

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Hugo Carlos Scheuermann Filho

**ESTACAS DE CONCRETO EMBUTIDAS EM ROCHA:
ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA**

Porto Alegre
julho 2016

HUGO CARLOS SCHEUERMANN FILHO

**ESTACAS DE CONCRETO EMBUTIDAS EM ROCHA:
ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Nilo Cesar Consoli

HUGO CARLOS SCHEUERMANN FILHO

**ESTACAS DE CONCRETO EMBUTIDAS EM ROCHA:
ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2016

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph. D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph. D. pela Concordia University, Canadá

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Ricardo Bergan Born (UFRGS)
Me. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos os professores que, de alguma forma, contribuíram muito para a minha formação acadêmica, em especial ao Prof. Nilo Cesar Consoli, por toda a ajuda e orientação durante o trabalho e à Prof.^a Carin Maria Schmitt, pelo excelente trabalho realizado durante a disciplina de TCC 1.

Agradeço à minha família por ter me propiciado todas as condições necessárias para que eu me dedicasse única e exclusivamente à vida acadêmica.

Agradeço à minha namorada pelo apoio durante toda a realização deste trabalho.

RESUMO

O avanço tecnológico relativo às técnicas de escavação e perfuração em rochas, especialmente nos últimos 30 anos, tem possibilitado a execução de estacas escavadas embutidas em rochas com uma boa relação carga suportada/custo unitário. Nesse contexto, diversos pesquisadores vêm propondo metodologias com o intuito de analisar a capacidade de carga e prever o comportamento mecânico dessas estruturas quando solicitadas, de modo a satisfazer, além de todos os pré-requisitos de estabilidades internas e externas, os ligados, também, aos níveis de deslocamentos admissíveis em estruturas correntes. Entretanto, embora as rochas pareçam, à primeira vista, materiais extremamente resistentes e seguros para o assentamento de uma fundação, deve-se atentar para o fato da presença de descontinuidades das mais variadas naturezas na estrutura interna dos maciços rochosos, as quais exercem influência direta nas suas propriedades mecânicas, podendo essas ser sensivelmente diferentes às da rocha intacta. Em face disso, é fundamental que os métodos de análise considerem, de alguma forma, esses efeitos, sendo imprescindível, ainda, atrelar a análise da capacidade de carga à estimativa dos deslocamentos do par estaca-rocha. Portanto, o presente trabalho consistiu num estudo das diferenças obtidas a partir da aplicação de distintas abordagens de análise e de modelagem das capacidades resistivas e do comportamento carga-deslocamento para duas provas de carga em escala real, sendo feitas comparações entre os valores estimados pela utilização dessas abordagens com os efetivamente verificados durante os ensaios. Destacam-se, dentre essas, o Método Brasileiro de Cabral-Antunes, todas as metodologias abordadas por Carter e Kulhawy e o Método de Rowe e Armitage.

Palavras-chave: Estacas Embutidas em Rochas.
Fundações em Rochas
Rochas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho	14
Figura 2 – Representação simplificada do ciclo das rochas.....	18
Figura 3 – Efeito das descontinuidades na estabilidade de uma fundação.....	21
Figura 4 – Representação do interior de um maciço rochoso	23
Figura 5 – Comportamento típico de rocha intacta submetida a ciclos de carga	26
Figura 6 – Teste de placa em gneiss	28
Figura 7 – Medida do comprimento de testemunhos de rocha	39
Figura 8 – Diagrama para determinação do GSI	43
Figura 9 – Representação idealizada de um maciço rochoso	44
Figura 10 – Relação entre S e αE	47
Figura 11 – Relação entre RQD e descontinuidades em um testemunho de rocha	47
Figura 12 – Relação entre RQD e αE	48
Figura 13 – Comportamento idealizado de estaca embutida em rocha	55
Figura 14 – Detalhe do comportamento do fuste	56
Figura 15 – Mecanismo de deslizamento relativo na interface fuste-rocha	57
Figura 16 – Processo idealizado de falha em estaca embutida em rocha	60
Figura 17 – Coeficiente I_p	72
Figura 18 – Porcentagem de carga resistida pela base segundo Mattes e Poulos	73
Figura 19 – Coeficiente de recalque I	74
Figura 20 – Coeficiente de redução $(RF)_p$	75
Figura 21 – Porcentagem de carga resistida pela base segundo Rowe e Armitage	76
Figura 22 – Estaca “ideal” de Carter e Kulhawy	77
Figura 23 – Comportamento mecânico idealizado por Carter e Kulhawy	78
Figura 24 – Seção de uma estaca quando comprimida	78
Figura 25 – Camada de solo sobrejacente à rocha	91
Figura 26 – Modos de falha em maciços rochosos	101
Figura 27 – Fatores de carga	102
Figura 28 – Fator de carga N_{cr}	103
Figura 29 – Fator de correção J	104
Figura 30 – Fator de carga $N_{cr'}$	112
Figura 31 – Valores de referência para $\tau_{m\acute{a}x}$	116
Figura 32 - Valores de referência para $\tau_{m\acute{a}x}$ conforme a qualidade da rocha	117
Figura 33 – Valores de referência para a capacidade máxima de suporte na ponta	118

Figura 34 – Valores de referência para a capacidade máxima de suporte na ponta limitados pelo GSI	119
Figura 35 – Valores de referência para o N_{cr} relacionados com o GSI	120
Figura 36 – Resultados típicos de um teste com uma O-cell	125
Figura 37 – Instrumentação usual do teste de Osterberg	127
Figura 38 – Regiões da curva carga-deslocamento	131
Figura 39 – Perfil estatigráfico para o caso 1	137
Figura 40 – Gráfico carga-deslocamento da prova de carga 1	138
Figura 41 – Distribuição das cargas ao longo da estaca da prova de carga 1	140
Figura 42 – Resistências laterais unitárias mobilizadas em cada nível do subsolo da prova de carga 1	141
Figura 43 – Resistência de base mobilizada na prova de carga 1	142
Figura 44 – Perfil estatigráfico do caso 2	145
Figura 45 – Gráfico carga-deslocamento da prova de carga 2	146
Figura 46 – Gráfico carga-deslocamento para o movimento ascendente	147
Figura 47 – Gráfico carga-deslocamento para o movimento descendente	147
Figura 48 – Distribuição das cargas ao longo da estaca da prova de carga 2	148
Figura 49 – Resistência lateral unitária mobilizada na prova de carga 2	149
Figura 50 – Pressão de contato mobilizada pela expansão da célula de carga	150
Figura 51 – Relação normalizada entre tensão na base e deslocamentos	151
Figura 52 – Representação gráfica da relação carga equivalente superior x deslocamento do topo	152
Figura 53 – Modelo linear de molas aplicado à prova de carga 1	157
Figura 54 – Modelagem a partir do método de Mattes e Poulos da prova de carga 1	158
Figura 55 – Modelagem a partir do método de Rowe e Armitage para a prova de carga 1	159
Figura 56 – Modelo analítico de Carter e Kulhawy aplicado à prova de carga 1	160
Figura 57 – Modelagem a partir do modelo linear de molas para a prova de carga 2	163
Figura 58 – Modelagem a partir do método de Mattes e Poulos da prova de carga 2	164
Figura 59 – Aplicação do método de Rowe e Armitage à prova de carga 2	165
Figura 60 – Modelagem não linear para a prova de carga 2	166
Figura 61 – Modelo analítico de Carter e Kulhawy aplicado à prova de carga 2	167
Figura 62 – Resistências laterais unitárias considerando o efeito das descontinuidades (1)	174
Figura 63 – Relação entre tensões resistentes estimadas e mobilizadas no fuste da estaca (1)	179

Figura 64 – Resistências laterais unitárias considerando o efeito das descontinuidades (2).....	181
Figura 65 – Relação entre tensões resistentes estimadas e mobilizadas no fuste da estaca (2)	185
Figura 66 – Relação entre r_p estimadas e a tensão máxima efetiva na base da estaca	186
Figura 67 – Comparação entre as curvas carga-deslocamento da prova de carga 1	189
Figura 68 – Critério de Brinch-Hansen aplicado à prova de carga 1	190
Figura 69 – Critério de Chin-Kondner aplicado à prova de carga 1	190
Figura 70 – Critério de Decourt aplicado à prova de carga 1	191
Figura 71 – Comparação entre as curvas carga-deslocamento da prova de carga 2	192
Figura 72 – Critério de Brinch-Hansen aplicado à prova de carga 2	192
Figura 73 – Critério de Chin-Kondner aplicado à prova de carga 2	193
Figura 74 – Critério de Decourt aplicado à prova de carga 2	194

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação qualitativa das rochas segundo o RQD	39
Quadro 2 – Classificação qualitativa das rochas segundo o RMR	42
Quadro 3 – Classificação da rugosidade nas paredes do furo de uma estaca	96
Quadro 4 – Características das estacas estudadas	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Notas relativas do RMR	40
Tabela 2 – Ajuste conforme orientação das descontinuidades	41
Tabela 3 – Valores de referência para λ	70
Tabela 4 – Valores de m e s para o critério de falha de Hoek e Brown	105
Tabela 5 – Valores característicos de βp	108
Tabela 6 – Valores indicativos para σ_c	109
Tabela 7 – Comprimento mínimo de embutimento segundo Cabral-Antunes	110
Tabela 8 – Valores alternativos de C	111
Tabela 9 – Fator de redução φ	111
Tabela 10 – Coeficiente de carga N_{ms}	115
Tabela 11 – RMR para a prova de carga 1	136
Tabela 12 – Características geométricas da estaca da prova de carga 1	139
Tabela 13 – Parcelas de carga resistidas ao longo do fuste na prova de carga 1	139
Tabela 14 – RMR para a prova de carga 2	144
Tabela 15 – Valores do E_{rm} para a prova de carga 1	156
Tabela 16 – Valores do E_{rm} para a prova de carga 2	162
Tabela 17 – Resumo dos parâmetros necessários à determinação da resistência de ponta	170
Tabela 18 – Resistências laterais unitárias em termos nominais da prova de carga 1	173
Tabela 19 – Resistências laterais unitárias em termos nominais e com o fator de correção φ para a prova de carga 1	173
Tabela 20 – Resistência de ponta unitária em termos nominais da prova de carga 1	174
Tabela 21 – Resistências laterais de projeto da prova de carga 1	175
Tabela 22 – Resistências de projeto relativas à base da prova de carga 1	176
Tabela 23 – Capacidade de carga de projeto para a prova de carga 1	177
Tabela 24 – Q_d relacionada aos deslocamentos estimados médios e aos reais	178
Tabela 25 – Resistências laterais unitárias em termos nominais da prova de carga 2	179
Tabela 26 – Resistências laterais unitárias em termos nominais e com o fator de correção φ para a prova de carga 2	180
Tabela 27 – Resistência de ponta unitária em termos nominais da prova de carga 2	181
Tabela 28 – Resistências laterais de projeto da prova de carga 2	183
Tabela 29 – Resistências de projeto relativas à base da prova de carga 2	183
Tabela 30 – Capacidades de carga de projeto para a prova de carga 2	184
Tabela 31 – Q_d relacionada aos deslocamentos estimados e reais	184

Tabela 32 – Resumo dos resultados conforme os critérios de avaliação	187
Tabela 33 – Deslocamentos relativos estimados	188

LISTA DE SIGLAS

ASD – *Allowable Stress Design* (tensões admissíveis de projeto)

ELS – Estados Limites de Serviço

ELU – Estados Limites Últimos

FS – Fator Global de Segurança

GPR – *Ground Penetration Radar*

GSI – *Geological Strength Index*

LFRD – *Load and Resistance Factor Design* (estados limites de projeto)

RMR – *Rock Mass Rating*

RQD – *Rock Quality Designation*

%REC – Porcentagem de Recuperação

SPT – *Standard Penetration Test*

LISTA DE SÍMBOLOS

A_p – área da base/ponta da estaca (m²)

A_l – área lateral da estaca (m²)

c' – coesão (MPa)

D – diâmetro da estaca (m)

E_i – módulo de deformação da rocha intacta (MPa ou GPa)

E_{rm} – módulo de deformação do maciço rochoso (MPa ou GPa)

E_p – módulo de deformação da estaca (MPa ou GPa)

ϕ – ângulo de atrito (graus)

G_{rm} – módulo de deformação transversal do maciço rochoso (MPa ou GPa)

G_p – módulo de deformação transversal da estaca (MPa ou GPa)

L_e – comprimento da estaca embutida na rocha / comprimento de embutimento (m)

L_a – comprimento da estaca não embutida na rocha (m)

σ_c – resistência à compressão simples da rocha (MPa)

τ – tensão de cisalhamento ou resistência lateral unitária mobilizada (MPa)

$\tau_{m\acute{a}x}$ – resistência lateral unitária máxima (MPa)

$\varphi_{f,b}$ = coeficiente parcial de segurança relativo ao fuste (f) e à base (b)

φ – fator de redução da resistência lateral devido à presença de juntas

r_p – resistência unitária de ponta/base (MPa)

q_{ult} = capacidade de suporte última do maciço rochoso (MPa)

Q_c – carga de compressão aplicada ao topo da estaca (MPa ou GPa)

Q_d – capacidade de carga de projeto (MPa ou GPa)

Q_u – capacidade de carga última (MPa ou GPa)

$R_{n,f,b}$ – resistência nominal do fuste (f) e base (b) da estaca (kN ou MN)

S – espaçamento horizontal médio entre descontinuidades (m)

u_{rm} – deslocamentos radiais do maciço rochoso (mm)

u_p – deslocamentos radiais da estaca (mm)

ν_{rm} – coeficiente de Poisson do maciço rochoso

ν_p – coeficiente de Poisson da estaca

w_c – deslocamento do topo da estaca (mm)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	12
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	12
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	12
2.2.1 Objetivo Principal	12
2.2.2 Objetivo Secundário	12
2.3 PRESSUPOSTO	13
2.4 PREMISA	13
2.5 DELIMITAÇÕES	13
2.6 LIMITAÇÕES	13
2.7 DELINEAMENTO	13
3 NATUREZA DAS ROCHAS	16
3.1 TIPOS DE ROCHAS	17
3.1.1 Rochas Ígneas	18
3.1.2 Rochas Sedimentares	19
3.1.3 Rochas Metamórficas	20
3.2 DESCONTINUIDADES	20
3.2.1 Tipos de Descontinuidades	21
3.2.2 Propriedades Geométricas	22
3.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ROCHA.....	24
3.3.1 Módulo de Deformação	24
3.3.1.1 Módulo de deformação de rochas intactas	26
3.3.1.2 Módulo de deformação dos maciços rochosos	27
3.3.2 Resistência à Compressão	28
3.3.2.1 Resistência à compressão de rochas intactas	28
3.3.2.2 Resistência à compressão de rochas fraturadas	29
3.3.3 Resistência ao Cisalhamento	29
3.3.3.1 Resistência ao cisalhamento de rochas intactas	30
3.3.3.2 Resistência ao cisalhamento de rochas fraturadas	30
3.3.3.3 Resistência ao cisalhamento das descontinuidades	31
4 CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	33
4.1 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA	35
4.1.1 Sondagens	36

4.1.2 Métodos Geofísicos	37
4.2 ROCK QUALITY DESIGNATION	38
4.3 ROCK MASS RATING	40
4.4 GEOLOGICAL STRENGHT INDEX	42
4.5 MODELO GEOMECÂNICO PARA REPRESENTAÇÃO DE UM MACIÇO ROCHOSO	44
5 ESTACAS DE CONCRETO EMBUTIDAS EM ROCHA	49
5.1 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO	50
5.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO	53
5.3 CRITÉRIOS DE FALHA E DE CAPACIDADE DE CARGA	59
5.4 PROCESSO CONSTRUTIVO	62
6 MODELOS PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO CARGA- DESLOCAMENTO	65
6.1 MODELO DE MOLAS	67
6.1.1 Análise Linear	68
6.1.2 Análise Não Linear	70
6.2 MODELOS DO SEMI ESPAÇO (HALF-SPACE MODELS)	71
6.2.1 Modelo de Mattes e Poulos	71
6.2.2 Modelo de Rowe e Armitage	73
6.3 MODELO ANALÍTICO DE CARTER E KULHAWY	76
6.3.1 Análise na Condição Elástico-Linear	78
6.3.2 Análise na Condição de Deslizamento Total	84
7 MÉTODOS PARA ANÁLISE DAS CAPACIDADES RESISTIVAS DE ESTACAS EMBUTIDAS EM ROCHAS	92
7.1 MÉTODO DE ROWE E ARMITAGE	94
7.1.1 Resistência Lateral	95
7.1.2 Resistência de Ponta	97
7.2 MÉTODOS ABORDADOS POR CARTER E KULHAWY	99
7.2.1 Resistência de Ponta	100
7.2.2 Resistência Lateral	106
7.3 MÉTODO BRASILEIRO DE CABRAL-ANTUNES	107
7.3.1 Capacidade de Carga	107
7.3.2 Limitações Construtivas	109
7.4 OUTROS MÉTODOS	110
7.4.1 Resistência Lateral	110
7.4.2 Resistência de Ponta	112

7.4.3 Valores de Referência	115
8 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS	121
8.1 PROVAS DE CARGA CONVENCIONAIS	122
8.2 O-CELL TESTING METHOD	123
8.3 CRITÉRIOS PARA ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA EM TESTES ESTÁTICOS	126
8.3.1 Critério de Davisson	127
8.3.2 Critério de Brinch-Hansen	127
8.3.3 Critério de Chin-Kondner	129
8.3.4 Critério de De Beer	129
8.3.5 Critério de Decourt	130
8.3.6 Critério L1-L2	131
9 PROVAS DE CARGA ANALISADAS	132
9.1 PROVA DE CARGA 1	134
9.1.1 Caracterização Geológica e Geotécnica do Subsolo	134
9.1.2 Características e Resultados do Ensaio	137
9.2 PROVA DE CARGA 2	142
9.2.1 Caracterização Geológica e Geotécnica do Subsolo	143
9.2.2 Características e Resultados do Ensaio	145
10 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA E DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ESTACAS ESTUDADAS	153
10.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO CARGA-DESLOCAMENTO	153
10.1.1 Prova de Carga 1	156
10.1.2 Prova de Carga 2	161
10.2 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA	169
10.2.1 Prova de Carga 1	172
10.2.1.1 Resistência lateral	172
10.2.1.2 Resistência de ponta	174
10.2.1.3 Capacidade de carga de projeto	175
10.2.1.4 Comparativo entre Resistências Estimadas e Mobilizadas na Prova de carga 1	178
10.2.2 Prova de Carga 2	179
10.2.2.1 Resistência lateral	179
10.2.2.2 Resistência de ponta	181
10.2.2.3 Capacidade de carga de projeto	182
10.2.2.4 Comparativo entre Resistências Estimadas e Mobilizadas na Prova de carga 2	185

10.3 ANÁLISE A PARTIR DOS CRITÉRIOS DE FALHA	187
10.3.1 Prova de Carga 1	188
10.3.2 Prova de Carga 2	191
11 CONSIDERAÇÕES FINAIS	195
REFERÊNCIAS	203
APÊNDICE A – Aplicação dos Modelos Lineares	206
APÊNDICE B – Aplicação do Modelo Analítico de Carter e Kulhawy	208
APÊNDICE C – Aplicação do Modelo Não-Linear à Prova de Carga 2	214
APÊNDICE D – Quadro Comparativo Entre as Provas de Carga	216
ANEXO A – Perfis de Sondagem Relativos à Prova de Carga 1	218
ANEXO B – Perfis de Sondagem Relativos à Prova de Carga 2	224

1 INTRODUÇÃO

Fundações podem ser definidas como o subsistema estrutural de uma edificação cujos elementos integrantes compõem a infraestrutura desta, estando embutidos em outro subsistema, o geotécnico (CINTRA et al., 2011, p. 10). Esses dois subsistemas compõem um sistema único, cuja finalidade principal é resistir às solicitações advindas da superestrutura, de modo a garantir um nível adequado de segurança no que concerne os estados limites últimos (ELU), ao atender os pré-requisitos de estabilidades internas e externas, bem como nos estados limites de serviço (ELS), apresentando deformações aceitáveis sob as condições de trabalho (VELLOSO; LOPES, 1998, p. 212).

Comumente, dividem-se os tipos de fundações em dois grandes grupos, as profundas e as superficiais, sendo que a diferença entre estas, segundo Velloso e Lopes (1998, p. 212), reside no mecanismo de ruptura de base, o qual, nas profundas, não atinge a superfície do terreno. Alternativamente, é usual agrupá-las de acordo com o modo de transferência da carga do elemento estrutural para o maciço de solo ou rocha, o que resulta em fundações diretas, nas quais a carga é transmitida somente pela base, e em fundações por estacas, ou, como são conhecidas em Portugal, indiretas, nas quais a transmissão também se dá por atrito lateral ao longo do fuste (CINTRA et al., 2011, p. 5).

A definição do tipo de fundação a ser adotada em uma edificação qualquer depende da análise de uma série de fatores, sendo que a análise geológica e geotécnica do material componente do subsolo pode ser considerada como o fator preponderante, pois, de acordo com Velloso e Lopes (1998, p. 214), um terreno em que a capacidade de suporte é baixíssima implica, naturalmente, em fundações do tipo estaca. Entretanto, topografia da área, informações sobre construções vizinhas, assim como dados da estrutura a ser construída, como finalidade de uso, sistema estrutural e magnitude das cargas, também são aspectos determinantes na definição de um projeto de fundações (VELLOSO; LOPES, 1998, p. 211). Quando se tem múltiplas alternativas passíveis de serem executadas, procede-se a uma análise de custo benefício, que leva em conta custo e prazo de construção (VELLOSO; LOPES, 1998, p. 214).

Por vezes, o subsolo de uma área na qual se deseja construir uma estrutura qualquer é constituído por camadas de solo, espessas ou delgadas, assentadas sobre uma massa de rocha

ou unicamente por material rochoso. Portanto, assentar as fundações dessa estrutura em rochas deve ser uma alternativa a se considerar, pois, segundo Carter e Kulhawy (1988, p. 1-1, tradução nossa), uma economia significativa pode ser feita ao se construir sobre, ou nesse, tipo de material, já que tendem a suportar cargas muito superiores quando comparadas aos solos, por exemplo.

No entanto, apesar dessa possibilidade de significativa economia, os projetos dessa natureza requerem, além da caracterização geológica do terreno, a utilização de metodologias adequadas (GUSMÃO FILHO, 2003, p. 183). Isso se deve, principalmente, pelo fato das rochas serem elementos naturais heterogêneos, cujas propriedades podem variar consideravelmente, e de os maciços terem tendência a apresentar uma série de descontinuidades e falhas em sua estrutura interna, como fissuras, juntas e planos de acamamento (GOODMAN, 1989, p. 13, tradução nossa).

Estacas escavadas de concreto embutidas em rocha fazem parte dessas alternativas, sendo comumente utilizadas quando não há material com capacidade de suporte adequada próximo à superfície do terreno, sendo antieconômico escavar até encontrar uma camada competente para a execução de uma fundação direta, por exemplo, ou em condições nas quais as cargas, assim como as restrições aos deslocamentos, são bastante expressivas, como é o caso de certas estruturas de grande porte, tais como arranha-céus e pontes (WYLLIE, 1999, p. 249, tradução nossa). Nos projetos desse tipo, há, basicamente, quatro abordagens passíveis de utilização, sendo elas: provas de carga em escala real, adoção de critérios baseados em códigos construtivos, metodologias empíricas e métodos analíticos (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 1-3, tradução nossa).

Naturalmente, essas abordagens requerem, em maior ou menor grau de detalhamento, um programa investigação das condições do subsolo da área, a fim de que se determine um modelo geológico para o maciço rochoso, de modo a caracterizar sua natureza e extensão. Para isso, devem ser avaliados, além do tipo de rocha e suas propriedades físicas, aspectos como a profundidade do material rochoso, seu grau de alteração e características relacionadas às descontinuidades, como o tamanho, a frequência e a distribuição espacial (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 1-3, tradução nossa). Posteriormente, dependendo do tipo de metodologia escolhida para projeto, determina-se um modelo geomecânico capaz de descrever o comportamento do maciço em questão frente aos esforços solicitantes previstos,

possibilitando assim, em conjunto com o projeto estrutural do elemento de fundação, avaliar além da capacidade carga, os deslocamentos do conjunto estaca-rocha (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 2-1, tradução nossa).

De maneira simplificada, esses esforços solicitantes, no caso de uma estaca de concreto embutida em rocha, podem ser de compressão axial, tração axial, carregamento lateral e momento torsor, entretanto é o primeiro que tem relevância destacada. Teoricamente, os esforços de compressão são suportados tanto pelo fuste da estaca, através de mecanismos de atrito e adesão entre o conjunto fundação-rocha, quanto pela sua ponta. Todavia, a proporção relativa entre o que é suportado na parte lateral e o que é pela base tende a ser não uniforme, sendo função, basicamente, da geometria da estaca, da magnitude do carregamento e da rigidez relativa do material da estaca e do maciço rochoso (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-1, tradução nossa; WYLLIE, 1999, p. 251, tradução nossa).

Normalmente, a capacidade de carga das estacas é limitada em função dos deslocamentos admissíveis na superestrutura, mesmo assim, a capacidade última é avaliada a fim de que se tenha uma melhor compreensão dos quesitos relacionados à segurança do projeto (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-1, tradução nossa). De acordo com Wyllie (1999, p. 255, tradução nossa), partindo do princípio que o elemento de fundação é projetado de modo a suportar com eficiência os carregamentos aplicados, a capacidade de carga quanto aos esforços de compressão axial depende, em suma, das propriedades físicas do maciço rochoso, e não da rocha intacta/sã, e das características desse maciço atreladas ao grau de alteração e às discontinuidades presentes.

Se por um lado, há essa série de fatores cuja influência é direta no comportamento mecânico e na capacidade de carga das estacas embutidas em rocha, por outro, existem distintas formas de abordar o problema, estimar e quantificar essa capacidade, cada qual com seus critérios e peculiaridades. O que é certo, entretanto, é que a adoção de uma metodologia em detrimento de outra implicará em diferenças no resultado final do projeto de uma fundação, podendo esse, quando analisado através de óticas distintas, ser bem sucedido ou não. Portanto, o presente trabalho se propõe a analisar essas diferenças, em especial no que diz respeito à capacidade de carga e ao comportamento carga-deslocamento, por meio da comparação entre os resultados de provas de carga em escala real com estimativas obtidas a partir de abordagens teóricas de análise.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: quais as diferenças entre o comportamento mecânico, com enfoque na capacidade de carga, verificado em estacas circulares de concreto embutidas em rocha submetidas à compressão axial, quando comparados os resultados obtidos de provas de carga em escala real com abordagens teóricas de análise e de projeto?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é o estudo das diferenças obtidas através da utilização de distintas abordagens de análise e modelagem da capacidade resistiva e do comportamento carga-deslocamento de estacas circulares de concreto embutidas em rocha quando submetidas a esforços de compressão axial e, também, em relação aos resultados de provas de carga reais.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a apresentação, para cada estaca estudada, de um quadro comparativo contendo os dados geológicos do terreno e os resultados de capacidade de carga pela prova de carga e pelos métodos de estimativa adotados.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que as provas de carga estudadas foram executadas seguindo normas ou recomendações técnicas específicas para esse tipo de estudo, garantindo, assim, a obtenção de resultados confiáveis e passíveis de utilização em projetos de fundações.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que diferenças nos resultados de capacidade de carga podem ocorrer pelo uso de distintas metodologias preditivas e, portanto, a comparação desses com os resultados de provas de carga é muito relevante.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a analisar e comparar os resultados apenas provas de carga realizadas em estacas circulares de concreto embutidas em rocha e submetidas à compressão axial.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) o número reduzido de provas de carga a serem estudadas;
- b) as técnicas de modelagem carga-deslocamento e as metodologias de estimativa para a capacidade e carga, pois não se pretende empregar todas as identificadas na bibliografia;
- c) a determinação indireta dos parâmetros de deformabilidade relativo aos maciços nos quais estão localizadas as provas de carga a serem estudadas.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) descrição do problema;

- c) escolha e caracterização dos casos para estudo;
- d) resultado das provas de carga;
- e) definição dos modelos e metodologias preditivas e de análise;
- f) aplicação desses métodos e modelos;
- g) comparação entre os resultados;
- h) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

Embora representada no diagrama acima como etapa inicial, a pesquisa bibliográfica ocorreu ao longo de todo o período de produção do trabalho. Nessa, foram coletadas todas as informações e dados necessários à realização do trabalho, em especial no que concerne o desenvolvimento dos conceitos teóricos analisados.

A descrição do problema consistiu, basicamente, em uma análise essencialmente teórica, embasada em informações advindas da pesquisa bibliográfica, dos principais aspectos envolvidos no comportamento carga-deslocamento, com ênfase na capacidade de carga, de

estacas de concreto embutidas em rocha, como, por exemplo, natureza das rochas, caracterização dos maciços rochosos e considerações de projeto. Com isso, buscou-se, de maneira geral, compreender e esclarecer o comportamento mecânico do conjunto fundação - rocha quando o elemento de fundação é submetido à compressão axial.

Por meio da pesquisa bibliográfica foram coletados dois casos para estudo que se enquadravam nas diretrizes de pesquisa do trabalho. Portanto, foram selecionadas duas provas de carga, devidamente instrumentadas, inseridas em locais com terrenos (subsolos) adequadamente caracterizados e com as características geométricas (comprimento e diâmetro) apresentadas de maneira clara. Uma vez definidos esses casos, foi possível avaliar os resultados dos ensaios de maneira ampla, isto é, além do comportamento carga-deslocamento, a distribuição das forças resistivas ao longo do fuste e da base das estacas.

Paralelamente à escolha dos casos, foram definidas metodologias para modelar o comportamento carga-deslocamento de estacas embutidas em rocha, bem como métodos de análise e projeto relacionados à capacidade resistiva de fundações desse tipo. Somado a isso, aplicaram-se, às provas de carga estudadas, abordagens para avaliação da capacidade de carga última baseadas em métodos com critérios distintos, tais como extrapolação dos resultados. Posteriormente, uma vez findada a escolha de todos os métodos e modelos citados, esses foram aplicados às estacas estudadas, sendo os resultados com esses obtidos, comparados com os efetivos, isto é, com os realmente verificados nos ensaios.

É essa comparação entre os resultados que deu origem ao objetivo secundário do trabalho, logo, ela serviu de base para a produção do quadro comparativos que contém os resultados efetivamente verificados nas provas de carga com os obtidos pela aplicação dos diversos modelos revisados e aplicados no trabalho. Por fim, considerações foram feitas a respeito dos temas abordados ao longo do trabalho e, principalmente, dos resultados obtidos com os métodos utilizados.

3 NATUREZA DAS ROCHAS

De modo geral, a maioria das rochas consiste na união natural de minerais cristalinos com partículas amorfas, ligadas por meio de diferentes tipos e quantidades de ligantes (JAEGER et al., 2007, p. 7, tradução nossa). Por sua vez, esses minerais são sólidos inorgânicos cuja estrutura interna se caracteriza pelo arranjo ordenado de átomos e íons e, assim como a composição química, as propriedades físicas desses costumam variar dentro de determinadas faixas (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 33). Entretanto, no que diz respeito a algumas propriedades mecânicas das rochas, a relevância dos minerais é reduzida, já que é o material de ligação entre eles e as demais partículas que tende a representar o elo fraco dessa união (JAEGER et al., 2007, p. 7, tradução nossa).

É raro, a não ser quando analisada em uma escala de poucos metros, a estrutura interna de uma massa de rocha ser uniforme e homogênea, pois há uma forte tendência de que nessa existam descontinuidades, tais como fraturas, juntas e planos de acamamento (JAEGER et al., 2007, p. 7, tradução nossa). Portanto, entende-se que se pode definir como **maciço rochoso** uma massa de rocha que apresente tais características, sendo esse constituído por blocos de rochas discretos que apresentam propriedades de uma rocha intacta (FIORI, p. 333).

São essas características relacionadas às descontinuidades, que tornam, em parte, as rochas materiais extremamente distintos quando comparados a outros comumente empregados na Engenharia Civil, por exemplo. Por essas singularidades influenciarem diretamente no comportamento mecânico dos materiais rochosos, esses tendem a se comportar de maneira complexa e de difícil previsibilidade quando solicitados, o que evidencia essa distinção ante outros materiais (GOODMAN, 1989, p. 13, tradução nossa).

O efeito prático dessas descontinuidades pode se manifestar de diversas formas. Goodman (1989, p. 13, tradução nossa) compara o comportamento de uma rocha fraturada, quando comprimida, à compressão de um corpo de prova rompido e atesta que essas fissuras induzem a uma relação não linear entre tensão e deformação, criando uma interdependência entre tensão e propriedades do material e introduzindo o efeito de escala na previsão do comportamento. Uma única fratura em um maciço rochoso, além de restringir a resistência ao cisalhamento na direção paralela ao plano de falha, já é suficiente para reduzir a resistência à

tração na direção perpendicular a esse plano a valores próximos de zero, portanto fica evidente que descontinuidades dessa natureza influenciam tanto ou mais nas propriedades das rochas do que a sua própria composição mineralógica (GOODMAN, 1989, p. 13, tradução nossa).

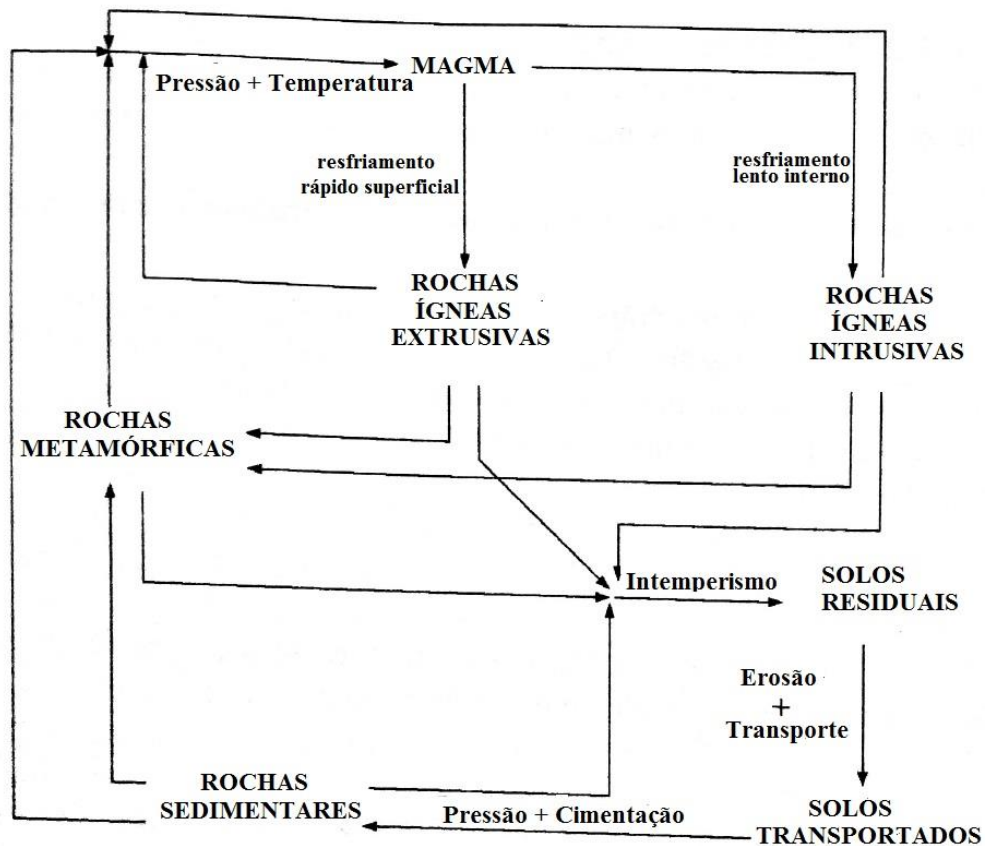
Ainda, contribui para a complexidade das rochas como material de Engenharia, o fato de muitas serem anisotrópicas, pois é natural em rochas nas quais há a incidência de planos de estratificação, xistosidade, foliações ou fissuras que produzam distribuições desiguais de tensões, a verificação de propriedades físicas direcionais (GOODMAN, 1989, p. 13, tradução nossa). Além disso, Goodman (1989, p. 13, tradução nossa) afirma que a anisotropia é recorrente, também, em rochas cuja estrutura interna é relativamente contínua, mas que apresentam orientação mineralógica diferenciada ou histórico de tensões favorável ao aparecimento desse fenômeno.

É em face dessa complexidade, distinção e da inevitabilidade de se trabalhar com materiais rochosos, principalmente em grandiosos projetos de Engenharia, como a construção de barragens e canais, que a Mecânica das Rochas ganhou maior notoriedade no século XX. Porém, tornou-se um ramo específico de pesquisa somente em 1960 e, desde então, uma série de pesquisas e trabalhos têm sido publicados na área (GOODMAN, 1989, p. 1, tradução nossa).

3.1 TIPOS DE ROCHAS

O tipo de rocha, quanto sua classificação genética, define-se a partir do processo de formação dessa. Basicamente, esse processo pode ocorrer pelo resfriamento do magma, pela consolidação de depósitos sedimentares ou por metamorfismo, dando origem, respectivamente, as rochas ígneas, sedimentares e metamórficas (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 33). Embora esse tipo de classificação não dê uma ideia direta a respeito do comportamento mecânico das rochas, como é o caso de outros índices e modos de classificação comum à Mecânica das Rochas, faz-se necessário abordar o tema em virtude de questões práticas e aspectos visuais. A figura 2, a seguir, apresenta um esquema simplificado do ciclo de formação das rochas e dos solos.

Figura 2 – Representação simplificada do ciclo das rochas



(fonte: SALGADO, 2008, p. 71, tradução nossa)

3.1.1 Rochas Ígneas

As rochas ígneas, também conhecidas como magmáticas ou eruptivas, formam-se a partir do resfriamento e consolidação do magma, esse, por sua vez, pode ser definido como uma mistura, em estado de fusão, extremamente complexa, na qual há a predominância de silicatos e substâncias voláteis (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 42). É a profundidade em relação à crosta terrestre, na qual acontece o resfriamento, o fator que define o tipo de rocha ígnea e suas características estruturais. Quando esse ocorre dentro da crosta, o magma resfria lentamente e os minerais acabam por apresentar tamanho médio a muito grosseiro, já que tem tempo suficiente para se desenvolver, portanto, tem-se a formação de rochas ígneas plutônicas (intrusivas) ou hipoabissais, como, por exemplo, os granitos, os gabros, os sienitos e os piroxenitos (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 42).

Por outro lado, se o magma atinge a superfície, o resfriamento acontece de forma rápida, pois em contato com a atmosfera o material fundido perde parte de suas substâncias voláteis,

passando a se chamar lava. Em consequência da velocidade elevada com que se dá esse resfriamento, não há tempo suficiente para o desenvolvimento dos minerais e, devido a isso, eles apresentam textura de grãos finos, o que origina rochas ígneas conhecidas como extrusivas, tais como basaltos, riolitos e andesitos (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 42).

3.1.2 Rochas Sedimentares

Em geral, as rochas sedimentares se formam a partir da compactação ou cimentação de fragmentos. Esses, por sua vez, podem ser partículas ou compostos químicos dissolvidos, oriundos de rochas já existentes e desprendidos dessas pela ação do intemperismo (McREATH et al., 2000, p. 38).

Quando formadas a partir de partículas preexistentes, elas são classificadas como clásticas e tem o seu processo de formação atrelado à diagênese, seja por cimentação ou compactação dessas partículas (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 43). Ainda, as rochas sedimentares clásticas podem ser divididas em dois grandes grupos, um com as formadas por fragmentos de rocha, quartzo, feldspato e argilominerais e outro em que pelo menos 50% dos fragmentos seja de carbonatos (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 55).

No primeiro, enquadram-se as rochas rudáceas, constituídas por grãos grosseiros e muito grosseiros; as arenáceas, formadas por grãos médios; e as lutáceas, formadas por grãos finos (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 55). Já o segundo grupo é formado por calciruditos, calcarenitos, calcisiltitos, *chalk* e calcilutitos, sendo que a classificação também depende do tamanho do grão (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 57).

Quando a formação acontece por meio da precipitação de radicais salinos, como carbonatos, cloretos e sulfatos, oriundos dos processos de intemperismo químico, as rochas sedimentares são classificadas como químicas, sendo que cada rocha pertencente a esse grupo tem a sua composição característica (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 57; McREATH et al., 2000, p. 39). Há também depósitos sedimentares de origem orgânica, que, por compactação ao longo do tempo, acabam gerando o que se conhece por rochas bioquímicas ou pseudo rochas, já que suas partículas agregadas não são minerais (McREATH et al., 2000, p. 39).

3.1.3 Rochas Metamórficas

É a transformação de uma rocha preexistente que dá origem a uma rocha metamórfica, portanto, deverá ocorrer, sem que seja atingido o ponto de fusão dos minerais, um processo geológico de transformação, no qual há, em geral, além do aumento de pressão e temperatura, a ação de fluidos mineralizantes (McREATH et al., 2000, p. 39). Conseqüentemente, as transformações nas rochas estão relacionadas a mudanças de estrutura, de textura, a formação de novos minerais ou a recristalização dos já existentes. O mármore, por exemplo, é fruto de um processo de metamorfismo do calcário, já a gnaiss, origina-se a partir da transformação do granito (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 45).

3.2 DESCONTINUIDADES

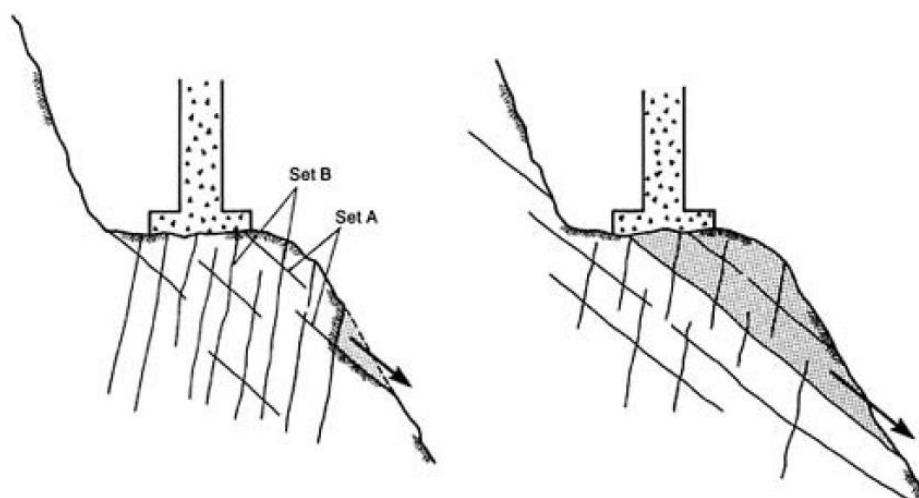
De acordo com Fiori (2015, p. 334), descontinuidades representam, nas rochas, planos de fraqueza ao longo dos quais o material rochoso é, em sua estrutura interna, descontínuo, sendo essas diretamente responsáveis por reduções significativas na resistência de formações rochosas. Num contexto mais amplo, pode-se definir, também, o termo descontinuidade, como quaisquer interrupções na continuidade da rocha nas quais seja nula a resistência à tração (HUDSON; HARRISON, 1997, p. 113, tradução nossa).

No que diz respeito ao processo de formação das descontinuidades em uma rocha, a tendência é que esse se dê ao longo de milhões de anos, pela ação de eventos geológicos variados com capacidade para modificar o estado de tensões da rocha intacta e, conseqüentemente, suas propriedades geométricas e mecânicas (HUDSON; HARRISON, 1997, p. 113, tradução nossa).

No caso fundações embutidas ou assentadas em rochas, por exemplo, as descontinuidades podem ser um fator muito influente no projeto, principalmente se for pequena a relação entre a largura da base da estrutura de fundação e o espaçamento entre essas descontinuidades (GUSMÃO FILHO, 2003, p. 186). Com isso ocorrendo, aspectos como deformação, estabilidade e resistência do maciço rochoso tendem a ser governados pelo comportamento dessas singularidades e não pelo da rocha intacta (HUDSON; HARRISON, 1997, p. 113, tradução nossa).

A figura 3 é um exemplo de como o tamanho e a orientação das descontinuidades podem afetar a estabilidade de uma fundação superficial assentada sobre uma encosta rochosa. A estrutura representada na esquerda apresenta estabilidade e a da direita instabilidade. Em face disso, faz-se necessário, além de avaliar o tipo das descontinuidades, entender suas propriedades mecânicas, geométricas e nível influência exercido por elas no comportamento mecânico do maciço quando carregado.

Figura 3 – Efeito das descontinuidades na estabilidade de uma fundação



(fonte: WYLLIE, 1999, p. 29)

3.2.1 Tipos de Descontinuidades

Segundo Wyllie (1999, p. 27, tradução nossa), é usual nas investigações geológicas caracterizar as descontinuidades de acordo com o modo pelo qual elas se formaram. Dessa maneira é possível, por exemplo, ter uma ideia de suas propriedades e avaliar as condições gerais de um terreno. Nesse contexto, Wyllie (1999, p. 27, tradução nossa) e Fiori (2015, p. 335) definem alguns dos principais tipos de descontinuidades como:

- a) plano de falha: normalmente ocorrem como conjuntos paralelos ou subparalelos de descontinuidades ao longo das quais se observam deslocamentos consideráveis;
- b) plano de acamamento: superfície paralela ao plano de deposição de materiais e sedimentos, podendo ocorrer como interfaces entre diferentes tipos litológicos;
- c) foliação metamórfica: propriedade através da qual as rochas que sofreram algum grau de metamorfismo se partem em fatias e/ou lâminas

paralelas e/ou subparalelas devido à orientação e cristalização de determinados minerais;

d) plano de juntas: descontinuidades nas quais não há movimentos relativos observáveis, normalmente interceptam outros tipos de descontinuidades, sendo formadas pela atuação ou relaxamento de tensões;

e) rachaduras/fissuras: descontinuidades paralelas que se formam em camadas rochosas com qualidades distintas, essas camadas, por sua vez, podem pertencer a uma série de estratos diferentes;

3.2.2 Propriedades Geométricas

Embora as investigações geológicas convencionais sejam fundamentais nas avaliações qualitativas de determinadas áreas, elas tendem a ser insuficientes para, por exemplo, alguns projetos de fundações em rocha situados em terrenos de maior complexidade geológica, tais como encostas ou zonas cársticas (WYLLIE, 1999, p. 27, tradução nossa). Usualmente, elas não caracterizam as propriedades geométricas das descontinuidades, tornando necessária a utilização de algum tipo de investigação complementar específica, de modo que essas propriedades sejam devidamente descritas e caracterizadas. Conforme Hudson e Harrison (1997, p. 116, tradução nossa), as propriedades geométricas mais relevantes das descontinuidades são:

a) espaçamento: é a distância entre descontinuidades adjacentes;

b) frequência: é o número de descontinuidades por unidade de comprimento;

c) orientação: a orientação é representada em função de sua inclinação (dip) e direção (dip direction),

- dip: inclinação máxima da descontinuidade em relação a horizontal;

- dip direction: é o ângulo, medido no sentido horário, que a projeção horizontal da descontinuidade faz com o norte (azimute da descontinuidade).

d) tamanho e forma: podem ser entendidos, em conjunto, como a extensão da descontinuidade no seu próprio plano, incorporando o formato do plano que a delimita;

e) rugosidade: reentrâncias nas superfícies das descontinuidades que, embora normalmente consideradas planas, tem alguma influência no seu comportamento mecânico, já que modificam o ângulo de atrito;

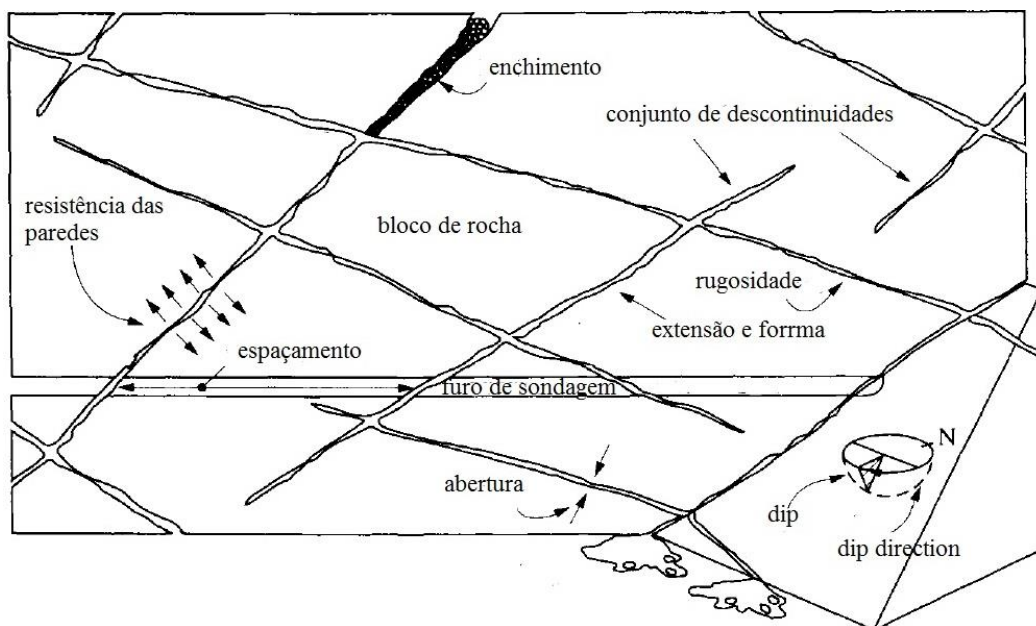
f) abertura: distância perpendicular entre superfícies adjacentes de uma descontinuidade;

g) conjunto de descontinuidades: agrupamentos paralelos ou subparalelos de descontinuidades em um maciço rochoso;

h) tamanho de bloco de rocha: porção da rocha delimitada pelas descontinuidades, em geral, é o parâmetro mais importante em obras de escavações e cortes em rochas.

Ainda, para a obtenção de algumas dessas propriedades, é possível, por exemplo, lançar mão de alguns métodos indiretos, como os que correlacionam tais propriedades com o *Rock Quality Designation (RQD)* ou outros índices de classificação. Na figura 4, a seguir, há a representação de dois planos no interior de um maciço rochoso e das propriedades geométricas mais importantes das descontinuidades.

Figura 4 – Representação do interior de um maciço rochoso



(fonte: HUDSON¹, 1989 apud HUDSON; HARRISON, 1997, p. 116, tradução nossa)

¹ HUDSON, J. A. **Rock Mechanics Principles in Engineering Practice**. London: CIRIA/Butterworths, 1989.

3.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ROCHAS

As propriedades mecânicas de maior relevância das rochas estão relacionadas à resistência e à deformação dessas, no entanto Wyllie (1999, p. 50, tradução nossa) ressalta que, usualmente, o projeto de uma fundação em rocha é governado, não pelos parâmetros da rocha intacta, e sim pelos da rocha alterada, correspondente ao **maciço rochoso**. Ainda, a magnitude e a natureza das solicitações aplicadas em rochas descontínuas, bem como o tipo e o tamanho da estrutura de fundação, tem relação direta com as propriedades mecânicas a serem utilizados no projeto (WYLLIE, 1999, p. 50, tradução nossa).

Em projetos correntes de estacas embutidas em rocha, por exemplo, é necessário estimar, além da resistência da rocha a carregamentos axiais, o deslocamento do conjunto fundação-rocha provocado por esses carregamentos. Essa resistência advirá de uma combinação entre tensões cisalhantes e outros mecanismos, desenvolvidos ao longo do fuste da estaca, e tensões de compressivas de contato, que se desenvolvem na ponta da estaca, logo, faz-se necessário conhecer a resistência da rocha a esforços cisalhantes (resistência lateral) e de compressão (resistência de ponta) (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 2-5, tradução nossa).

Por sua vez, no que diz respeito aos deslocamentos provocados pela ação de um esforço de compressão axial, são os perpendiculares ao plano da estaca que tem maior relevância no projeto, podendo, geralmente, limitar a capacidade de carga do elemento de fundação (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 2-5, tradução nossa). Portanto, é de suma importância compreender a maneira como o maciço se deforma quando solicitado, logo, para isso, é fundamental obter ou estimar o seu módulo de deformação.

3.3.1 Módulo de Deformação

Goodman (1989, p. 179, tradução nossa) define deformabilidade, em uma rocha, como a capacidade dela em se deformar ante a aplicação de um carregamento ou em resposta à supressão de um, como, por exemplo, no caso de uma escavação. Esse parâmetro é extremamente importante em projetos de Engenharia Civil, pois deformações que ocorrem de forma localizada e/ou excessiva, usualmente, implicam no aumento das tensões no interior de uma estrutura, o que pode vir a ser catastrófico, uma vez que tensões superiores às de projeto

possivelmente provocarão danos irreversíveis a essa estrutura (GOODMAN, 1989, p. 179, tradução nossa).

Embora, por razões diversas, o risco de danos seja inerente a qualquer estrutura, na maior parte dos projetos de fundações em rocha, as cargas aplicadas se encontram dentro do limite elástico dos maciços, logo os deslocamentos tendem a ser de pequena magnitude e ocorrem no momento de aplicação dessas cargas (WYLLIE, 1999, p. 52, tradução nossa). Todavia, há casos nos quais as solicitações nas fundações são bastante expressivas e/ou a rocha se encontra bastante alterada e, conseqüentemente, fragilizada, portanto a possibilidade de ocorrerem deslocamentos excessivos tende a ser mais elevada.

Ainda, algumas rochas apresentam comportamento visco-elástico, ou seja, as deformações dessas estão suscetíveis à influência do tempo e, em resposta as tensões atuantes, ocorrem de forma lenta e contínua, por meio de um fenômeno comportamental conhecido como *creep* (WYLLIE, 1999, p. 87, tradução nossa; GOODMAN, 1989, p. 202, tradução nossa). Essas tensões, se mantidas abaixo de determinado nível, implicam somente em deformações elásticas instantâneas, seguidas de deformações que tendem a diminuir ao longo do tempo (*creep* primário) (WYLLIE, 1999, p. 87, tradução nossa). No entanto, ao passo que as tensões aumentam, os deslocamentos podem acontecer de forma constante ao longo do tempo (*creep* secundário) ou, até mesmo, de maneira crescente (*creep* terciário), caso as tensões estejam próximas às da resistência da rocha (WYLLIE, 1999, p. 87, tradução nossa).

De maneira geral, qualquer tipo de rocha pode vir a apresentar esse tipo de comportamento, porém, em função do *creep* estar relacionado à estrutura mineralógica da rocha, ele tende a ocorrer de maneira distinta em cada uma. Goodman (1989, p. 203, tradução nossa) destaca que nas rochas de menor resistência, como xistos e arenitos, esse tipo de comportamento pode ocorrer para baixos níveis de tensão, mesmo nos maciços com baixos níveis de alteração. Já as rochas mais resistentes, como alguns granitos e gnaisses, tendem a se comportar como materiais visco-elásticos somente quando bastante fraturadas, pois, para certos níveis de estresse, há uma tendência de modificação na rede de fissuras (GOODMAN, 1989, p. 203, tradução nossa).

Em face das adversidades ligadas à possibilidade de deformação dos maciços quando solicitados, é fundamental a adoção de critérios coerentes, principalmente em fase de projeto. Os valores estimados para o módulo de deformação da rocha devem considerar as **condições**

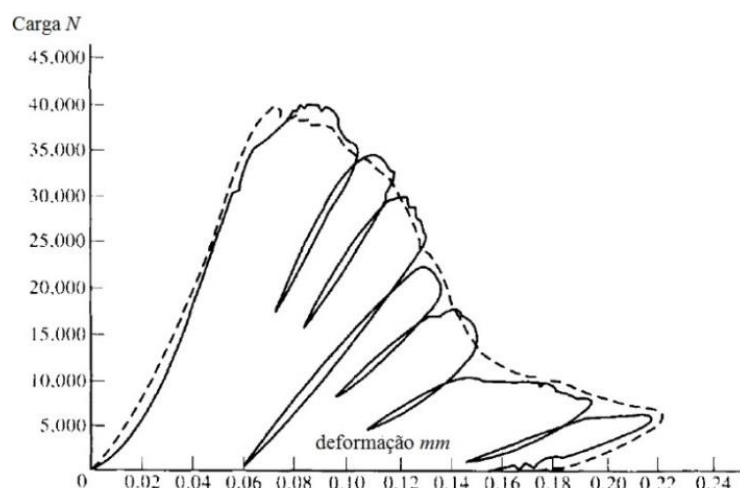
reais da rocha, isto é, devem refletir as condições do maciço rochoso de modo a permitir uma compatibilização entre os deslocamentos admissíveis da superestrutura com os deslocamentos do par fundação-rocha.

3.3.1.1 Módulo de deformação de rochas intactas

Segundo Wyllie (1999, p. 53, tradução nossa), a forma usual de se medir o módulo de deformação, em laboratório, é a partir de amostras intactas de rocha provenientes de sondagens. O teste, em geral, consiste na compressão simples de amostras devidamente preparadas, segundo recomendações técnicas específicas, e equipadas com medidores ou extensores capazes de registrar as deformações axiais e laterais dessas ao longo do teste (GOODMAN, 1989, p. 184, tradução nossa).

Rotineiramente, assume-se que as amostras de rochas intactas sejam isotrópicas e tenham comportamento elástico quando comprimidas até determinados níveis de tensão, logo, não apresentam deformação residual quando descarregadas. Porém, esse comportamento muda quando submetidas a níveis de tensão mais elevados e a ciclos contínuos de carga e descarga, assim, deformações permanentes e mudanças irreversíveis podem ser observadas, como representado na figura 5 (JAEGER et al., 2007, p. 83, tradução nossa).

Figura 5 – Comportamento típico de rocha intacta submetida a ciclos de carga



(fonte: BIENIAWSKI², 1968 apud HUDSON; HARRISON, 1997, p. 88, tradução nossa)

² BIENIAWSKI, Z. T.; The effect of specimen size on compressive strenght of coal. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science**. [S.l.], v.5, p. 325-335, 1968

3.3.1.2 Módulo de deformação dos maciços rochosos

De maneira geral, testes realizados, tanto em campo quanto em laboratório, indicam que rochas descontínuas/fraturadas se comportam de forma inelástica, apresentando deformações residuais e variações no módulo de deformação ao longo de ciclos de carga e descarga. Segundo Wyllie (1999, p. 56, tradução nossa), ao passo que a carga é aplicada e as tensões aumentam, há uma tendência do fechamento progressivo das discontinuidades e consequente aumento no módulo de deformação, até que esse atinja determinado limite. Quanto às deformações, essas são permanentes e resultam, tanto desse fechamento de fissuras, quanto do esmagamento da rocha em áreas de grande concentração de tensões. Esse comportamento é verificado na figura 6, que apresenta o resultado de um teste de placas *in situ* em gneiss.

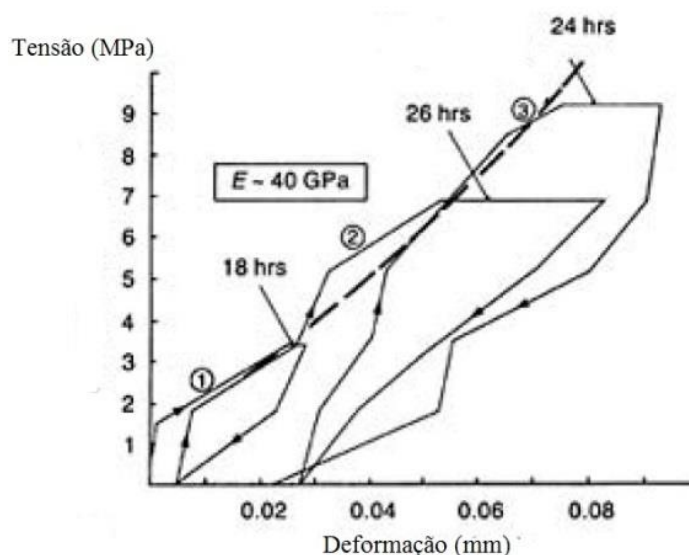
Os métodos mais utilizados, *in situ*, para a determinação do módulo de deformação de maciços rochosos (E_{rm}) envolvem, geralmente, o uso de testes de placas (*plate load tests*) e/ou *jacking tests* (HOEK; DIEDERICHS, 2006, p. 204, tradução nossa). Basicamente, esses consistem na aplicação de cargas, a partir desses dispositivos, sobre uma superfície rochosa pré-preparada do maciço e a medição dos respectivos deslocamentos provocados na rocha. O modo como são verificados esses deslocamentos, no entanto, afeta sensivelmente a análise do módulo de deformação e, portanto seu valor.

Em virtude do fechamento das eventuais fraturas e fissuras presentes no maciço devido à ação dos carregamentos iniciais, a medição inicial do módulo tangente, para essas condições, conduz a valores relativamente baixos para esse parâmetro, sendo esses não correspondentes às propriedades da rocha em si (HOEK; DIEDERICHS, 2006, p. 204, tradução nossa). Consequentemente, é recomendável, além de desconsiderar esse valor medido inicialmente, aferir os deslocamentos em diversos pontos e profundidades da rocha ou, até mesmo, a utilização de métodos alternativos e de maior precisão quando necessário.

Como mencionado, a determinação do módulo de deformação para maciços rochosos é complexa e, normalmente, onerosa, portanto Goodman (1989, p. 198, tradução nossa) destaca que, para fins práticos, é usual a adoção de abordagens indiretas nessa avaliação, isto é, a utilização de relações empíricas entre o módulo de deformação e alguns índices de classificação de maciços rochosos, tais como o *Rock Quality Designation* (RQD) e o *Rock Mass Rating* (RMR). Geralmente, abordagens dessa natureza subestimam o valor do E_{rm} , no

entanto uma caracterização adequada do maciço é necessária para que possam ser feitas tais correlações.

