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática: Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro, 2016. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459: Solo — Determinação do limite de liquidez.** Versão corrigida - 2017. Rio de Janeiro, 2016. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 2016. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo — Análise granulométrica.** Versão corrigida - 2:2018. Rio de Janeiro, 2018. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2019. 108 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502: Solos e rochas — Terminologia.** Rio de Janeiro, 2022. 40 p.

ASTM INTERNATIONAL. **Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing.** 2017. 11 p.

ASTM INTERNATIONAL. **Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing.** 2019. 11 p.

ATHANASOPOULOS, G. A.; PELEKIS, P. C. Reliability estimations of an approximate sasw method. In: **14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.** Hamburg: [s.n.], 1997. p. 445–448.

BARROS, J. M. C.; PINTO, C. d. S. Estimation of maximum shear modulus of brazilian tropical soils from standard penetration test. In: **14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.** [S.l.: s.n.], 1999. p. 29–30.

BARROS, J. M. d. C. **Módulo de Cisalhamento Dinâmico de Solos Tropicais.** Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 1997.

BARROS, J. M. de C.; GANDOLFO, O. C. B.; ROCHA, R. A determinação do módulo de cisalhamento máximo pelo método masw. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.** Porto de Galinhas: São Paulo, 2012. Anais, 8 páginas.

- BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego.** 237 p. Tese (Doutorado) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.
- BRANCO, C. J. M. d. C. **Provas de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada.** Tese (Doutorado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- BUCHANAN, F. H. **A Journey from Madras Through the Countries of Mysore, Canara, and Malabar, Performed Under the Orders of the Most Noble the Marquis Wellesley, Governor General of India...** London: T. Cadell & W. Davies, 1807. v. 1.
- CAMPOS, G. G. G. et al. Comportamento de estacas de pequeno diâmetro em solo de londrina no brasil. **Geotecnia**, v. 112, p. 09–34, 2008.
- CARVALHO, J. Camapum de et al. (Ed.). **Solos não saturados no contexto geotécnico.** [S.l.]: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, 2015. Xxxvi, 759 p, Editoração Eletrônica by Fernando Manoel das Neves.
- CERQUEIRA, G. R.; SOUZA, E. G. de. Um caso onde uma prova de carga estatica resultou em valores muito acima dos calculados. **XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG)**, Campinas, SP, 2020.
- CHEN, S. E.; ONG, C. K. Spectral analysis of surface wave for empirical elastic design of anchored foundations. **Advances in Civil Engineering**, Hindawi Publishing Corporation, v. 2012, p. 10, 2012.
- CHIN, F. K. Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. In: **Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering.** Singapore: [s.n.], 1970. p. 81–92.
- CHIN, F. K. Pile tests—arkansas river project. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, American Society of Civil Engineers, v. 97, n. 6, p. 930–932, 1971.
- COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. Classificação geotécnica mct para solos tropicais. **Solos e Rochas**, v. 16, n. 2, p. 77–91, 1993.
- CUNHA, R. P.; CARVALHO, J. Camapum de. Analysis of the behaviour of a drilled pier foundation in a weathered, foliated, and folded slate. In: INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING. **14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.** Hamburg, 1997. p. 785–786.
- CUNHA, R. P.; KUKLÍK, P.; LAURIN, J. Evaluation of deep foundations in tropical residual soil by a semi-analytical mathematical procedure coded in industrial software. **Mecânica Computacional**, XXI, p. 1045–1062, 2002. Mecánica computacional Vol XXI. p 1045 a 1062. Santa Fe-Paraná, Argentina, October 2002.

DARMAN, J. T. et al. Evaluation of lateritic soils of mbé for use as compressed earth bricks (ceb). **Heliyon**, Elsevier, v. 8, n. 8, 2022.

DAS, B. M. **Principles of Foundation Engineering**. [S.l.]: Cengage Learning, 2010.

DAS, B. M.; SIVAKUGAN, N. **Principles of Foundation Engineering**. [S.l.]: Cengage Learning, 2018.