Figura 6 – Teste de placa em gneiss



(fonte: BENSON³, 1970 apud WYLLIE, 1999, p. 56, tradução nossa)

3.3.2 Resistência à Compressão

A resistência à compressão é um importante parâmetro de projeto para fundações em rocha, influenciando, por exemplo, em diversos índices de classificação qualitativa dos maciços rochosos e metodologias teóricas para a capacidade de carga de estacas. Porém, Wyllie (1999, p. 64, tradução nossa) afirma que em muitos casos não é necessário medir precisamente essa grandeza, bastando, além da observação local das condições da rocha, simples ensaios de campo que permitam a correlação entre ela e algum desses índices. É certo, entretanto, que projetos mais complexos, envolvendo estruturas de médio/grande porte e/ou maciços extremamente alterados, vão requerer uma abordagem diferenciada e mais cuidadosa.

3.3.2.1 Resistência à compressão de rochas intactas

Comumente, determina-se a resistência à compressão de rochas intactas a partir de testes bastante simples, como o ensaio de compressão simples e o ensaio de ponta. O primeiro é

³ BENSON, R. P. **Rock mechanics aspects in the design of the Churchill Falls underground power-house, Labrador.** 1970. 316 f. Phd Thesis – Univ. of Illinois, Illinois, 1970.

realizado em máquinas de compressão e conduz a resultados mais precisos, no entanto, pela necessidade de padronização dimensional dos corpos de prova, ele tem maior complexidade executiva (WYLLIE, 1999, p. 66, tradução nossa). Já o segundo é extremamente simples, podendo ser executado com amostras não padronizadas e em pequenas máquinas de testes (WYLLIE, 1999, p. 66, tradução nossa).

Para fins práticos, pode-se relacionar à resistência por penetração de ponta à resistência à compressão simples. Segundo Wyllie (1999, p. 66, tradução nossa), essa relação está entre 0,05 e 0,04, porém não é raro encontrar variações fora desse intervalo, principalmente em rochas anisotrópicas.

3.3.2.2 Resistência à compressão de rochas fraturadas

Ao contrário das rochas intactas, a avaliação em laboratório da resistência à compressão de rochas que apresentam descontinuidades é bastante complexa. Não é trivial obter amostras fraturadas que representem de maneira fidedigna as condições de um maciço rochoso cuja estrutura interna é descontínua. Portanto, lança-se mão de relações empíricas entre a resistência à compressão de rochas intactas com as características das descontinuidades, a fim de se obter estimativas para, por exemplo, a capacidade de suporte de determinada região de um maciço rochoso, (WYLLIE, 1999, p. 68, tradução nossa).

3.3.3 Resistência ao Cisalhamento

Segundo Goodman (1989, p. 56, tradução nossa), as falhas por cisalhamento ocorrem com a formação de uma superfície de ruptura em que as tensões cisalhantes atingem um nível crítico, provocando o deslizamento dessa superfície ao longo da rocha. A probabilidade de ocorrência de falhas desse tipo é mais alta, por exemplo, em fundações assentadas próximas a encostas, como mostra a figura 3, no caso de maciços extremamente alterados e/ou fraturados e quando as fundações são carregadas lateralmente (GOODMAN, 1989, p. 56, tradução nossa; WYLLIE, 1999, p. 71, tradução nossa). A avaliação da resistência ao cisalhamento pode ser feita, tanto em rochas intactas quanto em rochas fraturadas e, em alguns casos, nas próprias descontinuidades.

3.3.3.1 Resistência ao cisalhamento de rochas intactas

A resistência ao cisalhamento de rochas intactas, de maneira geral, é descrita de modo satisfatório através da utilização do critério de falha de Mohr-Coulomb (fórmula 1), consequentemente essa pode ser expressa em função da coesão e do ângulo de atrito interno das rochas intactas (GOODMAN, 1989, p. 80, tradução nossa). Em suma, segundo esse critério, a falha ocorre quando uma combinação entre as tensões principais atuantes na rocha provoca uma tensão cisalhante no plano de falha que, subtraída da resistência por atrito, seja igual ou superior à coesão da rocha.

$$\tau = c' + \sigma \tan\phi \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

τ = tensão de cisalhamento atuante no plano de falha;

c' = coesão da rocha;

σ = tensão normal atuante no plano de falha;

ϕ = ângulo de atrito interno da rocha.

3.3.3.2 Resistência ao cisalhamento de rochas fraturadas

As falhas por cisalhamento em um maciço fraturado acontecem de maneira complexa, já que as superfícies de ruptura se propagam de maneira imprevisível, tanto pelas porções de rocha intacta, quanto pelas discontinuidades desse maciço (WYLLIE, 1999, p. 80, tradução nossa). Isso, somado à dificuldade em se testar amostras suficientemente grandes e que sejam representativas das condições reais do maciço, faz com que métodos empíricos sejam utilizados na estimativa do ângulo de atrito interno e da coesão.

Wyllie (1999, p. 80, tradução nossa) destaca a utilização de dois métodos, ambos embasados na caracterização das discontinuidades e resistência da rocha sã. Esses métodos, sucintamente descritos, são:

- a) retro análise: consiste, basicamente, em análises de estabilidade, com fator de segurança unitário, de fundações ou outras estruturas em rocha que tenham falhado. A partir de informações relativas à posição da superfície de ruptura, cargas aplicadas e condição do terreno é possível fazer uma série de testes com diferentes valores para c' e ϕ e, com isso, encontrar valores adequados para projeto;

b) critério de resistência de Hoek-Brown: é um critério empírico não-linear, aplicável à maciços qualificáveis em termos do RMR e do Geological Strength Index (GSI). Segundo esse critério, ao passo que aumentam as tensões normais, o ângulo de atrito interno diminui e a coesão aumenta. A diminuição do primeiro se dá em função do deslizamento progressivo entre os blocos de rocha e o aumento do segundo é resultado de um maior confinamento do maciço.

3.3.3.3 Resistência ao cisalhamento das descontinuidades

No caso de descontinuidades expressivas, nas quais se verificam a possibilidade de ocorrência de falha por cisalhamento, será necessário estimar sua resistência, portanto fatores como ângulo de atrito interno, rugosidade, coesão e condições dos materiais de enchimento, se existentes, deverão ser analisadas. Como alternativa a essas análises, Wyllie (1999, p. 73, tradução nossa) afirma que, em alguns casos, é comum adotar valores para a resistência ao cisalhamento das descontinuidades da ordem de 20% dessa resistência de rochas intactas.

O critério de resistência de Mohr-Colomb também é adequado para esse tipo de problema, no entanto é necessário reavaliar o ângulo de atrito interno, que sofre um acréscimo em função da superfície rugosa das fraturas, e a coesão, a qual pode ser dos materiais de enchimento ou da própria descontinuidade (WYLLIE, 1999, p. 74, tradução nossa). De maneira prática, a avaliação do ângulo de atrito das descontinuidades é feita em função do tipo de rocha, sendo esse geralmente superior a 20° e inferior a 40°. Porém, as asperezas presentes na superfície das descontinuidades contribuem para o travamento entre essas, logo o ângulo médio da inclinação natural das irregularidades superficiais deve ser somado ao ângulo de atrito das descontinuidades (WYLLIE, 1999, p. 72, tradução nossa).

No caso da descontinuidade estar preenchida por outros materiais, como argilas ou fragmentos granulares, é essencial avaliar de que modo esses se distribuem, já que isso influencia diretamente na resistência ao cisalhamento, podendo essa ser governada pela resistência do próprio material de enchimento. Ainda, influencia no comportamento mecânico de descontinuidades preenchidas, o modo como essas se formaram no que diz respeito à ocorrência ou não de deslocamentos posteriores.

Para descontinuidades já submetidas a deslocamentos, como as originadas em zonas de falha, a resistência ao cisalhamento será próxima da residual, portanto a redução nessa será pequena frente a novos esforços cisalhantes (WYLLIE, 1999, p. 75, tradução nossa). Por outro lado, em descontinuidades nas quais não houve deslocamentos, como na maioria das formadas pela

degradação da rocha, as variações de resistência serão maiores, pois as tensões de pico ainda não foram atingidas (WYLLIE, 1999, p. 76, tradução nossa).

4 CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

De acordo com Amir (1986, p. 12, tradução nossa) um maciço rochoso pode ser definido, de maneira simplificada, como o material rochoso em si e seus defeitos, isto é, suas descontinuidades e imperfeições de diferentes naturezas. Portanto, a caracterização geológica e geotécnica de determinado local, para um projeto de fundações, por exemplo, deve seguir um processo investigativo básico, no qual as etapas detalhem progressivamente os parâmetros necessários a esse projeto. Wyllie (1999, p. 97, tradução nossa) divide esse processo em quatro estágios diferentes:

- a) processo de reconhecimento preliminar: estudo de materiais já publicados que contenham características geológicas do local, como pesquisas, relatórios, projetos de fundações próximos, fotos aéreas e mapas geológicos;
- b) seleção do local: mapeamento do terreno, em especial dos afloramentos rochosos, execução de furos teste e classificação preliminar das rochas a partir de índices qualitativos;
- c) investigação preliminar: sondagem com sonda rotativa em locais predeterminados, mapeamento detalhado do terreno e testes em laboratório;
- d) investigação detalhada: sondagens adicionais em locais críticos para o assentamento das fundações, testes em laboratório e testes *in situ*.

Nesse contexto, Zhang (1999, p. 116, tradução nossa) afirma que a caracterização de um maciço rochoso e suas descontinuidades, a fim de que sejam obtidos parâmetros de resistência e deformabilidade, pode ser feita de forma **direta**, isto é, por meio de testes em laboratório e/ou *in situ*, ou de maneira **indireta**. Naturalmente, em virtude da complexidade e custos envolvidos em determinados testes, abordagens indiretas são populares e largamente utilizadas nos projetos correntes. Por isso, Zhang (1999, p. 117, tradução nossa) divide as abordagens indiretas em três grupos, sendo esses:

- a) dedução empírica dos parâmetros de resistência e deformabilidade por meio de correlações com a resistência à compressão simples de testemunhos de rocha intacto e/ou parâmetros qualitativos, tais como o *Rock Quality Designation (RQD)*, *Rock Mass Rating (RMR)* e *Geological Strength Index (GSI)*;

b) idealização do maciço rochoso como um elemento anisotrópico e contínuo, no qual os parâmetros de resistência e deformabilidade são direcionais e refletem as propriedades da rocha e das descontinuidades. Portanto, essas são caracterizadas segundo sua orientação, espaçamento e rigidez normal, sem considerar sua localização específica no maciço;

c) presunção de que as descontinuidades são elementos discretos, sendo possível explicitar seu comportamento relativo a esforços normais e cisalhantes. Essa abordagem é geralmente utilizada na modelagem por meio de métodos de elementos finitos.

As abordagens indiretas revelam a importância das etapas intermediárias que envolvem a classificação e caracterização dos maciços rochosos, já que essas introduzem diversos valores de referência para alguns parâmetros, sendo de suma importância na definição das diretrizes em outras etapas de investigação e, posteriormente, para as fases de projeto. Nessa linha, destacam-se os diversos índices de classificação dos maciços e de rochas intactas.

Por sua vez, no Brasil, a norma brasileira de projeto e execução de fundações, a NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 9), faz apenas um breve comentário com relação às investigações preliminares em terrenos rochosos:

No caso de dúvida quanto à natureza do material impenetrável a percussão, devem ser programadas sondagens mistas (percussão e rotativa). Em se tratando de maciço rochoso, rocha alterada ou mesmo solo residual jovem, as amostras coletadas devem indicar suas características principais, incluindo-se eventuais descontinuidades, indicando: tipo de rocha, grau de alteração, faturamento, coerência, xistosidade, porcentagem de recuperação e o índice de qualidade da rocha (RQD).

Embora existam essas distintas abordagens passíveis de serem utilizadas na caracterização de um maciço rochoso, cada uma com suas peculiaridades, Carter e Kulhawy (1989, p. 2-2, tradução nossa) ressaltam que independente do nível de detalhamento que se objetiva alcançar, qualquer programa de investigação deve ser suficientemente bom de modo a permitir, tanto o desenvolvimento de um modelo geológico do subsolo terreno investigado, quanto o estabelecimento dos parâmetros qualitativos e quantitativos necessários. Dentre os primeiros, destacam-se, além da estatigrafia do terreno, a descrição do tipo de rocha e a caracterização de sua estrutura interna e rigidez/dureza (AMIR, 1986, p. 4, tradução nossa).

Já os aspectos quantitativos podem ser analisados, segundo AMIR (1986, p. 10, tradução nossa), através ótica da rocha em si, como um material único, e/ou por meio da análise do maciço como um todo. Em projetos reais, geralmente se mostra imprescindível à análise

através dessas duas abordagens, distinguindo-se, como propriedades quantitativas relevantes as relativas à resistência e a deformabilidade das rochas.

No que concerne à elaboração de um modelo geológico, esse deve caracterizar o maciço quanto sua natureza e extensão, isto é, deve abordar as características relacionadas à rocha, às discontinuidades e à presença de água no interior da massa de rocha (CARTER; KULHAWY, 1989, p. 2-2, tradução nossa). Quanto às características da rocha, objetiva-se conhecer o tipo e suas principais propriedades físicas, já no que diz respeito às discontinuidades, são suas distribuições espaciais, tipos, tamanhos médios e frequências que interessam (CARTER; KULHAWY, 1989, p. 2-2, tradução nossa).

Modelos geomecânicos, por sua vez, usualmente são necessários em abordagens analíticas, como no caso de um problema de capacidade de carga de uma estaca embutida em rocha, por exemplo (CARTER; KULHAWY, 1989, p. 2-4, tradução nossa). Em geral, nos modelos desse tipo, procede-se a uma série de simplificações em relação ao comportamento do conjunto fundação-rocha, já que limitações são recorrentes, tanto por parte das abordagens matemáticas, quanto na obtenção dos parâmetros e fatores envolvidos no problema e que servirão de base para o modelo em si. Na seção 4.5 há a descrição simplificada de um modelo dessa natureza.

4.1 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA

A investigação geológica de um terreno tem por objetivo fornecer os dados necessários à caracterização geológica desse. Essa se dá tanto em sua superfície, por meio de levantamentos superficiais, quanto no seu subsolo, através da utilização de métodos diretos e/ou indiretos de investigação.

Os levantamentos superficiais consistem, basicamente, na descrição dos solos e rochas encontrados na superfície do terreno e na análise geomorfológica desse, a qual possibilita estabelecer alguns tipos de formações e estruturas geológicas a partir da interpretação do relevo (MACIEL FILHO; NUMMER, 2011, p. 139). Esse tipo de levantamento não tem grande relevância para um projeto de fundações, por exemplo, mas pode ser feito tanto por observações da área com coleta de amostras representativas como por fotografias aéreas especiais.

Por sua vez, as investigações de subsuperfície são indispensáveis para qualquer projeto de fundação. Geralmente, essas são executadas de maneira direta por meio de sondagens, mas podendo, em alguns casos, ser complementadas por métodos indiretos, que são, em suma, métodos geofísicos de investigação.

4.1.1 Sondagens

Há diversos tipos diferentes de sondagens que podem ser realizadas em uma área a fim de caracterizar o seu subsolo, no entanto, para a Engenharia Civil, Maciel Filho e Nummer (2011, p. 141) destacam as mais utilizadas:

- a) sondagem a trado: é executado com um trado, de até 15 metros de comprimento, constituído por lâminas cortantes, espiraladas ou convexas. É o tipo de sondagem de maior simplicidade executiva e menor custo, no entanto não atinge grandes profundidades nem é capaz de perfurar solos de maior resistência, logo, só é indicado para obras de pequeno porte;
- b) poços de inspeção: é uma escavação vertical com seção circular, cujas dimensões permitam o acesso de um observador. Só são executadas em solos, não atingindo profundidades superiores a 20 metros;
- c) galerias: são escavações horizontais, com características semelhantes aos poços de inspeção, indicadas para solos muito resistentes ou rochas;
- d) sondagem à percussão: é o método que permite tanto a obtenção de amostras de solo como índices de sua resistência à penetração, tudo isso a partir da perfuração do solo por golpeamento do fundo do furo e lavagem desse com água. É o ensaio mais comum para a investigação do subsolo em obras de Engenharia e tem a sua versão padronizada, conhecida como *Standard Penetration Test* (SPT), na qual se obtém o número de golpes necessários à penetração de 30 cm do amostrador padrão a partir da queda livre de um martelo de 65 kg de uma altura de 75 cm;
- e) sondagem rotativa: é executada com a utilização de um conjunto moto mecanizado que permite a obtenção de amostras contínuas de materiais rochosos por meio de ação perfurante. A perfuração acontece por forças de penetração e rotação de uma broca, geralmente revestida por diamante ou pastilhas de tungstênio, já a recuperação dos testemunhos de sondagem acontecem pela ação do barrilete. Os testemunhos de sondagem tem diâmetro padronizado, de acordo com o tamanho do equipamento utilizado nesse tipo de sondagem.

Embora existam outros métodos de sondagens em materiais rochosos, como a perfuração por percussão ou cálices de perfuração, a sondagem rotativa é a mais comumente utilizada para

investigação de subsolos constituídos de materiais rochosos. Ela tem extrema importância na caracterização dos maciços, já que a partir dos testemunhos de sondagem é possível determinar ou estimar uma série de parâmetros como o RQD, a frequência das descontinuidades e a porcentagem de recuperação desses testemunhos (% REC) (WYLLIE, 1999, p. 110, tradução nossa).

Ainda, a orientação do furo de sondagem pode ter papel determinante na caracterização geométrica das descontinuidades, particularmente na *dip* e na *dip direction*, pois, em alguns casos, técnicas especiais podem ser requeridas com o intuito de medir esses parâmetros adequadamente (WYLLIE, 1999, p. 112, tradução nossa).

4.1.2 Métodos Geofísicos

A utilização de métodos geofísicos é uma maneira indireta de se determinar algumas características de um maciço rochoso, como profundidade, mudanças no tipo de rocha, presença de descontinuidades e presença de água. Em geral, são utilizados nas fases de verificação de viabilidade de obras de grande porte, como no caso de hidrelétricas e barragens. Segundo Maciel Filho e Nummer (2011, p. 151), os mais utilizados são os seguintes:

a) método da resistividade elétrica: é fundamentado nas variações de condutividade elétrica que os materiais do subsolo podem apresentar. A partir da aplicação de uma corrente elétrica na superfície do terreno, pode-se medir a queda de potencial elétrico e, conseqüentemente, a resistividade aparente dos materiais que compõem o subsolo. Se esse for homogêneo, a resistividade também será, caso contrário, são feitas correlações e é possível ter uma ideia dos materiais que compõem o subsolo;

b) método sísmico de refração: consiste na aplicação de impulsos elásticos na superfície e, com auxílio de geofones, na medição dos intervalos de tempo da propagação desses impulsos. Com isso é possível medir as velocidades de propagação que, quando distintas, tendem a representar interfaces entre materiais diferentes, e avaliar a espessura de cada camada. Assim é possível uma representação aproximada do subsolo do terreno;

c) *ground penetration radar* (GPR): é um método baseado na reflexão de ondas eletromagnéticas, as quais são parcialmente refletidas quando há o contato entre materiais com diferentes permissividades elétricas. É indicado tanto para caracterização de rochas quanto para caracterização de solos.

4.2 ROCK QUALITY DESIGNATION

O *Rock Quality Designation* (RQD) foi proposto em 1963 por D. U. Deere como forma de avaliar qualitativamente locais favoráveis à execução de túneis em um maciço rochoso, esse índice mede, basicamente, a porcentagem de “rocha boa” contida num testemunho de rocha proveniente de uma sondagem rotativa (DEERE, D. U; DEERE D. W, 1988, p. 91, tradução nossa). Essa porcentagem expressa pelo RQD é, segundo Fiori (2015, p. 411, tradução nossa), diretamente proporcional à frequência de faturamento e aos parâmetros de deformabilidade do maciço, o que torna ampla sua utilização em correlações empíricas com parâmetros físicos e, até mesmo, com outros índices de classificação de maciços rochosos.

A aplicação do RQD consiste em somar o comprimento de todas as amostras com comprimento superior a 10 cm, de um testemunho de rocha, multiplicar esse valor por 100 e dividir pelo comprimento total do testemunho, como representado na fórmula 2. Como é uma medida qualitativa, há uma relação entre o valor do RQD, dado em porcentagem, e a qualidade da rocha, essa relação é expressa no quadro 1. A figura 7 é uma representação esquemática de um testemunho de rocha proveniente de uma sondagem rotativa.

$$RQD = (100 \times \sum L') / (L) \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

RQD = Rock Quality Designation;

L' = comprimento das amostras maiores do que 10 cm;

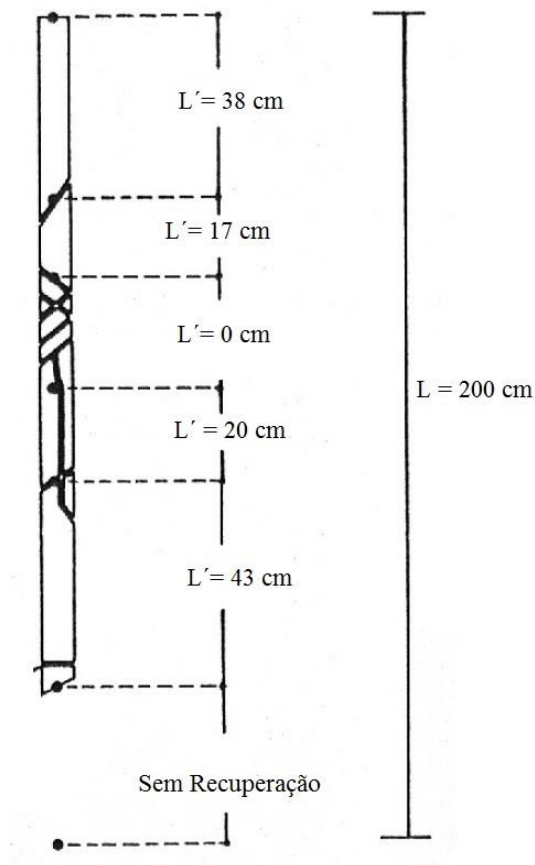
L = comprimento total do testemunho de rocha.

Quadro 1 – Classificação qualitativa dos maciços segundo o RQD

RQD (%)	Qualidade da Rocha
0-25	Muito Fraca
25-50	Fraca
50-75	Razoável
75-90	Boa
90-100	Excelente

(fonte: DEERE; DEERE, 1988, p. 93 ,tradução nossa)

Figura 7 – Medida do comprimento de testemunho de rocha



(fonte: DEERE; DEERE, 1988, p. 93 ,tradução nossa)

4.3 ROCK MASS RATING

O *Rock Mass Rating* (RMR) foi introduzido por Bieniawski em 1973 como um índice para a classificação geomecânica de maciços rochosos. De acordo com Bieniawski (1989, p. 52, tradução nossa), inicialmente esse índice considerava 8 parâmetros, no entanto, após algumas adaptações no decorrer dos anos, passou a considerar 6, sendo eles:

- 1) resistência à compressão simples da rocha intacta;
- 2) Rock Quality Designation (RQD);
- 3) espaçamento entre as descontinuidades (S);
- 4) condição das descontinuidades;
- 5) condição da água subterrânea;
- 6) orientação das descontinuidades.

De acordo com Bieniawski (1989, p. 52, tradução nossa), a aplicação desse índice se dá em regiões relativamente uniformes de um maciço rochoso, divididas de acordo com sua homogeneidade, principalmente no que diz respeito a critérios estruturais. A avaliação feita por esse sistema de classificação é bastante simples, consistindo na análise individual de cada parâmetro, conforme a tabela 1, e posterior soma algébrica das notas dessa avaliação para que se obtenha o valor básico do *Rock Mass Rating* (RMRb), conforme a fórmula 3, apresentados a seguir.

Tabela 1 – Notas relativas ao RMR

Parâmetro		Gama de Valores					
1	Resistência da Rocha Intata (MPa)	à penetração de ponta	>10	4-10	2-4	1-2	indicado teste de compressão axial
		à compressão axial	>250	100-250	50-100	25-50	5-25 1-5 <1
	Nota relativa		15	12	7	4	2 1 0
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25
	Nota relativa		20	17	13	8	3
3	Espaçamento entre descontinuidades (m)		>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06
	Nota relativa		20	15	10	8	5
4	Condição das descontinuidades	Superfícies ásperas	Pouco ásperas	Pouco ásperas	Lisas ou	Ranuras lisas > 5mm	
		Descontínuas	Separção < 1mm	Separção < 1mm	Ranuras < 5mm	Separção > 5 mm	
		Sem separação	Pouco degradadas	Muito degradadas	Separção 1-5 mm	Contínuas	
		Não degradadas	-	-	Contínuas	-	
	Nota relativa		30	25	20	10	0
5	Água Subterrânea	Vazão por 10 m de túnel (L/min)	Nula	<10	10-25	25-125	>125
		pressão de água nas juntas/tensão principal	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
		Condições gerais	Seco	Úmido	Molhado	Encharcado	Corrente de água
		Nota relativa		15	10	7	4

(fonte: BIENIAWSKI, 1989, p. 54, tradução nossa)

$$\text{RMRb} = \sum (np) \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo:

RMRb = Rock Mass Rating básico;

np = nota dos parâmetros, conforme a tabela 1.

O valor final do RMR é ajustado em função da orientação das descontinuidades, conforme a fórmula 4 e a tabela 2, apresentadas na sequência. Esse aspecto relacionado à orientação das descontinuidades é tratado à parte, pois sua influência no comportamento mecânico do maciço é função do tipo de estrutura a ser projetada e de como se avalia, de forma qualitativa, a influência da orientação no desempenho dessa estrutura (BIENIAWSKI, 1989, p. 53, tradução nossa).

$$\text{RMR} = \text{RMRb} + ad \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

RMR = Rock Mass Rating;

RMRb = Rock Mass Rating básico;

ad = ajuste conforme orientação das descontinuidades, conforme a tabela 2.

Tabela 2 – Ajuste conforme orientação das descontinuidades

Orientação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Regular	Desfavorável	Muito desfavorável
Notas	Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Encostas	0	-5	-25	-50	-60

(fonte: BIENIAWSKI, 1989, p. 55, tradução nossa)

Ainda, assim como no RQD, é possível avaliar qualitativamente um maciço rochoso a partir do seu valor de RMR (quadro 2) ou, até mesmo, relacionar o RMR a parâmetros de deformabilidade do maciço rochoso. Além da utilização dos quadros para determinação das notas relativas a cada parâmetro, Bieniawski propôs alguns ábacos relacionando os

parâmetros e as notas relativas a cada um. Desse modo, é possível determinar as notas de forma contínua e não discreta, como é feito com a utilização dos quadros.

Quadro 2 – Classificação qualitativa dos maciços segundo o RMR

RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe	I	II	III	IV	V
Qualidade	Excelente	Boa	Razoável	Fraca	Muito Fraca

(fonte: BIENIAWSKI, 1989, p. 55, tradução nossa)

4.4 GEOLOGICAL STRENGTH INDEX







O *Geological Strength Index* (GSI) é um índice qualitativo de caracterização de maciços rochosos no qual é possível obter um valor a partir da observação visual, tanto de afloramentos rochosos como de escavações e testemunhos de sondagem, das condições qualitativas da superfície, da estrutura interna e das descontinuidades de um maciço rochoso (MARINOS et al., 2005, p. 55, tradução nossa). Esse índice surgiu como forma de preencher lacunas existentes em alguns métodos analíticos que almejavam estimar a capacidade de suporte de maciços fraturados, como é o caso do critério de falha de Hoek-Brown, por exemplo, mas não contavam com alguns parâmetros de entrada adequados.

Embora seja utilizado como parâmetro em diferentes metodologias de uso corrente na Mecânica das Rochas, o GSI, por ser qualitativo e baseado em observações, é sensível ao julgamento do observador. Por isso, esse índice tende a funcionar bem quando utilizado por geólogos experientes e, por ser baseado em aspectos não mensuráveis, pode causar certo desconforto em alguns profissionais da área de Engenharia (MARINOS et al., 2005, p. 62, tradução nossa). Então, o recomendável para casos simples é a determinação do GSI como um intervalo de valores e, para análises maiores e mais complexas, como em um problema analítico envolvendo um maciço, um tratamento estatístico mais refinado (MARINOS et al., 2005, p. 63, tradução nossa).

Há alguns casos, entretanto, nos quais o GSI deve ser utilizado com bastante cautela ou, até mesmo, não deve ser utilizado. Por assumir que os maciços contêm descontinuidades suficientes e aleatoriamente orientadas de modo a tornar o seu comportamento isotrópico, isto é, torna-lo independente da direção de aplicação dos carregamentos, sua utilização em maciços de comportamento extremamente anisotrópico, como no caso de um maciço rochoso

de ardósia, não é recomendada (MARINOS et al., 2005, p. 59, tradução nossa). O diagrama geral para determinação do GSI é representado na figura 8 e relaciona a estrutura interna da rocha com as suas condições de superfície.

Figura 8 – Diagrama para determinação do GSI

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX PARA ROCHAS FRATURADAS A partir das condições litológicas, estruturais e condições superficiais das descontinuidades, estime valores médios para o GSI. Não tente ser muito preciso. Procure estimar o GSI para um intervalo de valores. Essa tabela não se aplica a falhas controladas estruturalmente. Atentar para a presença de água ou humidade nos maciços rochosos, pois essa pode influir no comportamento mecânico, especialmente para rochas cujas condições são ruins ou muito ruins. Ainda, nos casos em que planos de falha/estruturais estão presentes em uma orientação desfavorável, esses irão governar o comportamento mecânico do maciço.		CONDIÇÕES SUPERFICIAIS MUITO BOA superfície dura, não intemperizada. BOA superfície dura, pouco intemperizada. REGULAR superfície relativamente macia, intemperizada e alterada. RUIM superfície bastante alterada, com camada de solo compacta ou presença de materiais granulares. MUITO RUIM superfície extremamente alterada, coberta por argila ou outros materiais.				
ESTRUTURA		QUALIDADE SUPERFICIAL DECRESCENTE →				
 INTACTA OU MACIÇA - testemunho intacto ou maciço com poucas descontinuidades e com grande espaçamento.	90 80			N/A	N/A	
 DIVIDIDA - maciço pouco alterado constituído de blocos cúbicos intertravados formados por um conjunto de 3 descontinuidades.	70	60				
 BASTANTE DIVIDIDA - maciço formado por blocos angulares constituídos por 4 ou mais conjuntos de juntas.		50				
 EXTREMAMENTE DIVIDIDA - maciço constituído por blocos angulares formados por diversos conjuntos de juntas. Presença de planos de estratificação ou xistosidade.		40		30		
 DESINTEGRADA - maciço extremamente fraturado, formado por pequenos blocos de rocha fracamente intertravados.				20		
 LAMINADA/CORTADA - ausência de blocos de rocha devido à xistosidade ou planos de falha.	N/A	N/A			10	
	↓ QUEDA NO INTERTRAVAMENTO DOS BLOCOS DE ROCHA					

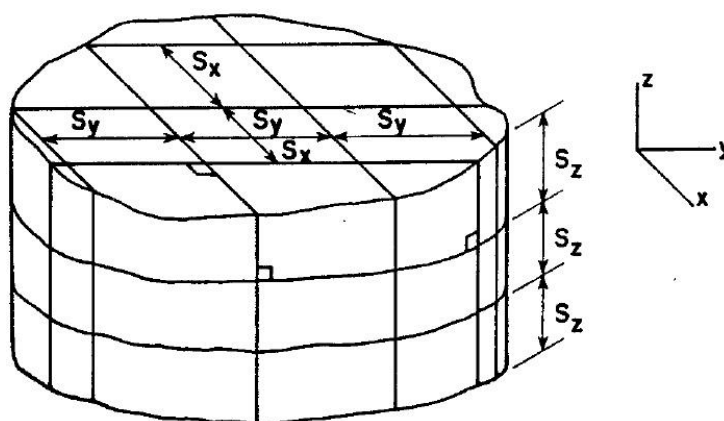
(fonte: MARINOS et al., 2005, p. 57, tradução nossa)

4.5 MODELO GEOMECÂNICO SIMPLIFICADO PARA REPRESENTAÇÃO DE UM MACIÇO ROCHOSO

Abordagens empíricas e/ou analíticas que visam à previsão do comportamento mecânico na Engenharia Geotécnica implicam, necessariamente, na adoção de algum modelo capaz de incorporar, com certa acurácia, as propriedades do material real (CARTER; KULHAWY, 1988, p; 2-4, tradução nossa). Portanto, esse tipo de previsão é diretamente influenciada, não só pelo método de análise utilizado, mas, também, pela sofisticação dos modelos geomecânicos adotados na representação dos materiais envolvidos. Logo, a previsão dos deslocamentos correspondentes à aplicação de cargas em uma estaca embutida em rocha, requer, necessariamente, a idealização do maciço por meio de um modelo que considere as propriedades da rocha, em si, e das descontinuidades presentes.

Carter e Kulhawy (1988, p. 2-5, tradução nossa) afirmam que, por questões práticas, é usual idealizar um maciço descontínuo como um elemento contínuo. Para isso, criaram um modelo no qual um maciço rochoso equivalente é desenvolvido e analisado a partir da combinação entre as propriedades elásticas do material rochoso e de suas descontinuidades. Por sua vez, esse modelo concebe um maciço formado por três conjuntos de descontinuidades ortogonais (figura 9) e define o material rochoso e as descontinuidades a partir de alguns parâmetros físicos. O primeiro é caracterizado através de seu módulo de deformação (E_{rm}), de seu coeficiente de Poisson (ν_{rm}) e de seu módulo de rigidez (G_{rm}) e a segunda é definida a partir de sua rigidez normal (K_n), transversal (K_s) e espaçamento médio em todas as direções (S).

Figura 9 – Representação idealizada de um maciço rochoso



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p 2-7)

As fórmulas a seguir descrevem, respectivamente, o módulo de deformação equivalente, o módulo de rigidez equivalente e o coeficiente de Poisson equivalente para um maciço considerado rochoso ideal considerado **ortotrópico e elástico**. Nessas fórmulas, $i=x, y, \text{ ou } z$; $j = x, y \text{ ou } z$ e $k = x, y \text{ ou } z$.

$$E_{rmi} = \left(\frac{1}{E_i} + \frac{1}{S_i K_{ni}} \right)^{-1} \quad (\text{fórmula 5})$$

Sendo:

E_{rmi} = módulo de deformação equivalente do maciço na direção i ;

E_i = módulo de deformação da rocha intacta;

S_i = espaçamento médio entre as descontinuidades na direção i ;

K_{ni} = rigidez normal das descontinuidades na direção i .

$$G_{ij} = \left(\frac{1}{G_i} + \frac{1}{S_i K_{si}} + \frac{1}{S_j K_{sj}} \right)^{-1} \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

G_{ij} = módulo de rigidez no plano ij ;

G_i = módulo de rigidez da rocha intacta;

$S_{i,j}$ = espaçamento médio na direção i ou j ;

$K_{si,j}$ = rigidez transversal na direção i ou j .

$$v_{ij} = v_{ik} = v_i \frac{E_{rmi}}{E_i} \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

$v_{ij} = v_{ik}$ = coeficiente de Poisson nas respectivas seções transversais;

v_i = coeficiente de Poisson da rocha intacta;

E_{rmi} = módulo de deformação equivalente do maciço na direção i ;

E_i = módulo de deformação da rocha intacta.

Para fins práticos, Carter e Kulhawy (1988, p. 2-6, tradução nossa) ressaltam a importância de se definir um fator de redução (α_E) de modo a representar a relação entre o módulo de deformação do maciço rochoso e o módulo de deformação da rocha intacta.

$$\alpha_E = \frac{E_{rmi}}{E_i} = \left(\frac{E_i}{S_i K_{ni}} \right)^{-1} \quad (\text{fórmula 8})$$

Sendo:

α_E = fator de redução do módulo de deformação;

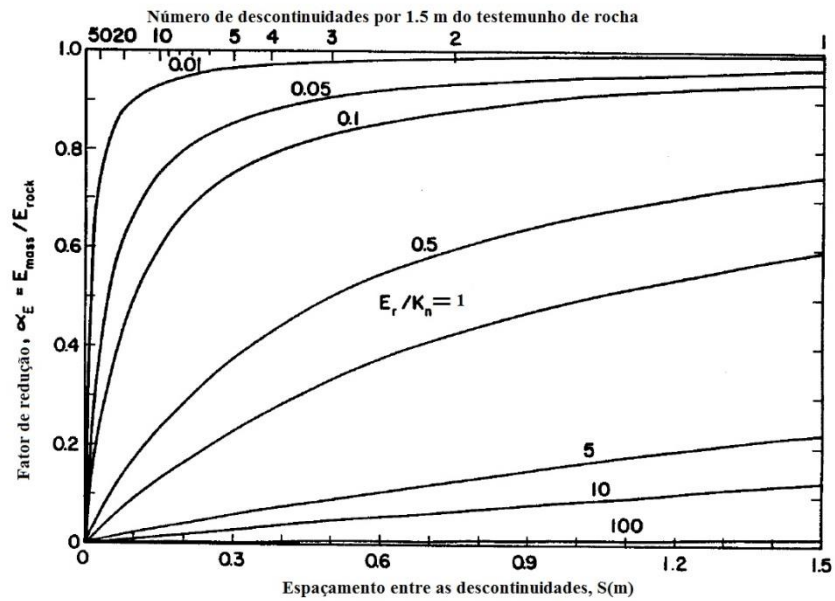
E_{rmi} = módulo de deformação equivalente do maciço na direção i;

E_i = módulo de deformação da rocha intacta;

S_i = espaçamento médio entre as descontinuidades na direção i;

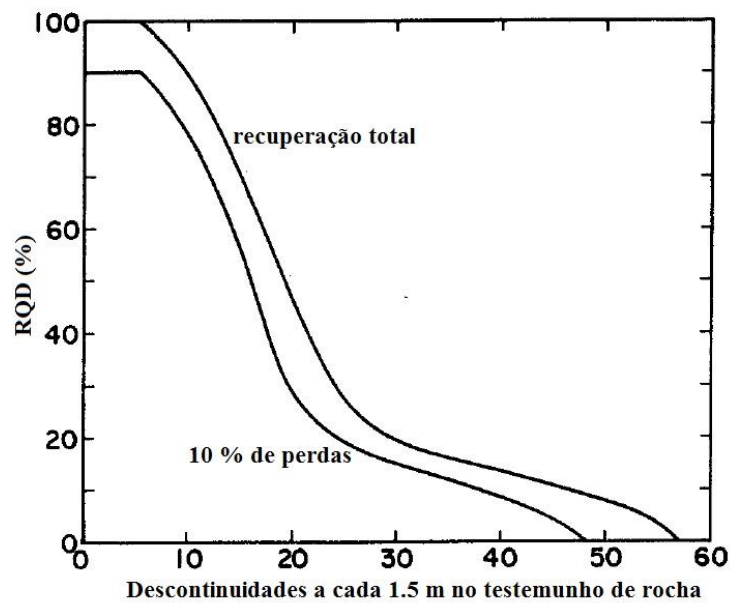
K_{ni} = rigidez normal das descontinuidades na direção i.

Porém, embora essa relação possa ser obtida através da fórmula 8, os autores ressaltam a dificuldade na obtenção direta do espaçamento entre as descontinuidades. Portanto, apresentam alguns ábacos, apresentados nas figuras a seguir, relacionando-o com o *Rock Quality Designation* (RQD).

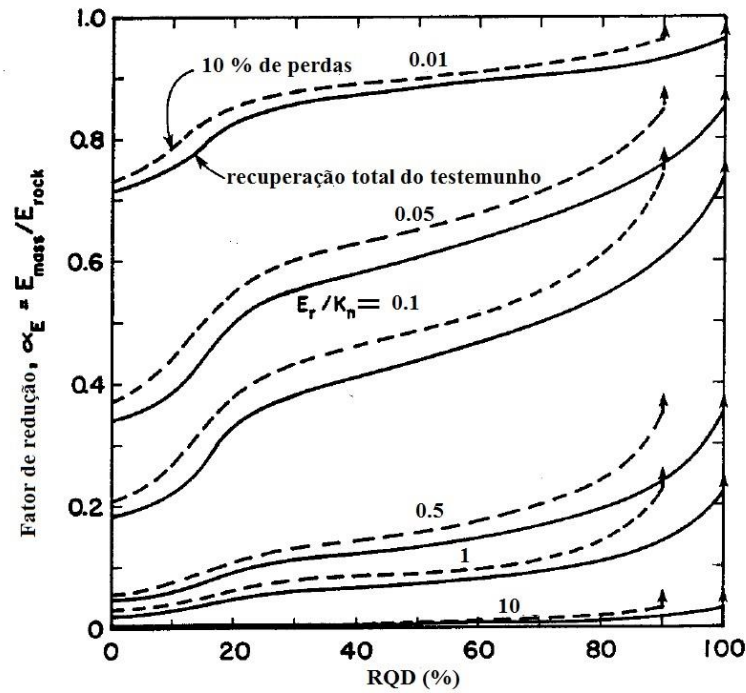
Figura 10 – Relação entre S e α_E 

(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 2-7, tradução nossa)

Figura 11 – Relação entre RQD e descontinuidades em um testemunho de rocha



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 2-8, tradução nossa)

Figura 12 – Relação entre RQD e α_E 

(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 2-8, tradução nossa)

Ainda, Carter e Kulhawy (1988, p. 2-9, tradução nossa) ressaltam que a eficiência desse modelo está relacionada à qualidade dos parâmetros de entrada utilizados, ou seja, à disponibilidade de dados geológicos que permitam uma caracterização adequada do maciço e de suas descontinuidades. Caso esses dados sejam insuficientes e/ou de má qualidade, os autores indicam que o modelo deve ser simplificado de modo a considerar, somente, as descontinuidades na direção z, possibilitando, assim, a avaliação dos deslocamentos nesse sentido, o qual, para o caso de cargas de compressão, é o mais importante e tende a governar o projeto.

5 ESTACAS DE CONCRETO EMBUTIDAS EM ROCHA

Fundações por estacas cravadas, em função de sua relativa simplicidade executiva, são comumente utilizadas em obras de Engenharia há séculos, possibilitando a execução de estruturas diversas. Tomlinson e Woodward (2008, p. 1, tradução nossa) relatam o uso de estacas de madeira em diversas obras da Antiguidade e da Idade Média, como, por exemplo, o uso desse método construtivo por parte dos romanos na construção de pontes e a execução de fundações de grandes igrejas e monastérios com estacas de carvalho. Além disso, desde os seus primeiros usos, critérios puramente empíricos e rudimentares eram adotados na seleção de materiais, basicamente as madeiras, e nas estimativas da capacidade de carga dessas (TOMLINSON; WOODWARD, 2008, p. 1, tradução nossa).

A partir do final do século XIX, com o avanço da tecnologia industrial, materiais mais resistentes e de maior adaptabilidade geométrica, como o aço e o concreto, passaram a ser utilizados de forma majoritária na confecção de estacas em detrimento da madeira (TOMLINSON; WOODWARD, 2008, p. 1, tradução nossa). Naturalmente, isso permitiu, além do suporte de carregamentos mais expressivos, uma ampliação significativa nas pesquisas e trabalhos na área de fundações. Nesse contexto, surgem métodos construtivos inovadores, como é o caso das estacas escavadas, as quais, a partir do uso de equipamentos adequados, podiam ser inseridas em substratos de maior resistência, tornando as estruturas de fundações mais eficientes e confiáveis.

Entretanto, o uso de estacas escavadas embutidas em material rochoso é relativamente recente e de maior complexidade executiva, já que tende a envolver, além da utilização de equipamentos especiais com capacidade para escavar em rocha, investigações mais detalhadas e criteriosas do subsolo (WYLLIE, 1999, p. 269, tradução nossa). Foi somente a partir da década de 1970, em consequência da inevitabilidade de se embutir estacas em rochas, seja por questões ligadas à superestrutura e/ou ao terreno, que pesquisas e trabalhos nessa área passaram a ser desenvolvidos com maior frequência e de modo mais específico.

A opção por estacas escavadas de concreto embutidas em rocha, assim como a escolha por outros tipos de fundações, se dá, em suma, por questões técnicas, relacionadas principalmente ao tipo de terreno e estrutura em questão, e econômicas, basicamente ligadas à relação custo-

benefício e a disponibilidade de recursos. Hoje, o uso mais comum desse tipo de fundação está ligado a estruturas nas quais, assim como as cargas, as restrições aos deslocamentos são bastante expressivas (WYLLIE, 1999, p. 269, tradução nossa). Logo, é usual sua execução como elemento de fundação em estruturas de grande porte como, arranha-céus, grandes pontes e certas obras de arte especiais.

Segundo Carter e Kulhawy (1988, p. 1-1, tradução nossa), essas estacas são executadas mediante escavação de furos cilíndricos, por trados ou brocas especiais, as quais posteriormente são armadas e concretadas no local. Esses furos podem ser escavados inteiramente na rocha, o que caracteriza uma estaca completamente embutida, ou parte em solo e parte em rocha, caracterizando o caso mais comum desse tipo de fundação, uma estaca parcialmente embutida em rocha.

De maneira geral, elas podem estar submetidas tanto a carregamentos axiais, de compressão ou de tração, como a momentos torsores e esforços laterais. Porém, com exceção de estruturas extremamente sensíveis à ação do vento, como as linhas de transmissão, por exemplo, são os esforços de compressão axial que tem relevância destacada e serão abordados nesse trabalho (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 1-1, tradução nossa).

5.1 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Assim como ocorre em outros tipos de fundações, a análise de um problema envolvendo estacas de concreto embutidas em rocha se dá através da definição da magnitude e natureza das cargas e/ou solicitações de projeto e da adoção de um modelo do subsolo, elaborado com base nas investigações geotécnicas do terreno (MILITITSKY et al., 2005, p. 55). Nesse contexto, o projeto deve se enquadrar dentro de critérios de segurança estrutural, isto é, de estabilidade e deformações toleráveis, considerando, também, relação custo-benefício e aspectos relacionados à exequibilidade técnica. Para que esses sejam atendidos, Pells (1999, p. 308, tradução nossa) entende que as considerações a respeito do projeto devem se enquadrar em quatro categorias distintas:

- a) metodologia executiva e controle de qualidade;
- b) conhecimento das propriedades do maciço rochoso;

- c) conhecimento do(s) modelo(s) e critério(s) aplicado(s) para descrever o comportamento mecânico do par estaca-rocha;
- d) adoção de fatores de segurança adequados, sejam esses oriundos da abordagem via carga/tensões admissíveis ou da abordagem por estados limites de projeto.

Ainda, a despeito dessas considerações, esses critérios podem, na maioria dos casos, serem facilmente atendidos pelas distintas abordagens de projeto. O certo, entretanto, é que em função da complexidade do problema, hipóteses simplificadoras acabam por embasar vários conceitos abordados nas metodologias de análise do comportamento mecânico das estacas e da capacidade resistiva dessas, sendo fundamental, para um projeto eficiente, conhecer o teor dessas simplificações (GUSMÃO FILHO, 2003, p. 183).

Muito embora existam diversos métodos teóricos para a análise da capacidade de carga de fundações desse tipo, a utilização de códigos construtivos, especialmente em fases de pré-projeto, é um meio de consulta interessante, principalmente para obtenção de valores de referência relacionados a parâmetros como pressões admissíveis ou módulos de deformação. Esses valores podem ser suficientes para, por exemplo, uma estimativa inicial dos custos executivos de uma fundação, o que pode, até mesmo, acabar por inviabilizar a construção de certas estruturas.

No entanto, apesar de serem comuns em diversos locais, como nos Canadá, Estados Unidos ou Hong Kong, no Brasil não há códigos ou normas específicas para o assentamento de fundações em rochas de maneira geral, tampouco para estacas de concreto embutidas em rocha. A norma brasileira de projeto e execução de fundações, a NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 27), apenas comenta que:

No caso de estacas de grande diâmetro com ponta embutida em rocha por comprimento superior a um diâmetro, a carga na ponta e o atrito lateral nessa região são condicionados pela resistência do concreto e pela resistência e grau de faturamento da rocha.

Essa inexistência de recomendações específicas, juntamente com o desconhecimento das metodologias adequadas ou dos critérios que as influenciam, pode conduzir a projetos de fundações conservadores e, talvez, antieconômicos. Geralmente, subestima-se nesses casos o potencial de rochas como material de fundação, tanto pela insuficiência de conhecimento quanto pelas limitações nas investigações geológicas (GUSMÃO FILHO, 2003, p. 183).

Em geral, o problema de segurança estrutural de fundações desse tipo pode ser abordado através de duas maneiras distintas. A primeira, e mais tradicional, é a abordagem a partir do princípio das tensões/ cargas admissíveis, no qual um fator de segurança global é aplicado à estimativa da capacidade de carga última do par fundação-rocha (fórmula 9) (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2010, p. 10-1, tradução nossa). Teoricamente, esse fator tenciona englobar qualquer variabilidade que pode vir a afetar a capacidade resistiva do elemento de fundação, contudo, a NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 16) estabelece valores da ordem de 3,0 para esse quando são utilizados métodos semi-empíricos.

$$C_{adm} \leq \frac{Q_{ult}}{FS} \quad (\text{fórmula 9})$$

Sendo:

C_{adm} = carga admissível;

Q_{ult} = capacidade de carga última

FS = coeficiente/fator de segurança global.

A segunda é a abordagem através dos estados limites de projeto ou, como conhecida internacionalmente, *load and resistance factor design* (LFRD), e tem um caráter mais probabilístico, já que fatores parciais de segurança (φ_f e φ_b), oriundos de análises dessa natureza, são aplicados aos valores nominais de resistência relativos à base e ao fuste da estaca (fórmula 10).

$$C_d \leq \varphi_f R_{nf} + \varphi_b R_{nb} \quad (\text{fórmula 10})$$

Sendo:

C_d = carga de projeto;

$\varphi_{f,b}$ = fator de resistência para o fuste (f) e para a base (b) da estaca;

$R_{nf,b}$ = resistência nominal do fuste (f) e da base da estaca (b).

Nessa linha, a FHWA (2010, p. 10-12, tradução nossa) recomenda, no que diz respeito à verificação para os estados limites últimos (ELU), valores referentes ao fator de resistência para o fuste (φ_f) e para a base (φ_b) de estacas embutidas em rochas submetidas à compressão axial. Quando as estimativas para as resistências nominais se dão a partir de metodologias preditivas, o primeiro deve se enquadrar no intervalo 0,45-0,55 e o segundo pode ser da ordem de 0,5. Por outro lado, no caso de abordagens baseadas em testes estáticos, esses podem assumir valores de até 0,7. No entanto, embora existam esses e outros valores recomendados para tais coeficientes/fatores, é indispensável o julgamento crítico por parte do projetista quando forem utilizados a fim de que sejam produzidos resultados coerentes com as condições efetivas do local da obra.

5.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO

Quando submetidas à compressão axial, tanto a estaca como a porção do maciço que a cerca, devem ser capazes de resistir adequadamente aos esforços aplicados, isto é, devem atender aos requisitos de estabilidade e deslocamentos admissíveis. Assumindo que o elemento de fundação é projetado e executado adequadamente, de modo a suportar com eficiência as solicitações para as quais é projetado, a transferência da carga da estaca para a rocha pode se dar pelo seu fuste, pela sua ponta/base ou por uma combinação entre essas duas partes (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-1, tradução nossa).

Em certas situações, pode-se optar, a partir da adoção de determinados aspectos construtivos, pelo mecanismo de transferência mais conveniente. Isso ocorre no caso de estacas próximas a túneis, por exemplo, nas quais é recomendável que os esforços sejam transferidos somente pela ponta da estaca, para que não haja a indução de tensões extras nas paredes dos túneis pelas tensões cisalhantes do fuste da estaca, o que possivelmente prejudicaria as estruturas desses (WYLLIE, 1999, p. 269, tradução nossa). Essa condição de transferência pode ser obtida a partir da envoltura do fuste da estaca com um cilindro metálico, o que impediria o contato lateral rocha-concreto e, conseqüentemente, o desenvolvimento da resistência lateral no fuste da estaca.

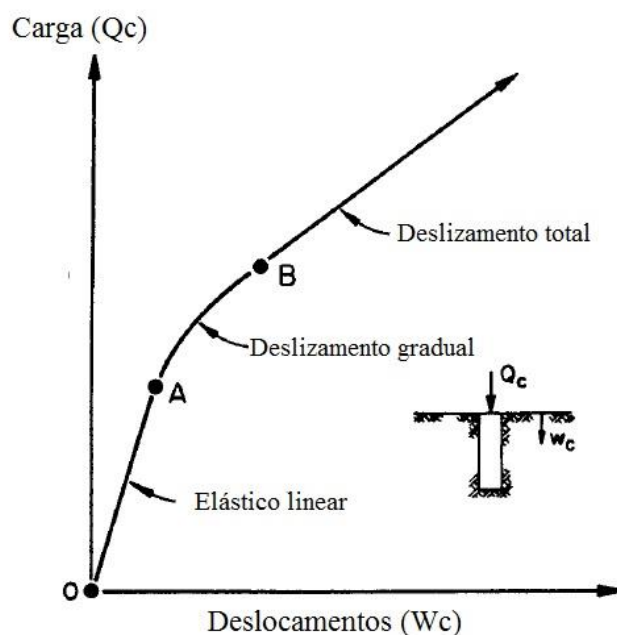
No entanto, o usual nesse tipo de fundação é que a carga seja resistida tanto pela ponta, por pressão de contato, como pelo fuste da estaca, por atrito lateral e outros mecanismos de adesão. Porém, a proporção relativa entre o que é transferido por cada uma dessas partes tende

a ser desigual e depende de uma série de aspectos, dentre os quais, Pells (1999, p. 309, tradução nossa) destaca a relação entre os módulos de deformação do concreto e do material rochoso, o método construtivo adotado, as características geométricas da estaca e a magnitude dos esforços aplicados.

No que diz respeito a essas cargas, Carter e Kulhawy (1988, p. 3-2, tradução nossa) afirmam que, para as de trabalho, é usual que apenas uma pequena parcela seja efetivamente transferida até a ponta, sendo essa, mesmo em estacas relativamente curtas, da ordem de 10% a 20% da carga total aplicada. Nesse contexto, é razoável afirmar que o comportamento de grande parte das estacas embutidas em rochas é, para os esforços de compressão axial de serviço, aproximadamente elástico linear (trecho OA do gráfico da figura 13), sendo os deslocamentos observados oriundos das propriedades elásticas do sistema e as cargas resistidas, quase que em sua totalidade, pelo fuste, através dos mecanismos de adesão desenvolvidos na interface estaca-rocha (JOHNSTON; HABERFIELD, 1992, p. 53, tradução nossa).

Porém, apesar da complexidade dos mecanismos responsáveis pelo desenvolvimento da **resistência lateral** de uma estaca, ao longo de seu fuste, assume-se, usualmente, que essa pode ser descrita pelo critério de Mohr-Coloumb (fórmula 1), sendo a coesão, o ângulo de atrito e a tensão normal referentes a interface fuste-rocha (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-16, tradução nossa). Cabe ressaltar, contudo, a dificuldade na obtenção e mensuração desses parâmetros, especialmente no que diz respeito a situações de campo, em que se verificam condições adversas e variabilidades consideráveis.

Figura 13 – Comportamento idealizado de estaca embutida em rocha



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-2, tradução nossa)

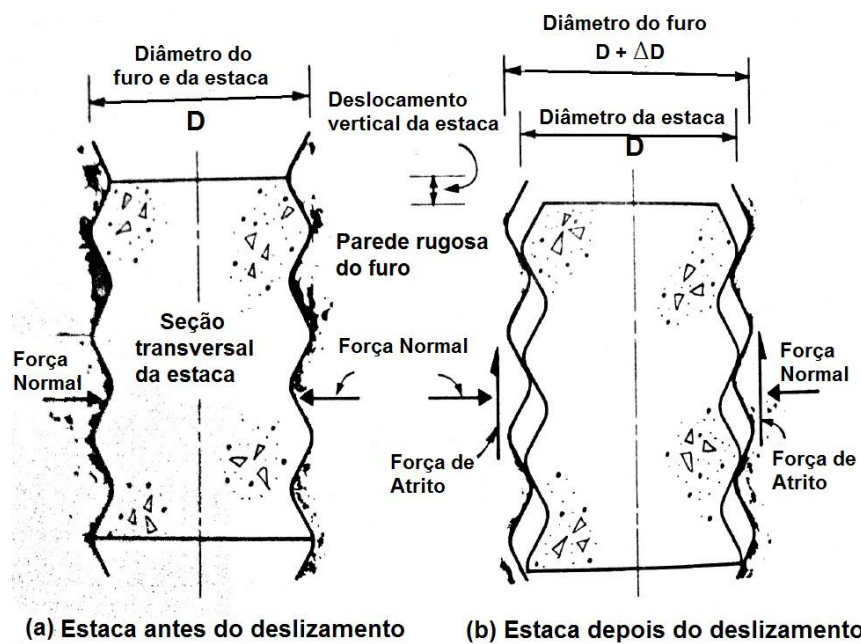
Mesmo que, como destacado acima, grande parte das estacas apresentem comportamento elástico linear para as cargas de trabalho, esse não é imutável, podendo de se transformar à medida que ocorrem incrementos contínuos nas cargas aplicadas com potencial efetivo para ampliar a magnitude dos deslocamentos. Na prática, esse aumento no nível de carregamento implicará no acréscimo da parcela de resistência mobilizada na ponta da estaca, caso ocorra determinado nível de deslizamento relativo entre as interfaces fuste-rocha (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-2, tradução nossa). Detalhadamente, pode-se explicar o comportamento desse mecanismo de resistência a partir do que é exposto nas figuras 14 e 15, apresentadas na sequência.

Inicialmente, antes que haja a aplicação de esforços de compressão axial no topo da estaca, as paredes do furo estão, teoricamente, em total contato com as paredes do fuste da estaca. Entretanto, quando há a aplicação e o aumento contínuo na magnitude desses esforços, o furo da estaca tende a se expandir em decorrência do deslizamento relativo que ocorre entre as interfaces fuste-rocha (figura 14).

Logo, ao passo que o furo continua dilatando, há um acréscimo no nível de tensões que atua no plano normal ao fuste e um decréscimo na área de contato entre as interfaces estaca-rocha, o que faz com que as forças mobilizadas pelos deslizamentos se oponham e acabem por

superar a resistência proporcionada pela superfície rugosa do furo. (JOHNSTON; HABERFIELD, 1992, p. 52, tradução nossa). Isso implica na ruptura do “elo” entre essas interfaces, com conseqüente diminuição da resistência por atrito, deslocamento da estrutura de fundação e mobilização da resistência de base da estaca (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-2, tradução nossa).

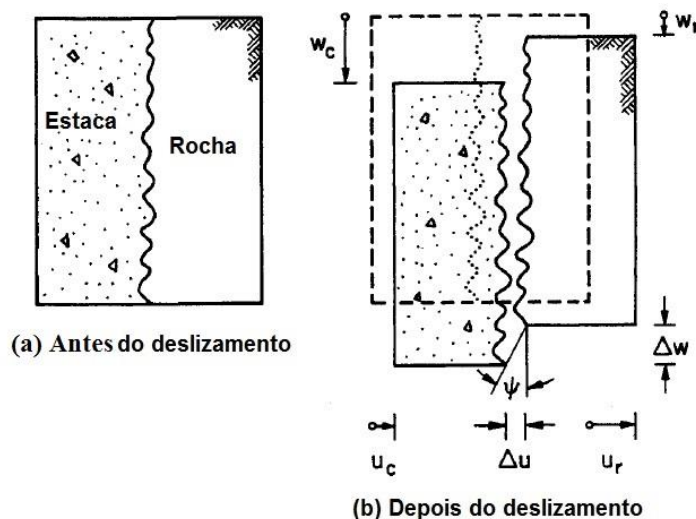
Figura 14 – Detalhe do comportamento do fuste



(fonte: JOHNSTON; HABERFIELD, 1992, tradução nossa)

Ainda, na figura 15, a seguir, esse mecanismo de deslizamento que ocorre entre as interfaces da estrutura de fundação e da parede do furo é apresentado com maior grau de detalhamento. Nessa, a interface está representada com alguns parâmetros relacionados ao movimento de escorregamento que ocorre, destacando-se, entre esses, o ângulo de dilatação (ψ), a variação no deslocamento vertical (Δw) e a variação no deslocamento transversal (Δu).

Figura 15 – Mecanismo de deslizamento relativo na interface fuste-rocha



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-17, tradução nossa)

Mesmo que, na maioria dos casos, seja pouco mobilizada em função do comportamento mecânico do par estaca-rocha, a **resistência desenvolvida na ponta da estaca** deve ser considerada, na maioria das vezes, em termos de capacidade de suporte através de abordagens específicas da Mecânica das Rochas e não dos Solos. Embora, exista uma série de razões para isso, Pells e Turner (1980, p. 181, tradução nossa) destacam que as principais estão relacionadas ao comportamento frágil apresentado pela maioria das rochas e a influência direta das discontinuidades no desempenho mecânico *in situ* de rochas carregadas. Por outro lado, os solos tendem a se comportar de maneira plástica e não são influenciados da mesma maneira pela presença de eventuais discontinuidades em sua estrutura.

No que concerne aos **deslocamentos relativos ao par estaca-rocha**, são os verticais, isto é, os perpendiculares ao plano de carga, os de maior relevância. De modo geral, os verificados no topo de uma estaca comprimida são oriundos da combinação entre o encurtamento da estaca, provocado pela sua compressão elástica, e a deflexão da rocha na base do furo (FELLENIOUS, 2001a, p. 24, tradução nossa). No entanto, a tendência é que esses se acentuem consideravelmente, apenas, para níveis de carregamentos capazes de provocar algum deslizamento relativo entre as interfaces fuste-rocha, já que, nessas situações, as tensões resistivas mobilizadas na base aumentam. Portanto, é natural que as deflexões apuradas no topo de estacas projetadas para se comportar de maneira linear (trecho OA) sejam de baixa

magnitude e consideravelmente inferiores às admissíveis em obras correntes, o que tende a mudar para estruturas de fundações atuando em outros regimes de comportamento mecânico.

Naturalmente, esses deslocamentos atuam como fator limitante da capacidade de carga de estacas embutidas em rochas, já que, na maioria dos casos, não se toleram deflexões superiores às admissíveis, nem, tampouco, níveis de recalques diferenciais acima dos permitidos. Apesar disso, é usual considerar a **capacidade de carga do conjunto fundação-rocha**, para esforços de compressão, como uma combinação entre as resistências desenvolvidas no fuste da estaca, por atrito lateral, e na ponta, por pressão de contato na rocha. Nesse contexto, Wyllie (1999, p. 274, tradução nossa) destaca os seguintes parâmetros cuja influência é notável sobre essa capacidade:

- a) geometria da estaca (raio e diâmetro);
- b) módulo de deformação do maciço rochoso, tanto ao redor do fuste como na base da estaca;
- c) resistência mecânica do maciço em questão;
- d) condições de aderência entre na interface concreto-rocha;
- e) condição física e de limpeza da ponta do furo;
- f) estratificação, descontinuidades (tipos e características) e grau de alteração, tanto da rocha que envolve o fuste como da rocha sob a ponta da estaca.

Ainda, embora pareça contraditório, Carter e Kulhawy (1988, p. 3-2, tradução nossa) atestam que pode ser econômico, desde que adotados critérios racionais e fatores de segurança adequados, projetar estacas nas situações em que esses deslizamentos, totais (*full slip*) ou parciais, são verificados. Ou seja, projetar o elemento de fundação para que trabalhe no trecho AB, ou, até mesmo, acima desse (figura 13), pois, nessas circunstâncias, o aproveitamento da capacidade de carga do conjunto estaca-rocha é maximizado. Por isso, os autores propuseram uma série de metodologias e modelos de análise analíticos que podem ser utilizados para o projeto e verificação de estacas nessas condições.

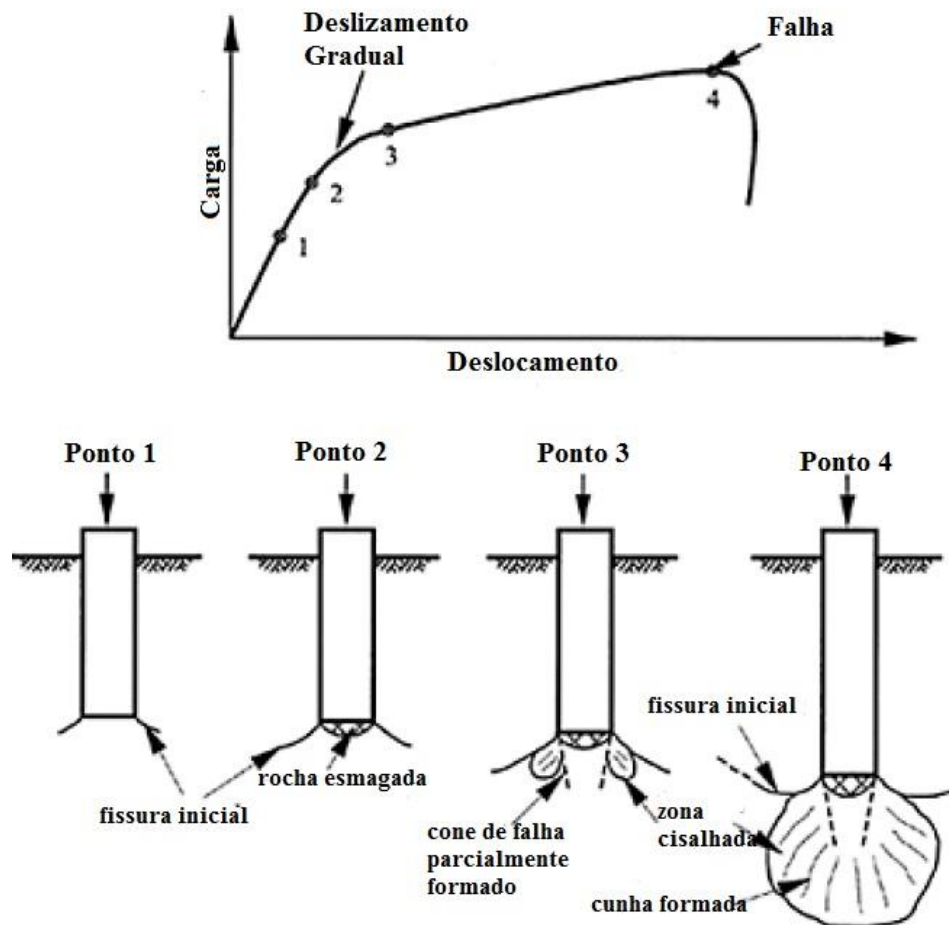
5.3 CRITÉRIOS DE FALHA E DE CAPACIDADE DE CARGA

Como já mencionado, um elemento de fundação deve ser projetado de modo a garantir um nível adequado de segurança, durante sua vida útil, no que concerne os estados limites últimos (ELU), ao atender os pré-requisitos de estabilidades internas e externas, bem como nos estados limites de serviço (ELS), apresentando deformações e níveis de deterioração aceitáveis sob as condições de trabalho (VELLOSO; LOPES, 1998, p. 212). De maneira genérica, a não observância desses pré-requisitos pode ser caracterizada como uma falha, sendo que essa pode ocorrer tanto na estrutura do elemento de fundação em si, como no material no qual esse está inserido.

No caso de estacas embutidas em rochas de “boa” qualidade e alta resistência mecânica, Carter e Kulhawy (1987, p. 1-3, tradução nossa) afirmam que os fatores limitantes de projeto, bem como a análise da capacidade de carga, estão relacionados, somente, à capacidade estrutural das estacas. Logo, nesses casos, as tensões admissíveis no concreto das estacas serão inferiores as observadas na rocha e, portanto, as dimensões dessas serão dependentes, quase que em sua totalidade, dos critérios de projeto relacionados a estruturas de concreto armado.

Por outro lado, no caso de estacas inseridas em maciços que não de “boa qualidade” são os fatores geotécnicos, especialmente os ligados às deformações, que, normalmente, irão governar o projeto, limitando, assim, a capacidade de carga do elemento de fundação à do maciço rochoso (CARTER; KULHAWY, 1987, p. 1-3, tradução nossa). Nesse sentido, o processo esperado de falha, para o caso de uma estaca com embutimento completo em rocha, é detalhado na figura 16, abaixo. Nesse, o curso dos eventos que compõem a falha são relacionadas às diferentes regiões da curva ideal de carga-deslocamento, como a apresentada anteriormente na figura 13.

Figura 16 – Processo idealizado de falha em estaca embutida em rocha



(fonte: ZHANG, 2004, p. 236, tradução nossa)

Todavia, para o caso de fundações em rochas, os conceitos de capacidade de carga última e de falha são um tanto subjetivos, já que é raro, mesmo nos maciços de má qualidade e/ou baixa resistência, a observância de falhas bruscas, tais como rupturas na rocha e recalques excessivos do conjunto fundação-rocha, como apresentado acima. No caso de provas de carga em escala real, por exemplo, a tendência é que os níveis de carregamentos necessários à ruína do sistema geotécnico sejam extremamente elevados, tornando inviável, por questões executivas e orçamentárias, a obtenção desses níveis e, conseqüentemente, a visualização completa de um processo de falha nesse sistema. Em face disso, diferentes autores propõem critérios distintos (ver capítulo 8) que objetivam a definição dos conceitos ligados à falha/ruína, sendo esses comumente utilizados, por exemplo, na análise de projetos e/ou provas de carga dessa natureza.

Nesse contexto, Fellenius (2001a, p. 19, tradução nossa) afirma que, de maneira extremamente simplificada, a capacidade de carga última de uma estaca pode ser definida

como a carga que implicará no deslocamento rápido e excessivo dessa e/ou quando o elemento de fundação atingir deslocamentos da ordem de 75 mm. Entretanto, o mesmo autor alerta que essa definição tende a ser inadequada na análise de provas de carga, especialmente para estacas embutidas em rochas, pois, na maioria dos testes desse tipo, não é possível, por exemplo, atingir níveis de tensão capazes de provocar deslocamentos dessa magnitude e/ou falhas observáveis.

Por sua vez, Seo et al. (2015, p. 2, tradução nossa) abordam o tema de maneira mais delicada, alertando para o fato de que a definição de capacidade de carga última tende a ser um tanto ambígua, pois, segundo os autores, há diferentes maneiras de um sistema geotécnico falhar. Se essa capacidade se referir à resistência última desse sistema, ela estará relacionada à máxima carga, aplicada no topo da estaca, capaz de provocar a imersão dessa na rocha. Logo, uma vez que tal nível de carregamento é atingido, as resistências na base e no fuste da estaca estarão completamente mobilizadas, impossibilitando essa de suportar cargas adicionais. Por outro lado, os autores comentam, também, que essa definição pode estar ligada às solicitações limites de projeto. Nesse contexto, a resistência última é mobilizada ao passo que são alcançados os estados limites definidos em projeto.

Contudo, Seo et al. (2015, p. 2, tradução nossa) afirmam que em projetos reais, por questões econômicas e de simplicidade executiva, a utilização de convenções relativas à capacidade de carga última das estacas é bastante comum, estando essas usualmente relacionadas aos deslocamentos que realmente afetam a superestrutura, ou seja, os observados no topo das estacas (w_c). Nesse contexto, os autores comentam que, para estacas inseridas em solos, é comum convencionar-se que a resistência última é alcançada quando os deslocamentos relativos, isto é, a relação w_c/D , atingem valores da ordem de 10%. No caso de estacas embutidas em rochas, esse valor, o qual caracterizaria uma falha, tende a ser menor. Ainda, sempre devem ser observados os deslocamentos admissíveis, previstos em projeto, bem como os níveis de deslocamentos diferenciais toleráveis.

5.4 PROCESSO EXECUTIVO

Wyllie (1999, p. 360, tradução nossa) resume o processo executivo de fundações assentadas em rochas em três grades tarefas:

- a) processos de terraplenagem e escavações no terreno, executadas em solo ou material rochoso;
- b) execução de estruturas de reforço para a fundação, de modo a garantir sua estabilidade e, conseqüentemente, a da estrutura que irá suportar;
- c) preparação da superfície da rocha para suporte adequado das fundações diretas ou, para o caso de estacas, escavações e perfurações para a execução dessas.

Dada à rija estrutura das rochas, especialmente quando comparadas aos solos convencionais, é a última etapa que geralmente tem maior destaque, podendo ser encarada como um dos grandes desafios nos projetos de fundações desse tipo. Logo, as soluções para essa fase do processo envolvem, basicamente, o ataque mecânico à rocha através de ciclos de perfuração, responsáveis pela fragmentação dessa, e os procedimentos de remoção dos fragmentos e detritos rochosos oriundos do processo anterior (AMIR, 1986, p. 71, tradução nossa). Conseqüentemente, equipamentos que tenham capacidade para executar adequadamente essas tarefas, isto é, que possuam, dentre outros atributos, precisão dimensional, eficiência produtiva e viabilidade técnico-executiva, devem ser empregados.

Essencialmente, esses equipamentos podem operar segundo três princípios básicos, sendo esses: percussão, rotação e roto-percussão. No entanto, é natural que haja diferenças dentro de um mesmo princípio de operação, as quais usualmente são relativas aos mecanismos responsáveis pela fragmentação da rocha e os incumbidos pela remoção dos detritos e fragmentos de material rochoso (AMIR, 1986, p. 72, tradução nossa). Por isso, Wyllie (1999, p. 361, tradução nossa) ressalta que a avaliação dos seguintes aspectos deve ser considerada na escolha de determinado equipamento de perfuração:

- a) necessidade de recuperação de amostras de rocha;
- b) características geométricas do furo (diâmetro e comprimento);
- c) condições de acesso ao terreno em questão;
- d) resistência, grau de alteração e fraturamento da rocha;

- e) profundidade e condições do carregamento na estrutura de fundação;
- f) disponibilidade de água para a escavação;
- g) condições das paredes do furo;
- h) taxas e custos de perfuração.

Em projetos correntes é natural que os custos se sobressaiam ante outros aspectos, tornando-se fator decisivo no que diz respeito aos processos de tomada de decisão relativos à escolha da técnica de perfuração e, conseqüentemente, do equipamento a ser utilizado. De forma simplificada, pode-se abordar o custo de perfuração em termos unitários, ou seja, o custo por metro de furo escavado. Nessa linha, Amir (1986, p. 105, tradução nossa) propõe a seguinte expressão para definir o custo unitário:

$$\text{Custo Unitário} = \frac{\text{custo operacionais}}{\text{taxa de perfuração}} + \frac{\text{custo da broca}}{\text{vida útil da broca}} + \frac{\text{custo da haste}}{\text{vida útil da haste}}$$

Nessa expressão, o significado dos custos, com exceção dos operacionais, fica explícito. Esses, por sua vez, são relativos, basicamente, à mão de obra, à depreciação dos equipamentos e aos custos com manutenção e combustível. A vida útil dos equipamentos é, também, de simples compreensão, estando intimamente ligada ao tipo de maquinário utilizado e às condições da rocha a ser perfurada. O conceito de taxa de perfuração, no entanto, está relacionado a uma série de variáveis, dentre as quais se destaca o que pode ser traduzido como potencial de perfuração (*drillability*).

A abordagem desse potencial se dá baseada na interação broca-rocha durante a perfuração, podendo esse ser definido em termos de energia específica, isto é, como a energia necessária para perfurar um volume unitário de rocha (AMIR, 1986, p. 92, tradução nossa). O entendimento desse conceito possibilitou, além do desenvolvimento de técnicas para aumentar as taxas de perfuração, como utilização de ar comprimido em equipamentos percussivos e o aumento do número de rotações por minuto em brocas rotativas, a elaboração de modelos capazes de prever essas taxas com relativa precisão (AMIR, 1986, p. 98, tradução nossa).

Ainda, cabe destacar alguns dos equipamentos de perfuração mais utilizados na execução de estacas embutidas em rochas e suas características principais, os quais, segundo Tomlinson e Woodward (2008, p. 115, tradução nossa) e Wyllie (1999, p. 362, tradução nossa), são:

a) perfuratriz rotativa com broca de diamante: é utilizada tanto para investigações do subsolo como para a execução de furos para estacas. Consiste, basicamente, numa unidade motora que gira um eixo ligado a uma broca com cabeça diamantada que, por sua vez, perfura o material do subsolo. É recomendada quando se necessita grande precisão dimensional e/ou o espaço do terreno é limitado. No entanto, esse tipo de equipamento é bastante caro, já que tem baixa produtividade, e produz furos nos quais as paredes tendem a ser muito lisas, prejudicando a aderência na interface concreto-rocha;

b) perfuratriz percussiva-rotativa: é o equipamento mais utilizado nas perfurações em rochas, já que seu custo tende a ser baixo, sua produtividade alta e pode produzir furos com diâmetros variados. Pode ser pneumática ou hidráulica e atuar desde a superfície ou diretamente no furo. O princípio básico de funcionamento desse equipamento é a aplicação de uma série de impactos sobre uma broca de tungstênio, juntamente com a rotação dessa, causando, assim, o esmagamento da rocha. Ainda, há uma série de variações desse equipamento, que podem ser utilizadas em diferentes tipos rochas e estruturas;

c) broca rotativa: é semelhante a uma perfuratriz rotativa, no entanto é acoplada a uma unidade móvel e sua unidade motora tende a ser mais poderosa, sendo capaz de produzir torques mais elevados. A broca pode ter formas e constituições variáveis e trabalha de modo a rasgar ou esmagar a rocha, não sendo possível a recuperação de testemunhos contínuos, logo não é recomendável seu uso em investigações do subsolo;

d) trados especiais: são utilizados para furos de grande diâmetro, com até 3 m, que devem ser executados em rochas brandas cuja resistência à compressão não ultrapassa 30 MPa. São constituídos de materiais de grande resistência, geralmente tungstênio, e tem grande produtividade.

Embora os equipamentos supracitados sejam os de maior utilização nesse tipo de fundação, há uma série de outros cuja utilização é possível na execução de estacas de concreto embutidas em rocha. No entanto, a escolha por determinado equipamento em detrimento de outro geralmente acaba sendo definida em função de questões econômicas e da disponibilidade do mesmo, já que muitas vezes pode ser inviável a aquisição ou aluguel da máquina que se considera a ideal.

6 MODELOS PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO CARGA-DESLOCAMENTO

Como já mencionado, os deslocamentos tendem a desempenhar um papel fundamental na definição da capacidade de carga de estruturas de fundação, atuando, usualmente, como fatores limitantes dessa. Isso fica ainda mais evidente para o caso de estacas embutidas em rochas, já que, em virtude da considerável resistência dos materiais rochosos, é rara a ocorrência de falhas bruscas no sistema geotécnico, implicando na inevitabilidade de se analisar o comportamento carga-deslocamento em estruturas dessa natureza. Todavia, em face da relativa dificuldade de se executarem provas de carga em escala real e da complexidade de se modelar esse comportamento, visto que, na realidade, são diversos os fatores que o influenciam, é usual a adoção de modelos que fazem uma leitura simplificada e idealizada do problema real.

Em sua maioria, esses diferentes métodos têm abordagens análogas, já que partem de princípios e considerações semelhantes a respeito do comportamento mecânico de estacas embutidas em rocha. Em sua essência, essas considerações estão relacionadas ao regime comportamental do conjunto fundação-rocha sob as cargas de trabalho, sendo que os métodos mais simples tendem a limitar esse ao regime elástico linear (região OA da figura 13) e os mais arrojados extrapolam esse limite ao admitir determinados níveis de escorregamento relativo na interface fuste-rocha (região AB da figura 13). Naturalmente, divergências nos resultados finais são comuns entre as metodologias, não só em função da distinção entre as premissas comportamentais e sim, também, em decorrência de uma série de simplificações inerentes a qualquer metodologia de análise.

De maneira geral, os modelos mais simples se limitam à análise dos deslocamentos oriundos dos mecanismos resistivos verificados no fuste das estacas, simplificando-os ao **atrito lateral** desenvolvido na interface desse com a rocha adjacente. A tendência é que, com algumas exceções, esse tipo de avaliação seja viável na maioria dos casos, pois são mecanismos dessa natureza que representam a maior parcela da capacidade de carga das estacas embutidas em rochas. Portanto, os conceitos utilizados são baseados, em sua maioria, em relações lineares

entre tensões mobilizadas e os respectivos deslocamentos, sendo válida a relação de Mohr-Coloumb (fórmula 1) para descrever as tensões resistivas de atrito.

Um aprimoramento do modelo linear é o modelo elastoplástico, sendo esse capaz de representar, por meio de uma constante elástica de rigidez e de uma tensão resistiva de escoamento, tanto a falha como a histerese de uma estrutura de fundação na qual o fuste é responsável por resistir a maior parcela dos carregamentos aplicados (AMIR, 1986, p. 15, tradução nossa). No entanto, é somente através de aperfeiçoamentos no modelo elastoplástico que se consegue representar a reologia do par maciço-fundação com maior fidedignidade.

Um desses aprimoramentos é conhecido como modelo elastoplástico de multi-elementos. Nesse, a constante da mola e os valores mobilizados de resistência lateral unitária formam uma progressão geométrica descendente, isto é, incrementos na carga aplicada acabam mobilizando elementos adicionais, o que resulta no decréscimo progressivo da “constante da mola” (AMIR, 1986, p. 15, tradução nossa). Na prática, quando o número desses elementos mobilizados puder ser considerado infinito, poder-se-á representar as tensões resistentes no fuste da estaca, em função do deslocamento, por meio da integração da equação da constante k , o que resulta em:

$$\tau(w) = m(1 - e^{-bw}) \quad (\text{fórmula 11})$$

Sendo:

$\tau(w)$ = tensão resistente mobilizada pelo respectivo deslocamento w ;

m = tensão resistiva de escoamento;

b = constante tal que o produto de m por b é igual ao módulo tangente.

Baseados nos princípios mecânicos básicos incorporadas por esses modelos, há uma série de abordagens passíveis de serem utilizadas na modelagem do problema carga-deslocamento em estacas embutidas em rochas quando submetidas à compressão axial. Dentre essas, o trabalho irá abordar as seguintes:

a) modelo de molas (*spring model*):

- análise linear;

- análise não linear.

- b) modelos de semi-espço (*half-space models*):

- modelo de Mattes e Poulos;

- modelo de Rowe e Armitage.

- c) modelo analítico de Carter e Kulhawy:

- para o comportamento elástico linear (região OA);

- para a condição de deslizamento relativo total (*full slip condition*) em que ocorre dilatação na interface estaca-rocha.

Cabe ressaltar, no entanto, que abordagens dessa natureza, as quais tencionam modelar o comportamento real de determinada estrutura e a interação dessa com o sistema geotécnico, são fortemente influenciadas pelos parâmetros de entrada que compõem o modelo geológico do terreno. Nesse sentido, Hoek e Diederichs (2006, p. 212, tradução nossa) afirmam que as variabilidades inerentes a esses parâmetros implicam em certos níveis de incerteza, mesmo nos modelos numéricos mais sofisticados, tornando imprescindível, em análises desse tipo, além da utilização de diferentes modelos, a avaliação da sensibilidade desses em relação aos parâmetros de entrada. Portanto, é recomendável variar esses fatores, dentro de determinada faixa de valores, a fim de que seja entendida a real influência desses nos resultados finais dos modelos.

6.1 MODELO DE MOLAS

Esse foi um dos primeiros modelos empregados na Geotecnia para representar algumas interações relativas à interface solo-estrutura e, para isso, considerava essa como um sistema de molas no qual a constante da mola é expressa, naturalmente, pela relação entre tensão-deslocamento (AMIR, 1986, p. 53, tradução nossa). Para o caso de estacas, os dois modelos apresentados a seguir, as consideram como elementos compressíveis diante de carregamentos axiais, isto é, a força aplicada ao topo da estaca varia ao longo de toda a extensão dessa (SCOTT, 1981, p. 284, tradução nossa). Portanto, apresentam-se dois modelos, um mais simples, cuja análise é linear, e outro um tanto mais refinado, de análise não linear.

6.1.1 Análise Linear

Nesse tipo de análise, assume-se uma relação linear entre a resistência desenvolvida no fuste da estaca (τ) e os deslocamentos (w) observados ao longo dessa. Consequentemente, segundo Scott (1981, p. 285, tradução nossa), esses deslocamentos, verificados em qualquer profundidade (z), podem ser expressos, unicamente, como função da rigidez relativa (λ) conforme a seguinte equação diferencial:

$$\frac{d^2w}{dz^2} - \lambda w = 0 \quad (\text{fórmula 12})$$

Sendo:

w = deslocamento;

z = profundidade;

λ = rigidez.

A solução geral para a equação exposta acima é:

$$w = C_1 e^{-\lambda z} + C_2 e^{\lambda z} \quad (\text{fórmula 13})$$

Sendo:

w = deslocamento;

z = profundidade;

λ = rigidez;

C_1 e C_2 = constantes de integração.

A rigidez relativa, por sua vez, está relacionada aos módulos de deformação da estaca e ao módulo de deformação da rocha, podendo ser expressa pela fórmula:

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{\frac{E_p}{E_{rm}}}} = \frac{1}{\sqrt{K}} \quad (\text{fórmula 14})$$

Sendo:

E_p = módulo de deformação da estaca;

E_{rm} = módulo de deformação do maciço rochoso.

Uma vez que se considera, nesse modelo, linear a resposta da estaca diante dos carregamentos de compressão axial, pode-se dizer que esses, em qualquer profundidade, são proporcionais à derivada primeira dos deslocamentos em relação à profundidade (AMIR, 1986, tradução nossa). Ao se considerar isso e assumir como condição de contorno a premissa de que é nula a carga na ponta da estaca, obtêm-se que os deslocamentos no topo ($z = 0$) dessa são dados pela fórmula a seguir:

$$w_c = \frac{Q_c}{\lambda E_p A \tanh(\lambda L_e)} \quad (\text{fórmula 15})$$

Sendo:

w_c = deslocamento verificado no topo da estaca;

Q_c = carga de compressão axial aplicada no topo da estaca;

λ = rigidez;

E_p = módulo de deformação da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

L_e = comprimento de embutimento da estaca.

Ainda, valores de referência, obtidos a partir de provas de carga, para a rigidez relativa são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 3 – Valores de referência para λ

Tipo de Rocha	Nº de testes	λ médio	Coef. Variação (%)
<i>chalk</i> e marga	7	0,41	36
<i>Limestone</i>	1	0,53	-
Chert	3	0,86	49
Conglomerados	3	0,96	34

(fonte: AMIR, 1986, p. 56, tradução nossa)

6.1.2 Análise Não Linear

Esse tipo de abordagem parte da premissa de que as deformações, em uma estaca submetida à uma carga Q_c , variam em toda a sua extensão, sendo dependentes da profundidade. Portanto, infere-se que, para uma seção da estaca com comprimento ΔL e circunferência C , a força vertical aplicada varia de F para $F + \Delta F$, sendo o equilíbrio atingindo pelas tensões resistivas ao longo do fuste dessa seção.

$$F' = \frac{dF}{dZ} = \tau \cdot C \cdot \Delta L \quad (\text{fórmula 16})$$

Sendo:

F' = variação da força conforme a profundidade;

τ = resistência unitária desenvolvida no fuste;

C = circunferência da seção;

ΔL = comprimento da seção.

Assumindo que a resistência lateral unitária é dada conforme a expressão apresentada na fórmula 11, normalizando as variáveis força (F) e profundidade (z) e fazendo algumas manipulações matemáticas, obtêm-se uma equação diferencial não linear (AMIR, 1986, p. 57, tradução). Se forem aplicadas como condições de contorno as premissas de que no topo da estaca a força F é igual a Q e na base F é igual à zero, chega-se a seguinte expressão, não linear, para os deslocamentos correspondentes ao topo da estaca:

$$w_c = \frac{1}{b} \ln\left(1 - \frac{\tau_0}{m}\right) \quad (\text{fórmula 17})$$

Sendo:

w_c = deslocamento verificado no topo da estaca;

b = constante tal que o produto de m por b é igual ao módulo tangente;

τ_0 = resistência lateral unitária desenvolvida próximo ao topo da estaca;

m = tensão resistente unitária lateral de escoamento.

6.2 MODELOS DO SEMI-ESPAÇO (*HALF-SPACE MODELS*)

O modelo foi inicialmente proposto em 1969, por Mattes e Poulos, a partir da análise e integração das equações de Mindlin, como uma forma de descrever o comportamento mecânico de estacas compressíveis embutidas em “meios ideais”, isto é, isotrópicos, homogêneos e de comportamento elástico (MATTES; POULOS, 1969, p. 189, tradução nossa; ZHANG, 2004, p. 265, tradução nossa). Desde então, diversos pesquisadores da área, como Rowe, Armitage e Pells propuseram modelos semelhantes, baseados nessa abordagem inicial, com o intuito de prever o comportamento carga-deslocamento para estacas embutidas em rochas. De maneira geral, essas outras abordagens foram embasadas em análises de provas de carga e modelagens a partir de métodos dos elementos finitos ou semelhantes.

6.2.1 Modelo de Mattes e Poulos

Na análise proposta por Mattes e Poulos, as cargas aplicadas ao topo da estaca são resistidas tanto pelo fuste, por atrito e outros mecanismos de adesão, como pela base, por pressão de contato, ocasionando, assim, os respectivos deslocamentos. Considerou-se, na primeira versão desse modelo, que **não ocorre qualquer tipo de escorregamento relativo entre as interfaces fuste-rocha**, logo os deslocamentos devem ser compatíveis com os deslocamentos observados na rocha e, portanto, têm relação com a distribuição da carga ao longo da estaca (AMIR, 1986, p. 58, tradução nossa).

Portanto, para as condições citadas acima, os deslocamentos observados no topo de uma estaca, submetida à compressão axial, são dados pela fórmula 18, sendo função, basicamente,

da magnitude do carregamento, das propriedades geométricas da estaca e do módulo elástico, tanto do maciço, como da estrutura da estaca.

$$w_c = w_{AB} + \frac{Q_c}{E_{rm}L_e} I_\rho \quad (\text{fórmula 18})$$

Sendo:

w_c = deslocamento do topo da estaca;

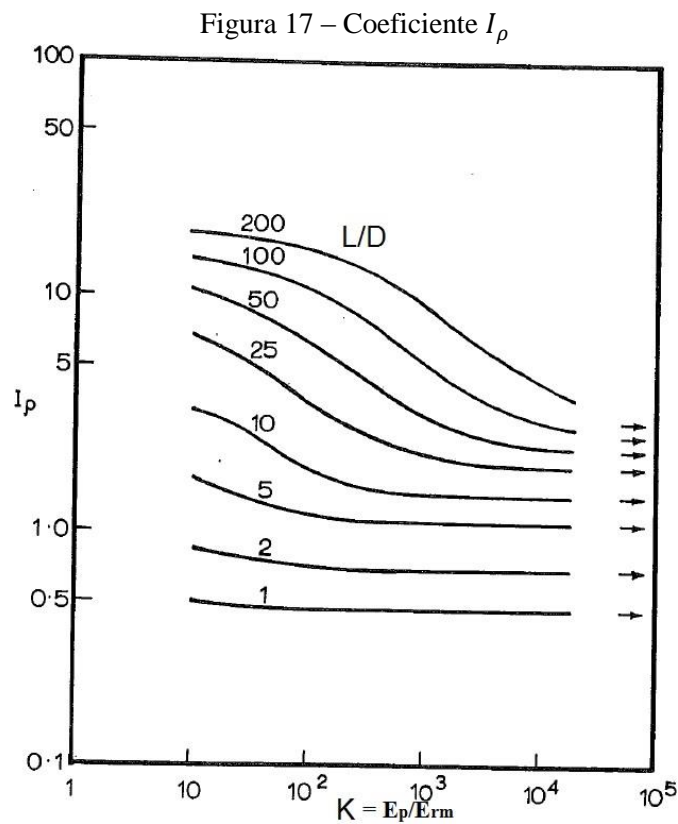
w_{AB} = deslocamento da porção da estaca em que não há aderência, referente ao comprimento L_a (fórmula 53).

Q_c = carga aplicada no topo;

E_{rm} = módulo elástico do maciço rochoso;

L_e = comprimento de embutimento;

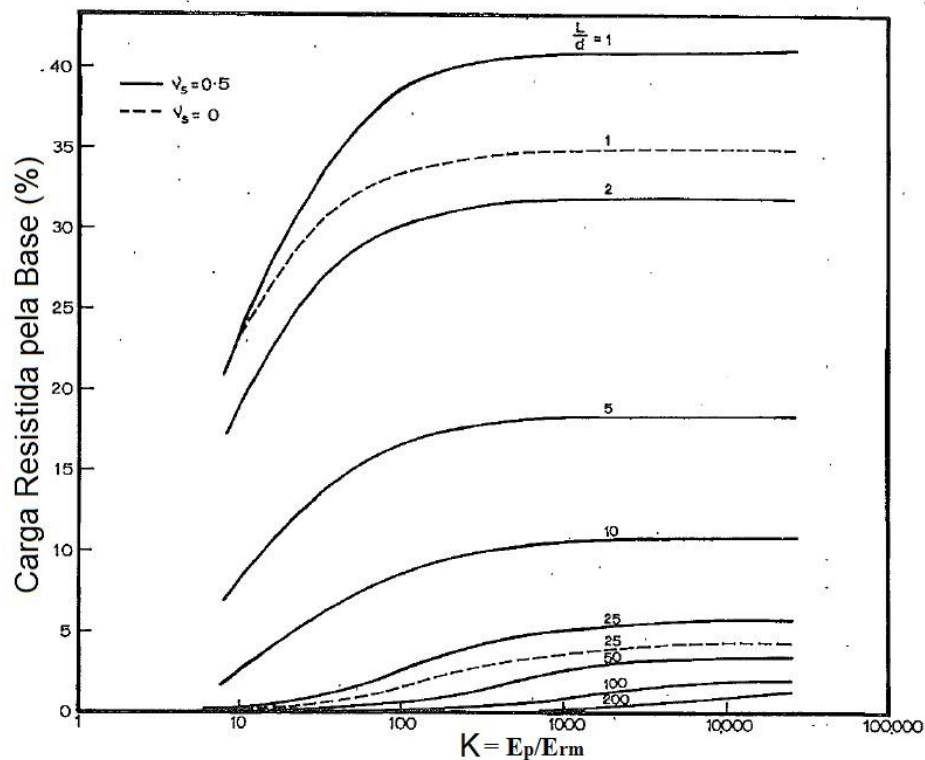
I_ρ = coeficiente adimensional de carga (figura 17).



(fonte: MATTES; POULOS, 1969, p. 198)

A distribuição da carga ao longo da estaca está diretamente relacionada à porcentagem dessa carga que é efetivamente resistida pela base da estaca. Dentre os principais fatores que influenciam essa distribuição, para o caso de **rochas uniformes**, está a rigidez da estaca (K), ou seja, a relação E_p/E_{rm} , e o quociente entre comprimento de embutimento e diâmetro da estaca (L_e/D). Logo, a figura 18, a seguir, apresenta a porção da carga resistida pela base para diferentes valores de K e L_e/D para rochas com coeficientes de Poisson igual a 0 ou 0,5. Porém, embora a relação de Poisson possa variar para diferentes rochas e estacas, Willye (1999, p. 287, tradução nossa) atesta que essa variação tem pouca influência no comportamento da estaca e, portanto, nos fatores de carga.

Figura 18 – Porcentagem de carga resistida pela base segundo Mattes e Poulos



(fonte: MATTES; POULOS, 1969, p. 197)

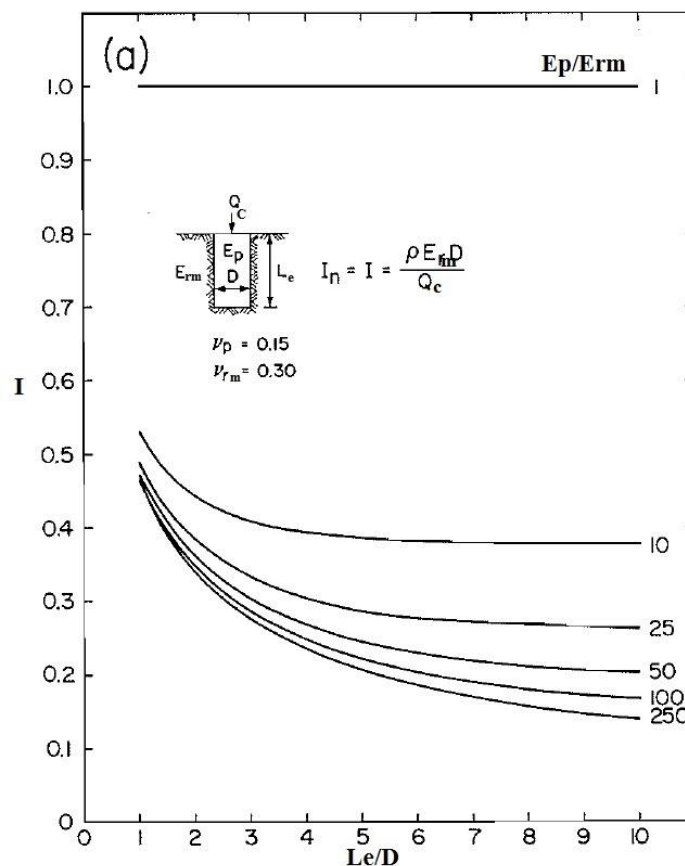
6.2.2 Modelo de Rowe e Armitage

Na mesma linha do modelo de Mattes e Poulos, Rowe e Armitage desenvolveram uma metodologia completa para projeto e verificação de estacas embutidas em rochas, com mais detalhes, essa é exposta ao longo do capítulo 7. Porém, no que diz respeito à previsão dos deslocamentos, quando não se supõe qualquer nível de escorregamento relativo nas interfaces

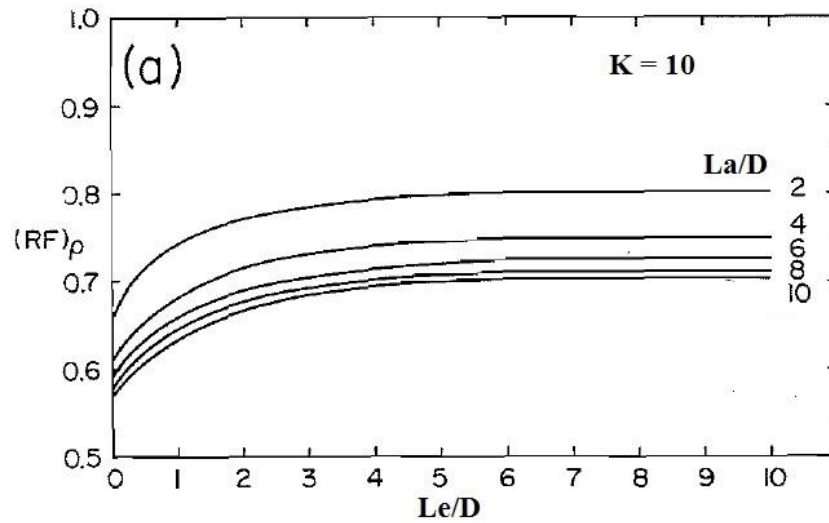
fuste-rocha, pode-se usar a fórmula 19 e os ábacos apresentados nas figuras 19 e 20, que dizem respeito ao coeficiente de deslocamento (I) e o fator de redução de deslocamento $(RF)_p$.

Nesse caso, o fator I é função, também, da rigidez relativa (K) e da relação L_e/D , sendo calculado considerando um maciço em que o E_{rm} é homogêneo e o coeficiente de Poisson da rocha é igual a 0,3. O fator de redução, por sua vez, é utilizado quando parte do comprimento da estaca não está embutido na rocha, o que implica numa pequena diminuição dos deslocamentos observados no topo devido à acomodação da porção da estaca. Portanto, $(RF)_p$ depende, tanto da relação L_e/D , como da relação L_a/D e é calculado, também, considerando um maciço homogêneo no qual K equivale a 10.

Figura 19 – Coeficiente de recalque I



(fonte: ROWE; ARMITAGE, 1987, p. 127)

Figura 20 – Coeficiente de redução $(RF)_p$ 

(fonte: ROWE; ARMITAGE, 1987, p. 129)

Nesse modelo, o deslocamento médio do topo da porção da estaca embutida na rocha (w_c), para uma carga de compressão axial, é obtido a partir da soma entre o deslocamento oriundo da compressão elástica da parte da estaca em que não há aderência com a rocha/solo com a deformação verificada ao longo do comprimento de embutimento (ROWE; ARMITAGE, 1987, p. 128, tradução nossa). Para isso, supõe-se um maciço isotrópico e homogêneo, no qual sejam válidas as relações apresentadas nos ábacos utilizados para obtenção dos coeficientes de ajuste.

Esse deslocamento é dado na fórmula 19, a seguir:

$$w_c = w_{AB} + \frac{Qc}{E_{rm}D} I(RF)_p \quad (\text{fórmula 19})$$

Sendo:

w_c = deslocamento médio da cabeça da porção da estaca embutida na rocha;

Qc = carga aplicada no topo da estaca;

E_{rm} = módulo de deformação da rocha na qual a estaca está inserida;

D = diâmetro da porção da estaca em que há aderência na interface estaca-rocha;

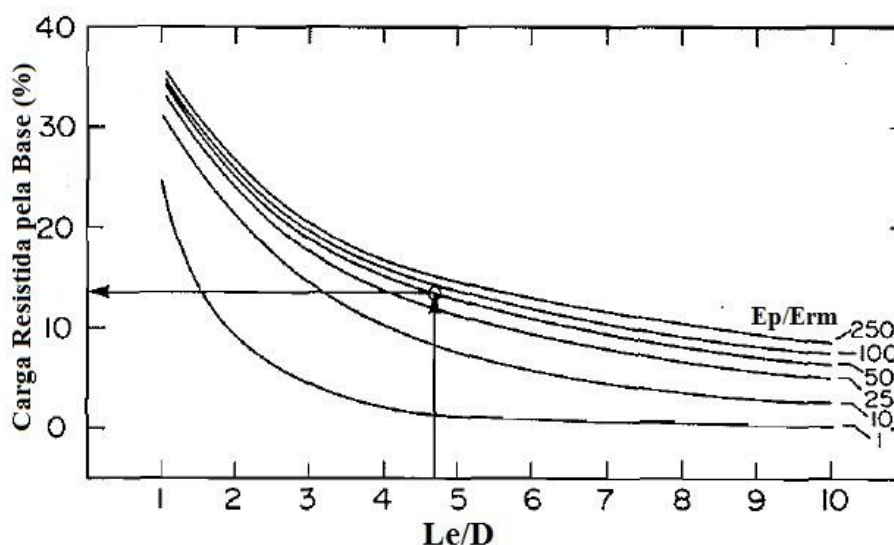
I = fator adimensional de recalque (figura 19);

$(RF)_p$ = fator de redução do deslocamento (figura 20);

w_{AB} = deslocamento da porção da estaca em que não há aderência, referente ao comprimento L_a (fórmula 53).

De forma análoga à abordagem de Mattes e Poulos, pode-se estimar a porcentagem de carga que é efetivamente transferida até a base pelo ábaco da figura 21, a seguir. Nota-se que essa parcela é função, também, dos mesmos parâmetros apresentados por Mattes e Poulos.

Figura 21 – Porcentagem de carga resistida pela base segundo Rowe e Armigate



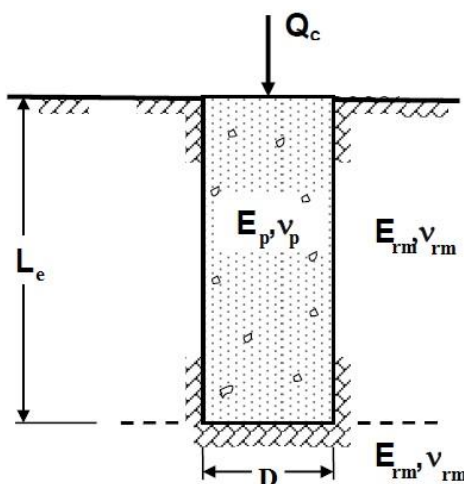
(fonte: ROWE; ARMITAGE, 1987, p. 128)

6.3 MODELO ANALÍTICO DE CARTER E KULHAWY

Carter e Kulhawy (1988, p. 4-45, tradução nossa) desenvolveram uma série de modelos analíticos para análise e modelagem do comportamento carga-deslocamento de estacas embutidas em rocha quando submetidas a solicitações de diferentes naturezas, isto é, cargas de compressão e de tração (arrancamento). No que diz respeito à estaca em si, foram abordadas as com embutimento completo, ou seja, que trabalham com resistência lateral e de ponta, e as com embutimento parcial, cuja parcela resistiva da carga se dá exclusivamente pelo fuste. Já, no que concerne ao regime de comportamento mecânico, foi abordado o elástico linear e algo entre o regime linear final e o de transição, ou melhor, a condição em que se verifica a “ruptura” entre o elo das interfaces fuste-rocha com consequente deslizamento relativo total nessa (*full slip condition*).

No entanto, o presente trabalho irá abordar, apenas, os modelos para análise de **estacas completamente embutidas em rocha** (*complete sockets*) quando submetidas a esforços de compressão e que trabalhem sob um dos dois regimes comportamentais citados acima. Nesse sentido, idealiza-se o problema, como representada na figura 22, por uma estaca de concreto cilíndrica embutida em uma massa de rocha elástica, isotrópica e homogênea, sem que haja qualquer porção de solo sobrejacente. Enquanto a estaca é caracterizada por suas dimensões, diâmetro (D) e comprimento de embutimento (L_e), e pelo seu módulo de deformação (E_p) e coeficiente de Poisson (ν_{rm}), a massa de rocha é, somente, pelos dois últimos parâmetros físicos.

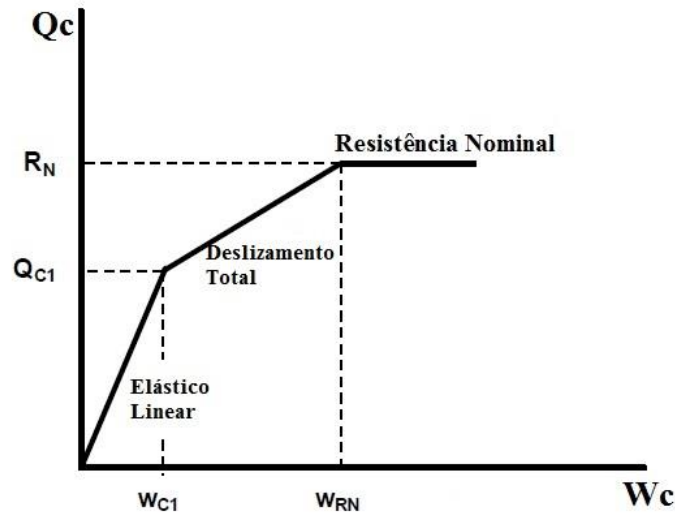
Figura 22 – Estaca “ideal” de Carter e Kulhawy



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-2)

Idealmente, o comportamento mecânico do par estaca-rocha, como representado no gráfico da figura 13, é, de maneira simplificada, interpretado como a relação apresentada na figura 23, a seguir. Nessa análise, o comportamento elástico linear se estende até uma carga Q_{c1} e seu respectivo deslocamento (w_{c1}), podendo essa ser obtida pela igualdade entre relações expostas na sequência. A partir desse ponto, assume-se o início de uma condição de total escorregamento (*full slip*) na qual o comportamento-carga deslocamento é, também, governado por uma relação linear, sendo essa válida até que a estaca atinja sua resistência nominal, a qual deve ser determinada segundo critérios de projeto.

Figura 23 – Comportamento mecânico idealizado por Carter e Kulhawy

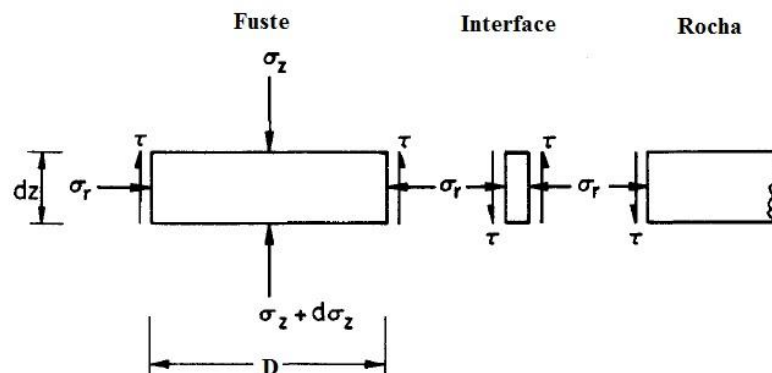


(fonte: FHWA , p. D-5, tradução nossa)

6.3.1 Análise na Condição Elástico-Linear

Assume-se, nessa análise, uma adesão perfeita entre a estaca e a rocha, implicando, assim, em deslocamentos radiais e verticais de mesma magnitude para a estrutura de fundação e para a massa rochosa (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-6, tradução nossa). Além disso, para esforços de compressão, esses deslocamentos tendem a ser majoritariamente verticais, sendo as cargas resistidas pelo atrito vertical desenvolvido na interface fuste-rocha sem que haja modificações consideráveis nos níveis de tensões normais à rocha nessa interface (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-6, tradução nossa). Idealmente, essa situação pode ser representada na figura a seguir.

Figura 24 – Seção de uma estaca quando comprimida



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-7, tradução nossa)

Naturalmente, as tensões resistivas (τ) desenvolvidas no fuste da estaca variam de acordo com a profundidade (z) e o raio (r), definido a partir do centro da seção transversal da estaca, devendo o equilíbrio vertical ser atingido em qualquer seção. No entanto, como ao problema interessa, somente, τ relativa à interface, isto é, quando o raio é igual à metade do diâmetro, pode-se assumir a ocorrência de deslocamentos verticais nulos em locais que não essa interface (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-8, tradução nossa). Além disso, como os deslocamentos do maciço são predominantemente verticais, aproximam-se as distorções específicas (γ) como sendo iguais aos deslocamentos verticais da rocha em função do raio (r). Portanto, dado essas premissas, o deslocamento do conjunto estaca-rocha, em qualquer profundidade (z), pode ser expresso como:

$$w(z) = \frac{\tau_0(z)D\zeta}{2G_{rm}} \quad (\text{fórmula 20})$$

Sendo:

$w(z)$ = deslocamento vertical da estaca ou da rocha;

$\tau_0(z)$ = tensão de atrito desenvolvida na interface fuste-rocha;

D = diâmetro da estaca;

$\zeta = \ln \frac{R}{r_0}$, coeficiente de ajuste (fórmula 21);

G_{rm} = módulo de elasticidade transversal do maciço.

O coeficiente ζ é desenvolvido, em parte, de forma empírica, já que o valor para R foi deduzido dessa maneira. Logo, ele é dado pela seguinte fórmula:

$$\zeta = \ln \left[\frac{5L_e}{D} \cdot (1 - \nu_{rm}) \right] \quad (\text{fórmula 21})$$

Sendo:

L_e = comprimento de embutimento;

D = diâmetro da estaca;

ν_{rm} = coeficiente de Poisson da rocha.

No entanto, por questões práticas, a modelagem do comportamento de uma estrutura de fundação deve ser feita com base nos carregamentos aplicados em seu topo (Q_c). Portanto, assumindo a estaca como uma coluna livre submetida a uma carga compressiva Q_c a partir de seu topo, o deslocamento, em qualquer profundidade é dado pela seguinte fórmula 22 (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-10, tradução nossa).

$$\frac{dw}{dz} = \frac{4Q_c}{\pi D^2 E_p} \quad (\text{fórmula 22})$$

Sendo:

Q_c = esforço de compressão aplicado no topo da estaca;

D = diâmetro da estaca;

E_p = módulo de deformação da estaca.

Por sua vez, conforme Carter e Kulhawy (1988, p. 4-9, tradução nossa), a variação da carga Q_c ao longo do comprimento da estaca é dada pela fórmula:

$$\frac{dQ}{dz} = \pi \cdot D \cdot \tau_0(z) \quad (\text{fórmula 23})$$

Sendo:

D = diâmetro da estaca;

$\tau_0(z)$ = tensão de atrito desenvolvida na interface fuste-rocha.

Da premissa de que os deslocamentos verificados na rocha e na estaca são equivalentes e da substituição das fórmulas 20 e 22 em 23, Carter e Kulhawy (1988, p. 4-9, tradução nossa) obtiveram a seguinte equação diferencial que descreve os deslocamentos observados no topo (w_c) de uma estaca quando comprimida:

$$\frac{d^2 w_c}{dz^2} = \mu^2 \cdot w_c$$

Nessa, o coeficiente μ é dado pela seguinte fórmula:

$$\mu = \frac{\sqrt{\left(\frac{2}{\lambda \zeta}\right) \left(\frac{2L_e}{D}\right)^2}}{L_e} \quad (\text{fórmula 24})$$

Sendo:

$\lambda = \frac{E_p}{G_{rm}}$ (relação entre o módulo de deformação da estaca e o módulo transversal do maciço).

A equação diferencial pode ser resolvida em termos de funções hiperbólicas de seno e cosseno e as constantes A e B podem ser determinadas mediante a adoção de algumas condições de contorno (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-9, tradução nossa). Logo, a solução geral dessa é dada por:

$$w_c(z) = A \sinh(\mu z) + C \cosh(\mu z)$$

Portanto, na análise de *complete sockets*, deve-se considerar a contribuição dos deslocamentos oriundos da deflexão da rocha na base do furo, ou seja, esses contribuem com os verificados no topo da estaca (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-9, tradução nossa). Basicamente, esse mecanismo de resistência que é desenvolvido na ponta da estaca pode ser compreendido, de maneira simplificada, como o movimento de punção da estaca sobre a superfície de um semi-espaço elástico (*elastic half-space*), o que pode ser descrito pela seguinte fórmula:

$$w_{cp} = \frac{Q_p(1 - \nu_{rm})}{2G_{rm}D} \quad (\text{f\u00f3rmula 25})$$

Sendo:

w_{cp} = deslocamento na interface inferior (base) estaca-rocha;

Q_p = carga atuante na ponta (base) inferior da estaca;

ν_{rm} = coeficiente de Poisson do maci\u00e7o rochoso;

G_{rm} = m\u00f3dulo de deforma\u00e7\u00e3o transversal do maci\u00e7o;

D = di\u00e2metro da estaca.

Utilizando-se a f\u00f3rmula 25 como uma das condi\u00e7\u00f5es de contorno para solu\u00e7\u00e3o geral da equa\u00e7\u00e3o diferencial, obt\u00eam-se a rela\u00e7\u00e3o dada na f\u00f3rmula 26, a seguir (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-10, tradu\u00e7\u00e3o nossa). Com essa \u00e9 poss\u00edvel estimar, a partir de caracter\u00edsticas relacionadas \u00e0 estaca e ao maci\u00e7o rochoso que a envolve, al\u00e9m, \u00e9 claro, da magnitude do carregamento aplicado, o deslocamento do topo dessa estaca para o **regime el\u00e1stico linear**.

$$w_c = \frac{2Q_c \Phi}{G_{rm}D \Omega} \quad (\text{f\u00f3rmula 26})$$

Sendo:

w_c = deslocamento do topo da estaca;

G_{rm} = m\u00f3dulo de deforma\u00e7\u00e3o transversal do maci\u00e7o

Q_c = carga aplicada ao topo da estaca;

D = di\u00e2metro da estaca

Φ = coeficiente dado na f\u00f3rmula 27;

Ω = coeficiente dado na f\u00f3rmula 28.

Por sua vez, os coeficientes Φ e Ω s\u00e3o determinados de acordo com as f\u00f3rmulas a seguir:

$$\Phi = 1 + \left(\frac{4}{(1 - \nu_{rm})} \right) \left(\frac{1}{\pi \lambda \xi} \right) \left(\frac{2L_e}{D} \right) \left(\frac{\tanh(\mu L_e)}{\mu L_e} \right) \quad (\text{fórmula 27})$$

$$\Omega = \left(\frac{4}{(1 - \nu_{rm})} \right) \left(\frac{1}{\xi} \right) + \left(\frac{2\pi}{\zeta} \right) \left(\frac{2L_e}{D} \right) \left(\frac{\tanh(\mu L_e)}{\mu L_e} \right) \quad (\text{fórmula 28})$$

Sendo:

ξ = relação entre os módulos de deformação transversal da rocha que envolve o fuste da estaca e da rocha relativa à base da estaca. Ao considerar o maciço homogêneo esse valor é igual a 1;

ν_{rm} = coeficiente de Poisson do maciço rochoso;

$$\lambda = \frac{E_p}{G_{rm}};$$

μ = parâmetro dado na fórmula 24;

L_e = comprimento de embutimento da estaca;

ζ = parâmetro dado na fórmula 21;

D = diâmetro da estaca.

Ainda, é possível estimar a partir da aplicação da fórmula 29, a parcela da carga total que é efetivamente transferida até a base da estaca (Q_b). Lembrando que essa é válida somente para o regime elástico-linear.

$$\frac{Q_b}{Q_c} = \frac{\left(\frac{4}{(1 - \nu_{rm})} \right) \left(\frac{1}{\xi} \right) \left(\frac{1}{\cosh(\mu L_e)} \right)}{\Omega} \quad (\text{fórmula 29})$$

6.3.2 Análise na Condição de Deslizamento Total

Não é válido afirmar que os deslocamentos verticais e radiais da rocha e da estaca são equivalentes na condição em que já ocorreu o deslizamento relativo total entre as interfaces fuste-rocha ao longo de toda a estaca, ou seja, os pontos carga-deslocamento referentes ao par maciço-fundação se localizam acima do ponto B representado no gráfico da figura 13 (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-14, tradução nossa). Consequentemente, deve-se partir de algumas premissas a fim de que seja viável modelar o comportamento de estacas nessa condição. Dentre essas, Carter e Kulhawy (1988, p. 4-15, tradução nossa) destacam:

- a) é válido o critério de Mohr-Coloumb para descrever as tensões resistivas de atrito desenvolvidas no fuste da estaca;
- b) a determinação dos deslocamentos radiais, relativos à rocha e à estaca, é feita de forma independente.
- c) considera-se que o maciço rochoso se comporta de forma elástico-linear, mesmo após a ocorrência do *full slip*;
- d) idealiza-se a estaca como uma coluna elástica;
- e) essa coluna elástica deve estar em equilíbrio.

Na condição em que ocorre o deslizamento completo, conforme representado na figura 15, é possível determinar o ângulo de dilatação ψ em termos dos deslocamentos radiais, verificados na estaca e na rocha (u_p e u_{rm}), e, também, dos deslocamentos verticais (w_c e w_{rm}). Nessa situação, a relação entre as diferenças dos deslocamentos (verticais e radiais) é equivalente a tangente do ângulo ψ (**lei de dilatação**). No entanto, dada à dificuldade em se mensurar e/ou prever tais grandezas, o usual é correlacionar ψ com a resistência à compressão simples da rocha e o ângulo de atrito referente à interface fuste-rocha, numa análise a partir do critério de resistência de Mohr-Coloumb, de acordo com a fórmula 30, a seguir.

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{0,01 \left(\frac{\sigma_c}{p_a} \right)^{2/3}}{\tan \phi} \right) \quad (\text{fórmula 30})$$

Sendo:

ψ = ângulo de dilatação;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha;

p_a = pressão atmosférica (0,101 MPa);

ϕ = ângulo de atrito relativo à interface fuste-rocha.

Nessa linha, a coesão relativa à interface fuste-rocha também pode ser obtida por meio de correlações dessa natureza. Logo, pode ser expressa como:

$$c = 0,1 \cdot p_a \left(\frac{\sigma_c}{p_a} \right)^{2/3} \quad (\text{fórmula 31})$$

Sendo:

c = coesão relativa à interface fuste-rocha.

De **(b)**, determinam-se as fórmulas para mensuração dos deslocamentos radiais da rocha (u_{rm}) e da estaca (u_p). Sendo essas, segundo Carter e Kulhawy (1988, p. 4-16, tradução nossa), dadas pelas relações a seguir:

$$u_{rm} = \frac{(1 + \nu_{rm}) D}{E_{rm}} \frac{\sigma_r}{2} \quad (\text{fórmula 32})$$

$$u_p = \frac{(1 - \nu_p) D}{E_p} \frac{\sigma_z}{2} + \frac{\nu_p D}{E_p} \frac{\sigma_z}{2} \quad (\text{fórmula 33})$$

Sendo

$\nu_{rm,p}$ = coeficiente de Poisson do maciço rochoso e da estaca;

$E_{rm,p}$ = módulo de deformação do maciço rochoso e da estaca;

D = diâmetro da estaca;

$\sigma_{z,r}$ = tensões normais (z) e resistivas (r) atuantes.

Assumindo, também, que a proposição colocada em (c) é válida, Carter e Kulhawy (1988, p. 4-16, tradução nossa) propõem a seguinte fórmula para descrever os deslocamentos verticais observados na rocha (w_{rm}):

$$w_{rm} = \frac{(1 + \nu_{rm})}{E_{rm}} D \cdot \zeta \cdot \tau \quad (\text{fórmula 34})$$

Sendo:

ν_{rm} = coeficiente de Poisson do maciço rochoso;

E_{rm} = módulo de deformação do maciço rochoso;

D = diâmetro da estaca;

ζ = coeficiente dado na fórmula 21;

τ = tensão resistiva de atrito desenvolvida no fuste da estaca.