DASGUPTA, R. **PART II GEOGRAPHY HONS. (1+1+1 SYSTEM) Module: 6; UNIT: 1; TOPIC: 1.3 LATERITE SOIL**. s.d. Prepared by Dr. Rajashree Dasgupta, Asst. Professor, Dept. of Geography, Government Girls' General Degree College, Kolkata -23. Acessado em maio de 2023. Disponível em: <https://www.govtgirlsekalpur.com/Study_Materials/Geography/PART_II_HONS_GEOG_LATERITE_SOIL.pdf>.

DÉCOURT, L. Spt in non-classical materials. In: **Proceedings of US-Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles in Structured Soil, Belo Horizonte**. [S.l.: s.n.], 1992. p. 64–100.

DÉCOURT, L. The behavior of a building with shallow foundations on a stiff lateritic clay. In: ASCE. **Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments**. [S.l.], 1994. v. 2, p. 1505–1515.

DÉCOURT, L. Prediction of load settlement relationships for foundations on the basis of the spt-t. In: **Ciclo de Conferencias Internacionales Leonardo Zeevaert**. Mexico: [s.n.], 1995. p. 87–104.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: Estacas. **Fundações: Teoria e Prática**, Editora PINI São Paulo, v. 2, p. 265–301, 1996.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, III SEFE**, São Paulo, v. 1, p. 215–224, 1996.

DÉCOURT, L. Ruptura de fundações e coeficientes de segurança à luz do conceito de rigidez. Brasília, v. 3, p. 1599–1606, 1998.

DÉCOURT, L. Behavior of foundations under working load conditions. **11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguaçu**, v. 4, p. 453–488, 1999.

DÉCOURT, L. Behavior of shallow foundations on a lateritic clay. In: . [S.l.: s.n.], 2001. p. 675–678. Published in: 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Istanbul).

DÉCOURT, L. Fundações em solos lateríticos - hospital da beneficência portuguesa - relatório de apreciação geral e anexos. Outubro, 2001. 2001.

DÉCOURT, L. Capacidade de carga de estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da u.e. de londrina: Algumas ponderações. In: **Proceedings of the 12th Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**. São Paulo/SP, Brasil: [s.n.], 2002. v. 3, p. 1545–1555.

DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE**, São Paulo, Brasil, v. 1, p. 221–245, 2008.

DÉCOURT, L. Design of shallow foundations on soils and rocks on basis of settlement considerations. In: **Innovations in Geotechnical Engineering**. [S.l.: s.n.], 2018. p. 342–357.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de spt. In: ABMS. **Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações**. Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45–53.

Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP). **M 191/88: Ensaio de Compactação de Solos em Equipamento Miniatura**. DER/SP, São Paulo, 1988.

Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP). **M 197/88: Determinação da massa por imersão de solos compactados com equipamento miniatura**. DER/SP, São Paulo, 1988.

Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP). **M 196/89: Classificação de solos tropicais, segundo a metodologia MCT**. DER/SP, São Paulo, 1989.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). **DNER-ME 228/94: Solos – Compactação de solos em equipamento miniatura**. DNER, Brasília, DF, 1994.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). **DNER-CLA 259/96: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura**. DNER, Brasília, DF, 1996.

DONG, Y.; LU, N.; MCCARTNEY, J. S. Scaling shear modulus from small to finite strain for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 144, n. 2, p. 04017110, 2018.

EIKMEIER, C. N. **Análise Multicanal de Ondas de Superfície (MASW): um estudo comparativo com fontes ativas e passivas, ondas Rayleigh e Love e diferentes modos de propagação**. Dissertação (Dissertação de Mestrado) — Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.

FALCÃO, P. R. **Avaliação do Impacto da Inundação na Resistência e Deformabilidade de um Solo Laterítico e Colapsível: Estudo Experimental e Numérico**. 229 p. Dissertação (Dissertação de mestrado) — Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2021.

FELLENIUS, B. H. The analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, v. 13, n. 6, p. 19–31, 1980.

FORTES, R. M.; MERIGHI, J. V.; NETO, A. Z. Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais. In: **Anais do Congresso de Rodoviário Português**. Lisboa: [s.n.], 2002.

GANDOLFO, O. C. B. Caracterização de estratos da formação santo anastácio (grupo caiué) pelo ensaio sísmico crosshole. In: **17º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental**. Belo Horizonte, MG: [s.n.], 2022.