A substituição das fórmulas 32, 33 e 34 na lei de dilatação, isto é, na igualdade entre a tangente de ψ e o quociente entre a subtração de u_p por u_{rm} pela subtração de w_c por w_{rm} , chega-se, conforme Carter e Kulhawy (1988, p. 4-17, tradução nossa), à seguinte expressão para os deslocamentos do topo da estaca (w_c):

$$w_c = a_1 \tau + a_2 \sigma_r + a_3 \sigma_z \quad (\text{fórmula 35})$$

Sendo:

$a_{1,2,3}$ = coeficientes de conformidades expressos nas fórmulas 36,37 e 38.

$$a_1 = (1 + \nu_{rm})\zeta + a_2 \quad (\text{fórmula 36})$$

$$a_2 = \left[(1 - \nu_p) \left(\frac{E_{rm}}{E_p} \right) + (1 + \nu_{rm}) \right] \left(\frac{1}{2 \tan \phi \tan \psi} \right) \quad (\text{fórmula 37})$$

$$a_3 = \left(\frac{\nu_p}{2 \tan \psi} \right) \left(\frac{E_{rm}}{E_p} \right) \quad (\text{fórmula 38})$$

De **(d)**, conforme Carter e Kulhawy (1988, p. 4-17, tradução nossa), se obtêm a seguinte expressão:

$$\frac{dw_c}{dz} = - \frac{\sigma_z}{E_p} \quad (\text{fórmula 39})$$

Da condição de equilíbrio **(e)**, os mesmos autores obtiveram a seguinte relação:

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = - \left(\frac{4}{D} \right) \tau \quad (\text{fórmula 40})$$

A substituição da expressão de Mohr-Coloumb (fórmula 1) e das fórmulas 35 e 39 na fórmula 40, produz a equação diferencial que modela a variação da tensão vertical (σ_z) ao longo do comprimento da estaca (z). Para o caso de estacas com **embutimento completo**, assume-se que a tensão σ_z equivale à tensão resistiva da estaca (σ_p) no topo dessa, isto é, para $z=0$ e, além disso, idealiza-se que a estaca é rígida, logo o deslocamento observado no topo da estaca é igual ao observado na ponta da estaca, ou seja, $w_c = w_{ponta}$, quando $z = L_e$ (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-20, tradução nossa). Dada essas condições de contorno e outras

manipulações puramente matemáticas, chega-se a seguinte expressão para o cálculo dos deslocamentos do topo da estaca na condição de *full slip*:

$$w_c = F_3 \left(\frac{Q_c}{\pi E_{rm} D} \right) - F_4 D \quad (\text{fórmula 41})$$

Sendo:

$F_{3,4}$ = coeficientes dados nas fórmulas 42 e 43;

Q_c = carga aplicada no topo da estaca;

E_{rm} = módulo de deformação do maciço rochoso;

D = diâmetro da estaca.

Os coeficientes F_3 e F_4 são dados pelas seguintes expressões:

$$F_3 = a_1(\lambda_1 D C_3 - \lambda_2 D C_4) - 4a_3 \quad (\text{fórmula 42})$$

$$F_4 = \left[1 - a_1 D \left(\frac{\lambda_1 - \lambda_2}{D_4 - D_3} \right) \right] \cdot a_2 \left(\frac{c}{E_{rm}} \right) \quad (\text{fórmula 43})$$

$a_{1,2,3}$ = coeficientes dados nas fórmulas 36, 37 e 38;

$\lambda_{1,2}$ = parâmetros dados segundo a fórmula 44;

$D_{3,4}$ = fatores dados conforme fórmula 47;

$C_{3,4}$ = coeficientes de acordo com a fórmula 48;

D = diâmetro da estaca;

c = coesão relativa à interface fuste-rocha;

E_{rm} = módulo de deformação do maciço rochoso.

Os parâmetros λ_1 e λ_2 são dados segundo a seguinte fórmula:

$$\lambda_{1,2} = \frac{-\beta \pm \sqrt{(\beta^2 + 4\alpha)}}{2\alpha} \quad (\text{fórmula 44})$$

Sendo:

β = parâmetro conforme a fórmula 45;

α = coeficiente segundo a fórmula 46.

$$\beta = a_3 \left(\frac{E_p}{E_{rm}} \right) D \quad (\text{fórmula 45})$$

$$\alpha = a_1 \left(\frac{E_p}{E_{rm}} \right) \left(\frac{D^2}{4} \right) \quad (\text{fórmula 46})$$

Os fatores D_3 e D_4 são obtidos segundo a fórmula 47, abaixo:

$$D_{3,4} = [\pi(1 - \nu_{rm}^2) + 4a_3 + a_1\lambda_{2,1}D] \cdot e^{(\lambda_{2,1}Le)} \quad (\text{fórmula 47})$$

E os coeficientes C_3 e C_4 são obtidos conforme:

$$C_{3,4} = \frac{D_{3,4}}{D_4 - D_3} \quad (\text{fórmula 48})$$

Assim como na análise elástico linear, é possível, por meio da fórmula 49, fazer uma estimativa da parcela de carga que é efetivamente transferida até a base da estaca. Lembrando que todos os parâmetros envolvidos nessa fórmula já foram anteriormente descritos.

$$\frac{Q_b}{Q_c} = P_3 + P_4 \left(\frac{\pi D^2 c}{Q_c} \right) \quad (\text{fórmula 49})$$

D = diâmetro da estaca;

c = coesão relativa à interface fuste-rocha;

P_3 = parâmetro dado na fórmula 50;

P_4 = parâmetro dado na fórmula 51.

$$P_3 = \frac{D \cdot a_1 (\lambda_1 - \lambda_2) \cdot e^{\left[\frac{(\lambda_1 + \lambda_2)}{L_e} \right]}}{(D_4 - D_3)} \quad (\text{fórmula 50})$$

$$P_4 = \frac{a_2 (e^{(\lambda_2 L_e)} - e^{(\lambda_1 L_e)})}{(D_4 - D_3)} \quad (\text{fórmula 51})$$

6.3.3 Análise na Presença de Camadas de Solos Sobrejacentes

No caso de uma estaca embutida em rocha, a qual está sob uma ou mais camadas de solo (figura 25), sendo os carregamentos aplicados a partir da superfície do terreno (superfície do solo), deve-se considerar o deslocamento do topo da estaca (w_c) como a superposição entre os deslocamentos oriundos da porção rochosa (w_0) e da porção do solo (w_{AB}), conforme a fórmula 52 (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-41, tradução nossa). A determinação de w_0 é feita de acordo com o modelo anteriormente demonstrado, porém, o cálculo de w_{AB} envolve a consideração ou não da parcela resistiva do solo.

$$w_c = w_0 + w_{AB} \quad (\text{fórmula 52})$$

Se considerada a parcela resistiva desenvolvida na(s) camada(s) de solo, o deslocamento w_{AB} deve ser avaliado considerando essa como constante ou variável ao longo do comprimento de solo. Caso essa parcela seja ignorada, assume-se que toda a carga aplicada ao topo da estaca é resistida pela porção embutida na rocha, logo, w_{AB} é decorrente da compressão simples da extensão da estaca não embutida na rocha, conforme a fórmula 53 (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 4-41, tradução nossa).

$$w_{AB} = \frac{4Q_c L_a}{\pi D^2 E_p} \quad (\text{fórmula 53})$$

Sendo:

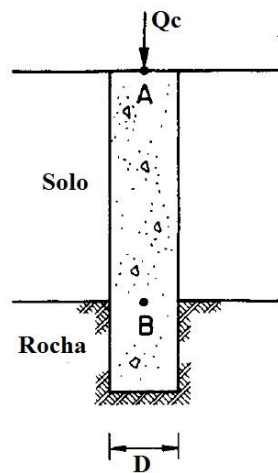
Q_c = carga aplicada ao topo da estaca;

L_a = comprimento da porção da estaca sem embutimento;

D = diâmetro da estaca;

E_p = módulo de deformação da estaca.

Figura 25 – Camada de solo sobrejacente à rocha



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988 p. 4-42, tradução nossa)

7 MÉTODOS PARA ANÁLISE DAS CAPACIDADES RESISTIVAS DE ESTACAS EMBUTIDAS EM ROCHAS

Em face da grande variabilidade de situações envolvendo estacas embutidas em rocha, sejam essas relacionadas à estrutura em si e/ou às condições do maciço rochoso, há uma série de abordagens distintas e passíveis de utilização na análise das resistências desenvolvidas no conjunto fundação-rocha quando submetido a solicitações de diferentes naturezas. Portanto, é comum, ainda em fase de projeto, a utilização e a comparação entre os resultados obtidos através de mais de um desses procedimentos juntamente com a verificação da capacidade de carga atrelada aos níveis de deslocamentos previstos e, também, em relação os admissíveis.

De maneira geral, por questões de viabilidade executiva, os modelos simplificam a análise do problema ao reduzir o número de parâmetros de entrada e correlaciona-los de modo a produzir fórmulas simples, capazes de expressar adequadamente os fatores de resistência relativos às interfaces estaca-rocha, tanto na ponta como no fuste. Portanto, em grande parte desses métodos, a despeito de uma minuciosa análise qualitativa dos perfis de sondagem e das condições do terreno, os parâmetros de entrada ficam limitados à **resistência à compressão simples do maciço rochoso (σ_c)** e ao **RQD**, avaliados nos diferentes níveis do comprimento de embutimento da estaca.

No que diz respeito à **resistência desenvolvida no fuste da estaca (τ)**, embora essa seja um fenômeno complexo, já que envolve uma série de mecanismos de difícil mensuração, especialmente para as condições encontradas *in situ*, grande parte das metodologias revisadas são de caráter empírico/semi-empírico e simplificam o problema através de correlações entre τ , σ_c e um fator de correção C. Esse fator, por sua vez, está relacionado, geralmente, às condições de aderência e rugosidade verificadas na parede do furo, como apresentado na fórmula 54, a seguir (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2010, p. 13-20, tradução nossa). Ainda, a FHWA (2010, p. 13-20, tradução nossa) afirma que o valor médio para C é da ordem de 1,0, sendo esse recomendável para o uso em projetos correntes, por outro lado, para os casos em que a rugosidade da parede do furo é aumentada, por meio de ranhuras artificiais, esse pode assumir valores superiores ao unitário.

$$\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{p_a} = C \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{p_a}} \quad (\text{f\acute{o}rmula 54})$$

Sendo:

τ = resist\^encia lateral unit\^aria m\^axima;

σ_c = resist\^encia \^a compress\~ao simples da rocha na qual est\^a inserida a estaca;

C = coeficiente de correla\~ao;

p_a = press\~ao atmosf\^erica (0,101 MPa).

Cabe ressaltar, no entanto, que a rugosidade da parede do furo n\~ao \^e o \^unico fator que afeta a ades\~ao entre esse e a estaca, j\^a que a presen\~ca de juntas e sulcos na rocha, junto \^a interface dessa com o fuste, pode implicar no decr\^escimo da rigidez normal da rocha e, tamb\^em, na redu\~cao nos n\^iveis de tens\~oes normais geradas nessa interface, com conseq\^uente decr\^escimo na capacidade resistiva lateral da estaca (ZHANG, 1999, p. 52, tradu\~cao nossa). Ainda, alguns autores como Pells (1981) e Horvarth (1983) estudaram o efeito da geometria da estaca (di\^ametro e comprimento) no desenvolvimento da resist\^encia lateral, por\^em, a despeito do segundo indicar que essa tende a decrescer ao passo que o di\^ametro aumenta, n\~ao h\^a conclus\~oes definitivas a esse respeito (ZHANG, 1999, p. 53, tradu\~cao nossa).

No que concerne \^a **resist\^encia desenvolvida na ponta da estaca (r_p)**, h\^a uma maior varia\~ao e, portanto, distin\~cao nas formas te\^oricas de aborda-la. Nesse sentido, Pells e Turner (1980, p. 181, tradu\~cao nossa) dividem essas em tr\^es categorias:

- a) m\^etodos que idealizam, apesar das restri\~oes feitas no cap\^itulo 5, o comportamento mec\^anico da rocha durante a falha como pl\^astico;
- b) modelos que assumem zonas de falha sob a estrutura de funda\~cao, de modo a considerar o comportamento fr\^agil da rocha;
- c) abordagens que limitam as tens\~oes sob a \^area carregada aos n\^iveis de tens\~oes necess\^arios para iniciar o faturamento da rocha.

No entanto, da mesma forma com a qual τ \^e abordada, h\^a in\^umeras rela\~oes emp\^iricas e semi-emp\^iricas, de grande praticidade, as quais correlacionam σ_c \^a resist\^encia unit\^aria de ponta. Nessa linha, a tend\^encia \^e que as abordagens dessa natureza relacionem r_p \^a σ_c por meio de

um fator empírico de capacidade de carga ($N_{cr'}$), como representado na fórmula 55 (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2010, p. 13-21, tradução nossa),

$$r_p = N_{cr'} \cdot \sigma_c \quad (\text{fórmula 55})$$

Sendo:

r_p = resistência de ponta unitária;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha na base do furo;

$N_{cr'}$ = coeficiente de carga.

Estimativas mais refinadas para r_p podem ser obtidas de metodologias que incorporam, ao fator de carga, características relacionadas às descontinuidades, tais como espaçamento e abertura (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2010, p. 13-23, tradução nossa). Ainda, há diversas bibliografias contendo valores de referência para resistências unitárias laterais e de ponta verificadas em estacas embutidas em rochas de distintos tipos e condições. Logo, no desenvolvimento e/ou verificação de projetos reais, faz-se necessário, a título de comparação, a consulta a dados dessa natureza.

7.1 MÉTODO DE ROWE & ARMITAGE

Em 1987, Rowe e Armitage desenvolveram, a partir de análises baseadas no método dos elementos finitos, uma metodologia de projeto para estacas de concreto embutidas em rochas brandas, as quais, segundo recomendação dos autores, devem ter resistência à compressão simples da ordem de 30 MPa. O método proposto seguiu a filosofia dos estados limites últimos (ELU) e foi embasado em critérios de modo a satisfazer condições pré-determinadas de recalque e, ao mesmo tempo, assegurar um fator de segurança adequado contra o colapso da estrutura de fundação (ROWE; ARMITAGE, 1987, p. 128, tradução nossa).

Os autores demonstraram de forma teórica, mas com embasamento em resultados de campo, que a maior parte da carga aplicada nas estacas é suportada pelo seu fuste, por atrito lateral, até que ocorra algum escorregamento na interface fuste-rocha. Uma vez que isso ocorre, as cargas adicionais passam a ser, majoritariamente, suportadas pela base da estaca. Além disso, Rowe e Armitage (1987, p. 128, tradução nossa) fizeram algumas considerações a respeito da

ocorrência de juntas ao longo do furo da estaca e enumeram as condições nas quais o método é aplicável:

- a) a carga é estática e de compressão axial;
- b) a carga é suportada tanto pela base quanto pelo fuste da estaca;
- c) a base da estaca está em contato direto com a rocha;
- d) as laterais do furo estão livres de qualquer contaminação capaz de diminuir a aderência na interface concreto-rocha;
- e) as laterais do furo podem estar em seu estado natural ou com rugosidades artificiais;
- f) deve-se estimar, seja por correlações empíricas ou testes *in loco*, o módulo de deformação e parâmetros de resistência da rocha.

7.1.1 Resistência Lateral

Rowe e Armitage (1987, p. 130, tradução nossa) correlacionaram, de maneira análoga ao que é demonstrado na fórmula 54, a resistência unitária por atrito lateral da estaca (τ) e o módulo de deformação da rocha (E_{rm}) com a resistência à compressão simples da rocha (σ_c) na qual a estaca está inserida. Essas correlações foram desenvolvidas para maciços livres de descontinuidades significativas nas zonas de influência das estacas, além disso, os autores apontam a influência direta da rugosidade das paredes do furo na resistência por atrito lateral. Portanto, o quadro 3, a seguir, apresenta uma classificação qualitativa dos tipos de rugosidade.

Quadro 3 – Classificação da rugosidade nas paredes do furo de uma estaca

Classe	Descrição
R1	Linear, paredes lisas, com irregularidades cuja profundidade é inferior a 1 mm
R2	Irregularidades com profundidade entre 1 e 4 mm, largura superior a 2 mm e espaçamento entre 50 e 200 mm
R3	Irregularidades com profundidade entre 4 e 10 mm, largura superior a 5 mm e espaçamento entre 50 e 200 mm
R4	Irregularidades ou ondulações com profundidade superior a 10 mm, largura superior a 10 mm e espaçamento entre 50 e 200 mm

(fonte: PELLIS et al., 1980, p. 298, tradução nossa)

Portanto, o resultado dessas correlações é apresentado nas fórmulas 56 e 57 (ROWE; ARMITAGE, 1987, p. 130, tradução nossa). Nessa linha, a fórmula 56 é adequada para as classes R1, R2 e R3 e a fórmula 57 para a classe R4.

$$\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{p_a} = 1,41 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{p_a}} \quad (\text{f\acute{o}rmula 56})$$

Sendo:

$\tau_{m\acute{a}x}$ = resistência lateral unitária máxima;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha na qual está inserida a estaca;

p_a = pressão atmosférica (0,101 MPa).

$$\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{p_a} = 1,88 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{p_a}} \quad (\text{f\acute{o}rmula 57})$$

Sendo:

$\tau_{máx}$ = resistência lateral unitária máxima;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha na qual está inserida a estaca;

p_a = pressão atmosférica (0,101 MPa).

$$E_{rm} = 215\sqrt{\sigma_c} \quad (\text{fórmula 58})$$

Sendo:

E_{rm} = módulo de deformação da rocha na qual está inserida a estaca;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha na qual está inserida a estaca.

No que diz respeito a projetos reais, Rowe e Armitage (1987, p. 130, tradução nossa) ressaltam a importância da aplicação de coeficientes de segurança parciais, tanto para a resistência unitária por atrito lateral como para o módulo de deformação da rocha, obtendo-se, assim, os valores de projeto dessas grandezas (τ_d e E_{rmd}). Os autores constataram que, para coeficientes parciais iguais a 0,7, a probabilidade do deslocamento de projeto ser excedido é inferior a 30% e, no caso de se utilizarem fatores iguais a 0,5, essa probabilidade cai para menos de 11%.

7.1.2 Resistência de Ponta

A resistência de ponta na base da estaca está diretamente relacionada à pressão admissível na interface inferior estaca-rocha. Assim, para a determinação dessa grandeza, Rowe e Armitage (1987, p. 131, tradução nossa) procuraram, apenas, evitar a ocorrência de falhas no maciço rochoso e lançaram mão de critérios de resistência de modo a assegurar que a rocha tenha comportamento elástico frente às solicitações de projeto. Porém, para a aplicação desse método, os seguintes aspectos devem ser considerados:

- a) a base da estaca deve estar embutida na rocha por uma extensão de, pelo menos, um diâmetro;
- b) a rocha na base da estaca deve se encontrar sem alterações e/ou descontinuidades significativas, tendo uma resistência à compressão simples média igual a σ_c ;
- c) não pode haver cavidades ou espaços vazios na interface inferior estaca-rocha;

Portanto, a pressão admissível (q_{adm}) na base da estaca é dada pela seguinte fórmula:

$$q_{adm} = \sigma_c \quad (\text{fórmula 59})$$

Sendo:

q_{adm} = pressão admissível na base da estaca, na interface inferior estaca-rocha;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha na qual está inserida a estaca.

Já a pressão máxima admitida na base da estaca ($q_{m\acute{a}x}$) é a seguinte:

$$q_{m\acute{a}x} = 2,5\sigma_c \quad (\text{fórmula 60})$$

Sendo:

$q_{m\acute{a}x}$ = pressão máxima admissível na base da estaca, na interface inferior estaca-rocha;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha na qual está inserida a estaca.

Por sua vez, para assegurar o comportamento elástico da rocha na base da estaca, o seguinte critério deve ser satisfeito:

$$q_a \leq q_{adm} \quad (\text{fórmula 61})$$

Sendo:

q_a = pressão atuante na base da estaca, na interface inferior estaca-rocha;

q_{adm} = pressão admissível na base da estaca, na interface inferior estaca-rocha.

Ainda, como forma de garantir determinado nível de segurança no que concerne a capacidade última da estaca, a pressão máxima atuante na base (q_{am}) deve satisfazer a seguinte condição:

$$q_{am} \leq q_{m\acute{a}x} \quad (\text{f\acute{o}rmula 62})$$

Sendo:

q_{am} = press\~ao m\~axima atuante na base da estaca, na interface inferior estaca-rocha (f\~ormula 63);

$q_{m\acute{a}x}$ = press\~ao m\~axima admiss\~ivel na base da estaca, na interface inferior estaca-rocha.

E a press\~ao m\~axima atuante na base da estaca \~e dada por:

$$q_{am} = q_d - 4FS \frac{L}{D} \tau \quad \text{para } q_d \geq 4FS \frac{L_e}{D} \tau \quad (\text{f\acute{o}rmula 63})$$

$$q_{am} = 0 \quad \text{para } q_d < 4FS \frac{L_e}{D} \tau$$

Sendo:

q_{am} = press\~ao m\~axima atuante na base da estaca, na interface inferior estaca-rocha;

q_d = press\~ao de projeto, atuante no topo da estaca;

L_e = comprimento da por\~cao da estaca embutida na rocha;

D = di\~ametro da por\~cao da estaca embutida na rocha;

FS = fator de seguran\~ca;

τ = resist\~encia por atrito lateral.

7.2 M\~ETODOS ABORDADOS POR CARTER & KULHAWY

Entre os anos de 1987 e 1988, sob encomenda da Empire State Electric Energy Research Corporation e do Electric Power Research Institute (EPRI), Carter e Kulhawy produziram um extenso boletim t\~ecnico a respeito de estacas escavadas embutidas em rochas. Esse, por sua vez, tinha por objetivo, al\~em da descri\~cao e da an\~alise do problema dessas estacas quando submetidas a solicita\~c\~oes de diferentes naturezas, o desenvolvimento de metodologias de projeto para esse tipo de funda\~cao. Nele os autores abordaram tanto os problemas de estacas com embutimento completo na rocha (resist\~encia de ponta e por atrito lateral) quanto os de

estacas com embutimento parcial na rocha (apenas resistência por atrito lateral). Os métodos que dizem respeito às parcelas resistivas (fuste e ponta/base), são apresentados a seguir.

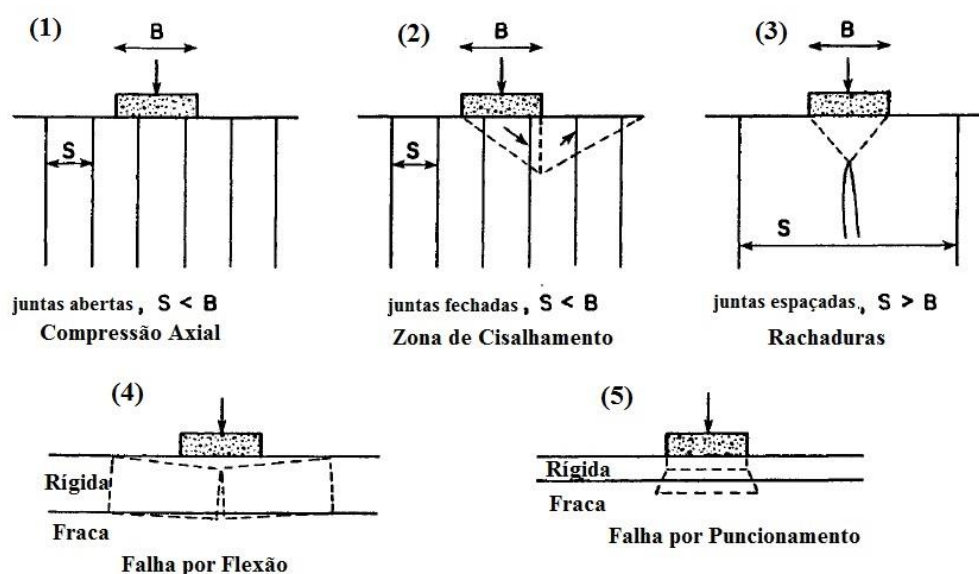
7.2.1 Resistência de Ponta

Assim como constatado por Rowe e Armitage, Carter e Kulhawy (1988, p. 3-4, tradução nossa) afirmam, que, para estacas com embutimento completo na rocha e submetidas à compressão axial, a resistência de ponta só é realmente mobilizada para níveis de tensão capazes de provocar algum movimento relativo (deslizamento) entre as interfaces fuste-rocha ao longo de toda a extensão da estaca. Ainda, os autores destacam que, para os casos nos quais os deslocamentos para mobilizar essa resistência são excessivos e/ou a base da estaca não se encontra em condições adequadas, é recomendável desconsiderar essa parcela de resistência na determinação da capacidade de carga do elemento de fundação.

Entretanto, é comum assumir o deslizamento completo sob as cargas de projeto e, conseqüentemente, considerar a resistência de ponta em estacas com pequeno comprimento de embutimento na rocha, quando estão submetidas a carregamentos bastante expressivos e/ou quando há a necessidade, sob determinado nível de confiança, de mobilização dessa parcela resistiva (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-2, tradução nossa). Portanto, nesses casos fica evidente a necessidade de se avaliar a pressão admissível na interface inferior estaca-rocha.

Primeiramente, Carter e Kulhawy (1988, p. 3-2, tradução nossa) procuraram avaliar essa pressão admissível considerando o modo de falha mais provável de se ocorrer no maciço rochoso quando submetido aos carregamentos advindos da estrutura de fundação (figura 26). Evidentemente, esse modo de falha está intimamente ligado tanto à relação entre o espaçamento das descontinuidades (S) e a largura da estrutura de fundação (B) quanto à presença de camadas de materiais de menor resistência sob o maciço rochoso.

Figura 26 – Modos de falha em maciços rochosos



(fonte: SOWERS⁴, 1979 apud CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-3, tradução nossa)

Para o **caso 1**, quando a base da estrutura de fundação está assentada sobre um maciço em que o espaçamento entre as descontinuidades é menor que a largura dessa estrutura e as descontinuidades são do tipo juntas abertas, a tendência é que a falha se dê por compressão axial da rocha. Portanto, o maciço pode ser idealizado como um material coesivo que segue o critério de falha de Mohr-Coloumb e a capacidade de suporte última do maciço pode ser obtida pela seguinte fórmula:

$$q_{ult} = 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{fórmula 64})$$

Sendo:

q_{ult} = capacidade de suporte última do maciço rochoso;

c = intercepto coesivo do maciço rochoso;

ϕ = ângulo de atrito interno do maciço rochoso.

⁴ SOWERS, G. F. **Introductory Soil Mechanics and Foundations Geotechnical Engineering**. 4th ed. New York: MacMillan Publishing Co, 1979.

Quando a estrutura de fundação é apoiada sobre um maciço no qual as descontinuidades são do tipo juntas fechadas e o espaçamento entre essas é menor que a largura dessa estrutura (**caso 2**), a tendência é que falha desse conjunto se dê por cisalhamento em zonas no formato de cunhas. Logo, a solução de Bell, modificada para estruturas circulares, é aplicável na determinação da capacidade de suporte última do maciço.

$$q_{ult} = \left(1 + \frac{N_q}{N_c}\right) cN_c + \frac{0,6\gamma DN_\gamma}{2} + (1 + \tan \phi)\gamma LN_q \quad (\text{fórmula 65})$$

Sendo:

q_{ult} = capacidade de suporte última do maciço rochoso;

N_q = fator de carga, conforme gráfico da figura 27;

N_c = fator de carga, conforme gráfico da figura 27;

N_γ = fator de carga, conforme gráfico da figura 27;

c = intercepto coesivo do maciço rochoso;

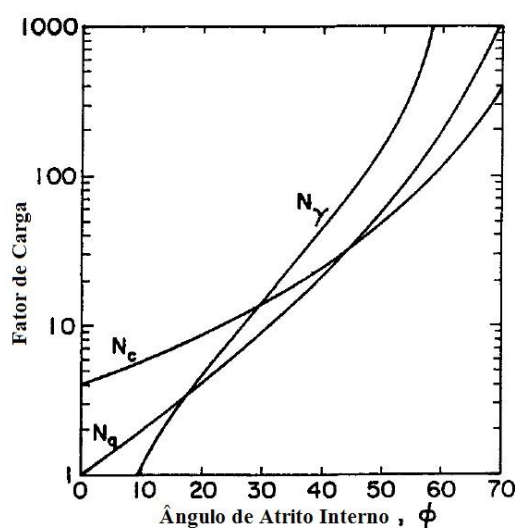
γ = peso unitário efetivo da rocha que compõe o maciço;

ϕ = ângulo de atrito interno do maciço rochoso;

D = diâmetro da estaca;

L = profundidade da estaca.

Figura 27 – Fatores de carga



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-4, tradução nossa)

No caso de o espaçamento entre as discontinuidades ser maior que a largura da estrutura de fundação (**caso 3**), a tendência é que a falha se dê a partir da formação de rachaduras no interior do maciço, as quais podem, eventualmente, implicar em uma falha geral por cisalhamento do conjunto maciço-fundação (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-4, tradução nossa). Conseqüentemente, a capacidade de carga última pode ser aproximada pela seguinte expressão:

$$q_{ult} = J \cdot c \cdot N_{cr} \quad (\text{fórmula 66})$$

Sendo:

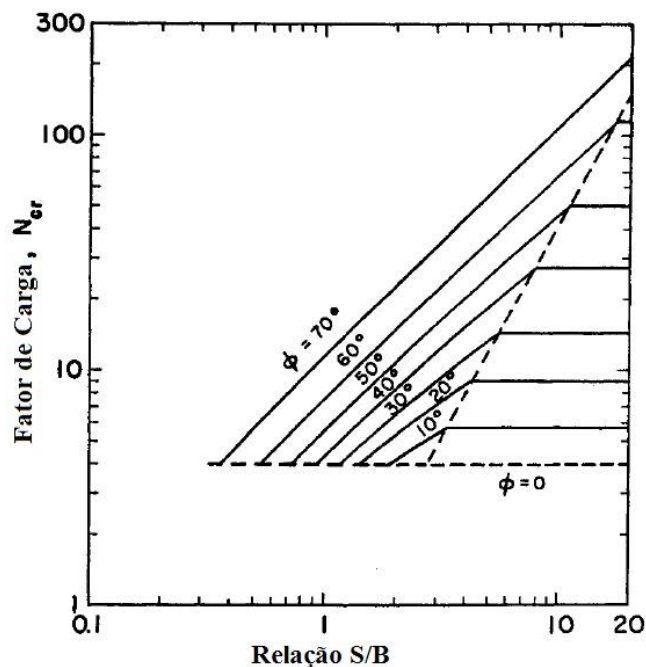
q_{ult} = capacidade de suporte última da rocha;

J = fator de correção, conforme gráfico da figura 29;

c = intercepto coesivo do maciço rochoso;

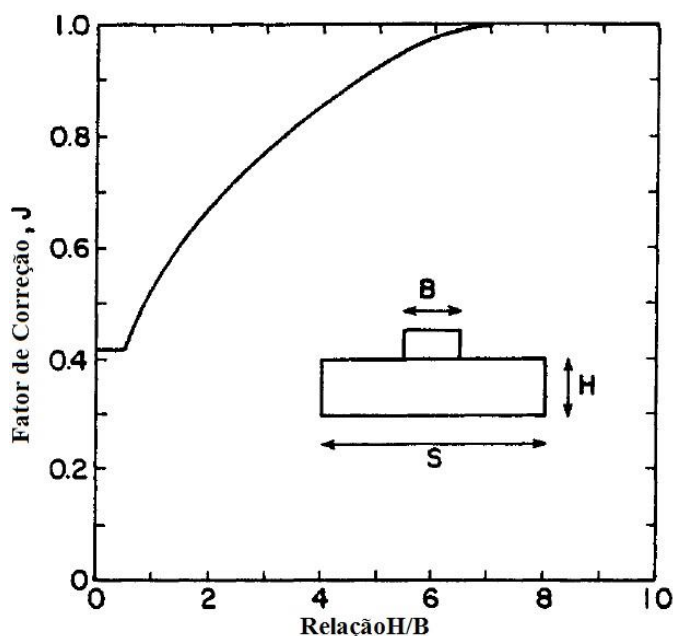
N_{cr} = fator de carga, conforme gráfico da figura 28.

Figura 28 – Fator de carga N_{cr} .



(fonte: CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-5, tradução nossa)

Figura 29 – Fator de correção J



(fonte: BISHNOI⁵, 1968 apud CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-3, tradução nossa)

Para o **caso 4**, em que uma camada espessa de rocha está apoiada sobre uma camada de material com menor rigidez, é provável que a falha se dê por flexão. Portanto, é necessário estimar a resistência à flexão da rocha. Carter e Kulhawy (1988, p. 3-2, tradução nossa) comentam que, essa, de maneira geral, é da ordem de duas vezes a resistência da rocha à tração, que, por sua vez, equivale a, aproximadamente, 5 a 10% da resistência da rocha à compressão simples (σ_c).

Já o **caso 5** é semelhante ao anterior, no entanto a camada de rocha tem uma espessura bastante inferior, implicando na tendência de falha por puncionamento, a qual se manifesta, efetivamente, por uma falha resistiva de tração. Ainda, é importante ressaltar que, para esses dois últimos casos, a falha pode vir a ocorrer antes na camada composta pelo material de menor rigidez (CARTER; KULHAWY, 1988, p. 3-2, tradução nossa).

Alternativamente, Carter e Kulhawy (1988, p. 3-5, tradução nossa) propõem a utilização do critério empírico de resistência de Hoek-Brown na determinação da capacidade de carga última de maciços rochosos fraturados (q_{ult}). Como citado anteriormente (item 3.3.3.2), assume-se, nessa abordagem, que a falha é consequência da combinação entre as tensões

⁵ BISHNOI, B. L. **Bearing Capacity of a Closely Jointed Rock**. 1968. 120 p. Ph. D. Dissertation – Georgia Institute of Technology, Atlanta, 1968.

principais maior e menor, excluindo-se, assim, a influência da tensão principal intermediária nesse processo. Além disso, essa capacidade de carga depende das constantes empíricas m e s (tabela 4), as quais são função do tipo e da qualidade da rocha, além, é claro, das características das descontinuidades. Logo, Carter e Kulhawy (1988, p. 3-6 tradução nossa) expõem o limite inferior (*lower bound*) da solução do critério de Hoek-Brown como fórmula para a determinação de q_{ult} , sendo essa exposta a seguir:

$$q_{ult} = (m + \sqrt{s}) \cdot \sigma_c \quad (\text{fórmula 67})$$

Sendo:

q_{ult} = capacidade de suporte última da rocha;

m = parâmetro empírico, conforme diagrama da tabela 4;

s = parâmetro empírico, conforme diagrama da tabela 4;

σ_c = resistência à compressão axial da rocha.

Tabela 4 – Valores de m e s para o critério de falha de Hoek-Brown

Estado da Rocha	Valor de m ou s	Tipo de Rocha				
		A	B	C	D	E
ROCHA INTACTA RMR = 100 Q = 500	m	7,00	10,00	15,00	17,00	25,00
	s	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ROCHA DE EXCELENTE QUALIDADE RMR = 85 Q = 100	m	2,40	3,43	5,14	5,82	8,56
	s	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082
ROCHA DE BOA QUALIDADE RMR = 65 Q = 10	m	0,58	0,82	1,23	1,40	2,05
	s	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293
ROCHA DE QUALIDADE REGULAR RMR = 44 Q = 1	m	0,13	0,18	0,28	0,31	0,46
	s	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009
ROCHA DE BAIXA QUALIDADE RMR = 23 Q = 0,1	m	0,03	0,04	0,06	0,07	0,10
	s	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003
ROCHA DE PÉSSIMA QUALIDADE RMR = 3 Q = 0,01	m	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03
	s	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001

Tipo de Rocha:

- A** - Rochas carbonatadas com clivagem mineral bem desenvolvida (cálcario, mármore e cálcario dolomítico)
- B** - Rochas argilosas (*mudstones*, *siltstones*, xistos e ardósia)
- C** - Rochas arenosas com clivagem mineral pouco desenvolvida (arenito e quartzito)
- D** - Rochas ígneas cristalinas (andesito, riolito e basalto)
- E** - Rochas ígneas cristalinas e metamórficas (amfibólio, gabro-gneiss, granito e gabro)

(fonte: HOEK; BROWN, 1988, p. 32, tradução nossa)

7.2.2 Resistência Lateral

Em face da complexidade dos mecanismos de resistência que se desenvolvem no fuste de uma estaca embutida em rocha, já que esses são resultados de aspectos relacionados ao atrito, à adesão, bem como à dilatação que pode vir a ocorrer na interface da superfície rugosa do furo, Carter e Kulhawy (1987, p. 3-9, tradução nossa) utilizam, também, correlações entre a resistência à compressão simples de uma rocha e sua resistência unitária por atrito lateral. Os autores atestam a dificuldade de obtenção de todos os parâmetros necessários à criação de um modelo geomecânico capaz de descrever o escorregamento na interface fuste-rocha que ocorre em uma estaca comprimida, o qual permitiria a aferição, com grande acurácia, do desenvolvimento da resistência por atrito lateral dessa.

Portanto, em nível de projeto, sugerem a aplicação de fórmulas semelhantes às apresentadas por Rowe e Armitage. No entanto, atentam para a cautela necessária à aplicação dessas abordagens simplistas, especialmente para o caso de estacas inseridas em maciços de baixa qualidade, isto é, extremamente intemperizados e/ou com estrutura interna muito descontínua (CARTER; KULHAWY, 1987, p. 3-11, tradução nossa). Logo, nesses casos, sugerem a incorporação do parâmetro α_E , que relaciona os módulos de deformação do maciço rochoso e da rocha intacta.

Ainda, para os casos em que o concreto tem resistência à compressão simples inferior à do maciço rochoso, Carter e Kulhawy (1987, p. 3-11, tradução nossa) sugerem a seguinte fórmula para resistência lateral unitária:

$$\tau_{m\acute{a}x} = 0,05f_{ck} \quad (\text{f\acute{o}rmula 68})$$

Sendo:

$\tau_{m\acute{a}x}$ = resistência lateral unitária máxima;

f_{ck} = resistência característica do concreto.

7.3 MÉTODO BRASILEIRO DE CABRAL-ANTUNES

No ano de 2000, em virtude da crescente utilização de estacas embutidas em rochas no Brasil, Cabral e Antunes (2000, p. 169) apresentaram uma metodologia para o cálculo da capacidade de carga em estacas desse tipo. Além disso, os autores fizeram algumas recomendações no que diz respeito a determinados aspectos construtivos relacionados a estruturas dessa natureza.

7.3.1 Capacidade de Carga

Nesse método, considera-se a **capacidade de carga** de estacas embutidas em rochas como a soma da parcela de resistência por atrito lateral e da resistência de ponta da estaca (fórmula 70). Ainda, Cabral e Antunes (2000, p. 169) afirmam que, na maioria dos casos, é recomendável desconsiderar a parcela de resistência da porção da estaca embutida em solo, uma vez que é grande diferença entre os coeficientes de rigidez desses e das rochas, sejam essas alteradas ou não. Entretanto, para casos onde a porção de solo tiver resistência razoável ($NSPT \geq 10$) e deformações elásticas superiores a δ_0 (fórmula 69), os autores comentam que é possível considerar, desde que adotado um fator de segurança igual a 3, a parcela resistiva dos solos.

$$\delta_0 = 2mm + 2\% \cdot D \quad (\text{fórmula 69})$$

Sendo:

δ_0 = deformação elástica;

D = diâmetro da estaca.

$$Q_n = r_p A_p + \tau A_l \quad (\text{fórmula 70})$$

Sendo:

Q_n = capacidade de carga da estaca em termos nominais;

r_p = resistência de ponta unitária;

A_p = área da ponta da estaca;

τ = resistência lateral unitária;

A_l = área da superfície lateral da parcela da estaca embutida na rocha.

Os autores consideraram a **resistência de ponta unitária** como função da qualidade do maciço rochoso e da limpeza da ponta da estaca. Logo, essa pode ser obtida através da seguinte fórmula:

$$r_p = \beta_p \sigma_c \leq 8 \text{ MPa} \quad (\text{fórmula 71})$$

Sendo:

r_p = resistência de ponta unitária;

β_p = coeficiente de correlação dado na tabela 5;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha.

A tabela 5, a seguir, apresenta valores, tanto em intervalos, como médios, para o coeficiente β_p em função do grau de alteração da rocha. Já a tabela 6, contém valores indicativos (de referência) para a resistência à compressão simples de diversas rochas, divididas nas seguintes categorias:

- a) tipo 1: rochas ígneas e metamórficas (basaltos, gnaisses e granitos);
- b) tipo 2: rochas metamórficas foliadas (ardósias e xistos);
- c) tipo 3: rochas sedimentares “bem cimentadas” (arenitos, calcários e siltitos).

Tabela 5 – Valores característicos de β_p

Grau de Alteração	β_p	
	Intervalo	Média
Muito Alterada	0,07-0,13	0,10
Alterada	0,24-0,36	0,30
Pouco alterada	0,48-0,64	0,54

(fonte: CABRAL; ANTUNES, 1999, p. 171)

Tabela 6 – Valores indicativos de σ_c

Tipo de Rocha	σ_c (MPa)
Tipo 1	70-250
Tipo 2	40-90
Tipo 3	30-80

(fonte: CABRAL; ANTUNES, 1999, p. 171)

Por sua vez, os autores consideram que a **resistência lateral unitária (τ)**, desenvolvida no fuste da estaca, deve ser equivalente a 2,5% a 3,5% da resistência de ponta unitária (r_p) (CABRAL; ANTUNES, 1999, p. 171). No entanto, essa tem como fator limitante a resistência característica do concreto, tendo que satisfazer as condições impostas pela seguinte relação:

$$\tau_{m\acute{a}x} \leq \frac{f_{ck}}{15} \leq 1,3 \text{ MPa} \quad (\text{f\acute{o}rmula 72})$$

Sendo:

$\tau_{m\acute{a}x}$ = resistência lateral unitária máxima;

f_{ck} = resistência característica do concreto que comp\oe estaca.

7.3.2 Limitações Construtivas

No que concerne o comprimento m\ınimo de embutimento (L_e) da estaca na rocha, Cabral e Antunes (2000, p. 172) colocam limita\c{c}oes distintas em fun\c{c}ao do grau de altera\c{c}ao do maci\c{c}o rochoso, das condi\c{c}oes de limpeza do furo e do mecanismo de resist\ec{e}ncia da estaca (tabela 7). Ainda, no contexto de constru\c{c}ao de funda\c{c}oes desse tipo, os autores destacam que o controle de resist\ec{e}ncia, que pode vir a ser feito durante o processo de escava\c{c}ao do furo, deve servir, basicamente, como modelo de compara\c{c}ao com os dados advindos da investiga\c{c}ao e caracteriza\c{c}ao do subsolo do terreno em quest\c{a}o.

Tabela 7 – Comprimento mínimo de embutimento segundo Cabral-Antunes

Características da Rocha	L_e mínimo
Não há dúvidas quanto à limpeza e a qualidade da rocha a partir da ponta da estaca	$L_e=0,5D$
Há possibilidade da porção de rocha sob a ponta da estaca ser de qualidade inferior em comparação à porção sobrejacente	$L_e=1,5D$ ($r_p > 30\text{MPa}$) $L_e=2,0D$ ($r_p < 30\text{MPa}$)
A estaca é suportada somente pelo seu fuste, por atrito lateral e outros mecanismos de adesão	$L_e=3,0D$ ($r_p > 30\text{MPa}$) $L_e=4,0D$ ($r_p < 30\text{MPa}$)

(fonte: adaptado de CABRAL; ANTUNES, 1999, p. 172)

7.4 OUTROS MÉTODOS

No contexto de projetos e pesquisas, é usual, a título de comparação, a utilização e consulta a diferentes metodologias para a previsão das capacidades resistivas de uma estaca. Portanto, além das anteriormente apresentadas, expõem-se, na sequência, algumas fórmulas e parâmetros de uso comum na previsão da capacidade resistiva, relativas ao fuste e a base, de estacas embutidas em rocha. Cabe ressaltar, entretanto, que esses são apresentados de forma superficial, não havendo qualquer aprofundamento teórico.

7.4.1 Resistência Lateral

De maneira complementar a fórmula 54, são expostos, na sequência, valores alternativos para o coeficiente **C** apresentados por Zhang (2004, p. 218, tradução nossa). Tais valores foram obtidos por diversos autores a partir de análises de laboratório e do desempenho de provas de carga em escala real.

Tabela 8 – Valores alternativos de C

Autoria	C
Williams et al. (1980)	0,91
Reynolds e Kaderbek (1976)	4,22
Gupton e Logan (1984)	2,81
Reese e O'Neill (1987)	2,11
Toh et al. (1989)	3,51
Meigh e Wolshi (1979)	0,93
Horvath (1982)	0,63-0,94
Zhang (1999)	0,63-2,53
Kulhawy e Phoon (1993)	0,71-2,53

(fonte: adaptado de Zhang, 2004, p. 218, tradução nossa)

Alternativamente, como forma de considerar o eventual decréscimo no potencial resistivo da estaca ao longo de seu fuste, em decorrência da presença de juntas e/ou sulcos na rocha, é possível multiplicar o coeficiente C (fórmula 54), por um fator de redução ϕ (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2010, p. 13-20, tradução nossa). Esse fator, por sua vez, é dado na tabela 9, abaixo, podendo ser estimado como função do RQD e da condição física das juntas.

Tabela 9 – Fator de redução ϕ

RQD (%)	Fator de redução ϕ	
	Juntas Fechadas	Juntas Abertas ou Preenchidas
100	1,00	0,85
70	0,85	0,55
50	0,60	0,55
30	0,50	0,50
20	0,45	0,45

(fonte: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2010, p. 13-21, tradução nossa)

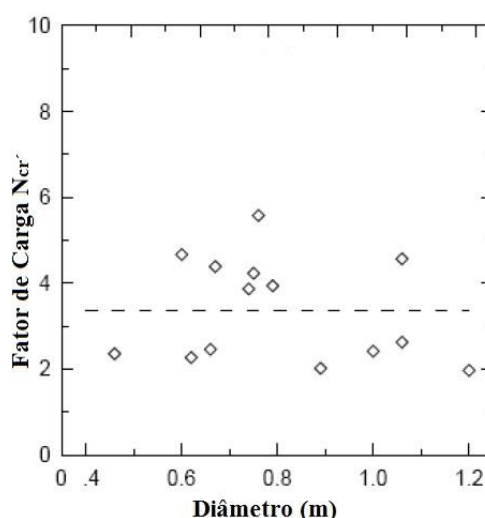
7.4.2 Resistência de Ponta

Para situações nas quais se pretende empregar a fórmula 55, pode-se estimar o fator de carga a partir do gráfico da figura 30. .No entanto, a Federal Highway Association (2010, p. 13-22, tradução nossa) ressalta que os seguintes aspectos devem ser observados:

- a) a ponta da estaca deve estar assentada sobre rocha maciça, sem a presença de juntas ou sulcos compressíveis a uma profundidade de, ao menos, um diâmetro abaixo da base da estaca;
- b) não devem existir cavidades ou vazios expressivos sob a rocha da base da estaca;
- c) deve-se certificar de que a base do furo está limpa.

De maneira geral, um fator de carga igual 2,5 engloba a maioria dos pontos expostos no gráfico acima, sendo seu uso recomendável para o caso de **rochas competentes** nas quais só existem dados relativos à σ_c (FHWA, 2010, p. 13-22, tradução nossa). Por outro lado, o valor médio referente ao N_{cr} e o respectivo coeficiente de variação, para os dados representados no gráfico, são iguais a, respectivamente, 3,38 e 35,4%. Contudo, seu uso se justifica, apenas, para os casos em que há caracterização geotécnica mais avançada do maciço rochoso.

Figura 30 – Fator de carga N_{cr} .



(fonte: PRAKOSO; KULHAWY⁶, 2002 apud FHWA, 2010, p. 13-22)

⁶ PRAKOSO, W. A.; KULHAWY, F. H. Uncertainty in Capacity Models of Foundations in Rock. In: 5th NORTH AMERICA ROCK MECHANICS SYMPOSIUM. **Proceedings...** Toronto: edited by R. Hammah et al. Toronto, 2002, p. 1241-1248.

Outros valores para o $N_{cr'}$, obtidos de forma empírica por diversos autores, são da mesma ordem de grandeza que os expostos no gráfico acima. Nessa linha, Zhang (1999, p. 240, tradução nossa) destaca de maneira crítica a grande variabilidade de resultados envolvendo tal parâmetro, uma vez que grande parte dos autores tende a considerar a resistência de ponta de maneira “grosseira”. Por isso, a partir da análise de 39 provas de carga, propôs a seguinte relação para a avaliação da resistência unitária de ponta em estacas nas quais a relação entre o comprimento de embutimento e o raio seja superior a 3:

$$r_p = N_{cr'} \cdot \sqrt{\sigma_c} \quad (\text{fórmula 73})$$

Nessa expressão, o fator de carga ($N_{cr'}$) é dado nas seguintes condições:

- a) limite inferior (LI) = 3,0;
- b) limite médio (LM) = 4,8;
- c) limite superior (LS) = 6,6.

Alternativamente, quando há a disponibilidade de dados referentes às descontinuidades, tais como espaçamento vertical e espessura, é possível determinar $N_{cr'}$ de acordo com a fórmula 74 (FHWA, 2010, p. 13-23, tradução nossa). Dessa maneira, o fator de carga tende a ser calculado de maneira mais refinada, já que tais características passam a ser consideradas.

$$N_{cr'} = 3 \cdot K_{sp} \cdot d^* \quad (\text{fórmula 74})$$

Sendo:

K_{sp} = coeficiente de abertura e espaçamento das descontinuidades (fórmula 75);

d^* = fator geométrico (fórmula 76).

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_v}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_v}}} \quad (\text{fórmula 75})$$

Sendo:

s_v = espaçamento vertical médio entre as descontinuidades;

D = diâmetro da estaca;

t_d = tamanho médio de abertura das descontinuidades.

$$d^* = 1 + 0.4 \frac{L_e}{D} \leq 3,4 \quad (\text{fórmula 76})$$

Sendo:

L_e = comprimento de embutimento;

D = diâmetro da estaca.

Por outro lado, quando essas informações não estão disponíveis de forma direta, é possível avaliar o coeficiente de carga considerando a qualidade do maciço em termos de RQD e/ou RMR, bem como do tipo de rocha (ZHANG, 2004, p. 240). Portanto, de maneira análoga a determinação dos coeficientes m e s dados na tabela 4, o fator de carga N_{ms} irá substituir o coeficiente N_{cr} e poderá ser avaliado conforme a tabela 10.

Tabela 10 – Coeficiente de carga N_{ms}

Estado da Rocha	Valor de m ou s	Tipo de Rocha				
		A	B	C	D	E
ROCHA INTACTA RMR = 100 RQD = 95-100	N_{ms}	3,80	4,30	5,00	5,20	6,20
ROCHA DE EXCELENTE QUALIDADE RMR = 85 RQD = 90-95	N_{ms}	1,40	1,60	1,90	2,00	2,30
ROCHA DE BOA QUALIDADE RMR = 65 RQD = 75-90	N_{ms}	0,28	0,32	0,38	0,40	0,46
ROCHA DE QUALIDADE REGULAR RMR = 44 RDQ = 50-75	N_{ms}	0,049	0,056	0,066	0,069	0,081
ROCHA DE BAIXA QUALIDADE RMR = 23 RQD = 25-50	N_{ms}	0,015	0,016	0,019	0,020	0,024
ROCHA DE PÉSSIMA QUALIDADE RMR = 3 RQD = <25	N_{ms}	Usar σ_c de um solo equivalente				

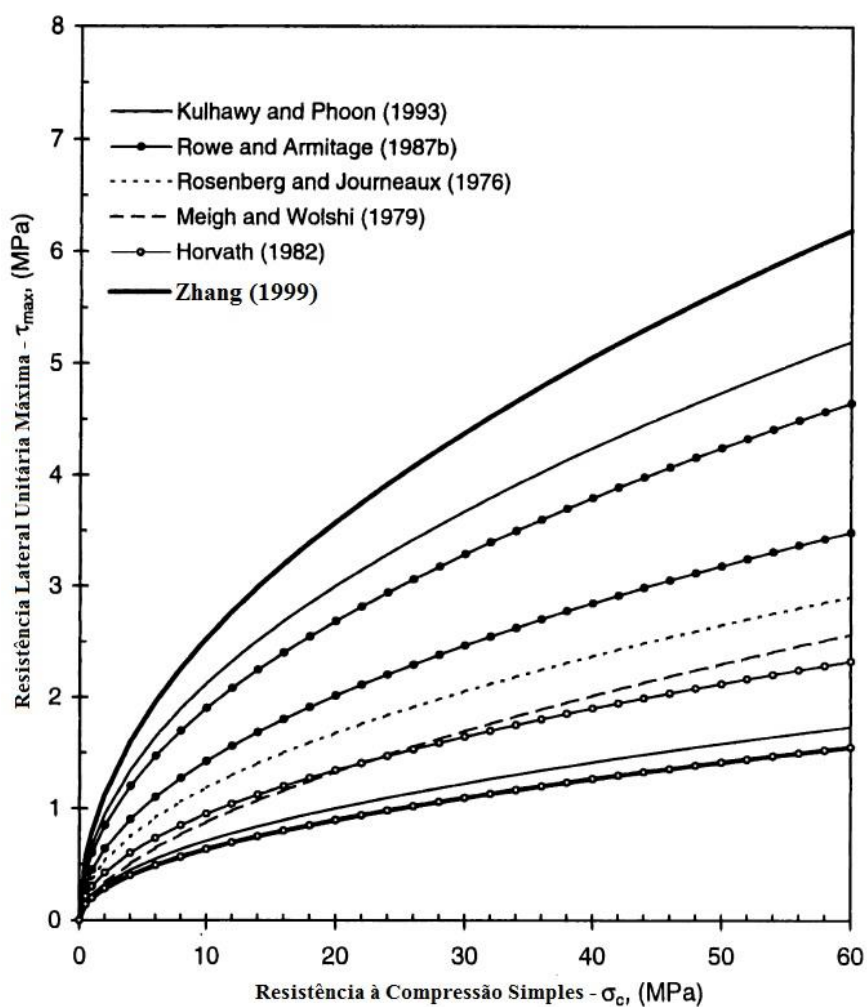
Tipo de Rocha:

- A - Rochas carbonatadas com clivagem mineral bem desenvolvida (cálcario, mármore e cálcario dolomítico)
- B - Rochas argilosas (*mudstones*, *siltstones*, xistos e ardósia)
- C - Rochas arenosas com clivagem mineral pouco desenvolvida (arenito e quartzito)
- D - Rochas ígneas cristalinas (andesito, riolito e basalto)
- E - Rochas ígneas cristalinas e metamórficas (amfibólio, gabro-gneiss, granito e gabro)

(fonte: adaptado de ZHANG, 2004, p. 240, tradução nossa)

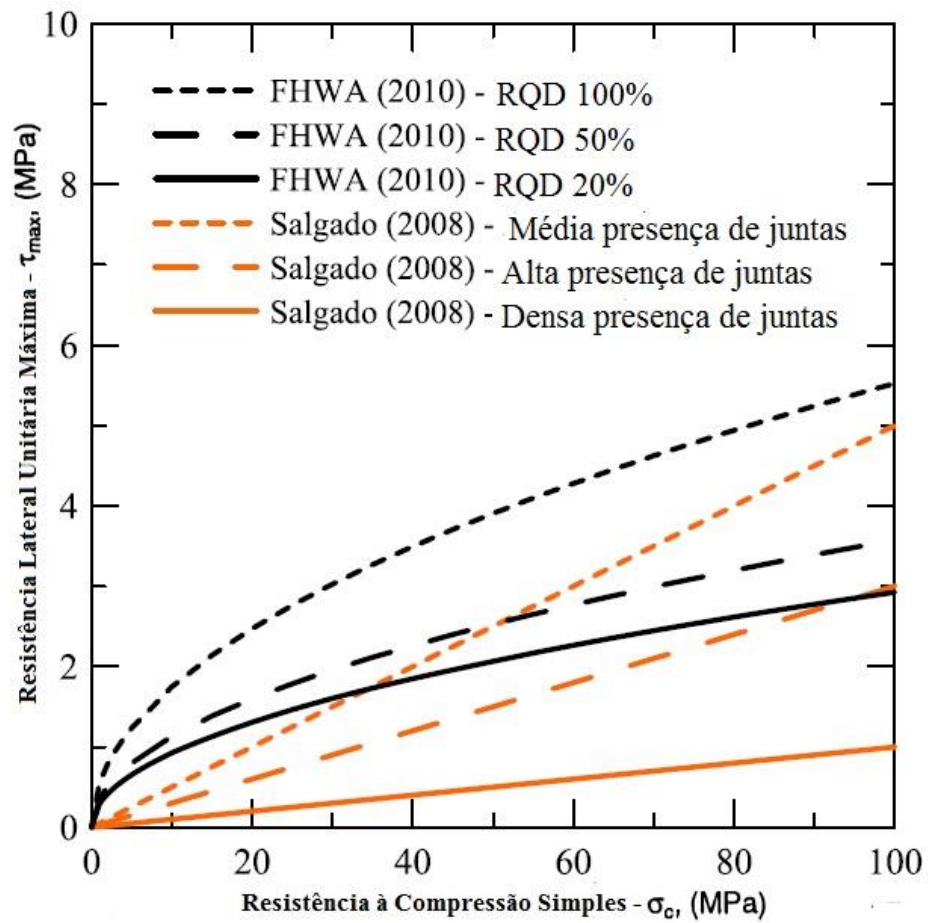
7.4.3 Valores de Referência

A seguir, são apresentados alguns ábacos com valores de referência relativos à resistência lateral unitária máxima ($\tau_{máx}$), a resistência de ponta máxima (r_p), em termos de capacidade de suporte, e ao fator de carga N_{cr} . Todos são baseados, de alguma forma, em correlações com a resistência à compressão simples da rocha (σ_c), o que reflete a abordagem das metodologias previamente abordadas.

Figura 31 – Valores de referência para $\tau_{m\acute{a}x}$ 

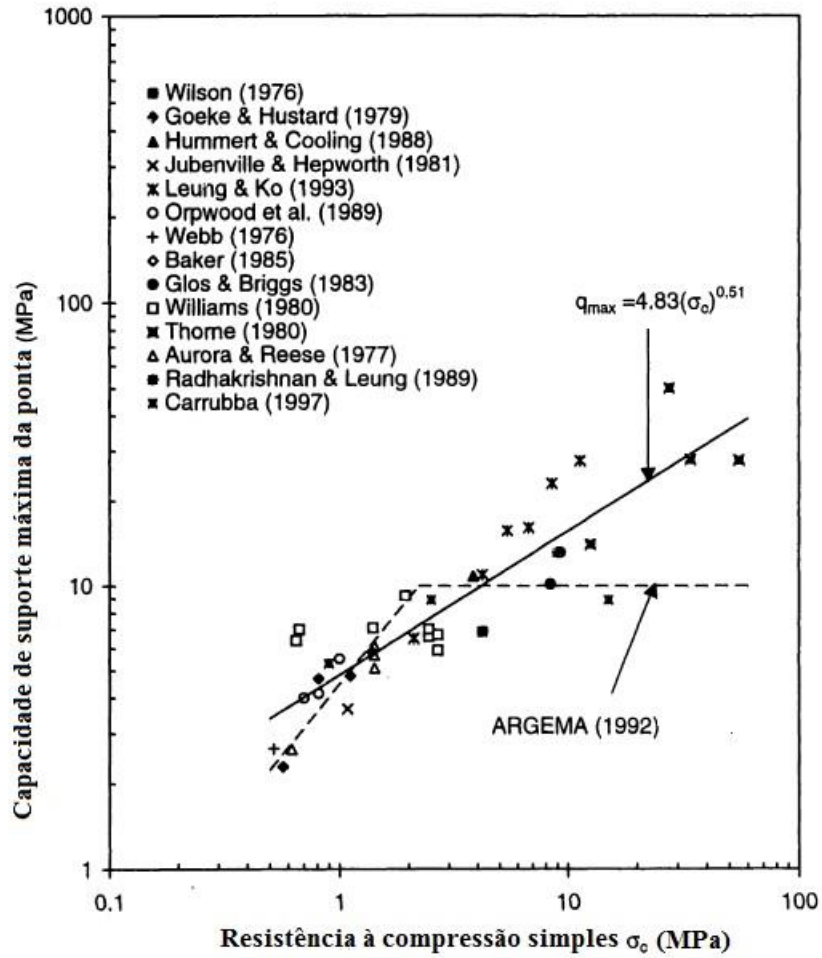
(fonte: ZHANG, 1999, p. 260, tradução nossa)

Figura 32 – Valores de referência para $\tau_{m\acute{a}x}$ conforme a qualidade da rocha



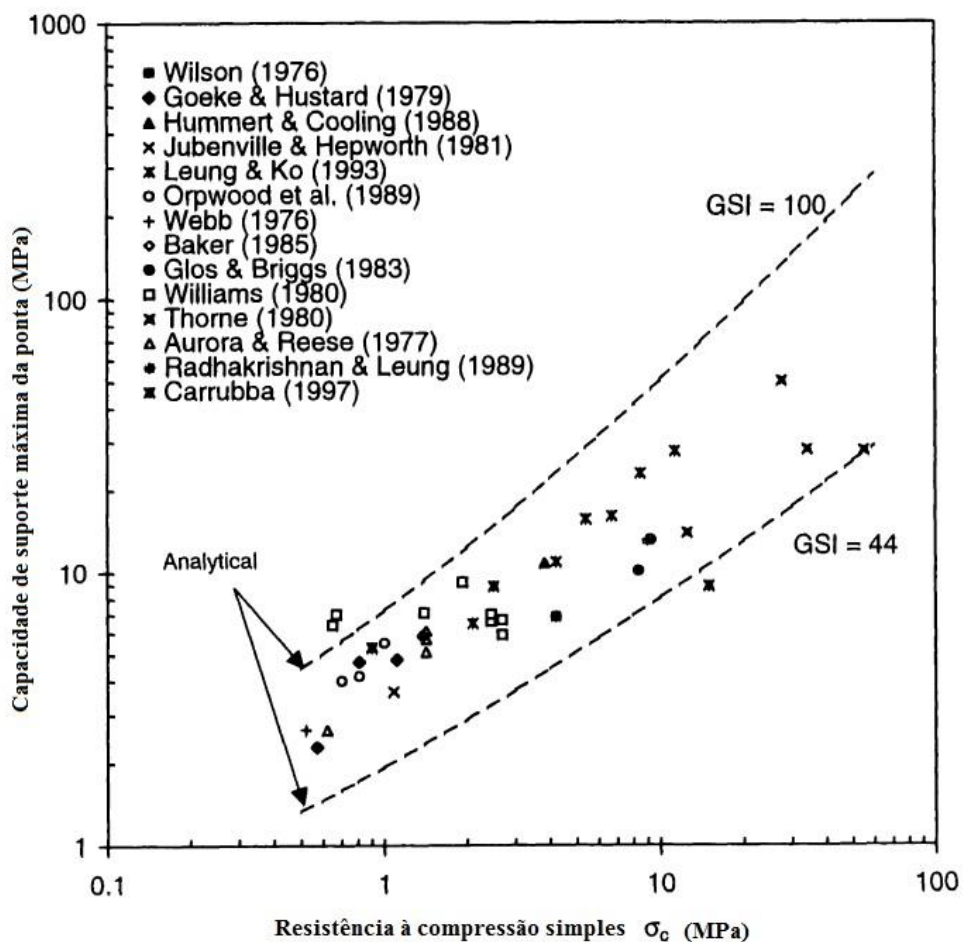
(fonte: SEO et al., p. 579, tradução nossa)

Figura 33 – Valores de referência para a capacidade de suporte máxima da ponta

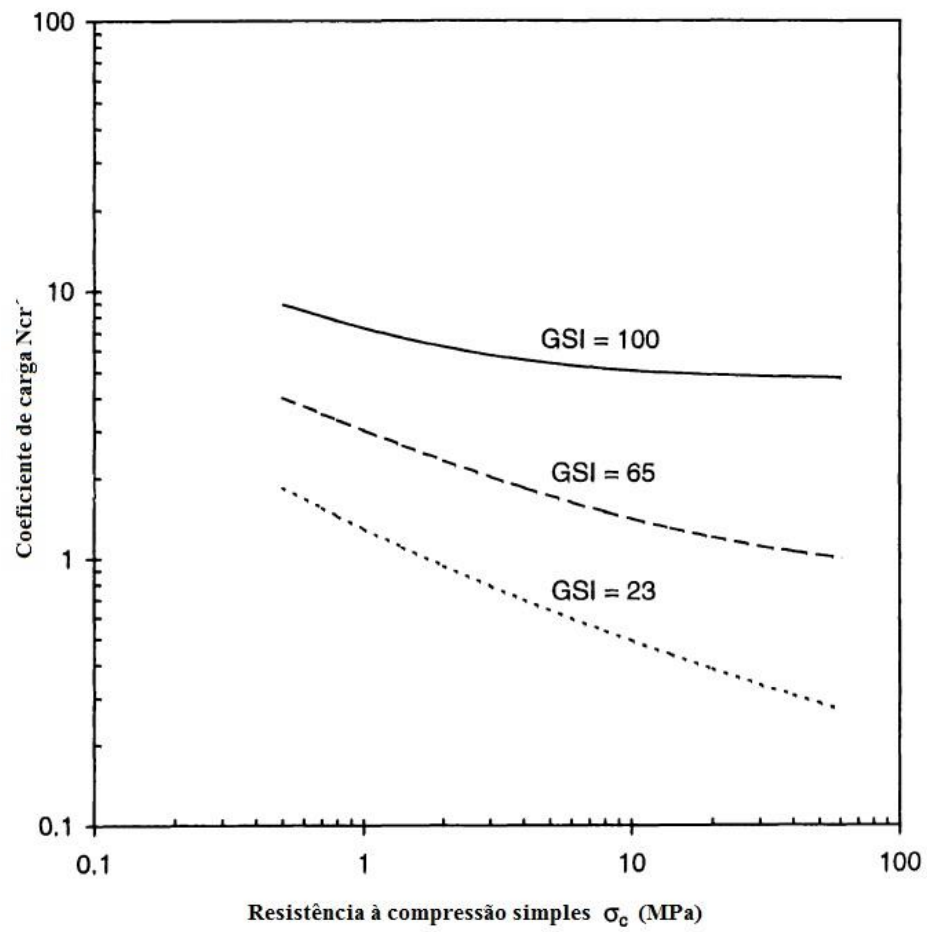


(fonte: ZHANG, 1999, p. 263, tradução nossa)

Figura 34 - Valores de referência para a capacidade de suporte máxima da ponta limitados pelo GSI



(fonte: ZHANG, 1999, p. 270, tradução nossa)

Figura 35 - Valores de referência para o N_{cr} , relacionados com o GSI

(fonte: ZHANG, 1999, p. 271, tradução nossa)

8 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

De maneira geral, provas de carga em estacas consistem em testes estáticos que objetivam analisar o comportamento mecânico e avaliar a capacidade de carga dessas estacas quando submetidas a solicitações de diferentes naturezas e magnitudes, sendo esses, usualmente, utilizados em pesquisas e/ou projetos para obras de grande porte (PAIKOWSKY; TOLOSKO, 1999, p. 1, tradução nossa). O processo executivo dos ensaios, por sua vez, pode ser bastante variado, no entanto, de maneira simplificada, é razoável dividi-los em testes tradicionais e não tradicionais.

Nos testes tradicionais, essas solicitações são, em sua maioria, de compressão axial, sendo aplicadas gradualmente a partir de um sistema hidráulico posicionado no topo da estaca. Ao passo que essas cargas são aplicadas, os respectivos deslocamentos do topo da estaca são medidos, obtendo-se, assim, uma relação de carga-deslocamento. Essa, por sua vez, compõe-se a partir da magnitude relativa de três componentes distintos que refletem os deslocamentos referentes ao fuste da estaca, às deformações da estaca em si e os deslocamentos do fundo do furo em que ela está inserida (FELLENIUS, 2001a, p. 24, tradução nossa). Porém, nos testes convencionais, de maneira geral, é inviável avaliar diretamente e de modo segregado esses deslocamentos (SCHMERTMANN; HAYES, 1997, p. [5], tradução nossa).

Por sua vez, há testes em que é possível fazer essa avaliação de forma direta e separada. O mais comum foi proposto na década de 1980 por Jorj Osterberg e é conhecido como *O-cell testing method*. Em suma, esse método consiste na aplicação de cargas compressivas a partir base da estaca por meio de um dispositivo hidráulico expansivo conhecido como *O-cell* e na medição dos deslocamentos por essa provocados, tanto ascendentes como descendentes. Quando comparado aos métodos tradicionais, esse pode ser vantajoso, pois, além de avaliar separadamente os deslocamentos (fuste e base do furo), é capaz de imprimir cargas superiores a custos relativamente menores (SCHMERTMANN; HAYES, 1997, p. [11], tradução nossa).

Os testes estáticos executados em estacas embutidas em rocha, sejam esses convencionais ou não, raramente possibilitam a obtenção direta da capacidade de carga última do conjunto fundação-rocha. Uma vez que os maciços tendem a ter uma resistência à compressão bastante expressiva, muitas vezes superior a do concreto, é extremamente oneroso e de difícil

exequibilidade técnica atingir os níveis de tensão necessários à falha, seja essa estrutural ou provocada por deslocamentos excessivos (PAIKOWSKY; TOLOSKO, 1999, p. 1, tradução nossa). Portanto, nos casos de testes em que não há falhas, pode-se lançar mão de diferentes critérios para análise e, talvez, extrapolação dos resultados, obtendo-se, assim, uma estimativa para a capacidade de carga última do sistema estaca-rocha. Uma vez analisada essa capacidade, é possível, por exemplo, compara-la com a utilizada em projeto e, assim, estimar um fator de segurança para a estrutura de fundação.

8.1 PROVAS DE CARGA CONVENCIONAIS

No Brasil, a NBR 12131 aborda os procedimentos básicos que constituem o método de ensaio em provas de carga estáticas. Em geral, esses são relativamente simples e consistem, basicamente, na aplicação gradual de carregamentos estáticos no topo da estaca e na medição dos deslocamentos correspondentes. Usualmente, essas cargas são aplicadas por meio de dispositivos hidráulicos, geralmente macacos hidráulicos especiais, que atuam contra um sistema de reação estável, o qual deve garantir que a carga aplicada atue na direção desejada sem que sejam produzidos choques e/ou vibrações excessivos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 2).

Para testes com solicitações de compressão, a NBR 12131 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 2) estipula as seguintes possibilidades de utilização em sistemas de reação:

- a) plataforma carregada;
- b) estruturas fixadas ao terreno por meio de elementos tracionados;
- c) própria estrutura: desde que verificada adequadamente para as solicitações da prova de carga.

Quanto aos dispositivos de medição, são necessários células de carga e/ou manômetros para aferir a magnitude das cargas aplicadas e, ao menos, quatro deflectômetros verticais ligados a vigas de referência no topo da estaca para a medição dos deslocamentos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 3). No entanto, para uma análise mais refinada do comportamento mecânico do elemento de fundação, pode-se instrumentá-lo ao longo de toda a sua extensão com uma série de dispositivos auxiliares, como, por exemplo,

extensômetros capazes de medir a deflexão entre dois pontos. Logo, é usual, em estudos que objetivam um maior grau de detalhamento, a utilização desse tipo de instrumentação, o que possibilita, por exemplo, aferir com uma grande precisão a distribuição das tensões ao longo da estrutura da estaca.

Ainda, esse tipo de ensaio pode ser realizado segundo distintos padrões de aplicação dos carregamentos, lembrando que esses influem no modo como os deslocamentos ocorrem. Muito embora existam diversas técnicas e padrões de aplicação das cargas, no Brasil, a NBR 12131 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5), os classifica em:

- a) carregamento lento;
- b) carregamento rápido;
- c) carregamento misto;
- d) carregamento cíclico.

Sendo que as diferenças principais entre esses padrões de teste estão relacionadas aos intervalos entre as aplicações das cargas em cada estágio, ao modo como se contabilizam os deslocamentos e à forma de se proceder à descarga (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5). Porém, mesmo que essas diferenças existam, o objetivo final é, normalmente, o mesmo, ou seja, avaliar o comportamento de estacas diante das solicitações para as quais estão projetadas.

8.2 O-CELL TESTING METHOD

O *O-cell testing method* trouxe, com suas inovações, incontáveis benefícios à área de Geotecnia, especialmente para os projetos de fundações profundas. Esse foi originalmente criado para ser utilizado em estacas cravadas, entretanto, em função de sua relativa simplicidade, pode ser utilizado, com as devidas adaptações, em estacas escavadas. Schmertmann e Hayes (1997, p. [11], tradução nossa), enumeraram uma série de benefícios relacionados à utilização desse teste, dentre esses, destacam-se:

- a) economia: em geral, o *O-cell testing method* tende a ser, em média, 40% mais barato que os testes estáticos convencionais. Isso se deve,

principalmente, em decorrência do menor tempo gasto na preparação do teste e da dispensa em se projetar e montar sistemas de reação;

b) componentes da resistência testados em separado: o *O-cell testing method* automaticamente testa em separado a resistência por atrito lateral e a resistência de ponta da estaca. Isso possibilita, por exemplo, entender como determinada técnica construtiva afeta cada componente da resistência;

c) alta capacidade de carga: por testar em separado a resistência por atrito lateral da estaca e sua resistência de ponta, uma carga Q aplicada nesse teste seria equivalente a uma carga $2Q$ aplicada num teste convencional. Portanto, o *O-cell testing method* tem, de maneira geral, o dobro da efetividade de um teste convencional;

d) estacas embutidas em rocha: possibilidade de uso em estacas embutidas em rocha, inclusive com cargas superiores aos testes convencionais;

e) segurança: toda energia mecânica utilizada no teste se encontra no interior do furo da estaca, logo não há carregamentos externos a esse furo durante o teste;

f) área reduzida: o teste, se comparado aos tradicionais, necessita de muito menos espaço para sua execução. Isso possibilita, por exemplo, que estacas situadas próximas a grandes rodovias sejam testadas com prejuízo reduzido aos usuários da via;

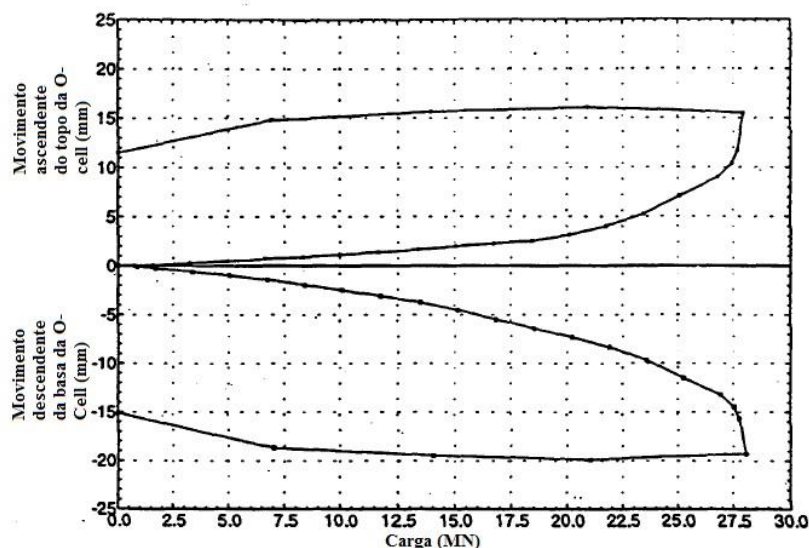
g) teste submarino: é possível utilizar o *O-cell testing method*, sem maiores problemas, para o teste de estacas submersas, como no caso de pontes, por exemplo.

Em sua forma mais simples, esse método consiste na aplicação de tensões desde a ponta da estaca e na aferição dos deslocamentos correspondentes. As cargas são aplicadas a partir de um dispositivo hidráulico expansível, conhecido como célula de Osterberg (*O-cell*), que, ao se expandir, é capaz de pressionar, simultaneamente, a ponta da estaca e o fundo do furo na qual essa se insere (SCHMERTMANN; HAYES, 1997; p. [5], tradução nossa).

Isso permite determinar de maneira direta e separada os deslocamentos oriundo das tensões ascendentes, sendo esses referentes à resistência lateral, e os devidos às tensões descendentes, os quais se referem à resistência mobilizada na interface ponta da estaca-rocha (SCHMERTMANN; HAYES, 1997; p. [5], tradução nossa). Portanto, o produto final de um teste desse tipo é um diagrama relacionando deflexão com carga aplicada, semelhante ao apresentado na figura 36, no qual o movimento ascendente do topo da *O-cell* é referente à

resistência mobilizada no fuste e o movimento descendente da base da *O-cell* é relativo à resistência mobilizada na base do furo.

Figura 36 – Resultados típicos de um teste de com uma O-Cell



(fonte: SCHMERTMANN; HAYES; 1997; p. [16], tradução nossa)

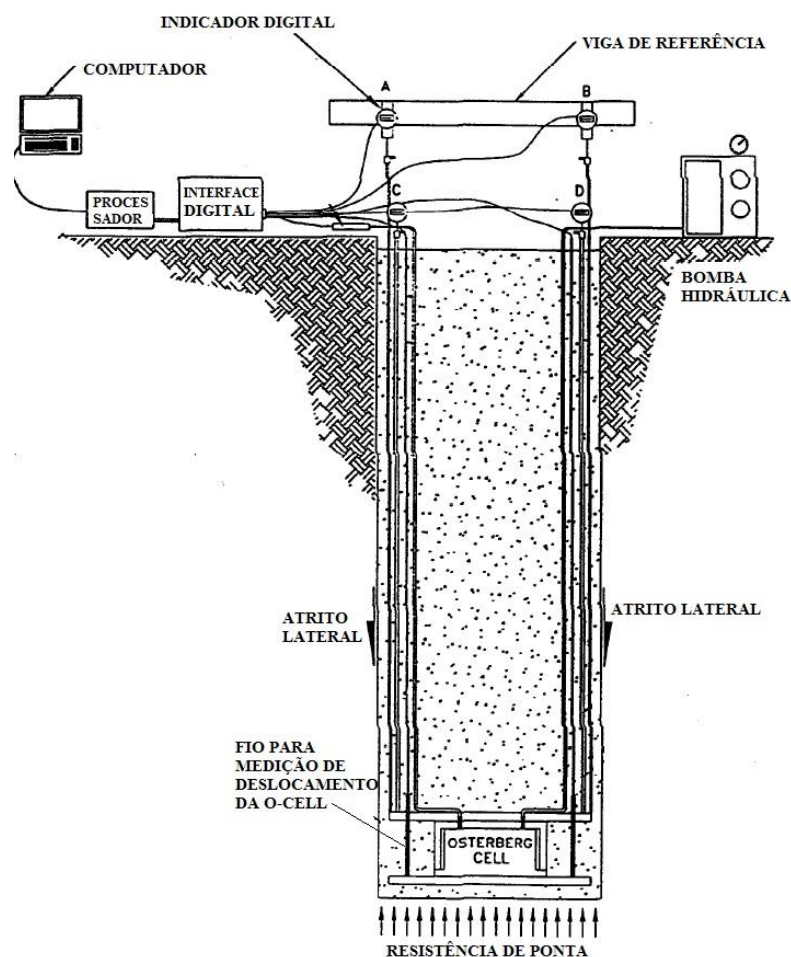
Embora em sua forma simplificada (figura 37) o teste utilize apenas uma *O-cell*, há inúmeras variações e formas de adaptá-lo. Em certas situações, pode-se, por exemplo, instalar duas ou mais células em uma mesma estaca de modo que porções diferentes dessa sejam simultaneamente testadas. Ainda, no que diz respeito aos instrumentos responsáveis pela aferição das deformações, esses podem, ser de inúmeros tipos e estarem instalados da maneira mais conveniente para a realização de determinado teste.

Mesmo que esse teste apresente inúmeras vantagens quando comparado aos testes tradicionais, Schmertmann e Hayes (1997, p. [13], tradução nossa) também citam os seguintes aspectos como limitações e desvantagens do teste com uma *O-Cell*:

- a) instalação anterior à construção das estacas;
- b) perda da *O-Cell* após o teste: como o teste não é recuperável, a célula é perdida após o fim desse;
- c) verificação preliminar precisa dos equipamentos: a célula de teste deve ser cuidadosamente escolhida para que possa imprimir os carregamentos desejados, uma vez que o teste esteja em andamento, essa não pode ser substituída por outra de capacidade maior;

d) gráfico final carga x deformação: como o produto do teste são duas curvas separadas, a curva equivalente, referente a uma carga aplicada na ponta da estaca, só pode ser estimada e não calculada de forma direta.

Figura 37 – Instrumentação usual do teste de Osterberg



(fonte: SCHMERTMANN; HAYES; 1997; p. [9], tradução nossa)

8.3 CRITÉRIOS PARA ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA EM TESTES ESTÁTICOS

Embora existam inúmeros métodos e critérios passíveis de utilização na análise dos resultados de um teste estático, cada qual com diferentes abordagens no que diz respeito à capacidade de carga, Fellenius (2001a, p. 19, tradução nossa) afirma que, para uma interpretação adequada desses resultados, é fundamental definir essa grandeza a partir do embasamento em critérios matemáticos. Portanto, na sequência são apresentados critérios comuns à área de Fundações para análise do resultado de provas de carga em escala real.

8.3.1 Critério de Davisson

Por produzir resultados demasiadamente conservadores, Kulhawy e Hirany (2009, p. 127, tradução nossa) afirmam que esse critério não é adequado para ser utilizado em estacas escavadas. Todavia, faz-se fundamental abordá-lo a título de comparação com outros métodos. Davisson baseou-o na suposição de que a capacidade de carga da estaca é alcançada para um nível baixo de deslocamento e, com isso, tenta estimar esse deslocamento através da rigidez da estaca (FELLENIOUS, 2001a, p. 19, tradução nossa). Portanto, ele definiu a carga limite ou carga última (Q_u) como aquela correspondente ao deslocamento que ultrapassa o limite elástico de compressão da estaca, a qual corresponde ao deslocamento d' , dado pela fórmula a seguir:

$$d' = 3,8 + \frac{D}{120} \quad (\text{fórmula 77})$$

Sendo:

d' = deslocamento correspondente à carga limite;

D = diâmetro da estaca (mm).

8.3.2 Critério de Brinch-Hansen

Hansen definiu, em 1963, a capacidade de carga de uma estaca como sendo aquela em que o deslocamento observado é quatro vezes maior que o obtido por um carregamento cuja magnitude seja 80% dessa carga (FELLENIOUS, 2001a, p. 20, tradução nossa). Nesse sentido, definiu um critério baseado na premissa de que a relação entre carga e deslocamento é hiperbólica, ficando, assim, conhecido como *80%-criterion* (PAIKOWSKY; TOLOSKO, 1999, p. 12, tradução nossa).

Através dele, pode-se obter, ou extrapolar, a capacidade de carga diretamente da relação gráfica carga-deslocamento, entretanto essa é de mais fácil determinação quando se constrói um gráfico relacionando os deslocamentos do topo (eixo x) com a raiz quadrada desses dividida pelas respectivas cargas (eixo y). A tendência é que os pontos desse gráfico acabem

por formar uma reta, logo, com a fórmula 78 é possível avaliar a carga última da estaca (Q_u) e, com a fórmula 79, o respectivo deslocamento (d_u).

$$Q_u = \frac{1}{2\sqrt{C1 \cdot C2}} \quad (\text{fórmula 78})$$

Sendo:

Q_u = capacidade de carga última;

$C1$ = inclinação da linha reta do gráfico;

$C2$ = intercepto da linha reta no eixo y.

$$d_u = \frac{C2}{C1} \quad (\text{fórmula 79})$$

Sendo:

$C1$ = inclinação da linha reta do gráfico;

$C2$ = intercepto da linha reta no eixo y.

A fórmula 80, a seguir, descreve a curva “ideal” de Hansen, sendo essa função dos parâmetros $C1$ e $C2$. Ainda, de acordo com Fellenius (2001a, p. 20, tradução nossa), quando esse método é utilizado, é aconselhável comparar a curva obtida com a ideal, para garantir que os resultados sejam confiáveis.

$$Q_c = \frac{\sqrt{d}}{C1d + C2} \quad (\text{fórmula 80})$$

Sendo:

Q_c = carga aplicada ao topo da estaca;

d = deslocamento observado;

$C1$ = inclinação da linha reta do gráfico;

$C2$ = intercepto da linha reta no eixo y.

8.3.3 Critério de Chin-Kondner

O método de Chin-Kondner é similar ao de Brinch-Hansen, já que ambos assumem uma relação hiperbólica entre carga e deslocamento e, além disso, permitem a extrapolação de resultados (PAIKOWSKY; TOLOSKO, 1999, p. 14, tradução nossa). Nesse método, para a análise dos resultados da prova de carga, representam-se graficamente os deslocamentos do topo (eixo x) relacionados com o quociente desses pelas cargas aplicadas (eixo y). A tendência é que os pontos desse gráfico formem, também, uma reta, sendo a carga última dada pela fórmula 81 e a curva ideal de Chin pela fórmula 82.

$$Q_u = \frac{1}{C1} \quad (\text{fórmula 81})$$

Sendo:

Q_u = capacidade de carga última;

$C1$ = inclinação da linha reta do gráfico.

$$Q_c = \frac{d}{C1d + C2} \quad (\text{fórmula 82})$$

Sendo:

Q_c = carga aplicada ao topo da estaca;

d = deslocamento observado;

$C1$ = inclinação da linha reta do gráfico;

$C2$ = intercepto da linha reta no eixo y.

8.3.4 Método de De Beer

De Beer definiu a carga última como aquela correspondente à interseção entre duas retas de inclinações distintas obtidas a partir da plotagem em escalas logarítmicas da relação carga-deslocamento, sendo as cargas fixadas no eixo y e os deslocamentos do topo no eixo x (PAIKOWSKY; TOLOSKO, 1999, p. 9, tradução nossa). Essa interseção indica, segundo De

Beer, uma mudança no comportamento da estaca frente aos esforços solicitantes e, portanto, pode servir como um indicativo para a carga última dessa (FELLENIOUS, 2001a, p. 20, tradução nossa).

8.3.5 Critério de Decourt

Assim como os métodos de Brinch-Hansen e de Chin-Kondner, o método proposto por Decourt permite, também, a extrapolação dos resultados de uma prova de carga. Para a sua aplicação, deve-se construir um gráfico no qual o eixo das ordenadas seja composto pela divisão de cada carga aplicada pelo seu respectivo deslocamento e a abscissa pelos valores das respectivas cargas. Os pontos à direita desse gráfico tenderão a uma reta, portanto, procede-se a uma regressão linear e se encontra o ponto em que essa reta cruza o eixo x, assim, tem-se a carga última (FELLENIOUS, 2001a, p. 22, tradução nossa).

A fórmula 83, a seguir, dá a capacidade de carga última. Já a fórmula 84, a curva ideal de Decourt.

$$Q_u = \frac{C2}{C1} \quad (\text{fórmula 83})$$

Sendo:

Q_u = capacidade de carga última;

$C1$ = inclinação da linha reta do gráfico;

$C2$ = intercepto da linha reta no eixo y.

$$Q_c = \frac{C2d}{1 - C1d} \quad (\text{fórmula 84})$$

Sendo:

Q_c = carga aplicada ao topo da estaca;

d = deslocamento observado;

C1 = inclinação da linha reta do gráfico;

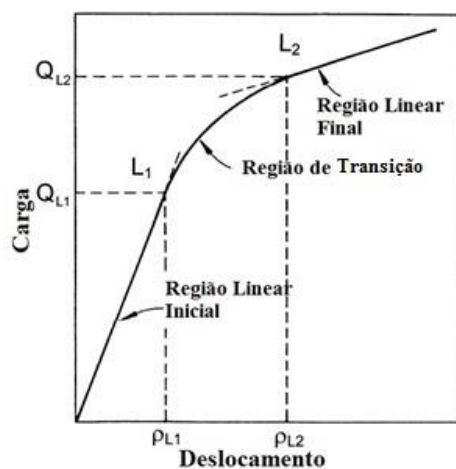
C2 = intercepto da linha reta no eixo y.

8.3.6 Critério L1-L2

A partir do estudo e da observação de uma série de provas de carga executadas em estacas escavadas convencionais, Kulhawy e Hirany (2009, p. 130, tradução nossa) perceberam que os gráficos relacionando os carregamentos aos seus respectivos deslocamentos poderiam ser divididos, de maneira simplificada, em três regiões distintas: linear inicial, transição e linear final (figura 38). No caso de estacas escavadas embutidas em rochas, Carter e Kulhawy (1987, p. 4-4, tradução nossa) constaram um comportamento bastante semelhante, o que permite a utilização de tal abordagem nesse tipo de fundação.

A análise dessas provas de carga, demonstrou que a carga última geralmente se encontra na região de transição (L1-L2) ou, algumas vezes, acima dessa (KULHAWY; HIRANY, 2009, p. 131, tradução nossa). Nesse contexto, os autores demonstraram que a relação entre essa e Q_{L2} varia, em média, de 0,93 a 1,14, sendo coerente, portanto, considerar Q_{L2} como a carga última. Entretanto, para testes nos quais os dados referentes aos deslocamentos são de baixa qualidade e/ou a região de transição não foi alcançada, a utilização desse método fica prejudicada.

Figura 38 – Regiões da curva carga-deslocamento



(fonte: KULHAWY; HIRANY, 2009, p. 131, tradução nossa)

9 PROVAS DE CARGA ANALISADAS

A coleta das provas de carga para estudo envolveu uma série de aspectos visando à produção de resultados consistentes e coerentes com os objetivos propostos pelo trabalho. Portanto, foram selecionadas apenas aquelas executadas conforme normas e/ou recomendações técnicas adequadas e com o subsolo devidamente caracterizado. Ainda, nesse contexto, procurou-se selecionar estacas que se enquadrassem nas seguintes recomendações propostas por Seo et al. (2015, p. 5, tradução nossa):

- a) caracterização adequada do maciço rochoso, incluindo resistência à compressão simples dos testemunhos de rocha e RQD;
- b) descrição detalhada dos processos que compõem a metodologia executiva do ensaio;
- c) dados detalhados a respeito dos deslocamentos observados durante o ensaio.

Portanto, a aplicação dos modelos apresentados nos capítulos 6 e 7, bem como a análise das provas de carga a partir dos métodos expostos no capítulo 8, foram viáveis. O quadro 4, apresentado a seguir, contém um resumo das informações relativas às duas provas e carga estudadas. Os valores referentes ao RQD e a resistência à compressão simples (σ_c) são expostos em termos médios e em relação ao comprimento de embutimento (L_e) para o estrato de rocha de qualidade inferior (1) e o de qualidade superior (2). O deslocamento vertical verificado no topo da estaca (w_c), bem como as resistências laterais unitárias (τ) mobilizadas ao longo do fuste são relativas ao que foi verificado no final dos testes, isto é, quando a carga máxima foi aplicada. O espaçamento médio entre as descontinuidades abaixo da ponta da estaca (S) foi estimado a partir da tabela 1.

Quadro 4– Características das estacas estudadas

Características	Prova de Carga 1	Prova de Carga 2
Local	Paoli, IN	Nashville, TN
D (m)	0,20	1,22
L_a (m)	4,00	0,00
L_e total (m)	4,20	4,88
L_{e1} (m)	2,7	2,60
L_{e2} (m)	1,5	2,28
E_p (GPa)	60	30
Tipo de Rocha	<i>Limestone</i>	<i>Limestone</i>
$\sigma_{cL_{e1}}$ (MPa)	54	50
$\sigma_{cL_{e2}}$ (MPa)	71	50
RQD L_{e1} (%)	22	20
RQD L_{e2} (%)	70	50
Tipo de Ensaio	Convencional	<i>O-cell</i>
Carga máxima (kN)	3600	19368* (38773)
w_c máximo (mm)	14,00	13,40
w_c/D (%)	7,00%	1,10%
$\tau_{L_{e1}}$ (MPa)	0,45	0,41
$\tau_{L_{e2}}$ (MPa)	3,06	1,75
S (m)	0,4	0,3
S/D (m/m)	2,0	0,52

(fonte: elaborado pelo autor)

* Por se tratar de uma célula de carga hidropneumática instalada entre a base do furo e a ponta da estaca, esse carregamento foi aplicado de forma simultânea a ambos, ocasionando, assim, no movimento descendente da base e no movimento ascendente da ponta da estaca. Entre parênteses está a carga superior equivalente.

9.1 PROVA DE CARGA 1

Esse teste foi executado como parte dos ensaios para o projeto de uma nova ponte na cidade de Paoli, localizada no condado de Orange, estado norte americano da Indiana, pelos pesquisadores Hoyong Seo, Monica Prezzi e Rodrigo Salgado. Em suma, esse consistiu no carregamento estático de uma micro estaca, com 0,2 metros de diâmetro e 8,2 metros de comprimento, sendo 2,7 metros embutidos em calcário (*limestone*) intemperizado e 1,5 m em calcário (*limestone*) de boa qualidade (figura 39).

No que diz respeito ao seu processo construtivo, a micro estaca foi instalada com a utilização de uma perfuratriz rotativa do tipo *rotary duplex drilling*. A técnica de perfuração desse equipamento consistia, basicamente, no avanço de uma broca rotativa fixada a uma haste que, com o auxílio de jatos de ar comprimido e água, eram capazes de perfurar a rocha em questão e, ao mesmo tempo, serviam para limpar a base do furo, garantindo, assim, o contato total da base da estaca com a rocha (SEO et al., 2014, p. 573, tradução nossa). Ainda, havia um invólucro cilíndrico (*steel casing*) fixado à broca, que era posicionado na rocha ao passo que essa avançava.

Ao final da conclusão do furo, e remoção do equipamento de escavação, esse foi preenchido com concreto de 48 MPa, o qual cobriu, externamente, todo invólucro cilíndrico. Logo em seguida, inseriu-se nesse uma barra de aço na qual alguns dos instrumentos de medição estavam fixados. Com isso, a capacidade de carga última desse conjunto que forma a micro estaca foi estimada em 4600 kN (SEO et al., 2014, p. 575, tradução nossa).

9.1.1 Caracterização Geológica e Geotécnica do Subsolo

O condado de Orange está localizado sobre um leito rochoso formado na era Paleozoica, mais precisamente no período Carbonífero Mississipiano, compreendido entre 360 e 318 milhões de anos atrás (INDIANA GEOLOGICAL SURVEY, 2016, tradução nossa). Esse leito de rocha é formado, basicamente, por calcários (*limestones*), xistos (*shales*) e arenitos (*sandstones*), estando coberto por distintos materiais oriundos do intemperismo das rochas e/ou da deposição de sedimentos provocados por repetidas glaciações ao longo de milhares de anos.

O perfil estratigráfico da região na qual a micro estaca estudada está inserida (figura 39) foi gerado com base nos resultados de 5 furos de sondagens (ANEXO A), executados próximos ao local do ensaio, nos quais foram realizadas sondagens à percussão (SPT) e sondagens rotativas. Portanto, a partir desse perfil, é possível demonstrar, mesmo que de maneira simplificada, determinadas características geológicas e geotécnicas fundamentais para, por exemplo, um projeto de fundações.

Nesse caso, o solo superficial é formado por uma fina camada, com aproximadamente 20 centímetros de espessura, de uma argila siltosa (não representada no perfil) assentada sobre 1 metro de silte de baixa resistência. Esse, por sua vez, apoia-se sobre uma faixa de 1,2 metros de silte arenoso denso, de maior resistência, seguido por uma camada constituída de areia siltosa solta/fofa com baixa resistência, cuja espessura é de 1,5 m. O nível observado de água se encontrava, inicialmente, por volta dos 3,5 m e, após 24 horas, aos 3 metros de profundidade.

O leito de rocha só aparece depois dessa camada de areia, localizando-se a, mais ou menos, 4 metros abaixo da superfície. Nos seus primeiros 2,8 metros de extensão, a camada rochosa é formada por um calcário (*limestone*) alterado duro, de textura fina, cujo valor médio da resistência à compressão simples verificado foi de 54 MPa. No entanto, embora esse pareça satisfatório, a rocha pode ser considerada muito fraca ou fraca, pois os valores de RQD medidos não superaram 45%, atingindo, em determinados locais, 0%. Isso ocorre em decorrência da presença de juntas inclinadas, medianamente a pouco espaçadas, um tanto rugosas e, às vezes, preenchidas por materiais argilosos.

Limestone de melhor qualidade só é encontrado a, aproximadamente, 7 metros abaixo do nível da superfície do terreno, apresentando valores de RQD que variam entre 50% e 88% e resistência à compressão simples variando entre 71 e 88 MPa. A rocha nesse nível tem textura cristalina, apresentando juntas rugosas medianamente a altamente espaçadas. Sob a camada de *limestone*, há uma de siltito (*siltstone*), cuja extensão é desconhecida, já que não foram feitos furos superiores a 8,2 m. Ainda, cabe mencionar a diferença observada entre os valores obtidos para as porcentagens de recuperação dos testemunhos de rocha (%REC) e o RQD, já que o primeiro atingiu 100% em quase todos os furos o que ressalta, naturalmente, a necessidade e a importância da utilização do segundo como parâmetro de qualidade das massas de rocha em projetos de Engenharia.

Também, com base nos dados provenientes das sondagens, estimou-se o *Rock Mass Rating* (RMR) e o *Geological Strenght Index* (GSI) para as duas porções de rocha, isto é, para a parcela de rocha alterada (nível A) e para a de rocha de melhor qualidade (nível B). Estimativas para o espaçamento e a condição das descontinuidades foram obtidas de correlações baseadas nos valores de RQD. Logo, os valores encontrados para o **RMR** foram de, respectivamente, 38 e 63, o que corresponde a maciços de qualidade fraca a regular (quadro 2). Os detalhes referentes às notas por parâmetro estão apresentados na tabela 11, a seguir.

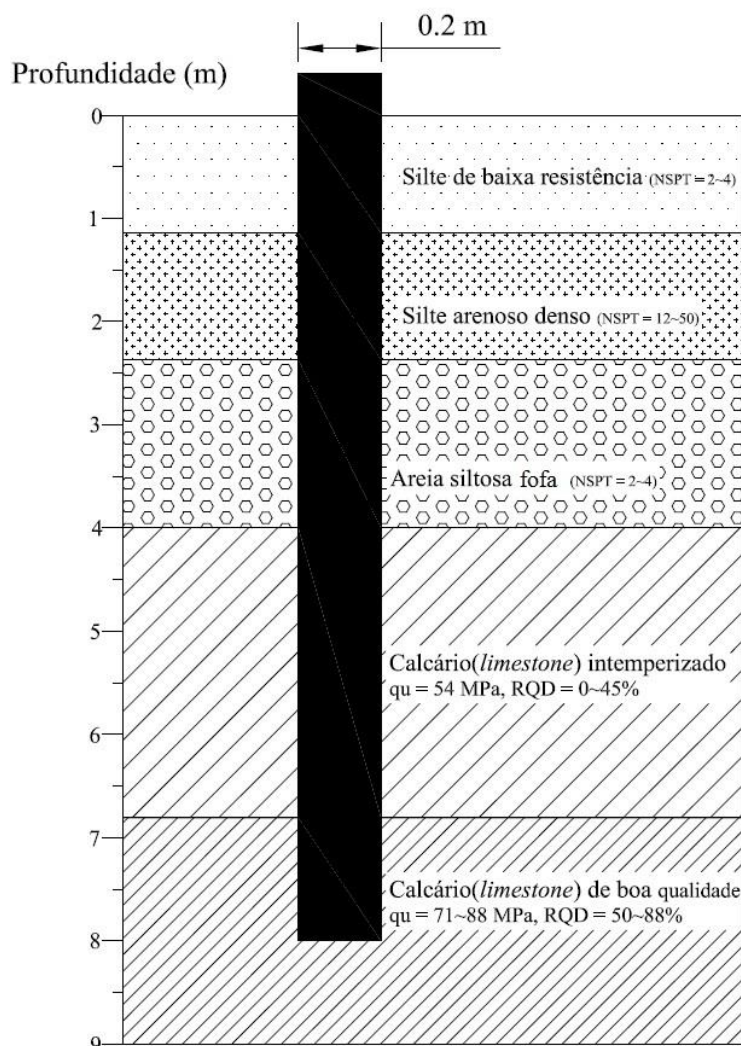
No que diz respeito ao **GSI** para os níveis A e B do maciço rochoso, foi feita uma estimativa considerando um intervalo de valores, uma vez que há algumas incertezas quanto à caracterização das descontinuidades e da qualidade superficial do maciço. Para o nível A, considerou-se aceitável enquadrar esse no intervalo 40-30, já, para o nível B, o intervalo correspondente varia entre 50-40. É importante salientar que o GSI, nesse caso, acaba servindo meramente como um indicativo qualitativo, devendo ser utilizado em conjunto com outros índices, como, por exemplo, o RQD.

Tabela 11 – RMR para a prova de carga I

Parâmetro	Nota Relativa	
	Nível A	Nível B
1	7	7
2	3	13
3	8	15
4	20	25
5	7	10
Ajuste	-7	-7
Total	38	63
Classe	II	III

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 3 – Perfil estatigráfico para o caso 1



(fonte: adaptado de SEO et al., 2014, p. 574, tradução nossa)

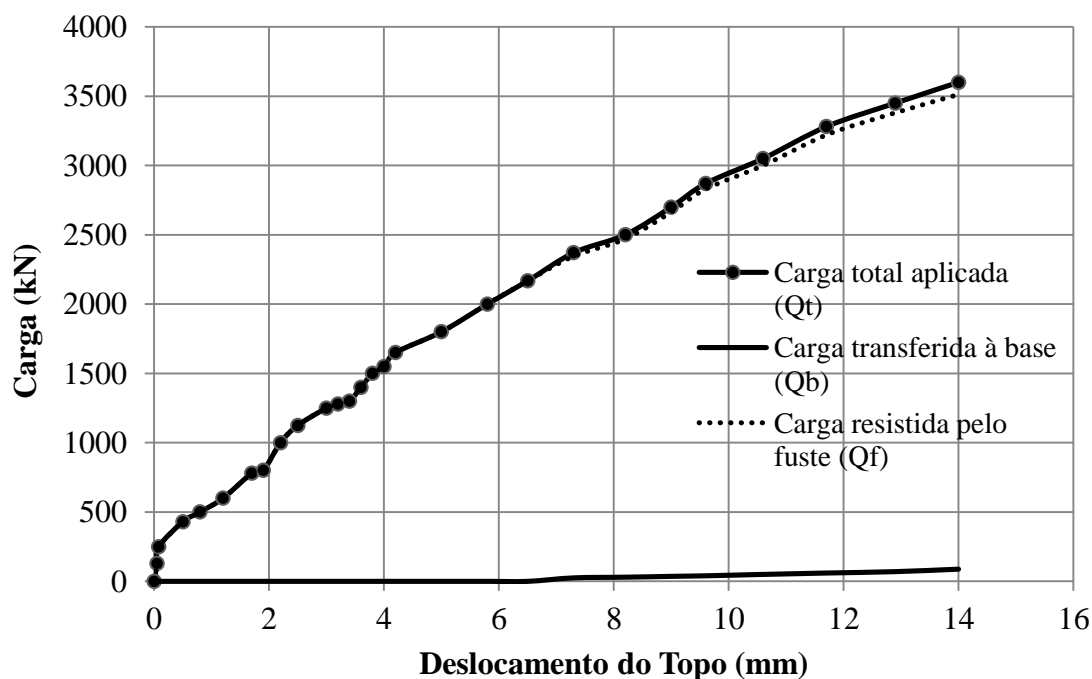
9.1.2 Características e Resultados do Ensaio

O ensaio consistiu, basicamente, na execução de uma prova de carga estática em uma micro estaca devidamente instrumentada, de modo que o comportamento mecânico dessa pôde ser minuciosamente avaliado no decorrer do ensaio. A aplicação das cargas se dava a partir do topo da estaca e o sistema de reação era composto por quatro tirantes de aço fixados em volta da estaca. Esses carregamentos eram, somente, de compressão axial, sendo aplicados em intervalos de, inicialmente, 134 kN, e mantidos até que os deslocamentos observados fossem inferiores a 0,5 mm/h (SEO et al., 2014, p. 576, tradução nossa). Após a carga atingir a capacidade estrutural do sistema de reação, cerca de 3620 kN, o descarregamento se deu em intervalos de 445 kN.

Os deslocamentos verticais do topo estaca, correspondentes às cargas aplicadas, eram medidos por meio de dois sensores (*dial gauges*) fixados em duas vigas de referência, o que possibilitou a confecção do gráfico apresentado na figura 40. Ainda, 9 pares de sensores de deformação (*strain gauges*), instalados ao longo do interior da estaca, viabilizaram, além da avaliação da transferência de carga ao longo do seu fuste e da sua base, a criação de perfis longitudinais de distribuição de carga para cada etapa do teste (figura 41). Portanto, foi possível avaliar, simultaneamente, a parcela de carga resistida pelo fuste e a parcela resistida pela base da estaca.

A partir dos resultados apresentados na figura 40, nota-se que o sistema geotécnico não apresentava nenhum sinal do que se pode considerar uma falha. A resistência de base só começou a ser mobilizada para deslocamentos superiores a 7 mm e, mesmo assim, foi praticamente desprezível, resistindo a menos de 2,4% da máxima carga total aplicada ao final do teste, o que denota o comportamento praticamente linear do par estaca-rocha (região linear inicial). Ainda, o deslocamento máximo observado foi de 14 mm, isto é, 7% do diâmetro da estaca, o que corrobora com a não ocorrência de falhas no sistema fundação-rocha já que esse é distante dos limites máximos previstos na literatura, que são da ordem de 40 mm.

Figura 40 – Gráfico carga-deslocamento da prova de carga 1



(fonte: adaptado de SEO et al., 2014, p. 577, tradução nossa)

Analisando a distribuição de cargas na extensão da estaca, como representado nas tabelas 12 e 13 e na figura 41, observa-se que a porção da estaca embutida na rocha foi responsável por suportar a maior parcela das cargas aplicadas em cada ciclo de carregamento. Também foi possível fazer essa distinção entre as porções de rocha com qualidades distintas, sendo que, como o esperado, a de melhor qualidade resistiu a uma maior fração dessas cargas. Curiosamente, nos primeiros 3 metros de solo, verificou-se o desenvolvimento de resistências laterais não desprezíveis, visto que essa porção de solo suportou, em média, 17% das solicitações aplicadas. Entretanto, a resistência desenvolvida nos 2 metros seguintes, correspondentes à camada de areia siltosa fofa e parte do estrato de rocha alterada, foi praticamente desprezível.

Tabela 12 – Características geométricas da estaca da prova de carga 1

Nível	Ext (m)	L(m)	Al(m ²)
1	0-3	3	1,88
2	3-5	2	1,26
3	5-6,8	1,8	1,13
4	6,8-8,2	1,4	0,88

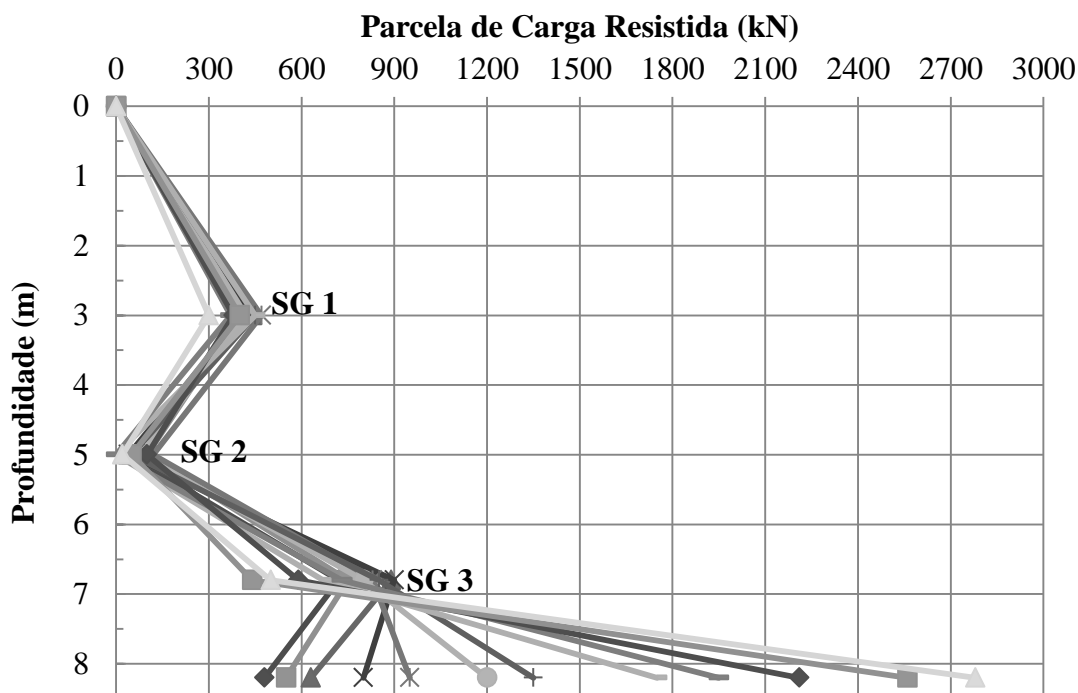
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 – Parcelas de carga resistidas ao longo do fuste na prova de carga 1

Nível	Parcela de Carga Resistida (kN)											
	Superfície	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	410	400	440	427	470	420	450	450	370	380	400	300
2	40	100	40	40	120	80	50	0	0	100	50	20
3	720	750	890	900	830	800	850	670	730	590	440	500
4	480	550	630	800	925	1170	1314	1710	1900	2150	2490	2692
Base	0	0	0	0	25	30	36	40	50	60	70	88
Qt(kN)	1650	1800	2000	2167	2370	2500	2700	2870	3050	3280	3450	3600

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 41 - Distribuição das cargas ao longo da estaca da prova de carga 1



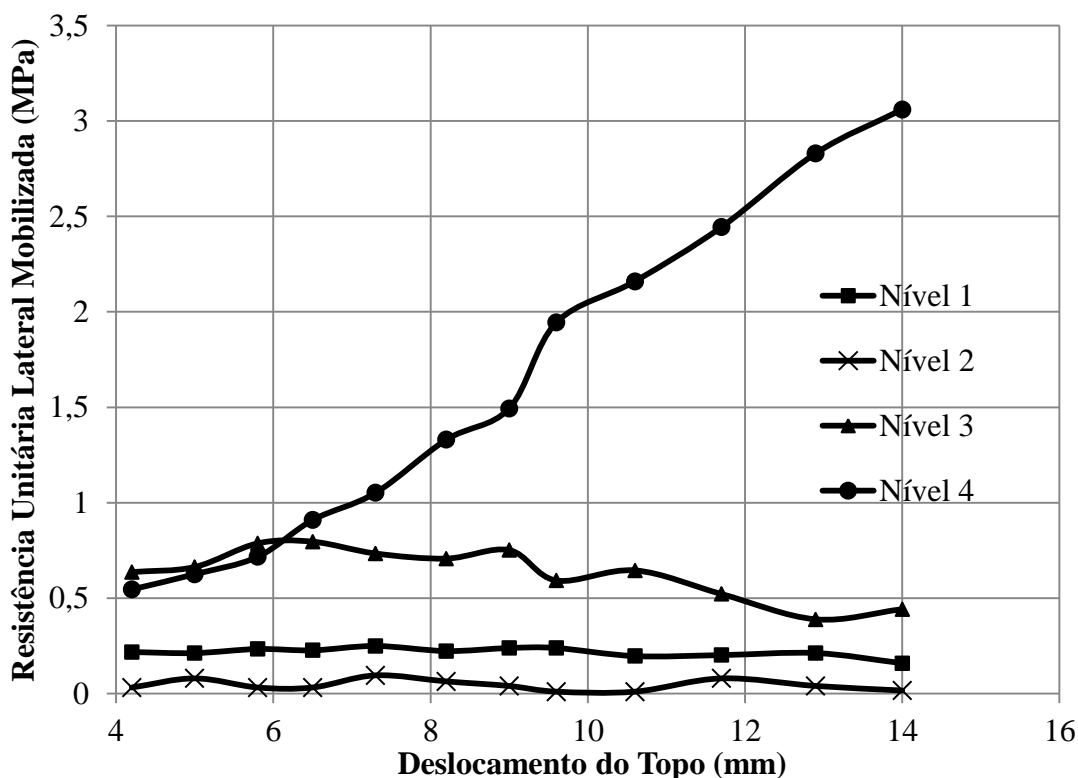
(fonte: adaptado de SEO et al., 2014, p. 577, tradução nossa)

O gráfico apresentado a seguir, figura 42, contém as resistências laterais unitárias mobilizadas, nos 4 níveis que subdividiram o subsolo, em função dos deslocamentos registrados no topo da estaca. Assim como no diagrama da figura 41, só estão apresentados os valores a partir da 16ª etapa de carga (1650 kN), porém, a apesar disso, é possível ter uma excelente ideia do comportamento mecânico da estaca. É notável o crescimento da parcela resistiva da camada de rocha de boa qualidade, isto é, do nível 4, o qual atingiu, ao final do teste, um valor bastante considerável, da ordem de 3,05 MPa. Na porção de rocha de qualidade inferior, situada no nível 3, verificaram-se tensões resistivas máximas de, aproximadamente, 0,8 MPa, todavia, essa mostrou um leve decréscimo ao longo do teste, atingindo 0,44 MPa ao final desse. Não é possível afirmar, nesse contexto, que as máximas resistências unitárias tenham sido alcançadas.

No que diz respeito às camadas sobrejacentes, níveis 1 e 2, as tensões resistivas mobilizadas foram bastante inferiores se comparadas às verificadas nas outras duas camadas. Na camada composta por rocha alterada e areia siltosa fofa (nível 2), as resistências laterais unitárias foram praticamente nulas, sendo desprezíveis no contexto geral do ensaio. O nível 1, por sua

vez, apresentou, pouca variação nos valores de tensões resistivas mobilizadas, sendo esses da ordem de 0,21 MPa.

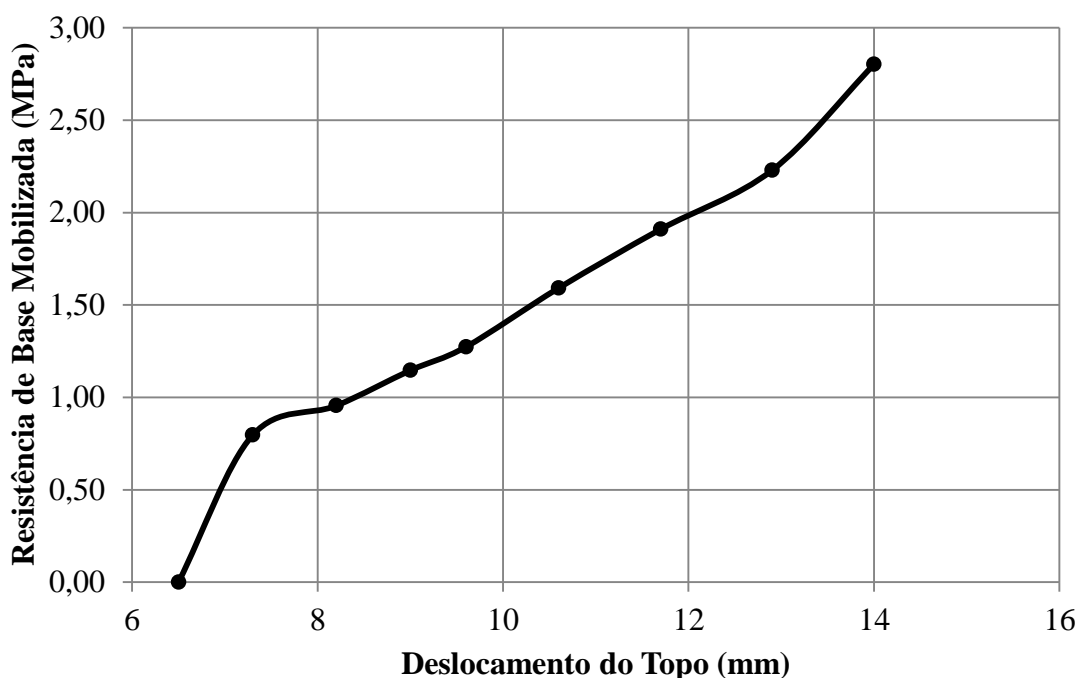
Figura 42 – Resistências unitárias laterais mobilizadas em cada nível do subsolo da prova de carga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Como já mencionado, a resistência de base da estaca só começou a ser mobilizada quando a carga aplicada superou a marca de 2300 kN e os deslocamentos correspondentes atingiram 7 mm. Nesse contexto, essa parcela de resistência pode ser considerada desprezível, já que a máxima carga suportada pela base foi de, aproximadamente, 90 kN, o que mobilizou tensões da ordem de 2,80 MPa, como apresentado no gráfico a seguir (figura 43). Baseando-se nesses dados não foi possível estimar o módulo de deformação da rocha, pois os deslocamentos verificados correspondiam ao topo da estaca, sendo fruto da combinação entre o encurtamento elástico da estaca e a deflexão da rocha na base do furo.

Figura 43 – Resistência de base mobilizada na prova de carga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

9.2 PROVA DE CARGA 2

Essa prova de carga foi realizada no ano de 2008, em Nashville, capital do estado norte americano do Tennessee, pelo engenheiro e pesquisador Dan Brown em conjunto com a sua empresa, a *Dan A. Brown and Associates Consulting Geotechnical Engineers*. A estaca tinha 1,22 m de diâmetro e comprimento de embutimento na rocha igual a 4,88 m, sendo ensaiada com uma célula de carga hidro pneumática, do tipo *O-Cell*, com diâmetro de, aproximadamente, 0,92 m.

O objetivo principal dessa era a produção de resultados confiáveis e bem documentados no que diz respeito ao desempenho de estacas escavadas de concreto embutidas em rochas (BROWN, 2008, p. 1, tradução nossa). A partir das diversas informações coletadas através desses resultados, o autor objetivava a criação de um banco de dados que serviria como base para futuras melhorias nas metodologias de projeto utilizadas em fundações desse tipo que se localizassem em Nashville ou em regiões com formações geológicas semelhantes.

Basicamente, os processos de escavação para a instalação da estaca ocorreram em duas etapas. Na primeira, com a utilização de um trado mecânico, ocorreu a escavação de um furo

com 1,37 m de diâmetro no solo sobrejacente e, posteriormente, a colocação de um cilindro metálico de encamisamento ao longo desse. Já a segunda etapa consistiu na execução de um furo de 1,22 m de diâmetro e 4,88 m de comprimento na camada rochosa do terreno. Para isso foi utilizado uma *Watson Crawler-Mounted Drill Rig*, ideal para a perfuração em terrenos rochosos nessas condições, sendo a limpeza da base do furo executada, primeiramente com um trado especial para rochas e, em seguida, com um trado comum.

Antes do posicionamento da armadura e da concretagem da estaca, executou-se uma delgada base de concreto no fundo do furo, a fim de regulariza-lo. Posteriormente, foram posicionadas as armaduras, a célula de carga e os instrumentos de medição, o que possibilitou, logo em seguida, a concretagem do furo com concreto cuja resistência característica era de 35 MPa.

9.2.1 Caracterização Geológica e Geotécnica do Subsolo

O local dos testes está situado, aproximadamente, no centro do estado do Tennessee e, portanto, sobre a formação geológica conhecida como Bacia Central (*Central Basin*) (TENNESSEE GEOLOGICAL SURVEY, 2016, tradução nossa). Em suma, essa é constituída por diferentes tipos de calcários (*limestones*) formados há mais de 443 milhões de anos atrás, isto é, no período Ordoviciano da era Paleozoica. Particularmente, para a realização desse ensaio, não houve nenhum tipo de caracterização dos materiais componentes das camadas sobrejacentes ao leito rochoso.

Quatro furos de sondagens (ANEXO B) foram executados com o intuito de caracterizar a porção rochosa do subsolo local e fornecer os parâmetros geológicos e geotécnicos necessários a essa caracterização, bem como à confecção do perfil estatigráfico apresentado na figura 44. Nota-se, a partir dessa, que a rocha é, em seus primeiros 2 metros, bastante alterada, apresentando valores de RQD que variam de 0% a 40%. Isso denota, a despeito dos valores relativamente altos encontrados nos 5 testemunhos de rocha testados à compressão simples (50-100 MPa), um maciço muito fraco ou fraco.

A rocha apresenta certa melhora em sua qualidade a partir dos 7,60 m de profundidade, quando os valores encontrados para o RQD passam a variar no intervalo 20-65%. Entretanto, ao passo que esses valores aumentam consideravelmente, há um pequeno decréscimo no valor médio da resistência à compressão simples dos testemunhos ensaiados, já que esse passa a

variar no intervalo compreendido entre 35 MPa e 100 MPa. Ainda, como ocorreu no caso 1, há uma diferença significativa entre os valores de %REC e RQD.

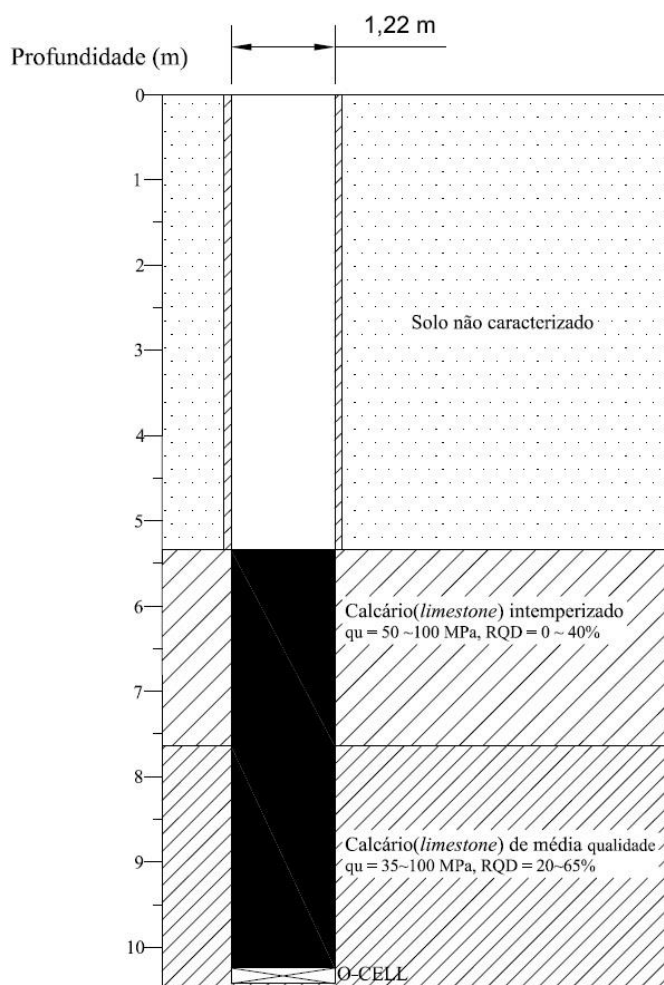
Como no caso da prova de carga 1, estimou-se o RMR e GSI a partir dos dados obtidos nas sondagens. Também, analisou-se esse nas duas porções de rocha de qualidades distintas, ou seja, a de qualidade inferior (nível A) e a de melhor qualidade (nível B). Os valores encontrados para o **RMR** foram de 46 e 50, respectivamente, ambos correspondentes a classe 3, conforme o quadro 2. Na tabela 14, a seguir, estão expostas as notas relativas a cada parâmetro, conforme apresentado anteriormente, no capítulo 4. O intervalo de valores correspondente ao **GSI** do nível A é de 30-35 e do nível B igual a 35-45.