GANDOLFO, O. C. B. et al. Determinação do perfil de velocidades das ondas p e s, em litologias da bacia sedimentar de são paulo, utilizando ensaio sísmico downhole e perfilagem sônica. In: **16º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental**. São Paulo, SP: [s.n.], 2018.

GANGOPADHYAY, S. **Engineering Geology**. India: Oxford University Press, 2013.

GIACHETI, H. L. **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo**. 232 p. Tese (Tese de Doutorado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1991.

GIDIGASU, M. D. **Laterite Soil Engineering: Pedogenesis and Engineering Principles**. Amsterdam: Elsevier, 1976. (Developments in Geotechnical Engineering, 9).

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª edição. ed. São Paulo: Pini, 1998.

HARDIN, B. O.; BLACK, W. L. Vibration modulus of normally consolidated clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, American Society of Civil Engineers, v. 94, n. 2, p. 353–369, 1968.

HARDIN, B. O.; DRNEVICH, V. P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. **Journal of the Soil mechanics and Foundations Division**, American Society of Civil Engineers, v. 98, n. 7, p. 667–692, 1972.

HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G.; PRASAD, A. (Ed.). **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. London: CRC Press, 2013.

HUNT, R. **Geotechnical Investigation Methods: A Field Guide for Geotechnical Engineers**. [S.I.]: CRC Press, 2007.

IGNATIUS, S. G. Solos tropicais: Proposta de Índice classificatório. **Solos e Rochas**, v. 14, n. 2, p. 89–93, 1991.

IGNATIUS, S. G.; VIEIRA, R.; PIROLO, M. C. Índice de laterização e sistema unificado de classificação para solos tropicais. 2020. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2020), Campinas - SP.

ISMAIL, M. A. et al. Spectral analysis of surface waves method: An initial assessment and its potential use in geology. In: **Geological Society of Malaysia Annual Geological Conference**. Pangkor Island, Perak Darul Ridzuan, Malaysia: [s.n.], 2001. June 2-3, 2001, pp. 185-190.

- LADEIRA, F. S. B. **Lateritas – Múltiplas Definições, Múltiplos Usos**. 2021. Acessado em: 02 de março de 2023. Disponível em: <<https://www.ige.unicamp.br/pedologia/2021/09/26/lateritas-multiplas-definicoes-multiplos-usos/>>.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1969. (Series in soil engineering).
- MAIGNIEN, R. **Review of Research on Laterites**. [S.l.]: UNESCO, 1966. (Natural Resources Research IV). 148p.
- MARANGON, M. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência**. 442 p. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- MARSON, L. A. **Correlações entre ensaios CBR e Mini-CBR para solos lateríticos de textura fina**. 139 p. Dissertação de Mestrado — Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2004.
- MARSON, M. **Análise crítica da classificação MCT para solos tropicais**. 216 p. Dissertação (Tese de Mestrado) — Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2004.
- MASSAD, F. **Curso Básico de Geotecnia: Obras de Terra**. 2ª edição com exercícios resolvidos. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- MASW. **Multichannel Analyses of Surface Waves (MASW)**. s.d. Acessado em: 15 de março de 2023, s.d. Disponível em: <<http://masw.com/>>.
- MAYNE, P. W. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. In: **Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories [In-Situ 2001]**. Bali, Indonesia: [s.n.], 2001. p. 27–48.
- MAYNE, P. W.; RIX, G. J. Relationships for clays. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM International, v. 16, n. 1, p. 54–60, 1993.
- MCNEIL, M. Lateritic soils. **Scientific American Incorporated**, Scientific American, a division of Nature America, Inc., v. 211, n. 5, p. 96–106, 1964.
- MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. 219 p. Dissertação (Dissertação de Mestrado) — Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2009.
- MIGUEL, M. G.; BONDER, B. H. Soil-water characteristic curves obtained for a colluvial and lateritic soil profile considering the macro and micro porosity. **Geotechnical and Geological Engineering**, Springer, v. 30, p. 1405–1420, 2012.
- MILITITSKY, J. Relato do estado atual de conhecimento: Fundações. In: **VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (CBMSEF), Porto Alegre**. [S.l.]: ABMS, 1986. v. 7. Tema MS-4: FUNDAÇÕES: projeto, prática e execução, obras especiais, "off-shore", previsão e desempenho das fundações. P. Alegre: 12 a 16 de outubro de 1986.