Tabela 14 – RMR para a prova de carga 2

Parâmetro	Nota Relativa	
	Nível A	Nível B
1	7	4
2	3	3
3	8	10
4	20	25
5	15	15
Ajuste	-7	-7
Total	46	50
Classe	III	III

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 44 – Perfil estratigráfico do caso 2



(fonte: adaptado de BROWN 2008, p. 11, tradução nossa)

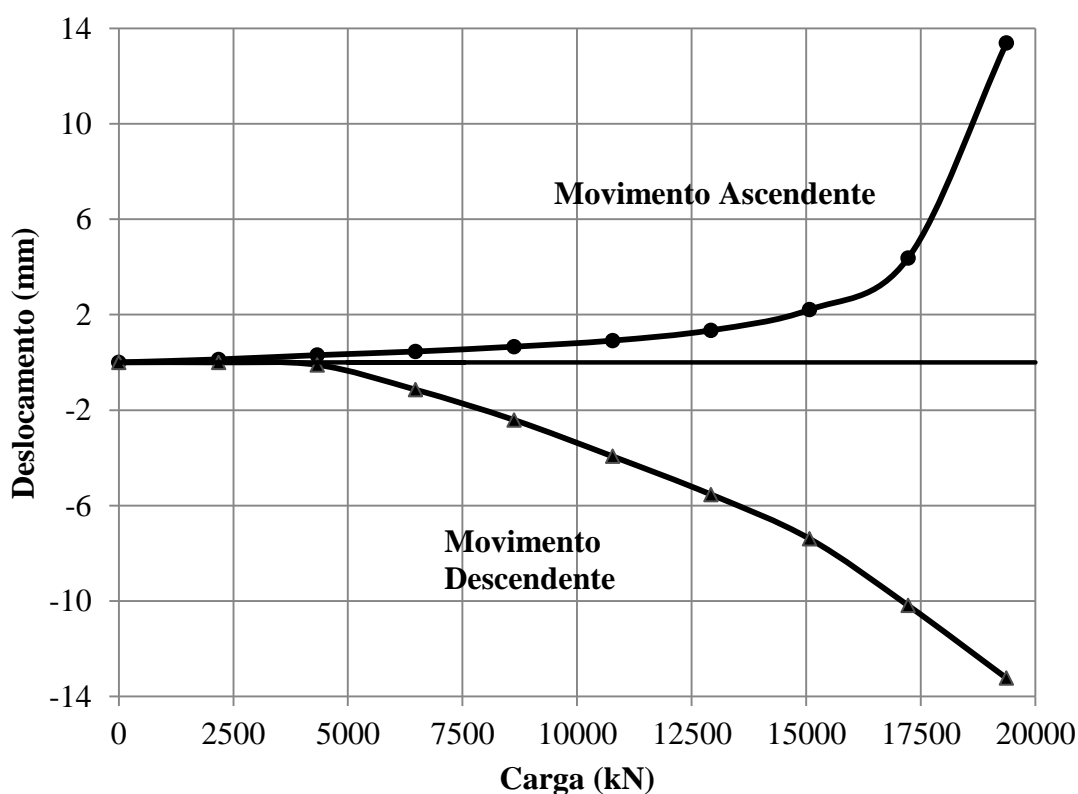
9.2.2. Características e Resultados do Ensaio

Diferentemente do caso número 1, esse ensaio foi executado com a utilização de equipamentos não “usuais”. A aplicação dos carregamentos se deu a partir da base inferior da estaca, por meio de uma célula circular hidro pneumática (*O-Cell*) com 0,92 m de diâmetro e capacidade de carga igual a 26690 kN. Isso, em conjunto com instrumentos de medição devidamente instalados, possibilitou uma avaliação adequada do comportamento mecânico do par fundação-rocha, especialmente no que diz respeito à magnitude das resistências mobilizadas na base e no fuste da estaca, sendo possível, a partir de um medidor de deformação (*strain gauge*) instalado próximo à fronteira entre as camadas de rocha com qualidades distintas, avaliar a parcela de carga resistida por cada uma.

A expansão da *O-Cell* permitia que solicitações de mesma magnitude fossem aplicadas, simultaneamente, no fuste e a base da estaca, sendo essas, naturalmente, de compressão. O processo de carregamento se deu em intervalos de 2180 kN e a carga era mantida constante ao longo de 8 minutos, a fim de que fossem registrados, nesse intervalo de tempo, os deslocamentos correspondentes. O processo de descarga ocorreu assim que a máxima carga prevista para o ensaio (19368 kN) fosse atingida, sendo esse executado mais rapidamente, em intervalos de 4297 kN e no decorrer de períodos de 4 minutos.

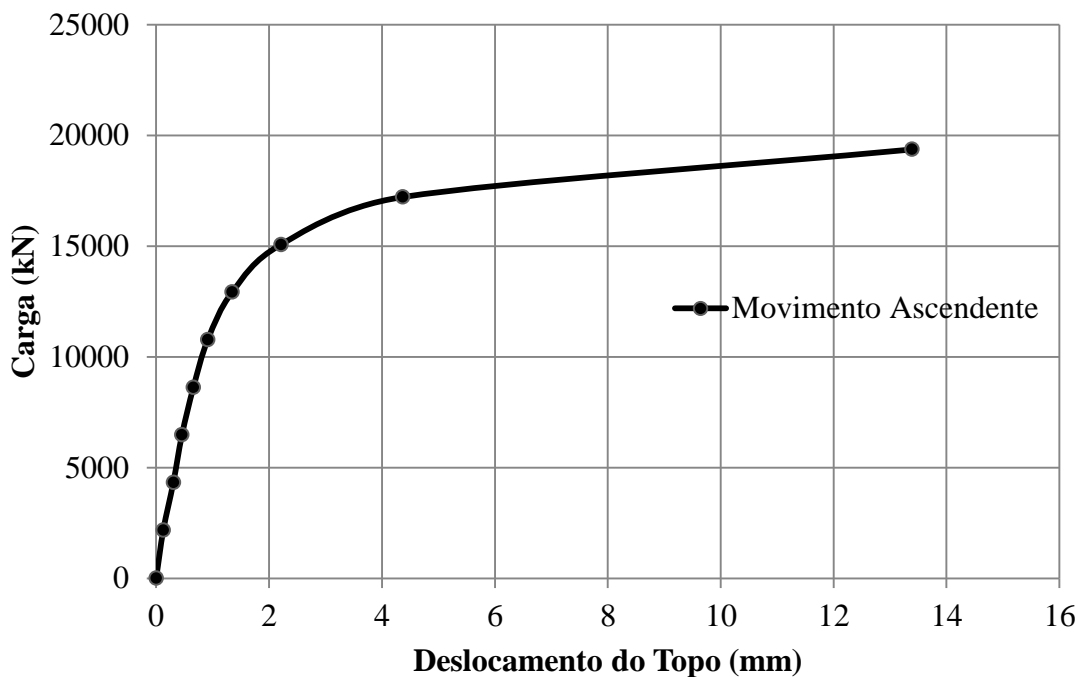
No que concerne os deslocamentos, os de maior relevância ao estudo em questão estavam relacionados ao movimento ascendente da estaca (figura 46) e ao movimento descendente da porção inferior da célula de carga sobre a base rochosa (figura 47). Os primeiros foram obtidos por meio de sensores instalados no topo da estaca, em duas vigas de referência. O mesmo aconteceu com os deslocamentos descendentes da *O-Cell*, no entanto sua obtenção era feita de forma indireta, pois esses correspondiam aos deslocamentos ascendentes do fuste subtraído dos deslocamentos aferidos pelos sensores instalados na própria célula de carga.

Figura 45 – Gráfico carga-deslocamento da prova de carga 2



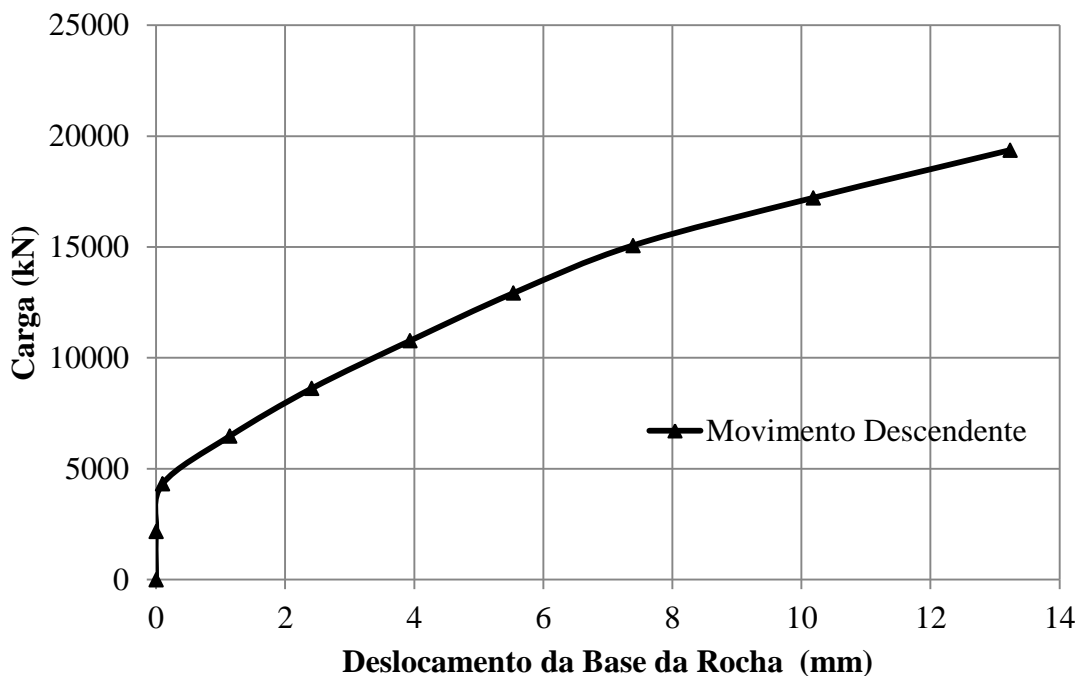
(fonte: adaptado de BROWN 2008, p. 78, tradução nossa)

Figura 46 – Gráfico carga-deslocamento para o movimento ascendente



(fonte: adaptado de BROWN 2008, p. 78, tradução nossa)

Figura 47 – Gráfico carga-deslocamento para o movimento descendente



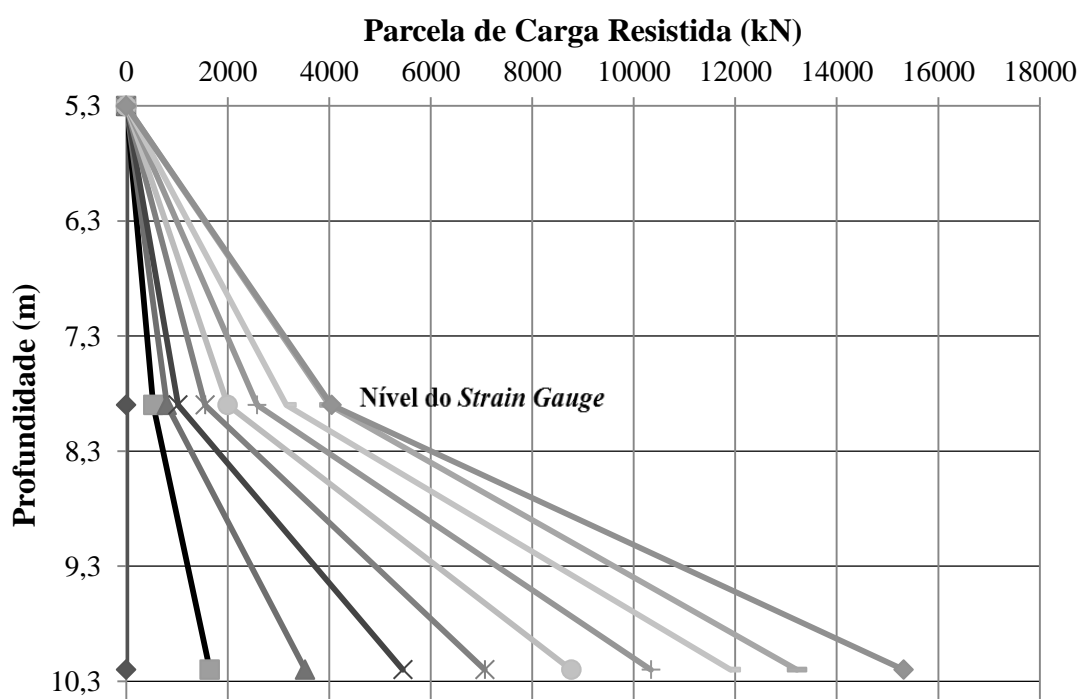
(fonte: adaptado de BROWN 2008, p. 78, tradução nossa)

Analisando esses gráficos fica evidente que o último intervalo de carregamento, no qual a carga aplicada chegou a 19368 kN, implicou numa variação considerável do deslocamento

ascendente do fuste da estaca, sendo esse da ordem de 10 mm. É razoável afirmar que, se tratando de um teste convencional, esse nível de tensões seria capaz de provocar algum deslizamento relativo na interface fuste-rocha e aumentar a parcela de carga resistida pela base da estaca. No que diz respeito ao movimento descendente, na interface inferior estaca-rocha, nota-se uma relação aproximadamente linear entre carga e deslocamento, o que, numa observação superficial, não indica qualquer possibilidade de falha da rocha por pressão de contato.

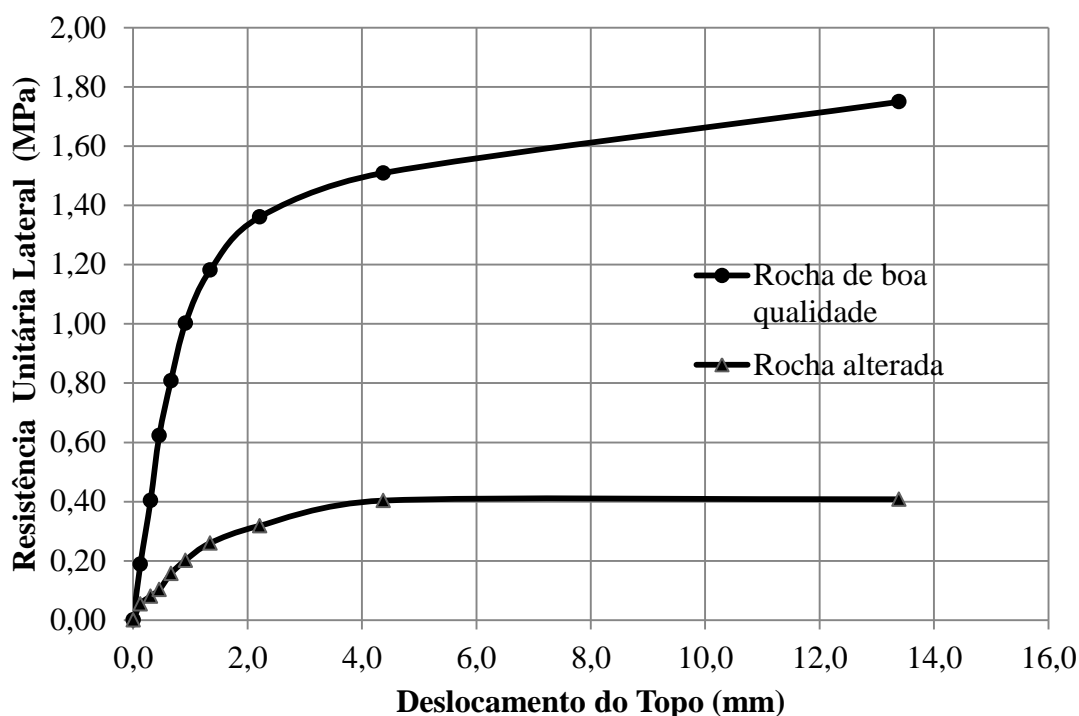
Nota-se, como o esperado, a partir do diagrama de distribuição de cargas apresentado na figura 48, a seguir, que a porção do fuste embutido na rocha de melhor qualidade foi responsável por suportar a maior parcela das cargas ascendentes advindas da célula hidropneumática, resistindo, em média, a 80% dessas. Nesse diagrama, cada nível de carregamento está representado por uma das linhas, sendo a carga total aplicada correspondente à soma das cargas de cada patamar. Verificou-se, nessas condições, a mobilização de resistências laterais unitárias máximas da ordem de 1,75 MPa, na camada de melhor qualidade, e da ordem de 0,40 MPa na camada de rocha sobrejacente, de características inferiores, como representado no gráfico da figura 49.

Figura 48 – Distribuição das cargas ao longo da estaca da prova de carga 2



(fonte: adaptado de BROWN 2008, p. 80, tradução nossa)

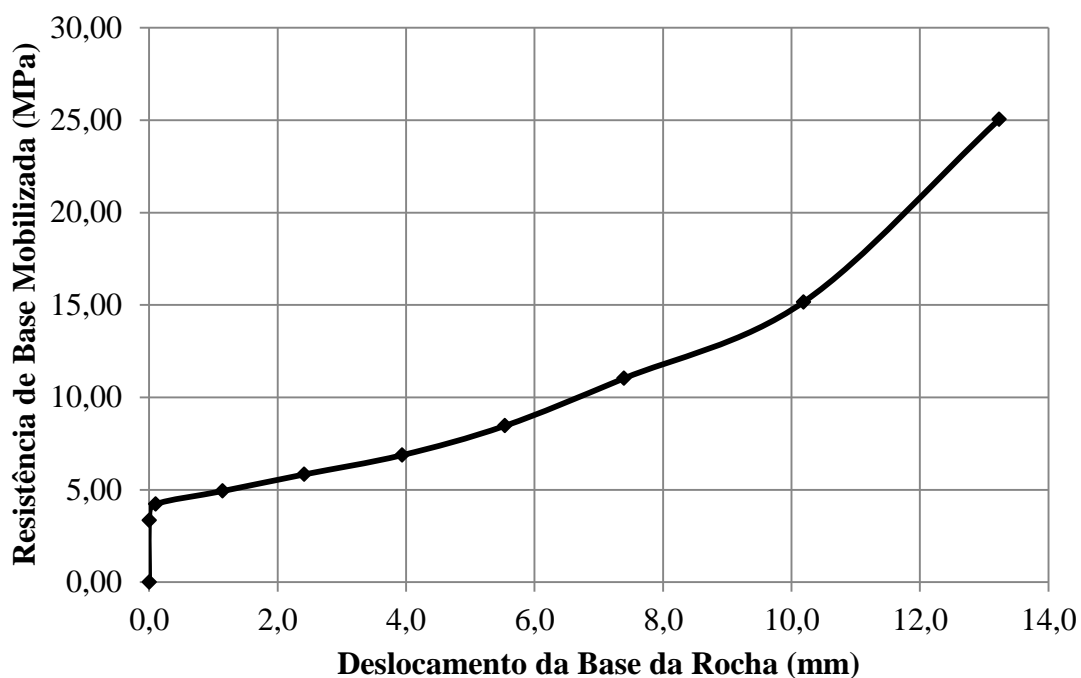
Figura 49 – Resistência lateral unitária mobilizada na prova de carga 2



(fonte: adaptado de BROWN 2008, p. 81, tradução nossa)

Por sua vez, as solicitações descendentes de compressão aplicadas à base do furo, através da expansão da célula de carga, mobilizaram tensões de contato máximas da ordem de 25 MPa, bastante inferiores se comparadas ao valor médio encontrado para a resistência à compressão simples do maciço naquela profundidade. A figura 50, a seguir, representa a relação entre essas tensões e os respectivos deslocamentos descendentes verificados na interface inferior célula-rocha. Nota-se, por meio desse gráfico, que a rocha, encontrava-se em um regime aproximadamente linear elástico, não demonstrando qualquer evidência de que fosse falhar para um regime de tensões igual ou semelhante ao aplicado.

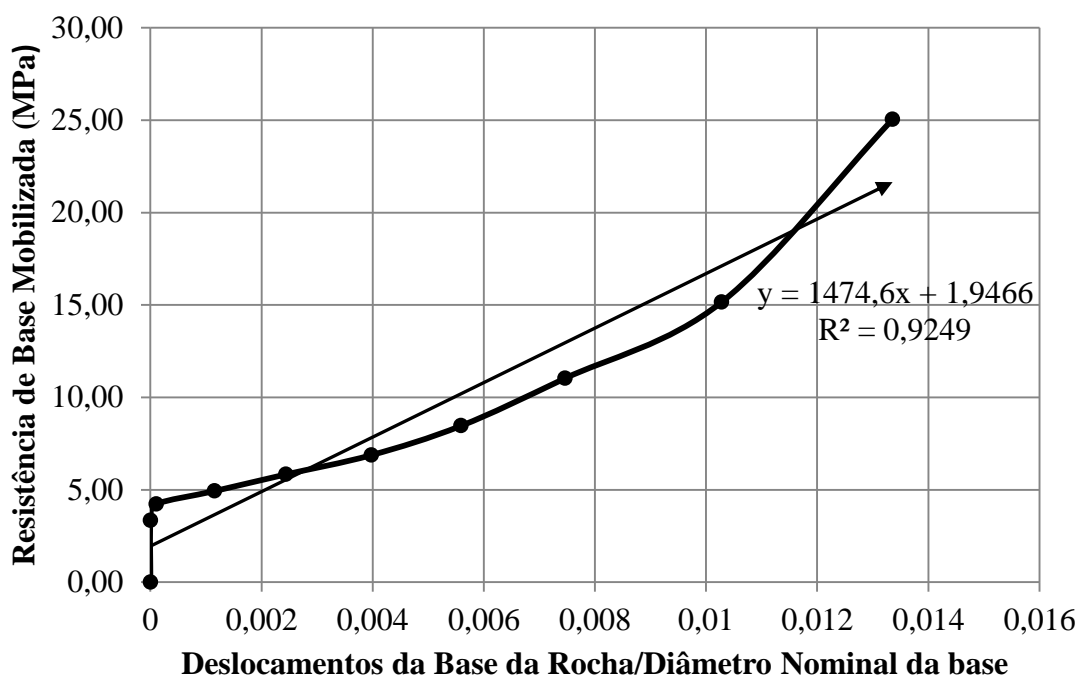
Figura 50 – Pressão de contato mobilizada pela expansão da célula de carga



(fonte: adaptado de BROWN 2008, p. 82, tradução nossa)

Ainda, a partir dos dados carga-deslocamento, foi possível fazer, também, uma estimativa do módulo elástico da rocha. Por meio da elaboração de um gráfico (figura 51) no qual o deslocamento é normalizado pelo diâmetro efetivo da base da estaca, equivalente a 990 mm para o presente caso, pôde-se aferir essa grandeza em, aproximadamente, 1474 MPa.

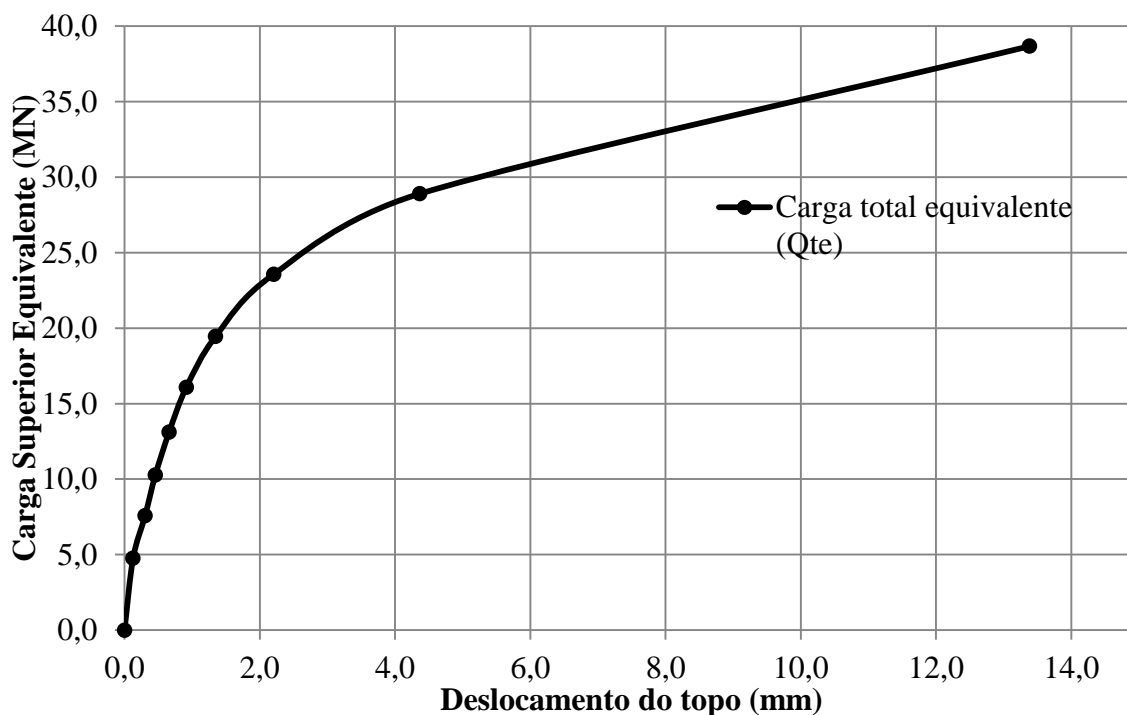
Figura 51 – Relação normalizada entre tensão na base e deslocamentos



(fonte: elaborado pelo autor)

Uma análise global do comportamento dessa estaca pôde ser feita a partir da confecção da relação gráfica entre carga equivalente superior e deslocamento, representado na figura 52. Para isso, assumiu-se uma estaca rígida, implicando, assim, em deslocamentos de mesma magnitude em toda sua extensão, para solicitações aplicadas, por exemplo, no seu topo. Sabe-se, no entanto, que a estaca é compressível, porém, para o nível de carregamentos do presente caso, o encurtamento elástico máximo não seria relevante. Logo, os pontos que compõem esse gráfico de carga equivalente eram obtidos pela adição entre as cargas que mobilizam determinada resistência lateral unitária e as que mobilizam certa resistência de base unitária, para deslocamentos correspondentes/equivalentes.

Figura 52 – Representação gráfica da relação carga equivalente superior-deslocamento do topo



(fonte: elaborado pelo autor)

Observando o gráfico acima, nota-se que o comportamento elástico linear do par-estaca rocha, se esse fosse comprimido a partir de seu topo, iria até carregamentos da ordem de 23,5 MN, com esses implicando em deslocamentos praticamente desprezíveis. Todavia, ao passo que esse limite é superado, o sistema parece se tornar mais sensível ao acréscimo de cargas, sendo notável, nesse sentido, a grande variação que se verificaria no deslocamento correspondente ao último intervalo de carregamento. Ainda, é razoável afirmar que, para as condições expostas no gráfico da figura 52, a estaca se encontraria em um regime de transição, isto é, entre o regime linear inicial e o regime linear final.

10 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA E DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ESTACAS ESTUDADAS

Nesse capítulo foram aplicadas, às duas estacas estudadas, as metodologias apresentadas nos capítulos 6, 7 e 8. Portanto, analisaram-se, respectivamente, as capacidades resistivas, o comportamento carga-deslocamento e a capacidade de carga última de acordo com os critérios de falha e ruptura. Buscou-se, sempre, a comparação entre os valores estimados e os efetivos/mobilizados.

10.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO CARGA-DESLOCAMENTO

Procurou-se aplicar, às estacas estudadas, as técnicas de modelagem do comportamento carga-deslocamento apresentados no capítulo 6 e, a partir disso, comparou-se os resultados com esses obtidos ao real desempenho das estacas nos ensaios. Cabe ressaltar que foi avaliado, somente, o deslocamento perpendicular ao plano de carga, o qual, para projetos de fundações de estruturas correntes, é o de maior relevância. De maneira geral, houve dificuldade na **obtenção direta** de parte dos parâmetros de entrada necessários a esses modelos, já que são de difícil mensuração, especialmente para as situações verificadas em campo. Portanto, quando necessário, lançou-se mão de valores advindos de diversas bibliografias da área e de **abordagens indiretas**, geralmente correlações com parâmetros como RQD, RMR e GSI.

No que diz respeito ao módulo de deformação, o valor médio desse para *Limestones* intactos, segundo Palmström e Singh (2001, p. 18, tradução nossa) é da ordem de 47 GPa. Nessa linha, Coates⁷ (1966, apud AMIR, p. 11, tradução nossa) afirma que esses valores geralmente variam no intervalo 38-62 GPa. Ainda, como um parâmetro indicativo, procurou-se utilizar a fórmula 85, proposta por Hoek e Diederichs (2005, p. 208, tradução nossa), a qual relaciona o módulo E_i à resistência à compressão simples da rocha e ao *modulus ratio* (MR), que, na prática, é relação entre o módulo de deformação da rocha intacta e do maciço rochoso. Quando a relação é a inversa, um coeficiente semelhante pode ser indicado como α_E , conforme a abordagem de Carter e Kulhawy, apresentada na fórmula 8.

⁷ Coates, D. **Rock Mechanics Principles**. Ottawa: Dept. Mines and Technical Surveys, 1966.

$$E_i = MR \cdot \sigma_c \quad (\text{fórmula 85})$$

Sendo:

E_i = módulo de deformação da rocha intacta;

MR = relação entre E_i e E_{rm} ;

σ_c = resistência à compressão simples da rocha.

Para o caso de rochas calcárias, Hoek e Diederichs (2006, p. 210, tradução nossa) indicam intervalos de valores referentes ao coeficiente MR (*modulus ratio*) em função da textura apresentada pela rocha. Esses intervalos, para *Limestones*, são os seguintes:

a) *limestones* cristalinas (textura grosseira): 400-600;

b) *limestones* esparíticas (textura média): 600-800;

c) *limestones* micríticas (textura fina): 800-1000.

A avaliação do módulo de deformação do maciço (E_{rm}), por sua vez, embora feita de maneira indireta, seguiu as recomendações de Hoek e Diederichs (2006, p. 212, tradução nossa), expostas no capítulo 6. Portanto, essa se deu a partir da análise comparativa entre fórmulas propostas por diferentes autores, os quais correlacionaram o E_{rm} com índices de classificação dos maciços, tais como RMR, RQD, GSI e E_i . Além disso, avaliou-se o E_{rm} , pela fórmula 8, de Carter e Kulhawy. As fórmulas, apresentadas na sequência do trabalho, utilizadas para estimar o E_{rm} , são as seguintes:

a) fórmula 86: Mehrotra (1992);

b) fórmula 87: Zhang e Einstein (2004);

c) fórmula 88: José et al. (2005);

d) fórmula 89: Hoek e Diederichs (2006).

$$E_{rm} = 10 \cdot \frac{(RMR - 20)}{38} \quad (\text{fórmula 86})$$

$$E_{rm} = E_i 10^{0,0186RQD-1,91} \quad (\text{fórmula 87})$$

$$E_{rm} = E_i e^{(RMR-100)/36} \quad (\text{fórmula 88})$$

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right) \quad (\text{fórmula 89})$$

Sendo:

D = fator de perturbação (0,5).

Ainda, cabe destacar que, para a aplicação das fórmulas expostas acima, foram tomados, de maneira simplificada, valores representativos tanto para os parâmetros qualitativos do maciço (RQD, RMR e GSI) quanto para os quantitativos (E_i e σ_c). Uma vez determinado um valor de E_{rm} , esse passa a representar, idealmente, toda a porção da rocha na qual as estacas estavam inseridas, isto é, assume-se, então, um maciço homogêneo. Portanto, para a aplicação das metodologias de modelagem carga-deslocamento, aos dois casos estudados, tem-se uma série de modelos geológicos dos maciços, cada qual caracterizado por um dos valores de E_{rm} oriundos das fórmulas apresentadas.

10.1.1 Prova de Carga 1

Inicialmente, estimou-se um valor para o módulo de deformação da rocha intacta a partir da fórmula 85. Dada a variação entre textura fina e média apresentada pela rocha, optou-se por utilizar um MR igual a 700, resultando em um E_i da ordem de **37 GPa**, o qual se enquadra próximo aos limites inferiores recomendados por diversos autores. Para avaliar o E_{rm} , a partir das fórmulas anteriormente apresentadas, foi necessária a utilização de valores representativos para toda porção de rocha no que diz respeito ao RQD, RMR, GSI e α_E . Portanto, foram tomados valores médios da ordem de, respectivamente, 50%, 40, 35 e 5%. A utilização dessas fórmulas resultou nos E_{rm} apresentados na tabela a seguir.

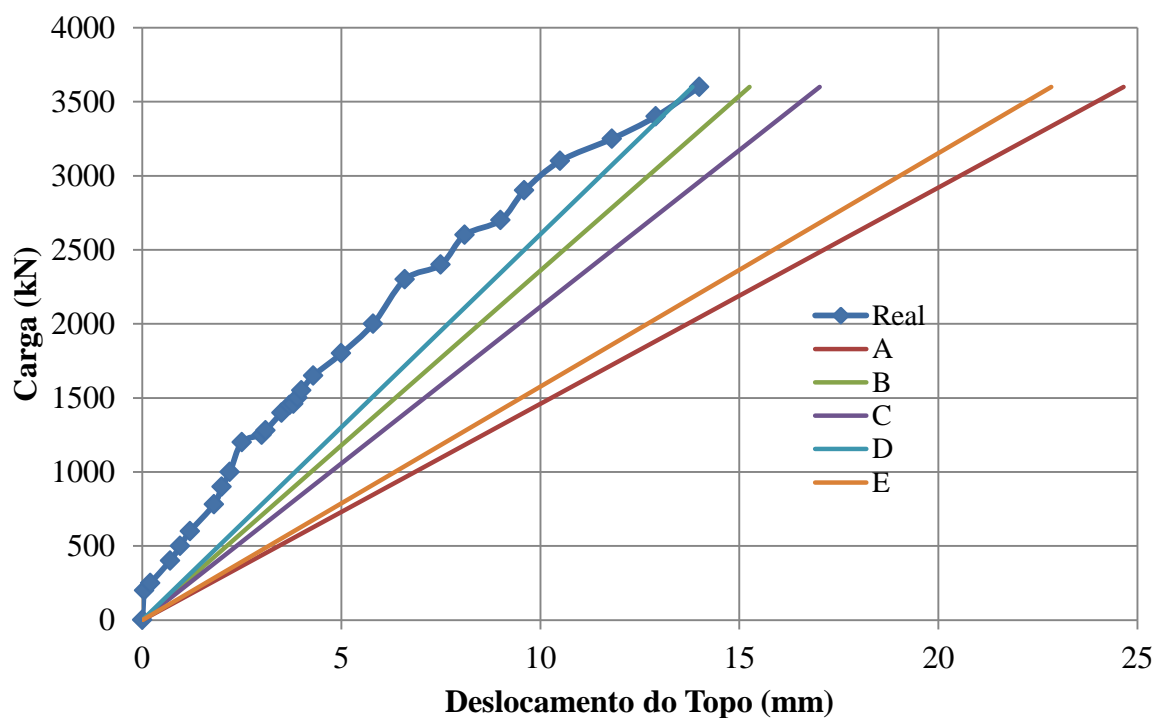
Tabela 15 – Valores do E_{rm} para a prova de carga 1

Fórmula	E_{rm} (GPa)
Carter e Kulhawy (A)	1,89
Mehrotra (B)	5,26
Zhang (C)	3,96
José et al. (D)	7,14
Hoek e Diederichs (E)	2,16

(fonte: elaborado pelo autor)

A previsão do comportamento carga-deslocamento, com a utilização do **modelo de molas linear** (fórmula 15) e dos módulos de deformação estimados (tabela 15), somada a compressão elástica da estaca “não embutida” na rocha, resultou nas relações apresentadas na figura 54, a seguir. Nota-se, como esperado, a forte influência exercida pelo E_{rm} nessa relação e, além disso, a relativa proximidade entre o comportamento real e as curvas obtidas para os módulos obtidos a partir das fórmulas propostas por Mehrotra (B) e José et al. (D). Nesse contexto, a utilização dos módulos estimados de (C) e, especialmente, (D) e (E) resultaram em deslocamentos sensivelmente superiores aos efetivamente verificados, denotando, assim, o caráter conservador dessas análises para o contexto específico desse modelo.

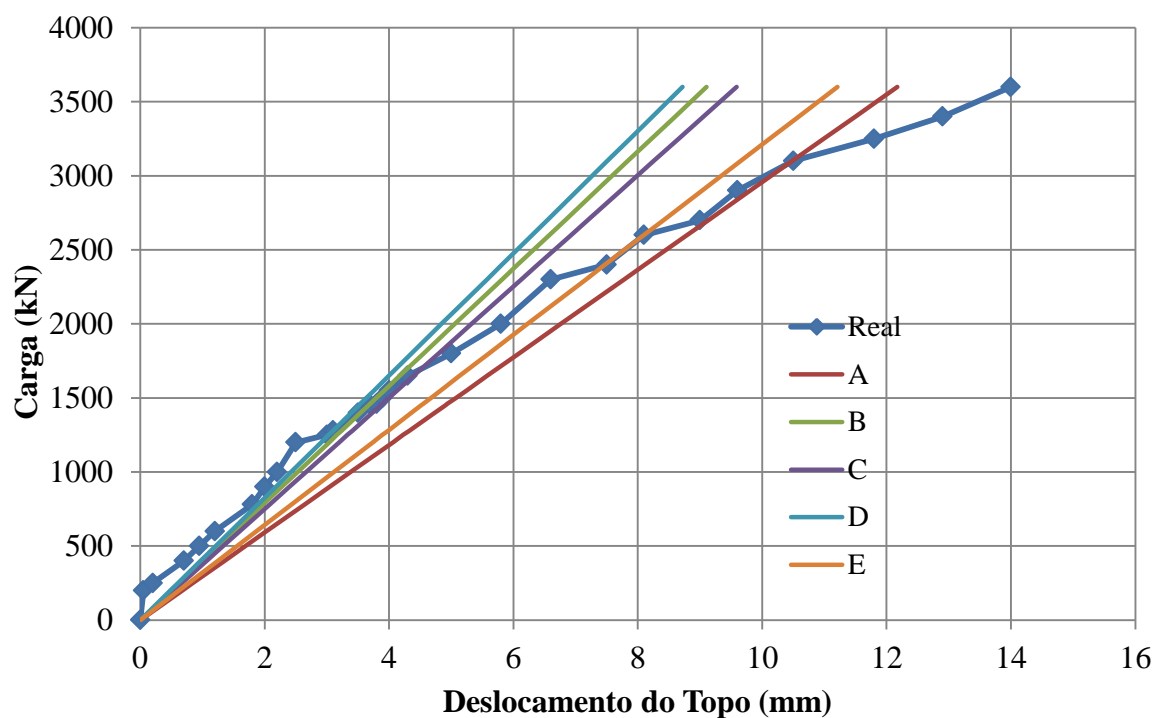
Figura 53 – Modelo linear de molas aplicado à prova de carga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

A análise a partir do modelo de **Mattes e Poulos** (fórmula 18; figura 54), implicou em resultados semelhantes aos obtidos pela aplicação do Modelo de Rowe e Armitage (figura 55). Nota-se que, para cargas de até 1650 kN, todos os valores estimados E_{rm} produziram resultados semelhantes aos efetivos. Após isso, no entanto, somente os obtidos de (E) e (A) acarretaram em deslocamentos semelhantes aos reais. Ainda, esse modelo foi relativamente preciso no que diz respeito à porcentagem da carga resistida pela base, que, de acordo com a figura 18, foi da ordem de 3%, valor muito próximo ao efetivamente mobilizado ao final do teste.

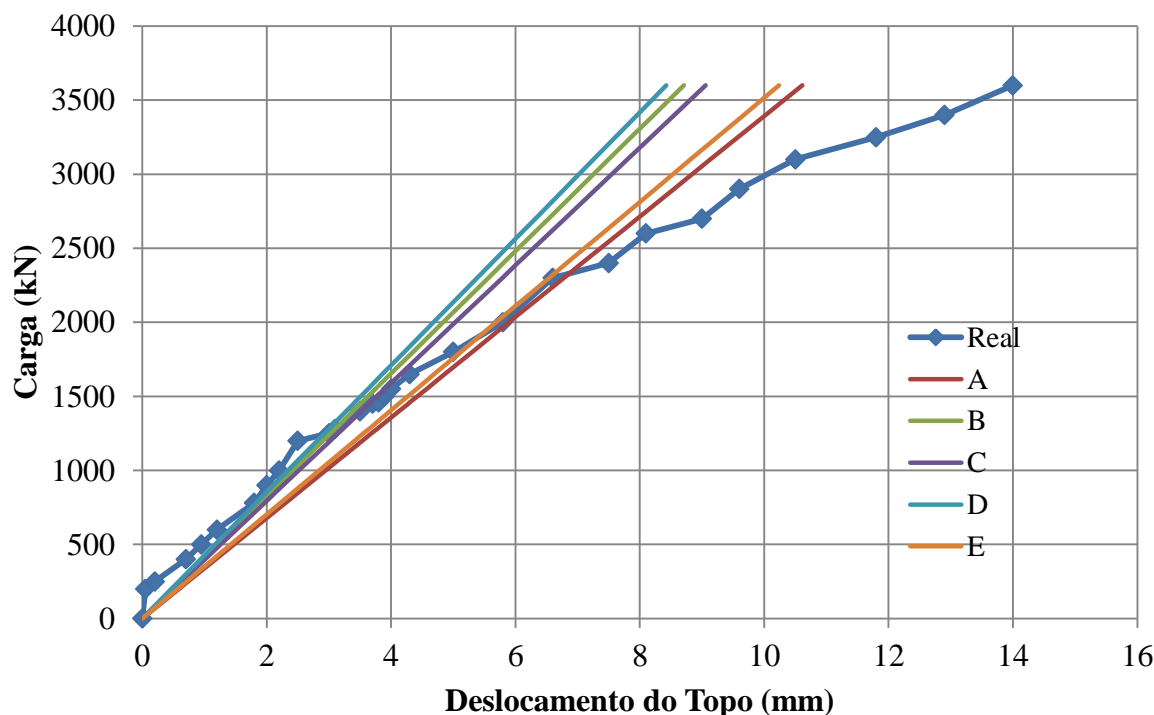
Figura 54– Modelagem a partir do Método de Mattes e Poulos da prova de carga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Da mesma forma que ocorreu com a utilização do modelo anterior, o de **Rowe e Armitage**, para estacas nas quais não ocorre qualquer deslizamento relativo na interface fuste-rocha, conduziu a resultados semelhantes, com a utilização de todos os E_{rm} estimados, para cargas de até 1650 kN. A partir desse ponto, nota-se uma tendência de separação entre as retas obtidas de (A) e (E) e as demais, sendo essas duas um pouco mais próximas à realidade. Quanto à porcentagem de carga resistida pela base, essa fica em torno de 5% segundo o gráfico exposto na figura 20.

Figura 55– Modelagem a partir do método de Rowe e Armitage para a prova de carga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

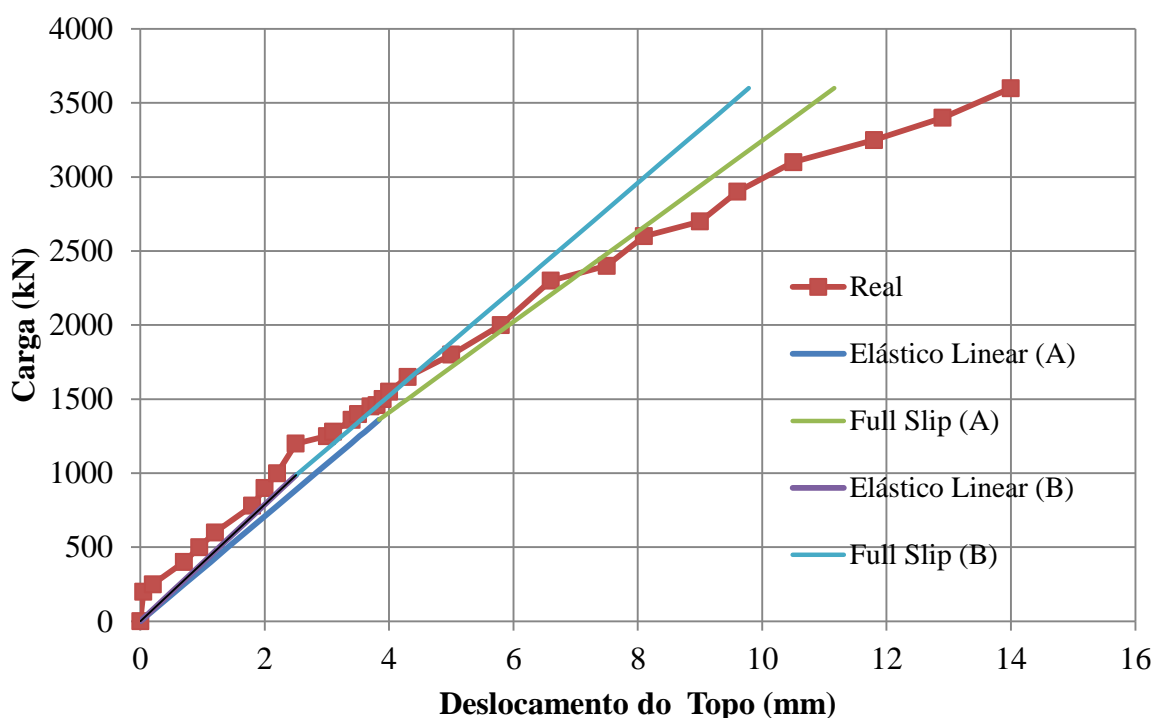
Do modelo de analítico de Carter e Kulhawy, obtiveram-se as relações apresentadas no gráfico da figura 56 considerando, apenas, os E_{rm} obtidos de (A) e (B), como forma de demonstrar, teoricamente, a influência de tal parâmetro nos resultados do modelo. Além disso, cabe ressaltar, que a coesão e o ângulo de dilatação, relativos à interface fuste-rocha, foram calculados, respectivamente, pela utilização das fórmulas 30 e 31. Ainda, o ângulo de atrito relativo a essa interface foi tomado como 28° , valor que se encaixa dentro da faixa recomendada por diversos autores, e o coeficiente de Poisson para o maciço foi idealizado como 0,25. Portanto, a coesão calculada foi de 0,63 MPa e o ângulo de dilatação igual a $6,7^\circ$.

Igualando as fórmulas 26 e 41, foi possível obter o deslocamento limite elástico (w_{c1}) e, naturalmente, a respectiva carga (Q_{c1}). Para o E_{rm} de (A), igual a 1,89 GPa, esse é de 3,84 mm, considerando a compressão elástica da porção não embutida em rocha, e a carga limite é de 1360 kN. Logo, segundo essa análise, o par estaca-rocha se comportaria de maneira elástico-linear até que tal nível de carregamento fosse alcançado, o qual provocaria o escorregamento relativo total entre as interfaces fuste-rocha. Nota-se que, para cargas superiores a 2400 kN, o modelo conduz a resultados um pouco inferiores no que diz respeito

aos deslocamentos, sendo esses, em média, 11% menores aos efetivos. Além disso, a porcentagem de carga resistida pela base, segundo o modelo, fica em torno de 1,8% para a condição elástico-linear, alcançando 4% ao final do teste, no qual, teoricamente, a condição era de *full slip*.

Analogamente, a utilização do módulo de (B), igual a 5,26 GPa, conduziu, aparentemente, a resultados semelhantes aos de (A). No entanto, para esse valor de E_{rm} , o deslocamento elástico limite é de 2,51 mm, sendo a carga correspondente igual a 986 kN. Ainda, esse módulo conduziu a resultados semelhantes aos reais para cargas da ordem de 1650 kN e, após isso, os deslocamentos modelados foram, em média, 17 % inferiores aos efetivos. Além disso, do uso de (B), a parcela teórica de carga mobilizada na base foi de, apenas, 0,31%. Mais detalhes da aplicação desse modelo se encontram no Apêndice A.

Figura 56 – Modelo analítico de Carter e Kulhawy aplicado à prova de carga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Dada à resposta tipicamente linear do conjunto estaca-rocha quando comprimido, não é coerente aplicar o **modelo de análise não linear** a esse caso (fórmula 17). Somente a partir de cargas de ordem de 3000 kN é que o comportamento parece ter uma pequena tendência de mudança, mas isso não pôde ser confirmado no teste. Portanto, dentre as metodologias

empregadas, é razoável afirmar que os resultados obtidos de **Mattes e Poulos, Rowe e Armitage** e, até mesmo, **Carter e Kulhawy**, assemelham-se para os níveis de carregamentos considerados. Por outro lado, o modelo linear de molas conduziu a resultados sensivelmente diferentes desses. Nesse sentido, fica evidente a influência direta, em maior ou menor grau, do módulo de deformação do maciço (E_{rm}) na sensibilidade dos modelos empregados e, para o caso da abordagem analítica de Carter e Kulhawy, a pequena influência exercida pelo ângulo de atrito caso esse varie dentro de uma faixa recomendada de valores ($20^\circ - 40^\circ$). Logo, um valor representativo para o E_{rm} , nesse caso, parece ser da ordem de 2,0 – 3,0 GPa.

10.1.2 Prova de Carga 2

Nesse caso, os métodos aplicados para modelar o comportamento cargas-deslocamento da estaca foram feitos com base na carga superior equivalente e, naturalmente, comparados com a curva equivalente (figura 52). Portanto, parte-se da premissa que a estaca apresentaria comportamento semelhante ao observado nessa curva caso fosse submetida a carregamentos de compressão axial a partir de seu topo. Quanto ao módulo de deformação da rocha intacta, esse foi estimado supondo um MR igual a 700, já que a rocha apresentava, também, textura variando de fina à média, o que resultou num E_i da ordem de 35 GPa.

O E_{rm} , assim como na prova de carga 1, foi avaliado por meio das fórmulas anteriormente apresentadas com a consideração de valores representativos para o RQD, RMR, GSI e α_E em toda a porção de rocha, sendo esses, respectivamente, 40%, 40, 40 e 6%. Além disso, utilizou-se como valor representativo para o E_{rm} , o verificado a partir da expansão da célula hidropneumática (F), conforme a figura 51. Logo, os módulos de deformação estimados estão representados abaixo, na tabela 16.

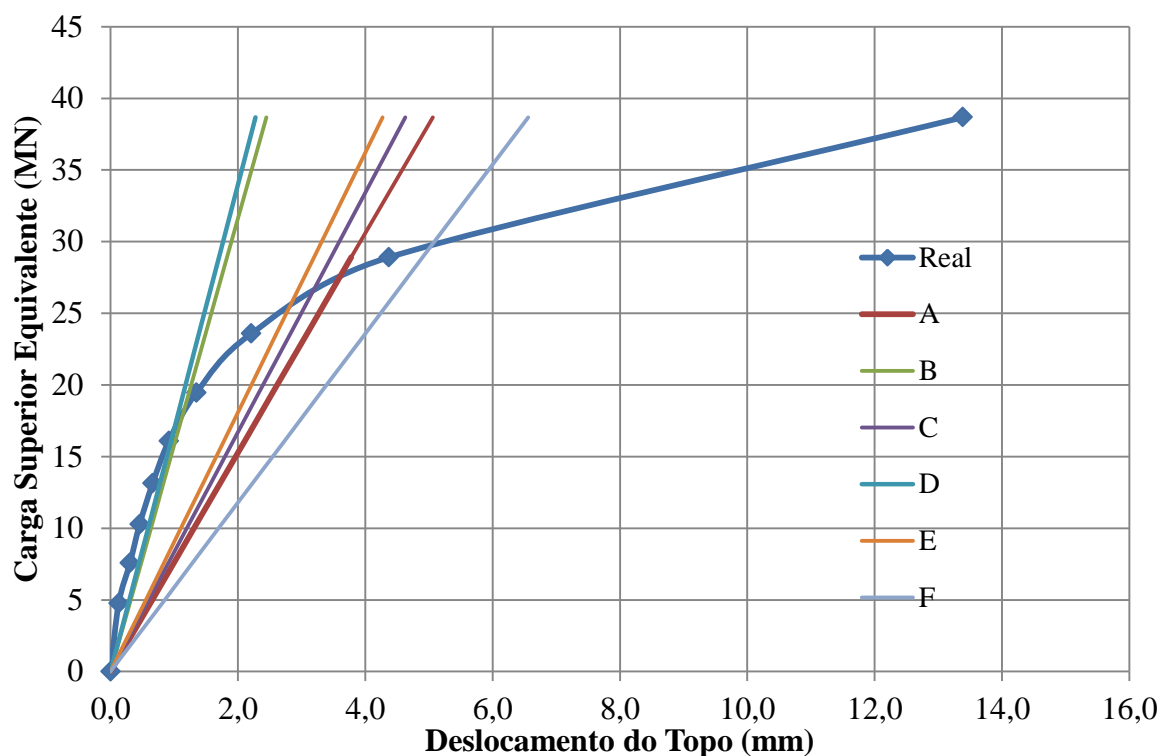
Tabela 16 – Valores do E_{rm} para a prova de carga 2

Fórmula	E_{rm} (GPa)
Carter e Kulhawy (A)	2,10
Mehrotra (B)	5,26
Zhang (C)	2,39
José et al. (D)	6,61
Hoek e Diederichs (E)	2,69
Verificado (F)	1,47

(fonte: elaborado pelo autor)

Do **modelo de análise linear de molas**, resultaram os gráficos apresentados na figura 57. Nota-se a influência direta do E_{rm} no comportamento mecânico do par fundação-rocha, sendo esse consideravelmente próximo ao “real” para os módulos estimados a partir de (B) e (D) no caso de cargas limitadas em 20 MN. Para carregamentos de até 24 MN, os módulos estimados por meio de (A), (C) e (E) conduzem a resultados semelhantes, sendo esses mais conservadores que os obtidos pela curva equivalente, isto é, resultando em deslocamentos superiores aos “efetivamente verificados”. O valor de E_{rm} , aferido diretamente da prova de carga (F) conduziu, a deslocamentos sensivelmente maiores para níveis de carga de até 29 MN.

Figura 57 – Modelagem a partir do modelo linear de molas para a prova de carga 2

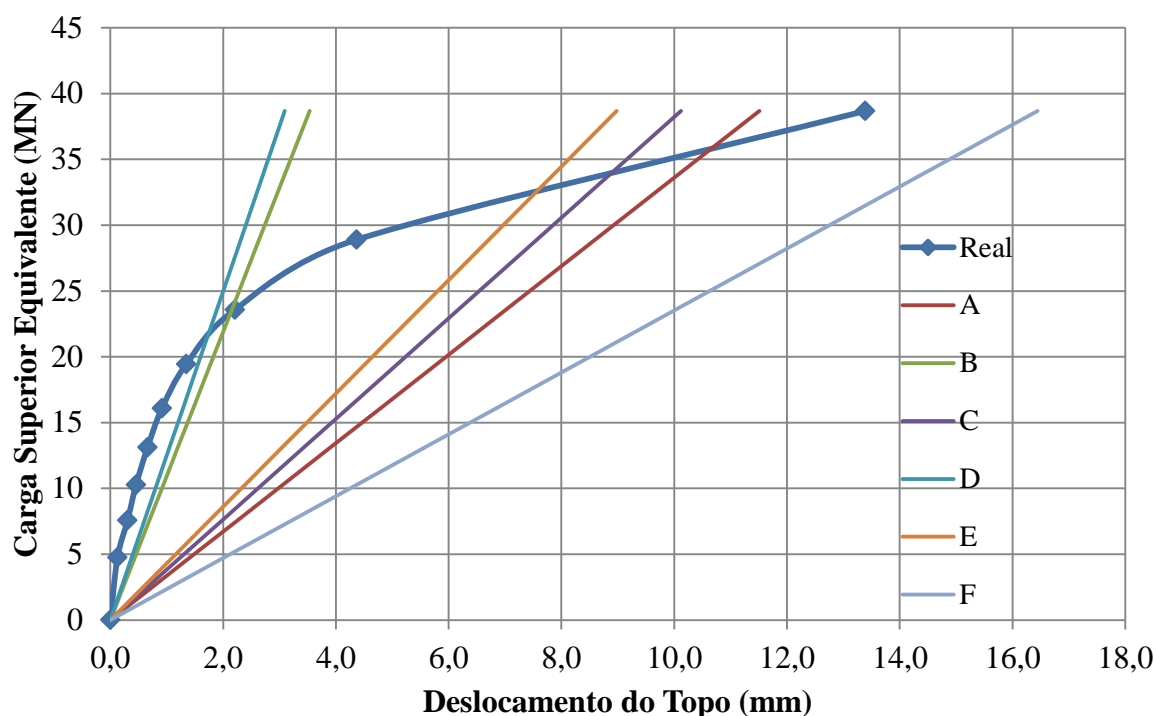


(fonte: elaborado pelo autor)

A aplicação da fórmula 18, do modelo de **Mattes e Poulos**, produziu, de maneira geral, resultados de grande variabilidade. Excetuando-se os módulos de deformação obtidos de (B) e (D), com os quais se verificou relativa semelhança com o “real” desempenho da estaca para níveis de carregamentos inferiores a 24 MN, a utilização dos demais valores de E_{rm} implicou em deslocamentos consideravelmente superiores se comparados aos efetivos. Novamente, isso reforça a provável linearidade do comportamento dessa estaca para cargas de até 24 MN e, além disso, o caráter conservador dessa abordagem quando são utilizadas as demais estimativas de E_{rm} .

No que diz respeito à distribuição da carga ao longo da estaca, idealmente a base seria responsável por resistir a uma parcela da ordem de 10-15% dos carregamentos aplicados no topo, conforme se verifica nos ábacos da figura 18 para um condição em que **não** ocorre o deslizamento total relativo na interface fuste-rocha (*full slip*). No entanto, isso é apenas uma estimativa, já que nesse ensaio os carregamentos se deram a partir da base, pela expansão de uma *O-Cell*.

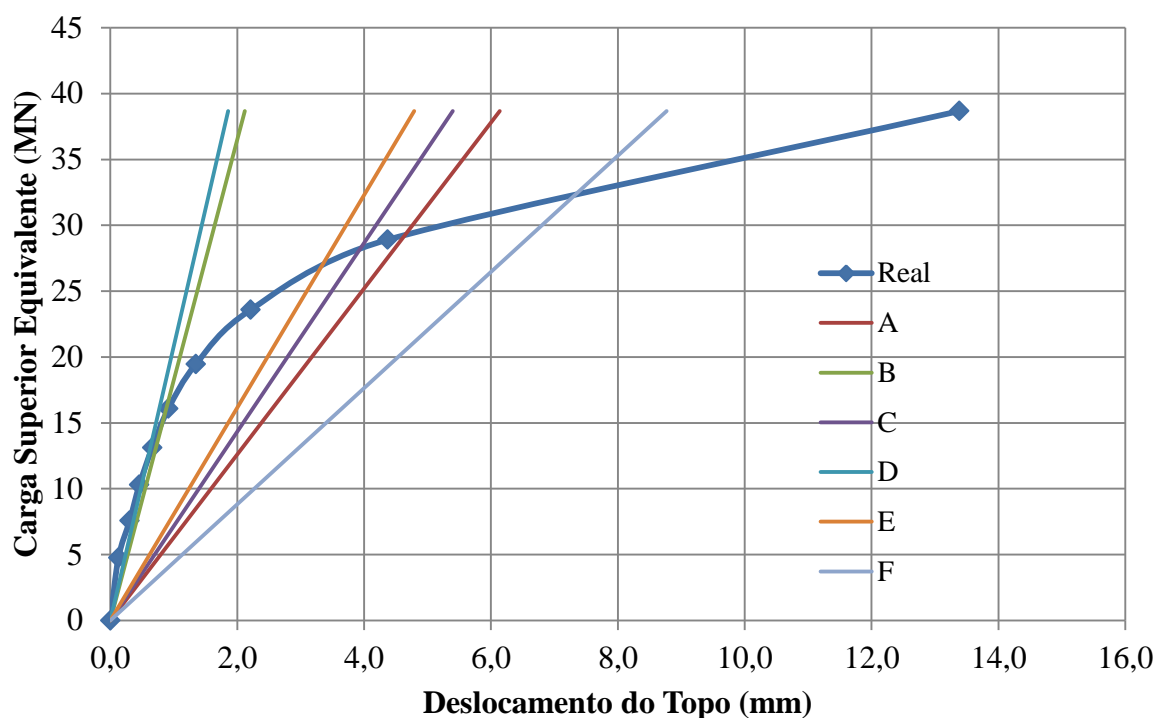
Figura 58 - Modelagem a partir do método de Mattes e Poulos da prova de carga 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Da aplicação da fórmula 19, de **Rowe e Armitage**, e da incorporação dos diferentes valores estimados para o E_{rm} , obtiveram-se os resultados apresentados na figura 59. Uma vez que a estaca está inteiramente inserida na rocha, a primeira parcela da equação é nula, tornando, assim, os deslocamentos correspondentes semelhantes aos anteriores (figura 58). Além disso, nota-se grande semelhança entre o comportamento “efetivo” e o modelado, para cargas de até 20 MN, quando utilizados os E_{rm} advindos de (B) e (D). Para os demais módulos de deformação, o comportamento previsto se distancia consideravelmente do real, já que esse deixa, aparentemente, de ser linear. Ainda, segundo o gráfico da figura 21, a base seria responsável por resistir algo em torno de 15% dos carregamentos aplicados, para uma condição de não deslizamento.

Figura 59 – Aplicação do método de Rowe e Armitage à prova de carga 2

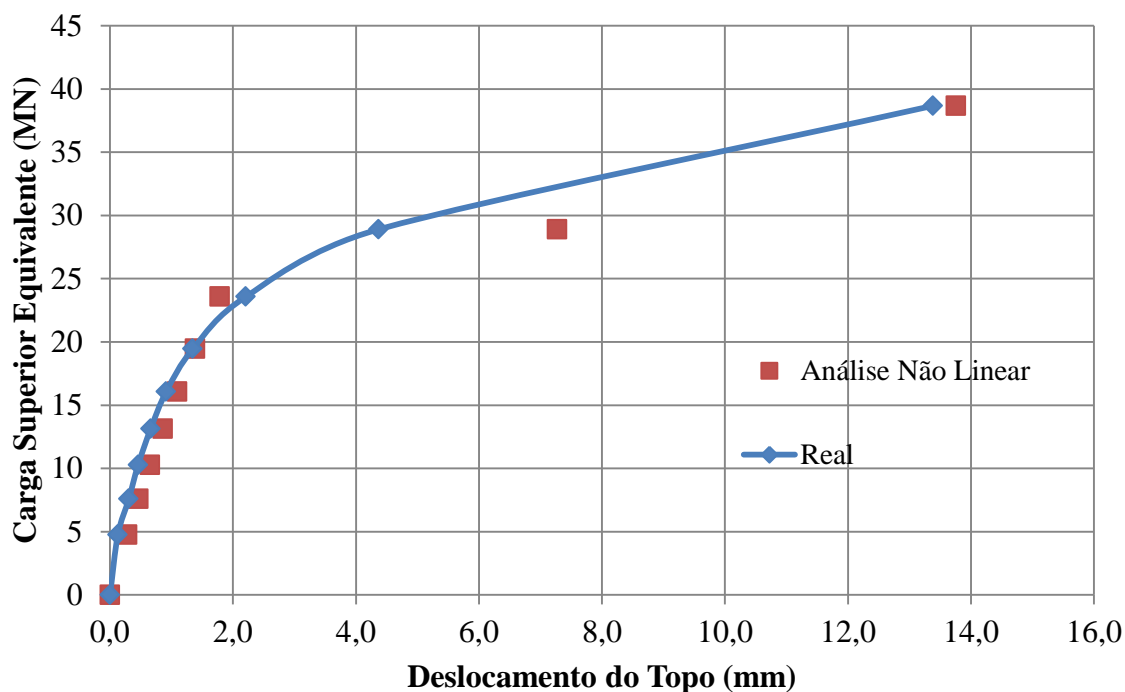


(fonte: elaborado pelo autor)

Por ser função do parâmetro b , o qual envolve o módulo tangente, que, por sua vez, varia devido a não linearidade do comportamento carga-deslocamento, a modelagem através do método não linear só pôde ser realizada mediante uma retroanálise da curva equivalente resistência lateral unitária-deslocamento. Para isso, supõe-se uma distribuição igualitária das tensões resistivas ao longo do fuste da estaca, idealizando esse como responsável por resistir a 95% dos carregamentos, até cargas da ordem de 29 MN, e 90% para cargas superiores a esse valor. Portanto, para obtenção do módulo tangente, dividiu-se essa curva em três regiões distintas, verificando-se, assim, três valores para o parâmetro b . Como resistência unitária de escoamento (m), tomou-se o valor representativo de 2,8 MPa.

Logo, aplicando-se à fórmula 17 aos idealizados valores de resistência lateral unitária mobilizada na parte superior da estaca, obtiveram-se os pontos apresentados no gráfico da figura 60, a seguir. Evidencia-se, assim, a relativa proximidade dos “deslocamentos previstos” com o “efetivo” desempenho da estaca. No entanto, embora seja imprescindível destacar que tal semelhança é consequência da abordagem via retroanálise, faz-se notável o teor adequado das suposições feitas, dada a semelhança verificada entre a curva “real” e a modelada.

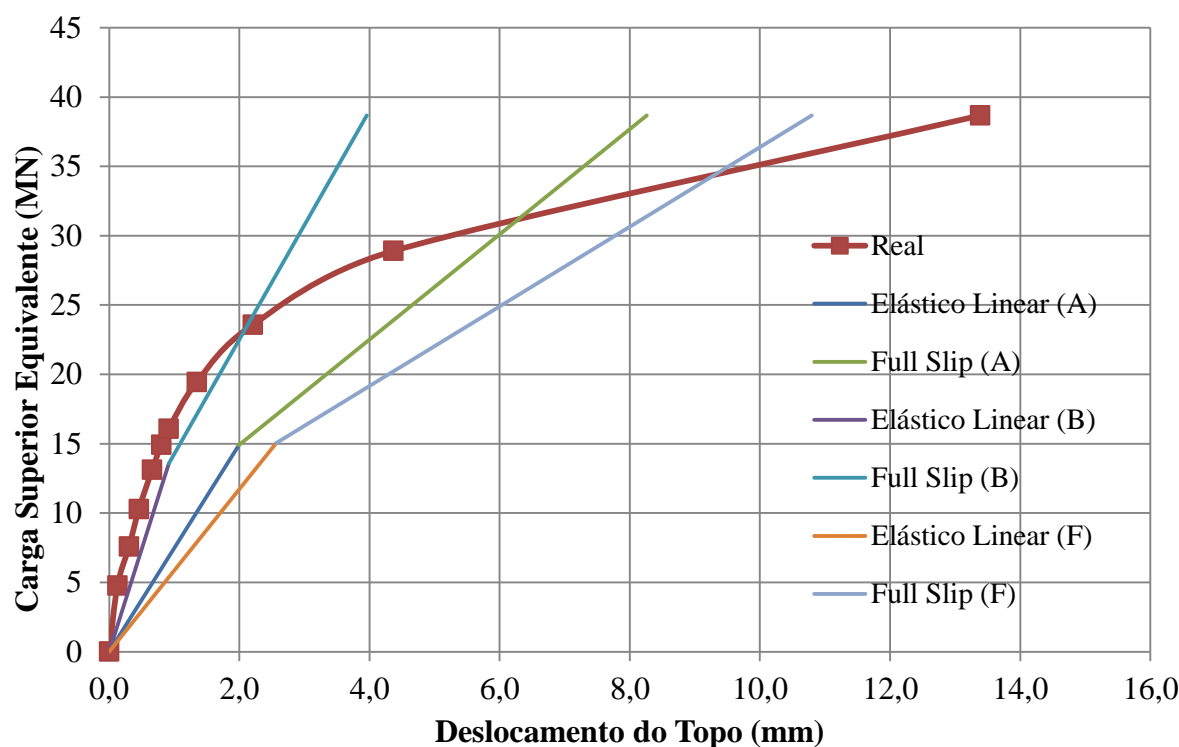
Figura 60 – Modelagem não linear para a prova de carga 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Do mesmo modo que foi feito na prova de carga 1, aplicou-se o método analítico de Carter e Kulhawy para os valores de E_{rm} obtidos de (A), (B) e (F), já que esse último foi o verificado *in loco* (figura 61). Portanto, os deslocamentos limites (w_{c1}) foram de, respectivamente, 1,99 mm, 0,92 mm e 2,57 mm, sendo as respectivas cargas (Q_{c1}) iguais a 14,90 MN, 13,60 MN e 15,04 MN. Com exceção da utilização do módulo de (B), o qual conduziu a resultados semelhantes aos “efetivos” até cargas da ordem de 23,6 MN, os demais módulos implicaram em deslocamentos sensivelmente superiores aos “reais” para carregamentos de até 29 MN. Em comparação com o comportamento efetivo, nota-se que as cargas limites, para o regime elástico-linear, são subestimadas, pois esse parece se estender até carregamentos da ordem de 24 MN.

Figura 61 – Modelo Analítico de Carter e Kulhawy aplicado à prova de carga 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Com esses resultados, é razoável afirmar que o comportamento linear do conjunto estaca-rocha se estenderia, somente, até cargas compressivas da ordem de 24 MN, se a estaca fosse carregada em sua parte superior. É notável que, a partir dessa carga, a ordem de grandeza dos deslocamentos é consideravelmente ampliada para variações menos significativas na carga aplicada, no entanto esses parecem longe de atingir, por exemplo, 75 mm ou 10% do diâmetro da estaca. Ainda, fica claro que o módulo de deformação do maciço aferido segundo o gráfico da figura 51 não é representativo para toda a porção de rocha em que a estaca está inserida ou, até mesmo, é subestimado devido ao que foi exposto na seção 3.3.1.2 do capítulo 3.

Dentre os modelos empregados, destaca-se a relativa acurácia do modelo linear de molas na previsão dos deslocamentos para cargas de até 29 MN. Os resultados obtidos por esse e pelos métodos de **Rowe e Armitage** e **Mattes e Poulos** se assemelham bastante, sendo os dois últimos mais conservadores no que diz respeito aos deslocamentos. Nesse contexto, dentre essas três óticas de análise, é difícil precisar a mais adequada para predição dos deslocamentos, no entanto, cabe ressaltar a importância da comparação entre os resultados produzidos por abordagens distintas de análise, tanto dos modelos em si como dos próprios parâmetros de entrada desses. Quanto aos parâmetros, novamente o E_{rm} é o de maior

influência, sendo um valor representativo para esse, segundo as análises lineares, da ordem de 6,0 – 7,0 GPa.

Por outro lado, como já mencionado, é notável a diferença entre os comportamentos estimados pelo **Método Analítico de Carter e Kulhawy** e o real, especialmente para os módulos obtidos de (A) e (F). Essa abordagem implica em cargas da ordem de 15 MN como Q_{c1} , ou seja, a carga limite entre as condições elástico-linear e *full slip*. Essa parece ser inferior a “real” que aparenta ser de, aproximadamente, 24 MN. Todavia, dado ao número de parâmetros de entrada de difícil obtenção, especialmente à coesão relativa à interface fuste-rocha, é possível inferir que, caso esses fossem obtidos de maneira direta, os resultados do modelo tenderiam a se aproximar do real.

Naturalmente, a **retroanálise** a partir do modelo não linear conduziu à relação carga-deslocamento mais próxima da “efetiva”. Porém, a tendência é que essa represente o comportamento de um caso isolado, não podendo ser completamente generalizada, para, por exemplo, fundações construídas em outros locais sob condições geotécnicas e estruturais semelhantes. Logo, o ideal é que avaliações desse tipo sejam utilizadas meramente como referenciais do comportamento mecânico do par fundação-rocha.

10.2 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA

Aplicaram-se, aos casos estudados, as metodologias de análise da capacidade resistiva para estacas embutidas em rocha que foram apresentadas no capítulo 7. Conseqüentemente, nesses dois casos, avaliou-se a magnitude das resistências máximas obtidas pela aplicação de cada um desses métodos e, além disso, compararam-se essas com valores de referência advindos de bibliografias da área, e, também, com as efetivamente mobilizadas durante os ensaios. No entanto, em função desses valores de referência, limitou-se, em **termos nominais**, a resistência lateral unitária máxima em **5 MPa** e a unitária de ponta em **50 MPa**.

Ainda, como forma de aplicar as fórmulas apresentadas anteriormente, consideram-se, nos dois casos estudados, os valores médios para σ_c e RQD apresentados no quadro 4 do capítulo 9. Nesse sentido, para ambas as estacas, as resistências, em termos nominais e de projeto, foram avaliadas de forma independente no fuste e na base. A resistência unitária lateral foi estimada, nas duas provas de carga, considerando uma divisão em 2 níveis ao longo dos comprimentos de embutimento (L_{e1} e L_{e2}), resultando assim, em valores para os dois “níveis” da rocha ($\tau_{1máx}$ e $\tau_{2máx}$). Também, avaliou-se $\tau_{máx}$ com e sem a consideração do coeficiente de redução em função da presença de eventuais descontinuidades na rocha ao longo do fuste φ (tabela 9).

O cálculo da resistência de ponta, por sua vez, envolveu diversos parâmetros, uma vez que foram considerados, além das abordagens empíricas de análise, os métodos teóricos abordados por Carter e Kulhawy que avaliam os possíveis modos de falha da estrutura de fundação. Conseqüentemente, foram observadas as condições expostas na figura 26, que relacionam a aplicabilidade do método à relação entre o espaçamento das descontinuidades e o diâmetro/largura da base da estrutura de fundação (S/B), isto é, introduz-se o efeito de escala ao problema. Logo, a determinação da resistência de ponta envolveu os seguintes parâmetros expostos na tabela 17, a seguir.

Em sua maioria, com exceção da coesão (c'), do ângulo de atrito interno (ϕ) e do peso específico (γ), esses foram determinados de acordo com as equações ou ábacos expostos anteriormente. Estimaram-se os dois primeiros conforme a sugestão de Kulhawy e Goodman⁸ (apud ZHANG, 2004, p. 245, tradução nossa), como sendo, respectivamente, 10% da

⁸ KULHAWY, F. H.; GOODMAN, R; E. **Foundations in Rock: ground engineering reference book** . London: Butterworth, 1987.

resistência à compressão simples da rocha e 30° . Já o peso específico foi tomado com base no que foi exposto por Goodman (1989, p. 33, tradução nossa).

Tabela 17 – Resumo de parâmetros necessários à determinação da resistência de ponta

Parâmetro	Prova de Carga 1	Prova de Carga 2
c' (MPa)	7,1	6
ϕ ($^\circ$)	30	30
γ (kN/m ³)	20	20
N_{cr}	10	4
J	1	0,8
N_c	10	10
N_γ	10	10
N_q	8	8
m LS	0,58	0,58
s LS	0,0293	0,0293
m LI	0,13	0,13
s LI	0,00009	0,00009
$N_{cr'}$	2,4	2,4
N_{ms} LI	0,28	0,28
N_{ms} LM	0,1645	0,1645
N_{ms} LS	0,049	0,049

(fonte: elaborado pelo autor)

A determinação das **resistências de projeto** se deu, tanto pela abordagem dos estados limites de projeto, com a utilização dos coeficientes parciais de resistência recomendados pela FHWA (2010, p. 10-2, tradução nossa), isto é, iguais a 0,5 para o fuste e para a base/ponta da estaca (φ_f e φ_b), quanto pela das tensões admissíveis, com o uso de um coeficiente global de segurança igual a 3. Contudo, as resistências de projeto foram, inicialmente, analisadas de forma independente no fuste e na base (R_{fd} e R_{bd}), sendo calculadas através do produto entre as respectivas áreas, lateral e da base, pelas resistências unitárias correspondentes.

Lançou-se mão de uma abordagem simplificada para a determinação **prévia** da **capacidade de carga final de projeto da estaca** (Q_d), a qual engloba a resistência do fuste e da base. Logo, avaliaram-se os valores obtidos para as resistências de projeto do fuste e da base, de modo a dividir esses em limites inferior (LI), médio (LM) e limite superior (LS), pois, caso contrário, seriam mais de 120 combinações diferentes para capacidades de carga de projeto

em cada um dos casos estudados. Portanto, para cada estaca, obtiveram-se três valores finais para a capacidade de carga de projeto, sendo esses:

$$a) Q_{dLI} = R_{fLI} + R_{bLI};$$

$$b) Q_{dLM} = R_{fLM} + R_{bLM};$$

$$c) Q_{dLS} = R_{fLS} + R_{bLS}.$$

O limite médio corresponde à média dos valores das parcelas de resistência e os limites superior e inferior são dados, respectivamente, pela média acrescida e subtraída por um desvio padrão relativo aos valores de resistência calculados, excluindo-se os obtidos via Cabral-Antunes. Cabe destacar, contudo, que essa avaliação é meramente uma estimativa prévia, não sendo recomendado que os limites sejam tomados como capacidade de carga de projeto sem conhecimento dos critérios adotados em cada modelo. Isso poderia implicar, por exemplo, na consideração de parcelas exageradas relativas à resistência de ponta.

Também, considerou-se a **capacidade de carga de projeto ideal** como sendo aquela obtida através das metodologias cujos valores para as resistências mais se aproximam das efetivamente mobilizadas durante as provas da carga, isto é, aquelas nas quais a relação estimado/mobilizado se aproxima de 1,0. Nesse caso, conforme recomendações da FHWA (2010, p. 10-12, tradução nossa) e da NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 18) aplicaram-se coeficientes de segurança parciais (φ_f e φ_b) iguais a 0,7, para a abordagem via estados limites de projeto, e um fator global de segurança igual a 2,0 para a utilização do método das tensões admissíveis.

É importante ressaltar, que o método de **Cabral-Antunes** foi considerado a parte, sendo os resultados para Q_d , obtidos, também, pelas duas filosofias de projeto (LFRD e ASD). Na estimativa da resistência de ponta unitária foi adotado o limite máximo proposto pelo método, isto é, 8 MPa e nas resistências laterais unitárias se considerou $\tau_{1m\acute{a}x}$ como 2,5% da resistência de ponta unitária (8 MPa) e $\tau_{2m\acute{a}x}$ como 3,5% dessa, para ambas as provas de carga.

Ainda, aos resultados da capacidade de carga de projeto Q_d obtidos segundo a abordagem via LFRD, sem a consideração do efeito das juntas na resistência lateral, foram aplicados aos modelos do comportamento carga-deslocamento vistos no capítulo 6. Com isso, relacionaram-

se os valores de Q_d aos deslocamentos médios do topo obtidos segundo os modelos, considerando todos os valores para o E_{rm} e, ainda, ao deslocamento real verificado na prova de carga caso tal nível de carregamento tenha sido atingido durante o ensaio. Naturalmente, a magnitude dos deslocamentos considerando o efeito das juntas e/ou através da abordagem via tensões admissíveis são, necessariamente, menores.

Também, foram feitas comparações entre as capacidades resistivas estimadas, pelos diversos métodos de análise empregados, e as efetivamente mobilizadas nos ensaios. Nesse contexto, foram comparadas as resistências laterais unitárias máximas calculadas com o fator de redução pela presença de juntas (φ), dados na tabela 9, com as máximas resistências unitárias mobilizadas durante o ensaio, de modo que foi possível apresentar essa relação graficamente. No que diz respeito à resistência unitária de ponta, mostra-se coerente, apenas, fazer essa comparação para a prova de carga 2, uma vez que os níveis de carregamentos mobilizados na ponta da prova de carga 1 são ínfimos. Por fim, mais conclusões a respeito da utilização desses métodos são apresentadas, somente, nas considerações finais do trabalho.

10.2.1 Prova de Carga 1

As parcelas resistivas relativas à estaca da prova de carga 1 foram obtidas como descrito anteriormente, sendo apresentadas na sequência, em três partes distintas.

10.2.1.1 Resistência lateral

Da aplicação da fórmula 54 e dos diferentes valores para o coeficiente C, apresentados na tabela 8, obtiveram-se os valores para a **resistência lateral unitária máxima**, expostos na tabela 18, a seguir. Cabe ressaltar que o termo **LI** é referente ao limite inferior (*lower bound*) proposto pelo autor e **LS** é relativo ao limite superior (*upper bound*).

Tabela 18 – Resistências laterais unitárias em termos nominais da prova de carga 1

Método	$\tau_{1m\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau_{2m\acute{a}x}$ (MPa)
Rowe e Armitage LI	3,29	3,78
Rowe e Armitage LS	4,39	5,03
Williams et al.	2,13	2,44
Reynolds e Kaderbek	5,00	5,00
Gupton e Logan	5,00	2,44
Reese e O'Neill	5,00	5,00
Toh et al.	5,00	5,00
Meigh e Wolshi	2,17	2,49
Horvath LI	1,47	1,69
Horvath LS	2,20	2,52
Zhang LI	1,47	1,69
Zhang LS	5,00	5,00
Kulhawy LI	1,66	1,90
Kulhawy LS	5,00	5,00
Cabral e Antunes	0,85	1,19

(fonte: elaborado pelo autor)

Aplicando, aos valores acima expostos, o fator de redução ϕ e considerando juntas fechadas ao longo do fuste, obtiveram-se os valores para $\tau'_{1m\acute{a}x}$ e $\tau'_{2m\acute{a}x}$ expostos na tabela 19 e na figura 62, a seguir.

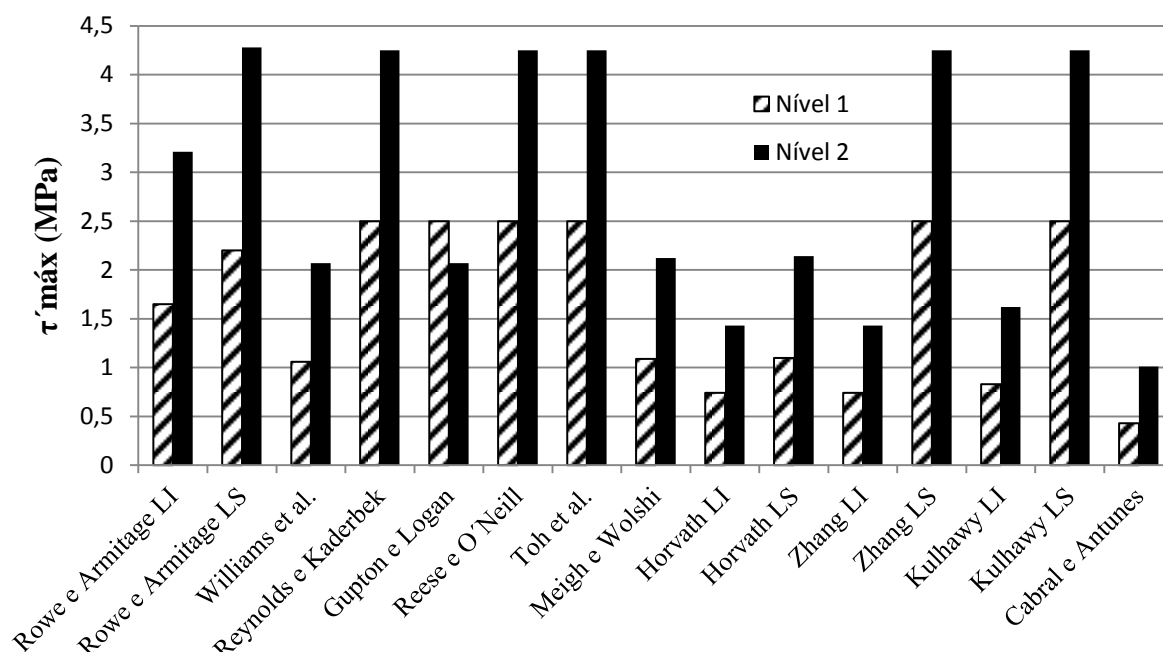
Tabela 19 - Resistências laterais unitárias em termos nominais com o fator de correção ϕ para a prova de carga 1

Método	$\tau'_{1m\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau'_{2m\acute{a}x}$ (MPa)
Rowe e Armitage LI	1,65	3,21
Rowe e Armitage LS	2,20	4,28
Williams et al.	1,06	2,07
Reynolds e Kaderbek	2,50	4,25
Gupton e Logan	2,50	2,07
Reese e O'Neill	2,50	4,25
Toh et al.	2,50	4,25
Meigh e Wolshi	1,09	2,12
Horvath LI	0,74	1,43
Horvath LS	1,10	2,14
Zhang LI	0,74	1,43
Zhang LS	2,50	4,25
Kulhawy LI	0,83	1,62

Método	$\tau'_{1m\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau'_{2m\acute{a}x}$ (MPa)
Kulhawy LS	2,50	4,25
Cabral e Antunes	0,43	1,01

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 62 – Resistências laterais unitárias considerando o efeito das descontinuidades (1)



(fonte: elaborado pelo autor)

10.2.1.2 Resistência de ponta

A aplicação dos métodos expostos no capítulo 7 resultou nos valores de resistência unitária de ponta que estão apresentados na tabela abaixo. Nessa, tais valores estão expostos em termos nomiais.

Tabela 20 – Resistência de ponta unitária em termos nomiais da prova de carga 1

Método	r_p (MPa)
Carter e Kulhawy (3)	50
Hoek e Brown LS	50
Hoek e Brown LI	10
Rowe e Armitage	50
FHWA	50

Método	r_p (MPa)
FHWA LI*	3
FHWA LM*	12
FHWA LS*	20
Zhang LI	25
Zhang LM	40
Zhang LS	50
Cabral-Antunes	8

(fonte: elaborado pelo autor)

10.2.1.3 Capacidade de carga de projeto

A resistência de projeto relativa ao fuste (R_{fd}), avaliada segundo a abordagem dos estados limites de projeto (LFRD) e a das tensões admissíveis (ASD), está representada na tabela 21, a baixo. Ainda, essa foi avaliada desconsiderando e considerando o efeito das descontinuidades ao longo do fuste. R_{fd} denota a resistência de projeto sem essa consideração e R_{fd}' com essa consideração. Na tabela que vem a seguir, expõem-se, da mesma maneira, as resistências de projeto correspondentes à base/ponta da estaca (R_{bd}).

Tabela 21 – Resistências laterais de projeto relativas da prova de carga 1

Método	LFRD		ASD	
	R_{fd} (MN)	R_{fd}' (MN)	R_{fd} (MN)	R_{fd}' (MN)
Rowe e Armitage LI	4,56	2,86	3,04	1,91
Rowe e Armitage LS	6,08	3,81	4,05	2,54
Williams et al.	2,94	1,85	1,96	1,23
Reynolds e Kaderbek	6,60	4,07	4,40	2,71
Gupton e Logan	5,47	3,11	3,65	2,07
Reese e O'Neill	6,60	4,07	4,40	2,71
Toh et al.	6,60	4,07	4,40	2,71
Meigh e Wolshi	3,01	1,89	2,00	1,26
Horvath LI	2,04	1,28	1,36	0,85
Horvath LS	3,04	1,91	2,03	1,27
Zhang LI	2,04	1,28	1,36	0,85
Zhang LS	6,60	4,07	4,40	2,71
Kulhawy LI	2,29	1,44	1,53	0,96
Kulhawy LS	6,60	4,07	4,40	2,71

* Calculado utilizando o coeficiente N_{ms} , conforme tabela 8 e tabela 17

Método	R_{fd} (MN)	R_{fd}' (MN)	R_{fd} (MN)	R_{fd}' (MN)
Cabral-Antunes	0,72	0,56	0,48	0,37
Desvio	1,94	1,18	1,30	0,79
Limite Inferior (LI)	2,66	1,66	1,77	1,10
Limite Médio (LI)	4,61	2,84	3,07	1,89
Limite Superior (LS)	6,55	4,02	4,37	2,68

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22 - Resistências de projeto relativas à base da prova de carga 1

Método	LFRD	ASD
	R_{bd} (MN)	R_{bd} (MN)
Carter e Kulhawy (3)	0,79	0,52
Hoek e Brown LS	0,79	0,52
Hoek e Brown LI	0,16	0,10
Rowe e Armitage	0,79	0,52
FHWA	0,79	0,52
FHWA LI*	0,05	0,04
FHWA LM*	0,18	0,12
FHWA LS*	0,31	0,21
Zhang LI	0,40	0,26
Zhang LM	0,64	0,42
Zhang LS	0,79	0,52
Cabral-Antunes	0,12	0,08
Desvio	0,30	0,20
Limite Inferior (LI)	0,22	0,14
Limite Médio (LI)	0,52	0,34
Limite Superior (LS)	0,82	0,54

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da divisão das resistências de projeto do fuste da base em três limites distintos, conforme descrito anteriormente, obtiveram-se os valores para a capacidade de carga de projeto expostos na tabela 23. Os valores ideais foram obtidos segundo as seguintes metodologias:

- a) Q_d : desconsiderando o efeito das descontinuidades no fuste
- fuste: Cabral-Antunes (nível 1) e Horvarth LS (nível 2);

- base: Zhang LI.

b) Q_d' : considerando o efeito das descontinuidades no fuste

- fuste: Kulhawy LI (nível 1) e Rowe e Armigate (nível 2);

- base: Cabral Antunes.

Curiosamente, nota-se que a capacidade ideal considerando as descontinuidades foi maior, já que os valores advindos dessa análise se aproximaram mais dos efetivos. **C. A.** é o resultado obtido pelo método de **Cabral-Antunes**. Também, relacionaram-se os valores obtidos de Q_d aos deslocamentos estimados pelos métodos vistos no capítulo 6, sendo esses expostos na tabela 24. Ainda, os deslocamentos médios são calculados conforme os seguintes modelos:

w_{c1} – modelo linear de molas;

w_{c2} – modelo de Mattes e Poulos;

w_{c3} – modelo de Rowe e Armitage;

w_{c4} – método analítico de Carter e Kulhawy

Tabela 23 – Capacidades de carga de projeto para a prova de carga 1

Limite	LFRD		ASD	
	Q_d (MN)	Q_d' (MN)	Q_d (MN)	Q_d' (MN)
Inferior	2,88	1,87	1,92	1,25
Médio	5,12	3,35	3,41	2,24
Superior	7,36	4,84	4,91	3,22
Ideal	2,92	3,35	2,09	2,40
C. A.	1,40	0,95	0,93	0,63

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 24 - Q_d relacionada aos deslocamentos estimados médios e aos reais

Limite	LFRD					
	Q_d (MN)	w_{real} (mm)	w_{c1d} (mm)	w_{c2d} (mm)	w_{c3d} (mm)	w_{c4d} (mm)
Inferior	2,88	9,5	15,0	8,13	7,53	8,29
Médio	5,12	-	26,6	14,45	13,38	15,07
Superior	7,36	-	38,3	20,77	19,23	21,85
Ideal	2,92	9,60	15,10	8,21	7,62	8,44
C. A.	1,40	3,5	7,3	3,95	3,66	3,81

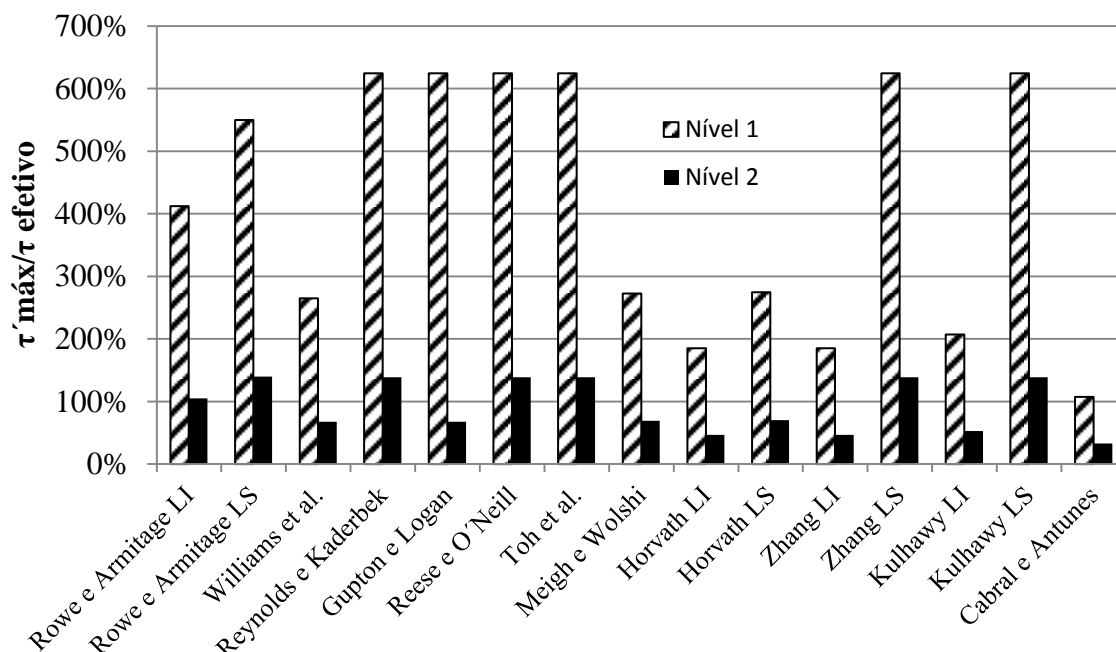
(fonte: elaborado pelo autor)

10.2.1.4 Comparativo entre Resistências Estimadas e Mobilizadas na Prova de carga 1

Nota-se certa distinção entre os valores efetivamente mobilizados ao final do teste e os estimados, referente às resistências desenvolvidas no fuste da estaca. Para o nível 1 esse foi, em média, igual a 0,4 MPa, enquanto para o nível 2 foi de 3,05 MPa. As relações entre os últimos, com a aplicação do fator de redução das descontinuidades φ , e o primeiro, para os dois níveis do maciço rochoso, estão apresentados no gráfico da figura 63, a seguir.

Para o nível 1, correspondente a rocha de qualidade inferior, evidencia-se, com exceção do Método de Cabral Antunes, a exagerada superestimação das resistências calculadas em comparação com as máximas mobilizadas. Já, para o nível 2, há uma sensível mudança, sendo, em geral, as resistências estimadas inferiores ou levemente superiores à máxima mobilizada. Não há garantias, no entanto, que as máximas resistências unitárias laterais tenham sido atingidas.

Figura 53 – Relação entre tensões resistentes estimadas e mobilizadas no fuste da estaca (1)



(fonte: elaborado pelo autor)

10.2.2 Prova de carga 2

Todo o processo de determinação das parcelas resistivas se deu de forma análoga ao apresentado para a prova de carga 1.

10.2.2.1 Resistência Lateral

Da mesma maneira que foi feito na prova de carga 1, a aplicação da fórmula 54 e dos diferentes valores do coeficiente C resultou nos valores para a **resistência lateral unitária máxima** apresentados na tabela 25. Esses estão calculados em termos nominais.

Tabela 25 - Resistências laterais unitárias em termos nominais da prova de carga 2

Método	$\tau_{1máx}$ (MPa)	$\tau_{2máx}$ (MPa)
Rowe e Armitage LI	3,17	4,22
Rowe e Armitage LS	4,22	4,22
Williams et al.	2,04	2,04
Reynolds e Kaderbek	5,00	5,00
Gupton e Logan	5,00	5,00
Reese e O'Neill	4,74	4,74

Método	$\tau_{1m\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau_{2m\acute{a}x}$ (MPa)
Toh et al.	5,00	5,00
Meigh e Wolshi	2,09	2,09
Horvath LI	1,42	1,42
Horvath LS	2,11	2,11
Zhang LI	1,42	1,42
Zhang LS	5,00	5,00
Kulhawy LI	1,60	1,60
Kulhawy LS	5,00	5,00
Cabral-Antunes	0,72	1,01

(fonte: elaborado pelo autor)

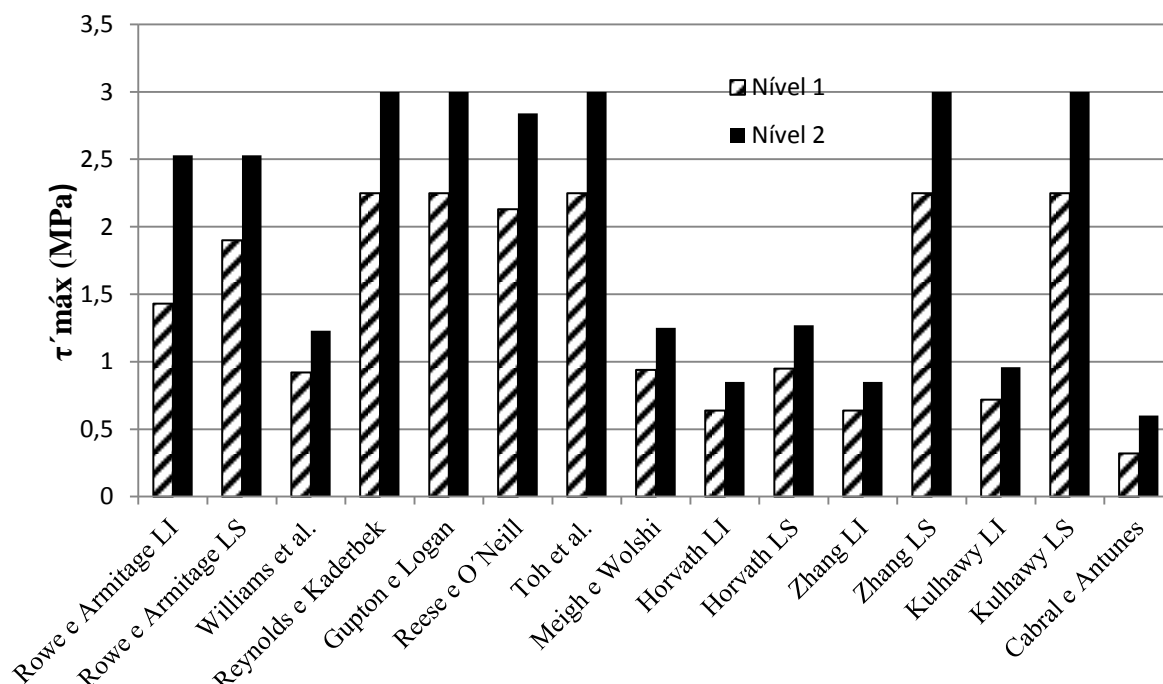
Aplicando, aos valores acima expostos, o fator de redução φ para juntas fechadas ao longo do fuste, obtiveram-se os valores para $\tau'_{1m\acute{a}x}$ e $\tau'_{2m\acute{a}x}$ apresentados na tabela 26 e na figura 64, apresentadas na sequência.

Tabela 26 - Resistências laterais unitárias em termos nominais com o fator de correção φ para a prova de carga 2

Método	$\tau'_{1m\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau'_{2m\acute{a}x}$ (MPa)
Rowe e Armitage LI	1,43	2,53
Rowe e Armitage LS	1,90	2,53
Williams et al.	0,92	1,23
Reynolds e Kaderbek	2,25	3,00
Gupton e Logan	2,25	3,00
Reese e O'Neill	2,13	2,84
Toh et al.	2,25	3,00
Meigh e Wolshi	0,94	1,25
Horvath LI	0,64	0,85
Horvath LS	0,95	1,27
Zhang LI	0,64	0,85
Zhang LS	2,25	3,00
Kulhawy LI	0,72	0,96
Kulhawy LS	2,25	3,00
Cabral-Antunes	0,32	0,60

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 64 – Resistências laterais unitárias considerando o efeito das discontinuidades (2)



(fonte: elaborado pelo autor)

10.2.2.2 Resistência de ponta

De maneira análoga à abordagem realizada na prova de carga 1, aplicaram-se os métodos expostos no capítulo 7, obtendo-se, assim, os valores de resistência de ponta que estão apresentados na tabela 27. Nessa, estão expostos tanto os valores nominais da resistência de ponta unitária (r_p).

Tabela 27 - Resistência de ponta unitária em termos nominais da prova de carga 2

Método	r_p (MPa)
Carter e Kulhawy (1)	20,8
Carter e Kulhawy (2)	50,0
Hoek e Brown LS	45,1
Hoek e Brown LI	8,4
Rowe e Armitage	50,0
FHWA	50,0
FHWA LI*	2,9
FHWA LM*	9,9
FHWA LS*	16,8

* Calculado utilizando o coeficiente N_{ms} , conforme tabela 8 e tabela 17

Método	r_p (MPa)
Zhang LI	23,2
Zhang LM	37,2
Zhang LS	50,0
Cabral-Antunes	8,0

(fonte: elaborado pelo autor)

10.2.2.3. Capacidade de Carga de Projeto

Do mesmo modo que o foi realizado na prova de carga 1, obtiveram-se os valores para as resistências de projeto, referentes ao fuste e a base, que estão expostos na tabela 28. Na tabela seguinte, apresentam-se as resistências relativas à base da estaca e na tabela 30 as capacidades de carga de projeto. A capacidade de carga de projeto ideal foi calculada conforme as seguintes metodologias:

- a) Q_d : desconsiderando o efeito das descontinuidades no fuste
 - fuste: Cabral-Antunes (nível 1) e Horvarth LI (nível 2);
 - base: Zhang LI.
- b) Q_d' : considerando o efeito das descontinuidades no fuste
 - fuste: Cabral-Antunes (nível 1) e Horvarth LS (nível 2);
 - base: Zhang LI.

Por sua vez, os deslocamentos correspondem à média calculada segundo os seguintes modelos:

- w_{c1} – modelo linear de molas;
- w_{c2} – modelo de Mattes e Poulos;
- w_{c3} – modelo de Rowe e Armitage;
- w_{c4} – método analítico de Carter e Kulhawy

Tabela 28 - Resistências laterais de projeto da prova de carga 2

Método	LFRD		ASD	
	R_{fd} (MN)	R_{fd}' (MN)	R_{fd} (MN)	R_{fd}' (MN)
Rowe e Armitage LI	9,08	4,97	6,06	3,32
Rowe e Armitage LS	10,14	5,45	6,76	3,63
Williams et al.	4,91	2,64	3,27	1,76
Reynolds e Kaderbek	12,00	6,45	8,00	4,30
Gupton e Logan	12,00	6,45	8,00	4,30
Reese e O'Neill	11,38	6,12	7,59	4,08
Toh et al.	12,00	6,45	8,00	4,30
Meigh e Wolshi	5,02	2,70	3,34	1,80
Horvath LI	3,40	1,83	2,27	1,22
Horvath LS	5,07	2,72	3,38	1,82
Zhang LI	3,40	1,83	2,27	1,22
Zhang LS	12,00	6,45	8,00	4,30
Kulhawy LI	3,83	2,06	2,55	1,37
Kulhawy LS	12,00	6,45	8,00	4,30
Desvio	3,75	2,02	2,50	1,34
Limite Inferior (LI)	4,55	2,45	3,04	1,64
Limite Médio (LI)	8,30	4,47	5,54	2,98
Limite Superior (LS)	12,05	6,49	8,03	4,32

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 29 - Resistências de projeto relativas à base da prova de carga 2

Método	LFRD	ASD
	R_{bd} (MN)	R_{bd} (MN)
Carter e Kulhawy (3)	11,75	7,84
Hoek e Brown LS	28,27	18,85
Hoek e Brown LI	25,49	16,99
Rowe e Armitage	4,73	3,16
FHWA	28,27	18,85
FHWA LI*	28,27	18,85
FHWA LM*	1,66	1,11
FHWA LS*	5,58	3,72
Zhang LI	9,50	6,33
Zhang LM	13,14	8,76

Método	R_{bd} (MN)	R_{bd} (MN)
Zhang LS	21,03	14,02
Desvio	10,38	6,92
Limite Inferior (LI)	5,78	3,85
Limite Médio (LI)	16,15	10,77
Limite Superior (LS)	26,53	17,69

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 30 - Capacidades de carga de projeto para a prova de carga 2

Limite	LFRD		ASD	
	Q_d (MN)	Q_d' (MN)	Q_d (MN)	Q_d' (MN)
Inferior	10,33	8,23	6,89	5,49
Médio	24,46	20,62	16,30	13,75
Superior	38,58	33,02	25,72	22,01
Ideal	32,08	28,37	22,91	20,26
C. A.	6,66	5,69	4,44	3,80

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 31 - Q_d relacionada aos deslocamentos estimados e reais

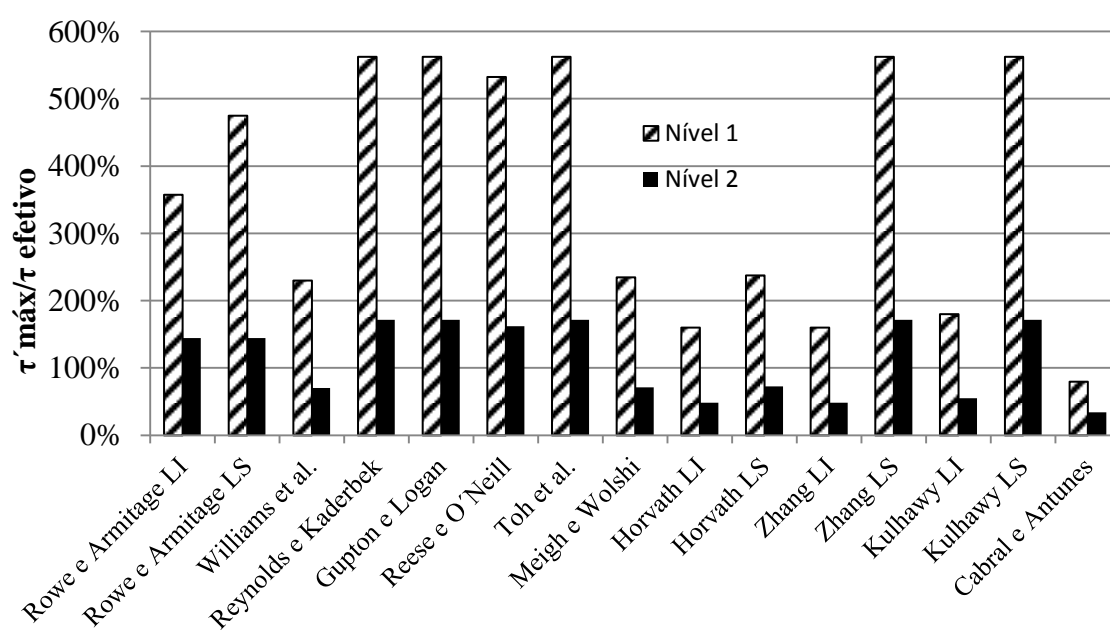
Limite	LFRD					
	Q_d (MN)	w_{real} (mm)	w_{c1d} (mm)	w_{c2d} (mm)	w_{c3d} (mm)	w_{c4d} (mm)
Inferior	10,33	0,5	1,12	2,39	1,29	0,69
Médio	24,46	2,5	2,66	5,66	3,06	4,13
Superior	38,58	13,5	4,20	8,93	4,83	3,96
Ideal	32,08	8,00	3,56	7,65	4,15	3,56
C. A.	6,66	0,15	0,72	1,54	0,83	0,45

(fonte: elaborado pelo autor)

10.2.2.4 Comparativo entre Resistências Estimadas e Mobilizadas na Prova de carga 2

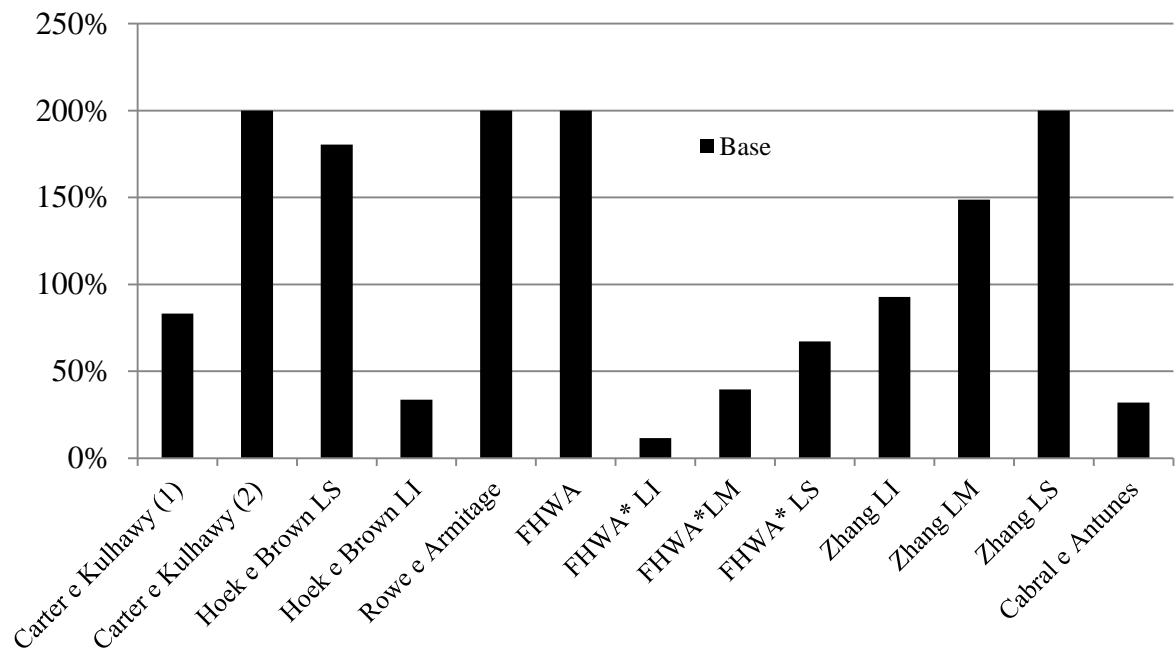
Assim como na prova de carga 1, relacionaram-se as tensões resistentes laterais estimadas com as efetivamente mobilizadas ao final do ensaio. Novamente, nota-se que, para o nível 1, somente o Método de Cabral Antunes fornece um valor próximo ao efetivo, sendo os outros sensivelmente superiores. Para o nível 2, entretanto, evidencia-se uma maior proximidade entre os valores previstos, com a utilização de todos as metodologias, e os reais.

Figura 65 – Relação entre tensões resistentes estimadas e mobilizadas no fuste da estaca (2)



(fonte: elaborado pelo autor)

Também, relacionaram-se as resistências de ponta unitária, estimadas pelos diversos métodos apresentados, com a máxima tensão verificada na rocha relativa à base/ponta da estaca (25 MPa). Com isso, nota-se que certo equilíbrio entre os métodos, sendo que 6 estimam tensões superiores à efetiva e 7 inferiores a essa.

Figura 66 – Relação entre r_p estimadas e a tensão máxima efetiva na base da estaca

(fonte: elaborado pelo autor)

10.3 ANÁLISE A PARTIR DOS CRITÉRIOS DE FALHA

A partir dos métodos apresentados no capítulo 8, procurou-se analisar os resultados das provas de carga, isto é, as relações carga-deslocamento, com ênfase na capacidade de carga última (Q_u) do par estaca-rocha. Portanto, diferentes valores para Q_u foram obtidos por meio da aplicação dos distintos critérios de falha propostos por cada uma dessas metodologias. Cabe ressaltar que, nesse contexto, que a **capacidade de carga última (Q_u)** encontrada através da aplicação de cada uma dessas metodologias diz respeito, somente, aos critérios propostos pelos autores, podendo ou não refletir o real comportamento da estaca quando solicitada.

Ainda, a tabela 32, a seguir, apresenta um resumo dos resultados oriundos da aplicação desses critérios, sendo que comentários acerca das particularidades de cada ensaio estão nos subitens dessa divisão. Nessa tabela, Q_u é referente à carga última estimada segundo cada método e w_c é o respectivo deslocamento médio do topo, avaliado com a utilização de todos os E_{rm} estimados e conforme os seguintes modelos anteriormente apresentados:

w_{c1} – modelo linear de molas;

w_{c2} – modelo de Mattes e Poulos;

w_{c3} – modelo de Rowe e Armitage;

w_{c4} – método analítico de Carter e Kulhawy.

Tabela 32 – Resumo dos resultados conforme os critérios de avaliação

Método	Q_u (MN)	w_{c1} (mm)	w_{c2} (mm)	w_{c3} (mm)	w_{c4} (mm)
Brinch-Hansen 1	2,3	12,2	6,62	6,13	6,67
Chin-Kondner 1	7,5	39,0	21,17	19,61	22,28
Decourt 1	7,4	38,4	20,86	19,32	21,95
Brinch-Hansen 2	39,2	4,27	9,08	4,92	7,81
Chin-Kondner 2	42,4	4,61	9,80	5,31	8,58
Decourt 2	39,9	4,34	9,24	5,00	7,98

(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 33, por sua vez, apresenta o deslocamento relativo, ou seja, a relação entre o máximo deslocamento estimado e o diâmetro da estaca. Nota-se que a prova de carga 1 apresenta

valores relativamente altos para essa grandeza, superiores a 10%. Em contrapartida, os calculados para o teste 2 foram praticamente desprezíveis, já que, nesse caso, a carga última ficou próxima aos valores “efetivos” do teste.

Tabela 33 – Deslocamentos relativos estimados

Método	Q_u (MN)	w_{c1}/D	w_{c2}/D	w_{c3}/D	w_{c4}/D
Brinch-Hansen 1	2,3	6%	3%	3%	11%
Chin-Kondner 1	7,5	20%	11%	10%	11%
Decourt 1	7,4	19%	10%	10%	10%
Brinch-Hansen 2	39,2	0,3%	0,7%	0,4%	0,6%
Chin-Kondner 2	42,4	0,4%	0,8%	0,4%	0,7%
Decourt 2	39,9	0,4%	0,8%	0,4%	0,7%

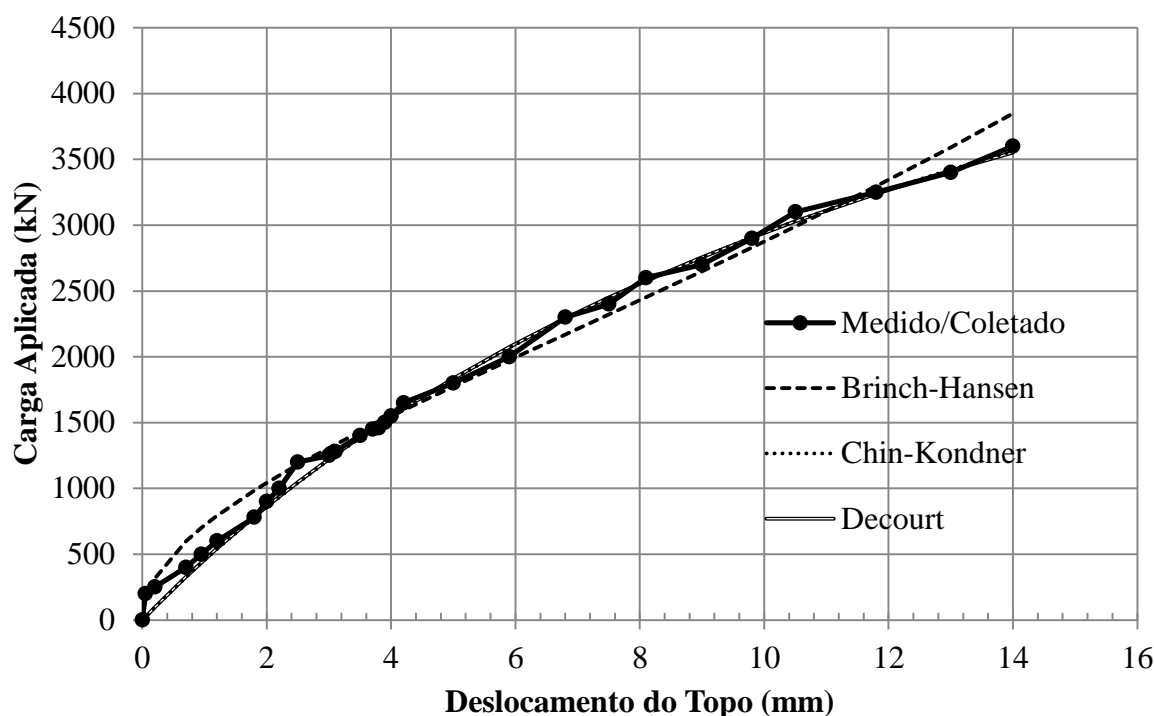
(fonte: elaborado pelo autor)

10.3.1 Prova de Carga 1

Dado o comportamento linear verificado no ensaio, o resultado advindo através do **Método de Davisson** não é válido para a prova de carga 1. Com a utilização desse, o deslocamento limite (d^*) verificado foi de, apenas, 5,5 mm e a carga última correspondia a 1297 kN, ou seja, apenas 36% da máxima carga alcançada no ensaio. O mesmo aconteceu com a aplicação do Método proposto por **De Beer**, já que não há duas retas com inclinações distintas quando se relacionam os logaritmos das cargas aplicadas com o logaritmo dos respectivos deslocamentos. Nesse sentido, não é coerente a aplicação do **Método L1-L2**, pois não há qualquer indício de que, para as cargas aplicadas, o par estaca-rocha terá seu regime de comportamento modificado.

Por sua vez, notou-se certa semelhança na aplicação dos métodos de **Brinch-Hansen**, **Chin-Konder** e **Decourt**, já que, com exceção do primeiro, a carga última encontrada com a utilização desses foi da mesma ordem de grandeza. Nesse linha, a figura 67, abaixo, representa a curva carga-deslocamento real (medida/verificada) e as curvas teóricas correspondentes aos respectivos método. Nota-se, com essas, o grau de proximidade entre as cargas modeladas e as efetivamente aplicadas, para os deslocamentos correspondentes.

Figura 67 – Comparação entre as curvas carga-deslocamento da prova de carga 1

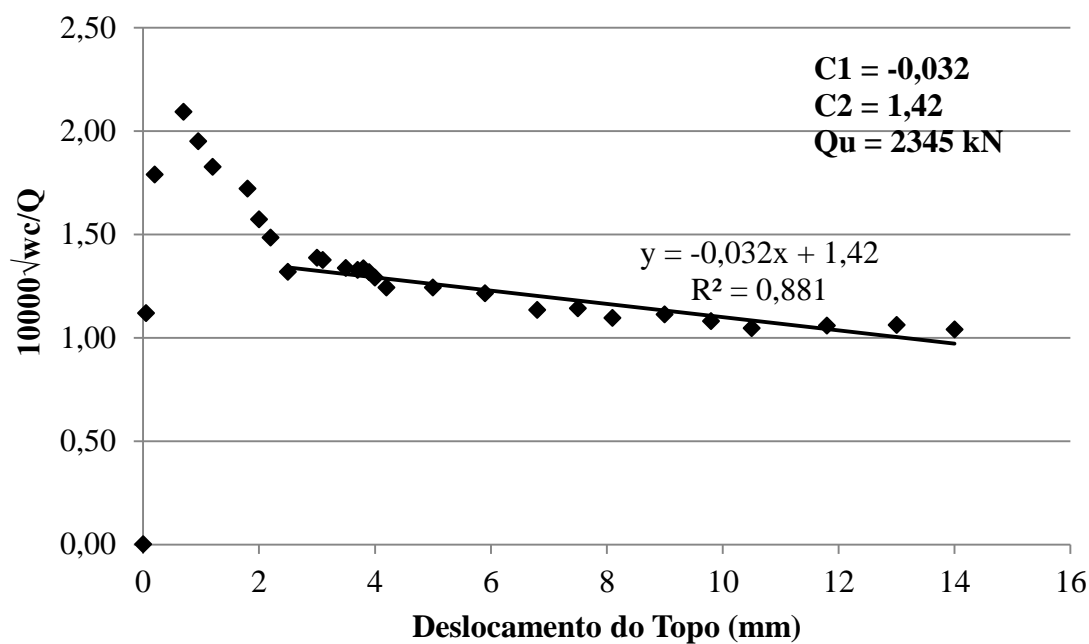


(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da aplicação do Método de **Brinch-Hansen** foi gerado o gráfico apresentado na figura 68, abaixo. Nota-se o comportamento linear da relação a partir de determinado período, o que permitiu a determinação dos parâmetros C_1 , C_2 e, conseqüentemente, de uma carga última (Q_u). Essa, no entanto, foi de apenas 2345 kN, inferior à alcançada no teste, o que acaba por invalidar os resultados alcançados por meio da utilização desse critério.

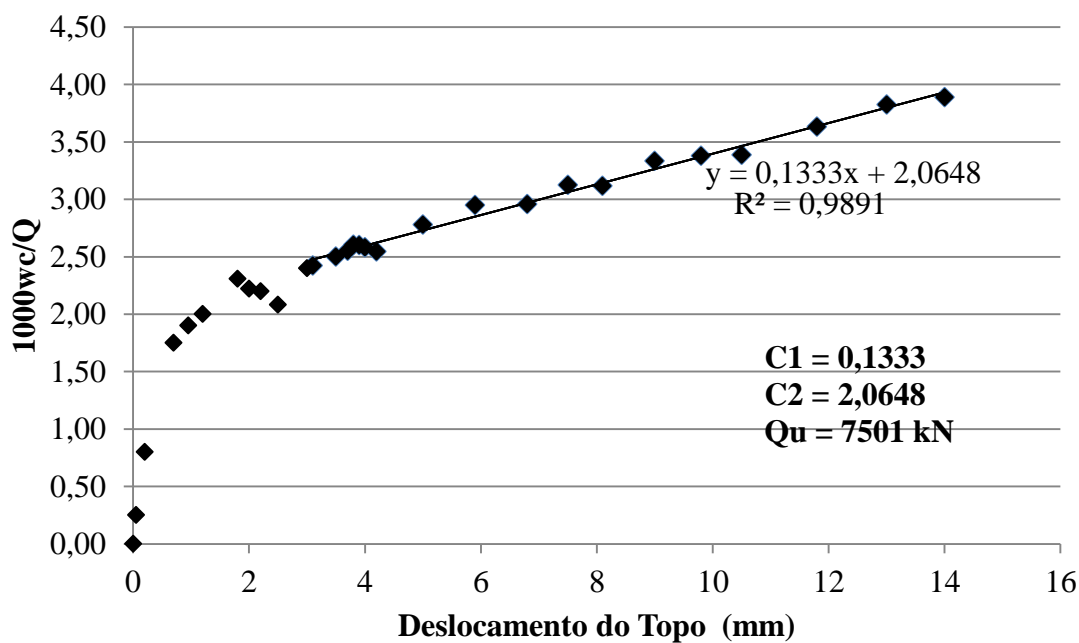
Por outro lado, a aplicação dos métodos de **Chin-Kondner** e **Decourt** (figura 69 e figura 70) pareceu conduzir a resultados coerentes, já que a carga última extrapolada foi da ordem de 7501 kN para o primeiro e 7392 kN para o segundo. No entanto, essa ultrapassa o limite estrutural da estaca, estimado em 4600 kN, indicando, assim, em detrimento do sistema geotécnico, a estrutura da estaca como fator limitante de projeto no que concerne os aspectos relativos a capacidade de carga.