- NAZARIAN, S.; II, K. H. S.; HUDSON, W. R. Use of spectral analysis of surface waves method for determination of moduli and thicknesses of pavement systems. *Transportation Research Board*, n. 930, p. 38–45, 1983.
- NAZARIAN, S.; STOKOE, K. H. I. In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves. In: **Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering**. San Francisco: [s.n.], 1984. v. 8, p. 21–28.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. **Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ, CNPq, ABMS**, Rio de Janeiro, v. 1, p. 30–41, 1981.
- NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de Estacas Tipo Raiz, Instrumentadas, Submetidas à Compressão Axial, em Solo de Diabásio**. 204 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, 2004.
- OLAFSDOTTIR, E. A. Multichannel analysis of surface waves methods for dispersion analysis of surface wave data. **University of Iceland, Reykjavik, Iceland**, 2014.
- OLAFSDOTTIR, E. A.; ERLINGSSON, S.; BESSASON, B. Tool for analysis of multichannel analysis of surface waves (masw) field data and evaluation of shear wave velocity profiles of soils. **Canadian Geotechnical Journal**, NRC Research Press, v. 55, n. 2, p. 217–233, 2018.
- OYELAMI, C. A. **Suitability of lateritic soils as construction material in sustainable housing development in Africa: A geological perspective**. Tese (Doutorado) — University of Pretoria, 2017.
- PARK, C. B.; MILLER, R. D.; XIA, J. Multichannel analysis of surface waves. **Geophysics**, Society of Exploration Geophysicists, v. 64, n. 3, p. 800–808, 1999.
- PEIXOTO, A. S. P. **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações**. 468 p. Tese (Tese de Doutorado) — Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Campinas, SP, 2001.
- PENICHE, B. S. V. **Utilização de ensaios sísmicos para a caracterização dinâmica local 2D**. 163 p. Dissertação (Mestrado) — Técnico, Universidade de Lisboa, 2015.
- PERSONS, B. S. **Laterite: Genesis, Location, Use**. 1. ed. Nova York: Plenum Press, 1970. 103 p. (Monographs in Geoscience).
- PIROLO, M. C.; IGNATIUS, S. G. Correlação entre o sistema uscs acrescido do Índice I de classificação e algumas propriedades de engenharia dos solos tropicais. **Revista Científica UMC**, v. 4, n. 3, p. 1, 2019. Edição Especial PIBIC.
- POLIDO, U. F.; ALBUQUERQUE, P. J. R. de; ALLEDI, C. T. D. B. Análise de provas de carga em estacas hélice contínua de comprimentos variados em solos lateríticos da formação barreiras. In: **COBRAMSEG 2016: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**. [S.l.: s.n.], 2016.

- POULOS, H. G. Use of shear wave velocity for foundation design. **Geotechnical and Geological Engineering**, Springer, v. 40, n. 4, p. 1921–1938, 2022.
- PROMPUTTHANGKOON, P.; KUASAKUL, T. A novel device for inclined compaction test on soils. In: EDP SCIENCES. **MATEC Web of Conferences**. [S.l.], 2018. v. 192, p. 02054.
- RAYCHAUDHURI, S. P. The occurrence, distribution, classification and management of laterite and lateritic soils. **Cahiers ORSTOM, Pedologie**, v. 18, n. 3-4, p. 249–252, 1980.
- REMILLON, A. Stabilization of laterite soils. In: **Soil and Soil-Aggregate Stabilization**. [S.l.]: Highway Research Board, 1955. (Highway Research Board Bulletin, 108), p. 96–101.
- ROBERTSON, P. K. et al. Seismic cpt to measure in-situ shear wave velocity. **Journal of Geotechnical Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 112, n. 8, p. 791–803, 1986.
- ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. A determinação do módulo de cisalhamento máximo (g_0) dos solos em furos de sondagens. **Revista Fundações & Obras Geotécnicas**, v. 64, p. 46–52, 2016. Published on Mar 11, 2016, Editora Rudder.
- ROSHAN, M. J.; HEZMI, M. A.; RASHID, e. a. A. S. A. Characterization of lateritic soil based on literature and lab testing. **PREPRINT (Version 1)**, August 2022.
- SANTOS, E. F. d. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 2006.
- SAUNDERS, M.; FOOKES, P. A review of the relationship of rock weathering and climate and its significance to foundation engineering. **Engineering Geology**, Elsevier, v. 4, n. 4, p. 289–325, 1970.
- SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP**. 167 p. Dissertação (Dissertação de Mestrado) — Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), 2011.
- SCHULZE, T. **Análise da Capacidade de Carga de Estaca Escavada Instrumentada de Pequeno Diâmetro por Meio de Métodos Semi-empíricos**. 168 p. Dissertação (Dissertação de Mestrado) — Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2013.
- SILVA, C. M. **Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua**. 311 p. Tese (Doutorado) — Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2011.
- SOUZA, T. d. J. **Previsão da curva tensão-recalque em solos tropicais arenosos a partir de ensaios de cone sísmico**. 86 p. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

- STOKOE, K. H.; HWANG, S.; JOH, S. H. Spectral-analysis-of-surface-waves (sasw) testing to evaluate v_s profiles at geotechnical and geological sites. In: **Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE)**. Santiago, Chile: [s.n.], 2017. p. 12.
- STOKOE, K. H.; RIX, G. J.; NAZARIAN, S. In situ seismic testing with surface waves. In: **12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1989.
- TAIOLI, F. Fonte sísmica de pequeno diâmetro para ensaios entre furos de sondagens ("crosshole"). **Revista Brasileira de Geofísica**, SciELO Brasil, v. 19, p. 97–106, 2001.
- TEIXEIRA, R. S. et al. Caracterização geológico-geotécnica do campo experimental de engenharia geotécnica "prof. saburo morimoto" da universidade estadual de londrina (uel). In: **I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense**. Maringá/PR: UEM, 2003. p. 165–182.
- TOWNSEND, F. C. **The Influence of Sesquioxides on Some Physico-Chemical and Engineering Properties of a Lateritic Soil**. Tese (Doutorado) — Oklahoma State University, 1970.
- TUNCER, E. R. **Engineering Behavior and Classification of Lateritic Soils in Relation to Soil Genesis**. Tese (Doutorado) — Iowa State University, Ames, Iowa, 1976.
- VALLERGA, B. A.; RANANANDANA, N. Characteristics of lateritic soils used in thailand road construction. **Highway Research Record**, n. 284, p. 85–103, 1969.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of piles. In: **Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Zurich: [s.n.], 1953. v. 2, p. 84–90.
- VARGHESE, T. Monograph. **Laterite Soils and Their Management**. Vellayani: Department of Soil Science, Kerala Agricultural University, India, 1987. 129 p.
- VARMA, S. S. et al. Behaviour of lateritic soils – a characterisation study. **International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology**, v. 9, n. 3, p. 1168–1175, 2020.
- VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L. Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa. **Revista Pavimentação**, v. 43, n. 2, p. 16–37, 2017.
- VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L. **Pavimentação de Baixo Custo para Regiões Tropicais: Projeto e Construção - Novas Considerações**. 1. ed. Florianópolis: Tribo da Ilha, 2019. 544 p.
- VILLIBOR, D. F. et al. **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas: Bases Alternativas com Solos Lateríticos e Gestão de Manutenção de Vias Urbanas**. 2. ed. São Paulo, Brazil: Arte & Ciência, 2009. 196 p.

VITALI, O. P. M. **Desenvolvimento de um sistema para realização de ensaios sísmicos down-hole em conjunto com o CPT**. Dissertação (Dissertação de Mestrado em Geotecnia) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

WINTERKORN, H. F.; CHANDRASEKHARAN, E. Laterite soils and their stabilization. In: **Volcanic ash and laterite soils in highway construction**. [S.l.]: Highway Research Board, 1951. (Highway Research Board Bulletin, 44), p. 10–29.

ZORZI, C. Trabalho de Conclusão de Curso, **Caracterização dos Solos Tropicais Lateríticos para Reforço de Pavimentos**. 2008. 62 p. Graduação em Engenharia Civil.