Figura 68 – Critério de Brinch-Hansen aplicado à prova de carga 1



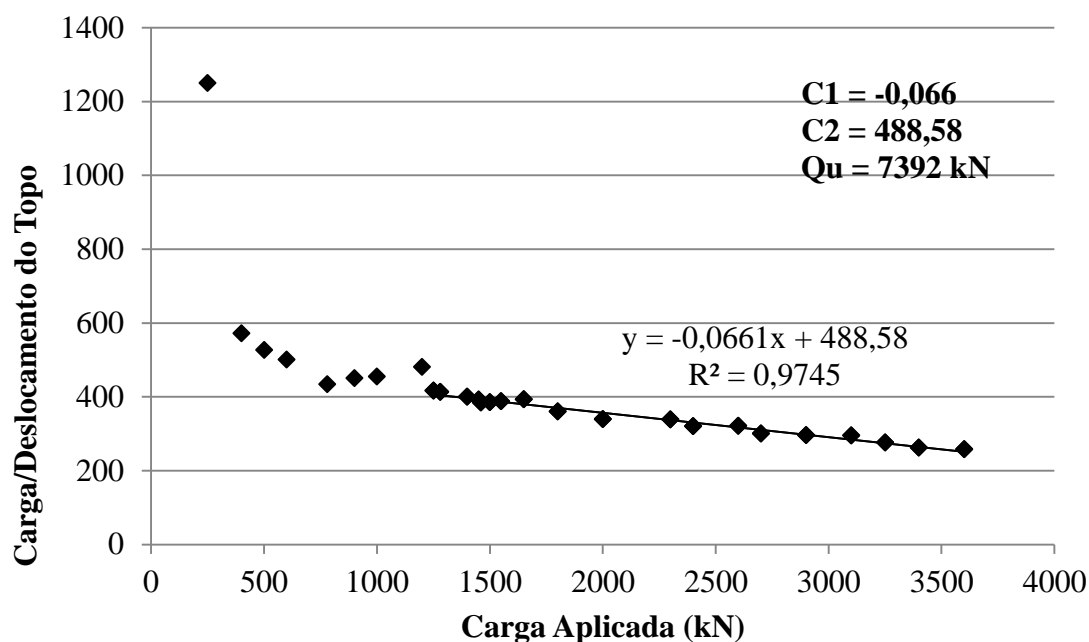
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 69 – Critério de Chin-Kondner aplicado à prova de carga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 70 – Critério de Decourt aplicado à prova de carga 1



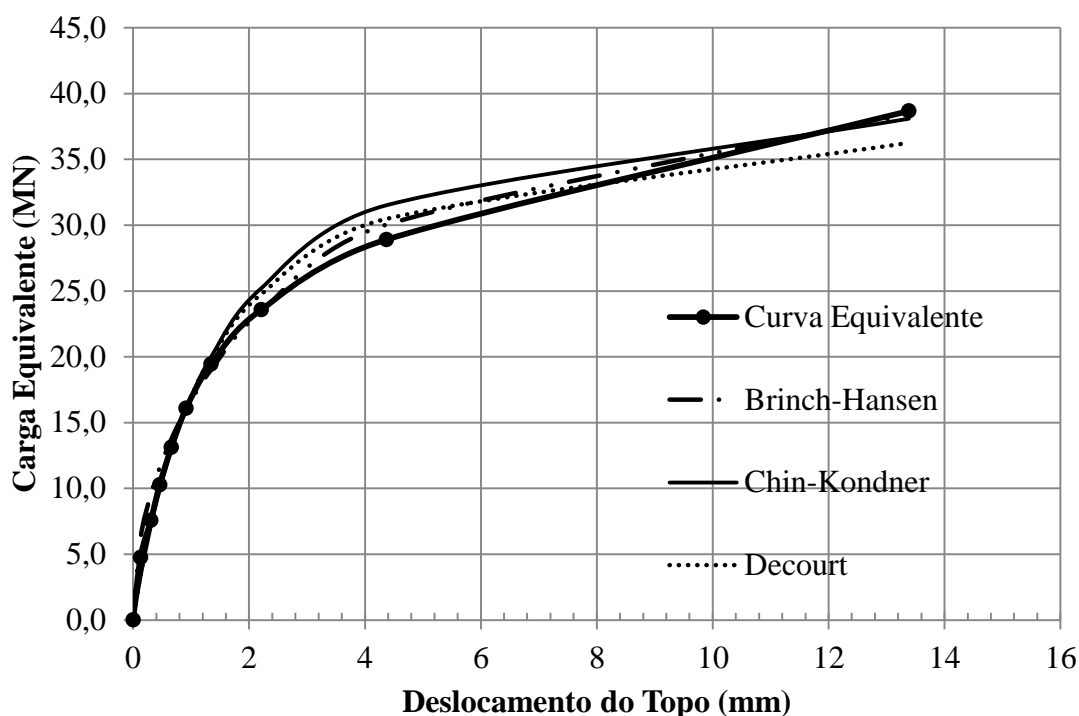
(fonte: elaborado pelo autor)

10.3.2 Prova de Carga 2

Mesmo que esse ensaio tenha sido executado com uma célula de carga que testava separadamente as resistências mobilizadas no fuste e na base, foi possível, através da elaboração da curva equivalente carga-deslocamento, ter uma boa noção do comportamento mecânico da estaca caso ela fosse comprimida a partir de seu topo. Portanto, com algumas ressalvas, foram aplicados os métodos de análise a esse gráfico equivalente.

Como verificado na prova de carga 1, houve certa semelhança entre os resultados obtidos a partir da utilização dos Métodos de **Brinch-Hansen**, **Chin-Kondner** e **Decourt**. Nota-se, na figura 71, a proximidade das curvas teóricas carga-deslocamento com a curva equivalente carga-deslocamento, obtida quando se supôs uma estaca com comportamento rígido. Além disso, nesse caso, as cargas últimas encontradas por meio desses três métodos são da mesma ordem de grandeza, isto é, aproximadamente 40 MN. Nesse sentido, o método L1-L2 encontraria, também, cargas entre 30 e 40 ou, até mesmo, 50 MN. Ainda, pelos mesmos motivos apresentados na prova de carga 1, não foi possível a utilização dos critérios de **De Beer** e **Davisson**.

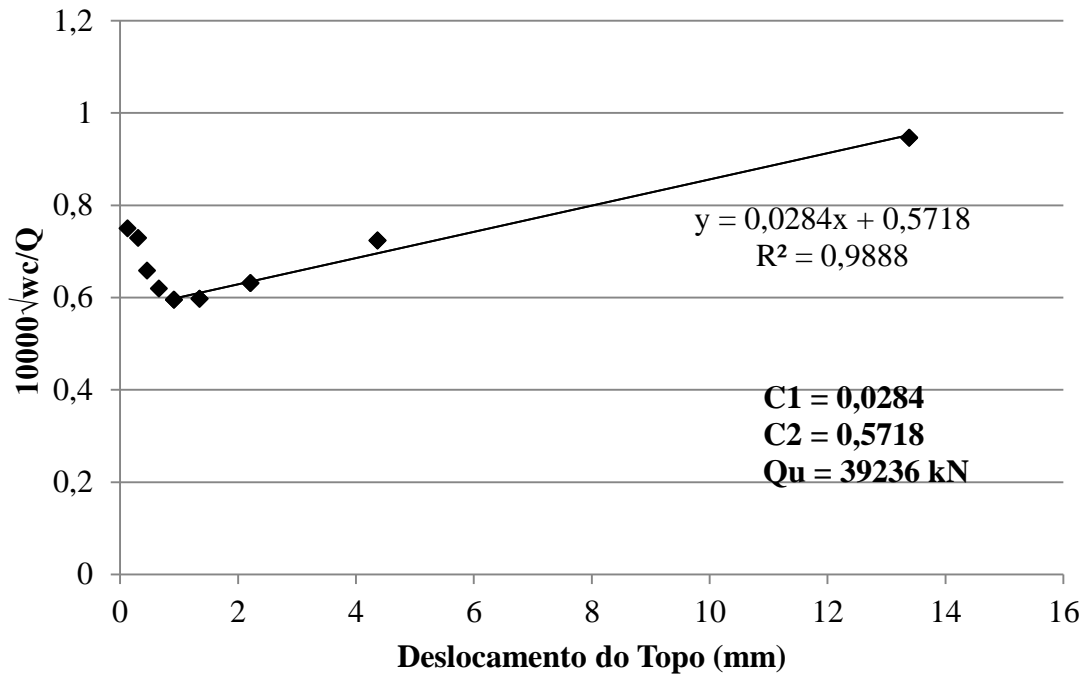
Figura 71 – Comparação entre as curvas carga-deslocamento da prova de carga 2



(fonte: elaborado pelo autor)

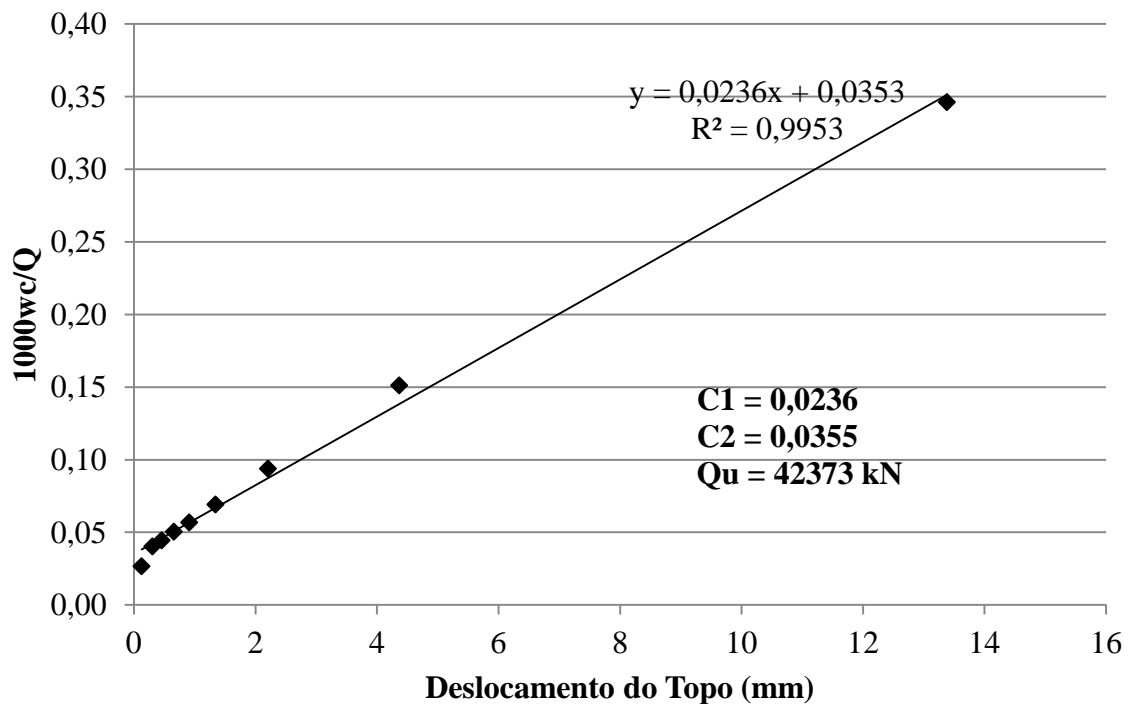
Da aplicação do Método de **Brinch-Hansen**, tem-se o gráfico apresentado na figura 72, a seguir. Nessa, apesar da relação linear entre as variáveis ficar evidente somente para os 4 últimos pontos, encontrou-se um valor de carga última plausível. Da mesma forma, a aplicação do Método de **Chin-Kondner** (figura 73) conduziu a um valor de Q_u coerente com o que foi observado no ensaio, destacando-se, nesse contexto, a forte relação linear observada entre as variáveis do gráfico da figura 73. Ainda, como já comentado, o Método de **Decourt** também produziu um resultado similar aos outros dois, estando o gráfico representado pela figura 74.

Figura 72 – Critério de Brinch-Hansen aplicado à prova de carga 2



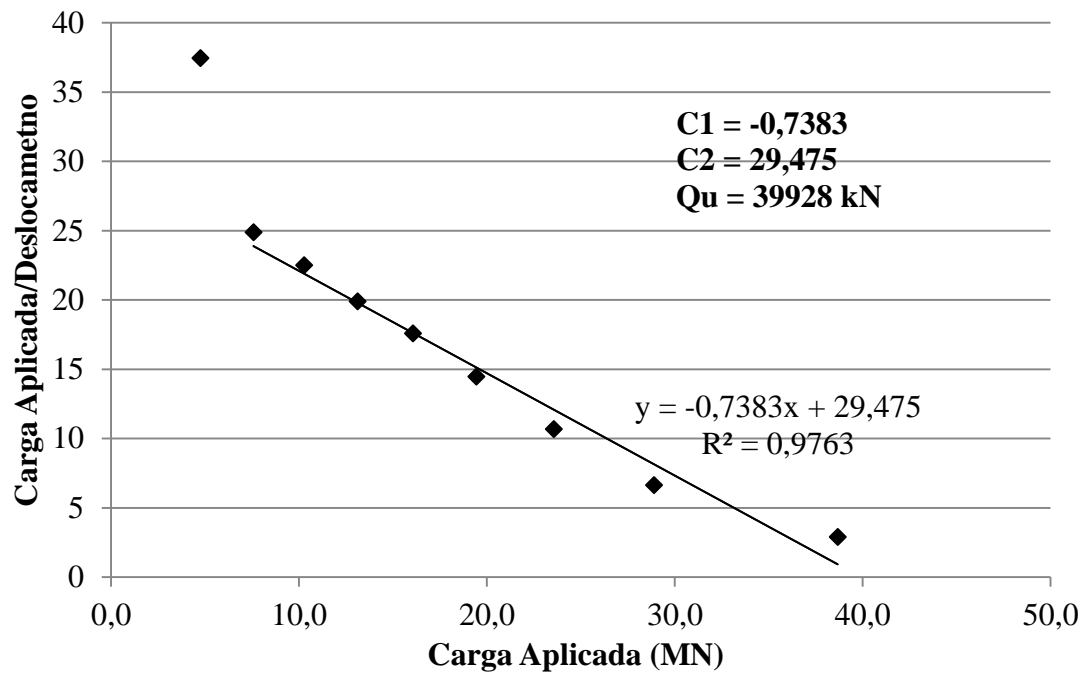
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 73 – Critério de Chin-Kondner aplicado à prova de carga 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 74 –Critério de Decourt aplicado à prova de carga 2



(fonte: elaborado pelo autor)

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise das provas de carga estudadas por meio de três óticas distintas, isto é, das técnicas de modelagem carga-deslocamento, das metodologias preditivas relativas às capacidades resistivas do par estaca-rocha e dos diversos critérios que tencionam definir a capacidade de carga última desse conjunto a partir do resultado de provas de carga, evidenciam, além da complexa natureza do problema, a diversidade de fatores que o influenciam. Nesse sentido, pode-se concluir, de maneira simplificada, o seguinte:

- a) a simplificação dos maciços em questão a uma massa de rocha isotrópica, homogênea e elástica atuou como fator limitante, influenciando diretamente na acurácia das estimativas obtidas;
- b) diferenças significativas existiram entre os resultados dos métodos aplicados para prever o comportamento carga-deslocamento, estimar as capacidades resistivas e analisar a carga última nas provas de carga;
- c) em maior ou menor intensidade, todos os modelos e metodologias utilizados dependem e, portanto, são sensíveis a parâmetros de entrada relativos ao maciço rochoso;
- d) é imprescindível à consulta a valores de referência e a utilização de metodologias diversas na avaliação das capacidades resistivas e dos deslocamentos a fim de que sejam produzidos resultados confiáveis;
- e) de fato, as discontinuidades e o grau de alteração da rocha afetam a capacidade resistiva do sistema geotécnico para o caso de estacas embutidas em rochas, especialmente no que concerne à resistência desenvolvida no fuste dessas, evidenciando, assim, a importância do fator de redução φ ;
- f) a resistência à compressão simples da rocha não pode ser utilizada como único parâmetro de entrada nos modelos, sem que haja outros tipos de avaliações qualitativas e/ou quantitativas do maciço rochoso;
- g) nenhuma das duas estacas estudadas apresentou sinais do que se poderia caracterizar uma falha, no que diz respeito aos estados limites últimos, durante a realização das provas de carga. Portanto, os critérios de análise da capacidade de carga conduziram, de maneira geral, a valores oriundos de extrapolações;
- h) não é recomendável tomar esses valores de extrapolação sem que sejam devidamente analisados e comparados com os resultados advindos de outras abordagens;

- i) resultados mais arrojados, no que diz respeito à capacidade de carga de projeto de estacas desse tipo, só podem ser alcançados mediante a um bom programa de investigação geotécnica do local em questão, o qual possibilitaria o desenvolvimento de um modelo geológico de maior fidedignidade;
- j) o estudo do comportamento carga-deslocamento do par estaca-rocha é de suma importância na definição da capacidade de carga de projeto;
- k) a estrutura da estaca é o fator limitante no caso das duas estacas estudadas;
- l) a análise do comportamento carga-deslocamento, de estacas com embutimento completo, por meio de provas de carga estáticas tradicionais devidamente instrumentadas, reflete o desempenho "em serviço" dessas estacas de maneira mais veraz e, portanto, apresenta vantagens com relação a Células de Osterberg utilizadas isoladamente.

Obviamente, a redução dos maciços, nas quais as duas estacas estudadas estavam inseridas, a uma massa de rocha isotrópica, homogênea e elástica, caracterizada, apenas, por valores médios no que diz respeito a seus parâmetros qualitativos e quantitativos, representa uma limitação desse trabalho e, geralmente, de outras pesquisas e projetos correntes. Entretanto, são simplificações como essa que tornam viáveis a definição de um modelo geológico do subsolo, viabilizando, assim, a utilização dos métodos apresentados, sejam esses ligados ao comportamento carga-deslocamento ou à previsão das capacidades resistivas da estaca. Além disso, essas metodologias foram, de certa forma, validadas para as situações nas quais foram utilizadas, posto que a comparação, entre os resultados por esses obtidos com os efetivos, isto é, os resultantes das provas de carga, foi realizada.

Nesse sentido, não houve, excetuando-se o método analítico de Carter e Kulhawy, diferenças abissais entre os resultados produzidos pelas técnicas de modelagem carga-deslocamento empregadas às estacas estudadas. Destacou-se, no entanto, a sensibilidade desses modelos com relação a alguns parâmetros de entrada relativos tanto ao maciço rochoso como à estaca em si. Naturalmente, a obtenção dos últimos não representa grandes desafios em projetos ou estudos correntes, já que envolvem, basicamente, as configurações geométricas da estaca (comprimento e diâmetro) e o seu módulo elástico. Por outro lado, a avaliação das características referentes ao maciço tende a ser de notável complexidade, especialmente quando se pretende estimar a resposta desse ante a carregamentos oriundos de uma estrutura de fundação.

Nesse contexto, pode-se afirmar que o parâmetro relativo ao maciço que exerceu maior influência nos resultados, de todos modelos empregados, foi o **módulo de deformação**. Sua avaliação mediante o uso de distintos critérios foi imprescindível na comparação entre os comportamentos mecânicos efetivos e modelados, já que sua obtenção, para os dois casos estudados, deu-se de forma indireta. O efeito prático desse tipo de análise foi perceptível mediante a obtenção de diferentes valores para o E_{rm} , os quais foram avaliados, isto é, julgados coerentes ou não, no ato da comparação entre os deslocamentos estimados e os reais.

Por sua vez, o coeficiente de Poisson do maciço não exerceu influência significativa nos resultados advindos dos modelos quando utilizados dentro da faixa de valores usuais verificados em *Limestones* ou rochas semelhantes (0,2-0,4). Por outro lado, dada a maior sofisticação matemática, o modelo analítico de Carter e Kulhawy envolveu uma maior gama de fatores ligados às características da massa rochosa, o que subordinou, assim, sua eficácia, à qualidade desses fatores no que concerne sua aferição/obtenção. Dentre esses, destacam-se os parâmetros referentes à interface fuste-rocha, correspondentes ao ângulo de atrito, a coesão e o ângulo de dilatação.

Portanto, pode-se afirmar que uma das principais fragilidades da aplicação desse modelo está relacionada à obtenção desses dados, uma vez que foram feitas de maneira indireta. O ângulo de atrito (ϕ), por exemplo, foi, nos dois casos, arbitrado como 28° a partir de consultas a bibliografias da área. Já a coesão e o ângulo de dilatação (ψ) foram estimados conforme duas fórmulas propostas por Carter e Kulhawy, sendo que ψ é função, também, de ϕ . Porém, embora tais deficiências fiquem evidentes, é razoável atestar que os resultados da aplicação desse modelo foram, de certa forma, aceitáveis dentro do contexto e das limitações do presente trabalho, especialmente quando comparados ao comportamento efetivo da prova de carga 1, tanto no que diz respeito aos deslocamentos quanto à estimativa da parcela de carga resistida pela base.

Notou-se uma grande variabilidade entre os resultados advindos das metodologias utilizadas na predição das **capacidades resistivas das estacas**, tanto no fuste como na base. Embora a **resistência lateral unitária** seja um fenômeno de maior complexidade se comparado à resistência desenvolvida na ponta da estaca por pressão de contato, ela foi estimada, nesse trabalho, com relações meramente empíricas que a ligam à resistência à compressão simples. Constatou-se, com isso, a inevitabilidade de consulta a valores de referência e/ou o

entendimento do contexto e das peculiaridades no qual tais correlações empíricas foram obtidas, com o intuito de impor um limite para $\tau_{m\acute{a}x}$, já que relações dessa natureza tendem a ser diretamente proporcionais até determinado limite de σ_c . A não observância a esse fato, no caso de algumas fórmulas utilizadas, teria implicado em valores extremamente altos para $\tau_{m\acute{a}x}$, os quais não seriam condizentes com a realidade.

Nota-se uma considerável discrepância no que diz respeito à comparação entre as estimativas para $\tau_{m\acute{a}x}$, em termos nominais, com as resistências efetivamente mobilizadas, especialmente para as geradas na porção de rocha de qualidade inferior (nível 1). Nos dois casos estudados, as metodologias conduziram a valores, em média, três vezes superiores aos mobilizados nessa porção do maciço. Por outro lado, houve certa convergência entre os valores médios estimados e os verificados, em ambas as provas de carga, para a parcela da rocha de melhor qualidade. Nesse sentido, os estimados na prova de carga 1 foram, em média, 7% inferiores aos efetivos e, na prova de carga 2, 14% superiores aos reais.

Cabe ressaltar, no entanto, que não houve indícios claros, em ambos os casos estudados, de que o sistema geotécnico fosse falhar para os níveis de carga aplicados. Conseqüentemente, é provável que as resistências efetivas mobilizadas, mesmo na rocha de qualidade inferior, não fossem as máximas, já que a capacidade última desse sistema não foi alcançada. Logo, essas tensões resistivas poderiam, por exemplo, atingir níveis superiores aos que foram verificados no final do ensaio, mesmo que na prova de carga 1 $\tau_{L_{e1}}$ tenha tido uma tendência de queda ao longo do ensaio, ao passo que $\tau_{L_{e2}}$ aumentava. As resistências unitárias laterais de projeto, por sua vez, mostraram-se, em média e com exceção de τ_{d_1} , 45% menores se comparadas às mobilizadas.

No que tange as estimativas para a **resistência de ponta unitária**, essas envolveram, além de abordagens empíricas e analíticas, a adoção de limites superiores para as pressões admissíveis na base da estaca. Entretanto, de maneira geral, foi de pouca relevância a comparação direta entre essas estimativas e as resistências efetivamente mobilizadas na ponta das estacas, particularmente para a prova de carga 1. Nessa, por exemplo, menos de 3% da carga aplicada ao final do teste foi efetivamente resistida pela base, e, ao que parece, tal valor pouco aumentaria caso houvesse algum incremento na carga, já que a relação L_e/D é da ordem de 20 e o diâmetro da estaca é de, apenas, 0,2 m. Portanto, embora as r_p apresentassem, de maneira geral, valores elevados, em função dessas características geométricas da estaca, a

capacidade de carga na base (R_b), tanto em termos nominais quanto de projeto, é praticamente irrisória quando comparada a capacidade resistiva do fuste (R_f).

Na prova de carga 2, entretanto, a relação L_e/D é igual a 4 e o diâmetro igual a 1,22 m. Nessas condições, espera-se que a base tenha maior representatividade na capacidade resistiva da estaca para carregamentos compressivos aplicados em seu topo, podendo resistir, a até mesmo, parcelas superiores a 40% desses. Logo, quando comparado o comportamento efetivo da rocha na base da estaca, devido à compressão da célula de carga, com as estimativas para a r_p , nota-se que essas são adequadas, já que a rocha se deslocou, apenas, 13,2 mm para uma tensão da ordem de 25 MPa. Ainda, nesse caso, R_b representa uma parcela significativa da capacidade de carga da estaca.

No que diz respeito à **capacidade de carga de projeto das estacas** (Q_d e Q_d'), nota-se a considerável diferença entre as abordagens pelo método das tensões admissíveis (ASD) e dos estados limites de projeto (LFRD). O primeiro, com o uso de um fator global de segurança igual a 3, induz a resultados mais conservadores que o último, não sendo esses, de maneira geral, condizentes com os observados nas provas de carga. No caso 1, os limites médio e superior relativos à abordagem via LFRD, nos quais são considerados os efeitos das juntas, parecem ser os mais adequados para utilização como capacidade de carga de projeto (Q_{dLM}' e Q_{dLS}'). Já na prova de carga 2, esses limites não são indicados, já que superestimam a participação da resistência de base para valores superiores a 65%, sendo recomendável, nesse caso, avaliar separadamente a capacidade resistiva obtida segundo a utilização de cada método.

O **Método Brasileiro de Cabral-Antunes**, quando utilizado de maneira isolada, conduziu a resultados extremamente conservadores, tanto pela abordagem por meio dos estados limites de projeto quanto pela das tensões admissíveis. Quando comparados com as outras metodologias, a capacidade de carga oriunda desse foi, em média, 38% menor que os limites inferiores na prova de carga 1 e 30% menor que os limites inferiores da prova de carga 2. No entanto, esse método forneceu, para as duas provas de carga, estimativas para a resistência unitária lateral na porção da rocha de qualidade inferior (nível 1) próximas às efetivamente mobilizadas, sendo essas utilizadas, nos dois casos, para o cálculo da capacidade de cargas de projeto ideal.

A avaliação das provas de carga por meio dos **critérios de falha**, expostos no capítulo 8, conduziu a resultados de natureza divergente entre os obtidos da prova de carga 1 e os da prova de carga 2, mesmo que a falha não tenha sido observada em nenhum desses dois ensaios. No primeiro caso, com exceção do resultado advindo de Brinch-Hansen, as cargas últimas obtidas de Chin-Kondner e Decourt seriam consideravelmente superiores às efetivamente aplicadas durante o ensaio, sendo essas da ordem de 7,5 MN, ultrapassando, até mesmo, a capacidade estrutural da estaca que está em torno de 4,6 MN. Nessas condições, os deslocamentos máximos estimados pelos modelos, apresentados no capítulo 6, seriam da ordem de 40 mm e os mínimos de 20 mm, sendo que os máximos se encontrariam no limite da faixa do tolerável para deslocamentos verticais totais.

Na prova de carga 2, contudo, as cargas últimas avaliadas ficaram em torno de 40 MN, ou seja, seriam semelhantes à carga equivalente superior. Portanto, de acordo com os critérios apresentados, a falha do par estaca-rocha aconteceria para cargas dessa magnitude. Entretanto, na realidade, embora o comportamento mecânico desse conjunto tenha ultrapassado o limite elástico-linear, com um sensível aumento na magnitude do deslocamento para o último intervalo de carregamento, não foi verificado nenhum indício do que se pode entender como uma falha, sendo o regime comportamental caracterizado como transitório, no qual há algum escorregamento relativo entre as interfaces fuste-rocha.

Conseqüentemente, da análise do desempenho das provas de carga através da ótica proposta pelos critérios de falha/capacidade de carga última, nota-se, de maneira geral, a semelhança entre os resultados dos métodos que supõem uma relação hiperbólica carga-deslocamento (Brinch-Hansen, Chin-Kondner e Decourt). No entanto, é incoerente tomar, como valor de carga última para um projeto, valores extrapolados, especialmente quando são bastante superiores aos níveis de carregamentos aplicados nas provas de carga. Nessas situações, não é possível afirmar que a estaca se comportaria do modo como esses métodos inferem caso os carregamentos continuassem. Por outro lado, os métodos de De Beer e Davisson foram incompatíveis com os resultados das provas de carga, logo sua aplicação não se justificou.

As conclusões relativas à comparação entre a **forma de execução das duas provas de carga** estudadas, isto é, um teste estático convencional e uma *O-Cell*, limitam-se, apenas, a aspectos relacionados à qualidade dos resultados produzidos por cada um, já que esses foram, apenas, coletados e interpretados pelo autor do presente trabalho. Não foi possível, por exemplo, fazer

afirmações nem, tampouco, comparações no que diz respeito aos fatores relacionados à exequibilidade técnica, relação custo-benefício e produtividade, relacionados a cada um dos testes.

Um teste estático convencional, devidamente instrumentado, parece fornecer com acurácia os parâmetros necessários, tanto à interpretação do comportamento mecânico do par-estaca rocha, quanto ao conhecimento das resistências mobilizadas no fuste, especialmente, e na base da estrutura de fundação. Ainda, uma vez que os carregamentos são aplicados no topo da estaca, esse ensaio parece simular de modo mais realista o comportamento real de uma estaca, sob as condições de trabalho, se comparado à utilização de uma célula hidropneumática. Todavia, para estacas de pequeno diâmetro e/ou grande relação L_e/D , a ponta da estaca é pouco solicitada, visto que cargas vultuosas seriam necessárias para realmente mobilizar a resistência de base e testar efetivamente o maciço à compressão.

Por outro lado, a utilização de uma célula de carga posicionada entre a base do furo e a ponta da estaca é capaz de imprimir níveis consideráveis de tensões, simultaneamente, à base do furo e ao fuste da estaca. Logo, testa-se diretamente o maciço sob a ação de cargas compressivas e, também, tem-se uma estimativa, mesmo que muitas vezes conservadora, do seu módulo de deformação. Quanto à resistência lateral desenvolvida na interface fuste-rocha, os resultados são muito semelhantes aos de um teste estático tradicional, não havendo diferenças significativas no que toca a interpretação dos resultados, já que o deslocamento é aferido, também, no topo da estaca. Porém, uma relação única carga-deslocamento só é obtida ao se assumir uma estaca rígida, o que pode não refletir muito bem o real comportamento da estrutura de fundação em certas situações particulares.

Por fim, é razoável concluir que, independente do tipo e nível de refinamento do modelo e/ou metodologia utilizada para projeto de uma estaca embutida em rocha, resultados mais fidedignos e confiáveis só podem ser obtidos mediante uma boa caracterização geológica e geotécnica do terreno. Nesse sentido, a execução de provas de carga em escala real, aliadas a um bom programa de investigação geotécnica, compõem a melhor das alternativas quando se busca confiança e precisão em um projeto de fundações. Alternativamente, na impossibilidade de execução das primeiras, recomenda-se a utilização de distintos métodos e modelos no que diz respeito à predição das capacidades resistivas e comportamento carga-deslocamento,

lembrando que a qualidade dos dados de entrada, ou seja, dos parâmetros oriundos da prospecção do subsolo, é um fator crucial no desempenho desses métodos.

REFERÊNCIAS

- AMIR, J. M. **Pilling in Rock**. Rotterdam: Balkema Publishers, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: estacas – prova de carga estática – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification**: a complete manual for engineer and geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering. New York: John Willey & Sons, 1989.
- BROWN, D. A. **Load Testing of Drilled Shaft Foundations in Limestone**. Sequatchie: ADSC, 2008. Nashville Rock Load Test.
- CABRAL, D. A.; ANTUNES, W. R. Sugestão para Determinação da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Embutidas em Rocha. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, n. 4, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF-ABMF, 2000, v. 2, p. 169-173.
- CARTER J. P.; KULHAWY, F. H. **Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock**. Ithaca: Cornell University, 1988. EL-5918 Research Project 1493-4. Paginação irregular.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- DEERE, D. U.; DEERE, D. W. The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice. In: SYMPOSIUM ON ROCK CLASSIFICATION SYSTEMS FOR ENGINEERING PURPOSES, 1987, Cincinnati. **Proceedings...** Ann Arbor, USA: ASTM special technical publications, 1988, p. 91-101.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Drilled Shafts**: Construction Procedures and LFRD Design Methods. New York: National Highway Institute, 2010. NHI Course 132014, Report No. FHWA NHI-10-016. Paginação Irregular.
- FELLENIOUS, B. H. We have determined the capacity, then what? **The Newsletter of Deep Foundations Institute**. Ottawa, p – 23-26, 2001a.
- FELLENIOUS, B. H. What capacity value to choose from the results of static loading test. **The Newsletter of Deep Foundations Institute**. Ottawa, p – 19-22, 2001b.
- FIORI, A. P. **Fundamentos da Mecânica dos Solos e das Rochas**: aplicação em estabilidade de taludes. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- GOODMAN, R. E. **Introduction to Rock Mechanics**. 2nd. ed. New York: John Willey & Sons, 1989.

GUSMÃO FILHO, J. de A. **Fundações de Pontes: hidráulica e geotécnica**. Recife: Editora Universitária – UFPE, 2003.

HOEK, E.; BROWN, E. T. The Hoek-Brown Failure Criterion: a 1988 update. In: 15th CANADIAN ROCK MECHANICS SYMPOSIUM, 1988, Toronto. **Proceedings...** Toronto, University of Toronto, Dept. of Civil Engineering. p. 31-38.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. **Engineering Rock Mechanics: an introduction to the principles**. Amsterdam: Elsevier Science, 1997.

INDIANA GEOLOGICAL SURVEY. **Bedrock Geology of Indiana**. Disponível em: <<https://igs.indiana.edu/Bedrock/>>. Acesso em: 27 mar. 2016

JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W.; ZIMMERMAN, R. W. **Fundamentals of Rock Mechanics**. 4th. ed. Oxford: Blackwell Publishing, 2007.

JOHNSTON, I. W.; HABERFIELD, C. M. Side resistance of piles in weak rock. In: PILLING: EUROPEAN PRACTICE AND WORLDWIDE TRENDS, 1992, London. **Proceedings...** London: Institution of Civil Engineers by Thomas Telford Services, 1992, p. 52-58.

KULHAWY, F. H.; HIRANY, A. Interpreted Failure Load for Drilled Shafts via Davisson and L1-L2. In: INTERNATIONAL FOUNDATION CONGRESS AND EQUIPMENT EXPO, 2009, Orlando. **Proceedings...** Orlando: ASCE, 2009. p. 127-134.

MACIEL FILHO, C. L.; NUMMER, A. V. **Introdução à Geologia de Engenharia**. 4. ed. rev. e amp. Santa Maria: Editora UFSM, 2011.

MARINOS P.; MARINOS V.; HOEK, E. The Geological Strength Index: applications and limitations. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, Verlag, v. 64, n. 1, p. 55-65, Feb. 2005.

McREATH, I.; ATENCIO, D.; MADUREIRA FILHO, J. B. Minerais e Rochas: constituintes da terra sólida. In: TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C.; FAIRCHILD, T.; TAIOLI, F.(Org.). **Decifrando a Terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. p. 28-42.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

PALMSTRÖM, A; SINGH, R. The Deformation Modulus of Rock Masses: comparisons between in situ tests and indirect estimates. **Tunneling and Underground Space Technology**, Melbourne, v. 16, n. 3, p. 115-131, 2001.

PELLS, P. J. N. State of Practice For the Design of Socketed Piles in Rock. In: 8th AUSTRALIA-NEW ZELAND CONFERENCE ON GEOMECHANICS, 1999, Hobart. **Proceedings...** Barton: Australian Geomechanics Society, 1999, p. 307-327.

PELLS, P. J. N.; TURNER, R. M. End Bearing on Rock with Particular Reference to Sandstone. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF STRUCTURAL FOUNDATIONS ON ROCK, 1980, Sydney. **Proceedings...** Sydney: Civil Engineering Post Graduate Foundation of the University of Sidney and the Institution of Engineers, 1980, p. 181-190.

ROWE, R. K.; ARMITAGE, H. H. A design method for drilled piers in soft rock. **Canadian Geotechnical Journal**, Ontario, v. 24, p. 126-142, 1987.

SCHMERTMANN, J. H.; HAYES, J. A. The Osterberg Cell and Bored Pile Testing: a symbiosis. In: THE THIRD INTERNATIONAL GEOTECHNICAL ENGINEERING CONFERENCE, 1997, Cairo. **Proceedings...** Cairo: Cairo University, Jan. 1999. Não paginado.

SCOTT, R. F. **Foundation Analysis**. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1981.

SEO, H.; PREZZI, M.; SALGADO, R. Instrumented Static Load Test on Micropile Socketed into Limestone. In: GEO-CONGRESS, 2014, Atlanta. **Proceedings...** Reston: American Society of Civil Engineers, 2014. p. 572-581.

SEO, H.; PREZZI, M.; SALGADO, R. Closure to Instrumented Static Load Test on Micropile Socketed into Limestone. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)**, S. 1., v. 141, issue 6, 2015. Paginação irregular

TENNESSEE GEOLOGICAL SURVEY. **Geologic Map**. Disponível em: <https://tn.gov/assets/entities/environment/attachments/geology_bulletin-60geomap.pdf>. Acesso em: 27 mar. 2016.

TOMLINSON, M.; WOODWARD, J. **Pile Design and Construction Practice**. 5th ed. London: Taylor & Francis, 2008.

VELLOSO, D.; LOPES, R. de F. Concepção de Obras de Fundação. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, 1998. p. 211-226.

WYLLIE, D. C. **Foundations on Rock**. 2nd ed. London: E & FN Spon, 1999.

ZHANG, L. **Analysis and Design of Drilled Shafts in Rock**. 1999, 732 f. Thesis (Doctor of Philosophy in Geotechnical Engineering) – Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1999.

ZHANG, L. **Drilled Shafts in Rock: analysis and design**. New York: Balkema Publishers, 2004.

APÊNDICE A – Aplicação dos Modelos Lineares

Parâmetros Utilizados para determinação dos deslocamentos.

Característica	P1	P2
D(m)	0,2	1,2
A base (m ²)	0,031416	1,130973
L_e (m)	4,2	4,8
L_e/D	20	4
L_a (m)	4,0	0
E_p (GPa)	60,00	30,00
MR	700	700
σ_c (MPa)	54	50
E_i (GPa)	37,8	35
RQD (%)	50	40
RMR	40	40
GSI	35	40
D	0,5	0,5
α_e	0,05	0,06

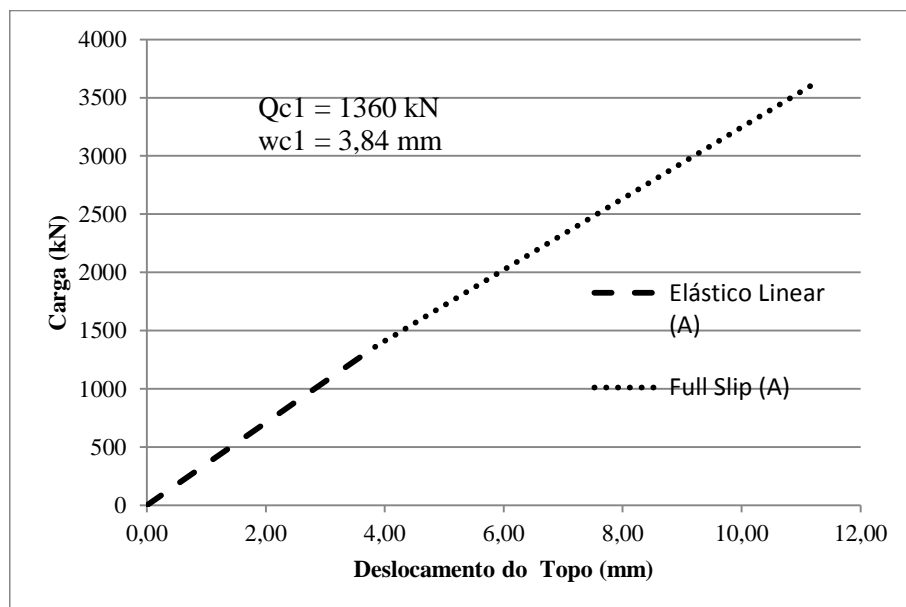
Dados de entrada nos modelos:

E_{rm1} (GPa)	$\lambda 1$	K1	Ip1	Ip RA	(RF)p	E_{rm2} (GPa)	$\lambda 2$	k2	Ip2	Ip2 RA	(RF)p2	
A	1,89	0,18	31,75	10,00	0,48	0,65	2,10	0,26	14,29	3,00	0,40	1,00
B	5,26	0,30	11,40	9,00	0,48	0,65	5,26	0,42	5,70	3,00	0,45	1,00
C	3,96	0,26	15,16	9,00	0,48	0,65	2,39	0,28	12,56	3,00	0,40	1,00
D	7,14	0,34	8,40	9,00	0,48	0,65	6,61	0,47	4,54	3,00	0,45	1,00
E	2,16	0,19	27,78	9,00	0,48	0,65	2,69	0,30	11,15	3,00	0,40	1,00
F	-	-	-	-	-	-	1,47	0,22	20,41	3,00	0,40	1,00

APÊNDICE B – Aplicação do Modelo Analítico de Carter e Kulhawy

Prova de Carga 1 – E_{rm} (A) = 1890 MPa

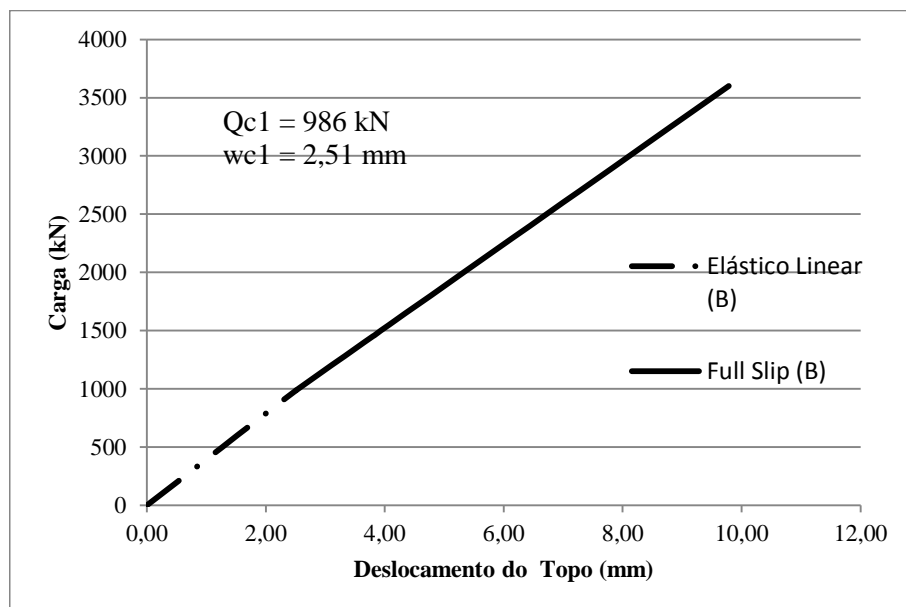
Dados de Entrada	
Estaca	
D(m)	0,2
Le(m)	4,2
E_p (MPa)	60000
ν_p	0,25
G_p (MPa)	24000
L_a (m)	4
Maciço	
E_{rm} (MPa)	1890,00
ν_{rm}	0,25
G_{rm} (MPa)	756,00
c(MPa)	0,63
ϕ (rad)	0,48
Ψ (rad)	0,12
σ_c (MPa)	50



Dados de Saída	
Elastico Linear	
λ	79,365
ζ	4,366
ξ	1,000
$(\mu L)^2$	10,181
μ	0,760
Full Slip	
a3	0,033
a2	10,176
a1	15,634
β	0,212
α	4,963
λ_1	0,428
λ_2	-0,471
C3	0,008
C4	1,008
D3	0,222
D4	26,657
F3	1,362
F4	0,003
P3	0,089
P4	-2,270

Prova de Carga 1 – E_{rm} (B) = 5263 MPa

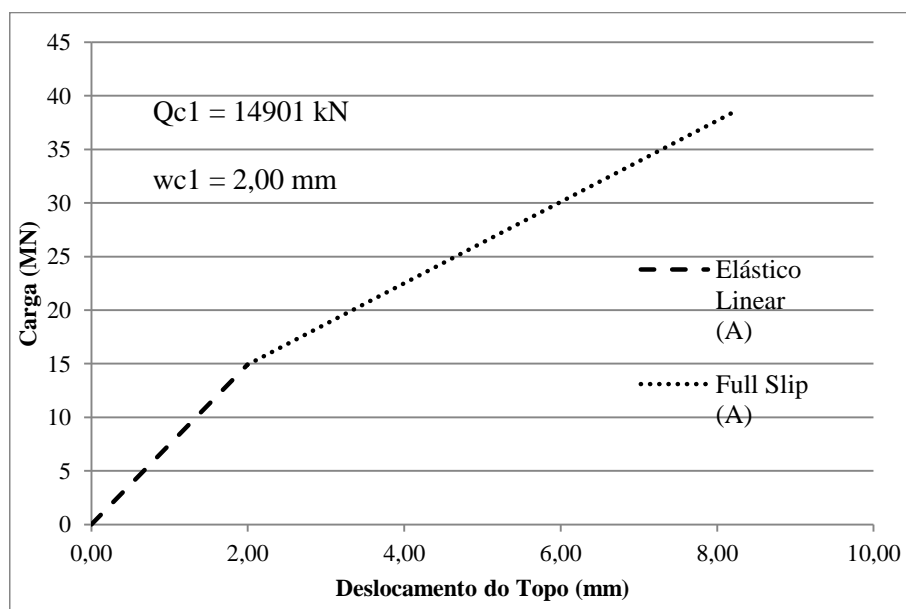
Dados de Entrada	
Estaca	
D(m)	0,2
Le(m)	4,2
E_p (MPa)	60000
ν_p	0,25
G_p (MPa)	24000
L_a (m)	4
Maciço	
E_{rm} (MPa)	5323,00
ν_{rm}	0,25
G_{rm} (MPa)	2105,26
c(MPa)	0,63
ϕ (rad)	0,48
Ψ (rad)	0,12
σ_c (MPa)	50



Dados de Saída	
Elastico Linear	
λ	28,500
ζ	4,366
ξ	1,000
$(\mu L)^2$	28,351
μ	1,268
Full Slip	
a3	0,093
a2	10,513
a1	15,971
β	0,212
α	1,821
λ_1	0,685
λ_2	-0,802
C3	0,000
C4	1,000
D3	0,026
D4	97,823
F3	2,189
F4	0,001
P3	0,030
P4	-1,906

Prova de Carga 2 – E_{rm} (A) = 2100 MPa

Dados de Entrada	
Estaca	
D(m)	1,22
Le(m)	4,88
E_p (MPa)	30000
ν_p	0,25
G_p (MPa)	12000
L_a (m)	0
Maciço	
E_{rm} (MPa)	2100,00
ν_{rm}	0,25
G_{rm} (MPa)	840
c(MPa)	0,63
ϕ (rad)	0,48
Ψ (rad)	0,12
σ_c (MPa)	50

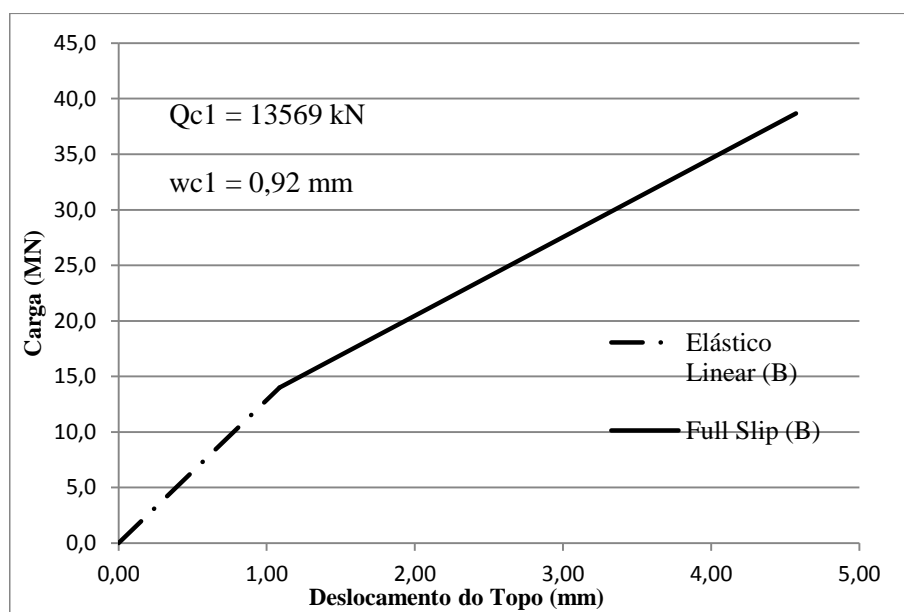


Dados de Saída	
Elastico Linear	
λ	35,714
ζ	2,708
ξ	1,000
$(\mu L)^2$	1,323
μ	0,236
Full Slip	
a3	0,074
a2	10,407
a1	13,792
β	1,296
α	73,313
λ_1	0,108
λ_2	-0,126
C3	0,076
C4	1,076
D3	0,607
D4	8,591
F3	2,122
F4	0,002
P3	0,453
P4	-1,506

Prova de Carga 2 – E_{rm} (B) = 6848 MPa

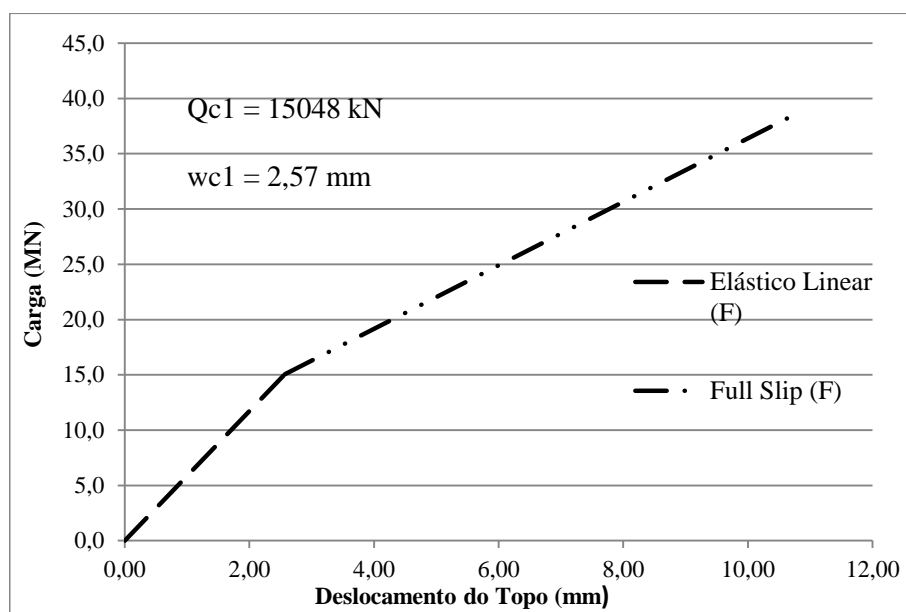
Dados de Entrada	
Estaca	
D(m)	1,22
Le(m)	4,88
E_p (MPa)	30000
ν_p	0,25
G_p (MPa)	12000
L_a (m)	0
Maciço	
E_{rm} (MPa)	6848,00
ν_{rm}	0,25
G_{rm} (MPa)	2736,84
c(MPa)	0,63
φ (rad)	0,48
Ψ (rad)	0,12
σ_c (MPa)	50

Dados de Saída	
Elastico Linear	
λ	10,962
C	2,708
ξ	1,000
$(\mu L)^2$	4,312
μ	0,426
Full Slip	
a3	0,242
a2	11,354
a1	14,739
β	1,296
α	24,047
λ_1	0,179
λ_2	-0,233
C3	-0,005
C4	0,995
D3	-0,086
D4	17,055
F3	3,177
F4	0,001
P3	0,332
P4	-1,372



Prova de Carga 2 – E_{rm} (F) = 1470 MPa (“aferido” *in situ*)

Dados de Entrada	
Estaca	
D(m)	1,22
Le(m)	4,88
E_p (MPa)	30000
ν_p	0,25
G_p (MPa)	12000
L_a (m)	0
Maciço	
E_{rm} (MPa)	1470,00
ν_{rm}	0,25
G_{rm} (MPa)	588,00
c(MPa)	0,63
φ (rad)	0,48
Ψ (rad)	0,12
σ_c (MPa)	50

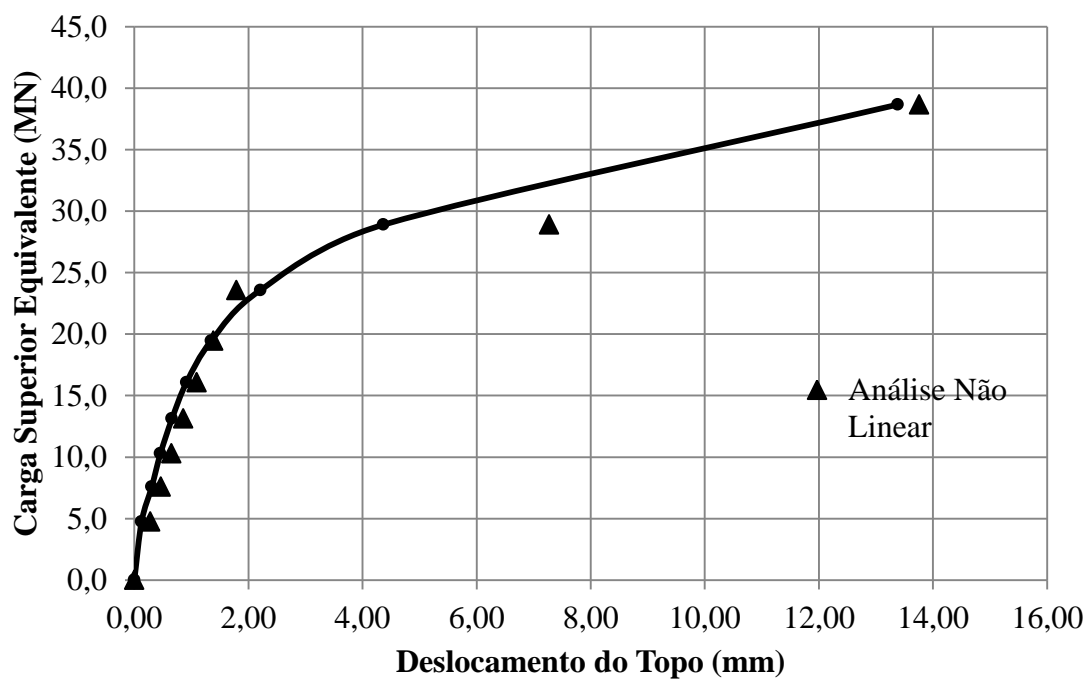


Dados de Saída	
Elastico Linear	
λ	51,020
C	2,708
ξ	1,000
$(\mu L)^2$	0,926
μ	0,197
Full Slip	
a3	0,052
a2	10,281
a1	13,666
β	1,296
α	103,778
λ_1	0,092
λ_2	-0,105
C3	0,130
C4	1,130
D3	0,846
D4	7,351
F3	1,962
F4	0,002
P3	0,474
P4	-1,529

APÊNDICE C – Aplicação do Modelo Não-Linear à Prova de Carga 2

Dados de Entrada	
m(MPa)	2,8
mt1 (MPa)	957,8418
mt2 (MPa)	317,0835
mt3 (MPa)	282,7429
b1	342,0864
b2	113,2441
b3	100,9796

Q(kN)	d(mm)	τ_0 (MPa)	d(mm)
0,00	0,00	0,00	0,00
4753,69	0,13	0,26	0,28
7579,79	0,30	0,41	0,47
10279,01	0,46	0,56	0,65
13120,73	0,66	0,71	0,86
16073,55	0,91	0,87	1,09
19444,40	1,35	1,06	1,39
23573,71	2,21	1,28	1,79
28902,00	4,37	1,57	7,27
38673,55	13,39	2,10	13,76



APÊNDICE D – Quadro Comparativo Entre as Provas de Carga

Características	Prova de Carga 1	Prova de Carga 2
D (m)	0,2	1,22
L_{e1} (m)	2,7	2,6
L_{e2} (m)	1,5	2,28
L_a (m)	4,0	-
Tipo de Rocha	Calcário (<i>limestone</i>)	Calcário (<i>limestone</i>)
σ_{cLe1} (MPa)	54	50
σ_{cLe2} (MPa)	80	50
RQD L_{e1} (%)	22	20
RQD L_{e2} (%)	70	50
RMR L_{e1}	38	46
RMR L_{e2}	63	50
GSI L_{e1}	30-40	30-35
GSI L_{e2}	40-50	35-35
w_c máximo (mm)	14,0	13,4
w_c/D (%)	7,0	1,1
Carga (MN)		
Aplicada	3,6	19,37 (38,67)*
$Q_{d'LI}$	1,87	8,23
$Q_{d'LM}$	3,35	20,62
$Q_{d'LS}$	4,84	33,02
Q_d Ideal	3,35	28,37
Q_d Cabral-Antunes	0,95	5,69

ANEXO A – Perfis de Sondagem Relativos à Prova de Carga 1

DEPTH, METERS	WATER LEVEL SYMBOL	SAMPLES	BLOWS PER FOOT	TB-1	STRATUM DEPTH, METERS	CLASSIFICATION						STRENGTH											
						REC. %	ROD. %	WATER CONTENT, %	LIQUID LIMIT	PLASTIC LIMIT	PLASTICITY INDEX (PI)	MPa											
0.2			3	TOPSOIL, SILTY CLAY, very soft, dark brown, moist	0.2																		
1			3	SILT, very soft to soft, brown, moist -with frequent silt seams/layers, with noted tree stems			19																
2			4				23																
2.3			WOH	SILTY LOAM, very loose, brown, very moist to wet - with frequent wet silt and sand seams	2.3			24	22	18	4												
3.1			1-11-50/0.3"	SANDY LOAM, brown, medium dense, wet - with frequent wet silt seams and limestone fragments	3.1																		
3.2					3.2																		
3.7				FRIABLE LIMESTONE, moderately hard to hard, gray, fine grained	3.7																		
4				LIMESTONE, very hard, gray, fine grained, calcareous, moderately dipping joints, occasional steeply dipping joints at 4.1m and 4.6m to 4.9m, occasional open joints and fractured rock fragments at 3.7m, 3.8m and 5.9m		100	50																
5																							
6						100	52																
6.1				SILTSTONE, hard, brown and gray, fine grained, trace calcareous, moderately closed spaced, smooth, light and moderately dipping joints, occasional high angle joints at 6.4m	6.1																		
6.7					6.7																		
7																							
8																							
9																							
NOTES: 1. ▽: Water First Noticed. ▼: Depth To Water after 24 hours. 2. WOH = Weight of Hammer						DATE: April 11, 2004 TOTAL DEPTH: 6.71m																	

DEPTH, METERS	WATER LEVEL	SYMBOL	SAMPLES	BLOWS PER FOOT	TB-2	STRATUM DEPTH, METERS	CLASSIFICATION					STRENGTH							
							REC. %	ROD. %	WATER CONTENT, %	LIQUID LIMIT	PLASTIC LIMIT	PLASTICITY INDEX (PI)	MPa						
					STRATUM DESCRIPTION														
0.2				2	TOPSOIL, SILTY CLAY, very soft, dark brown, moist														
1				WOH-1	SILT, very soft, brown, moist - with occasional silt seams/layers			22											
2				3				25											
3				2				27											
3.1				WOH-50/3"	SILTY LOAM, very soft, brown and trace of gray, moist			31	28	18	10								
3.4					FRIABLE LIMESTONE, moderately hard to hard, gray and trace of brown, fine grained, with occasional clay filled joints														
3.7					LIMESTONE, very hard, gray, fine grained, calcareous, moderately close to widely spaced. rough, tight and moderately dipping joints occasional steeply dipping joints at 4.6m to 4.9m, 6.4m - 6.7m and 7.0m - 7.3m layers. occasional fractured rock zones (high angle joints) at 4.6m and 5.8m, but generally well cemented		100	54											88
6							98	60											81
7.3					SILTSTONE, hard, brown and gray, fine grained, trace calcareous, moderately close spaced, smooth, tight and moderately dipping joints, occasional high angle joints and fractured rock zone at 7.6m		100	72											
8.2																			

NOTES:

- ∇: Water First Noticed. ▼: Depth To Water after 24 hours.
- WOH = Weight of Hammer

DATE: April 11, 2004
TOTAL DEPTH: 8.23m

DEPTH, METERS	WATER LEVEL SYMBOL	SAMPLES	BLOWS PER FOOT	TB-3 STRATUM DESCRIPTION	STRATUM DEPTH, METERS	CLASSIFICATION						STRENGTH							
						REC., %	RQD, %	WATER CONTENT, %	LIQUID LIMIT	PLASTIC LIMIT	PLASTICITY INDEX (PI)	MPa							
0.2			4	TOPSOIL, SILTY CLAY, soft, dark brown, moist	0.2														
1.0			4	SILTY LOAM, soft, brown, moist - with occasional silt seams/layers, became very moist to wet				21											
2.0			5					21											
3.0			4					21											
3.1			12	SILTY CLAY LOAM, stiff, brown, moist - with occasional wet silt seams and soft zones	3.1			20											
3.8			27-39-50/1"	FRIABLE LIMESTONE AND CLAY SEAMS/LAYERS, brown and gray - limestone, moderately hard and fine grained - clay very stiff and moist	3.8														
4.3				LIMESTONE, hard to very hard, gray, fine grained, moderately spaced, rough, tight and moderately dipping joints	4.3	100	45												75
4.6				FRACTURED LIMESTONE, hard to very hard, gray, fine grained, calcareous, very closely spaced, rough open and moderately dipping joints,	4.6														
5.2				LIMESTONE, very hard, gray, fine grained, calcareous, moderately closed to widely spaced, rough and moderately dipping joints, occasional steeply dipping (high angle) joints at 6.4m to 6.7m	5.2	94	32												54
6.7				LIMESTONE, very hard, gray, calcareous, slightly crystalline, widely spaced, rough and moderately dipping joints, interbedded with occasional siltstone seams/layers	6.7	100	54												
9.2					9.2	98	88												84

NOTES:
 1. ∇: Water First Noticed. ▼: Depth To Water after 24 hours.

DATE: April 10, 2004
 TOTAL DEPTH: 9.17m

DEPTH, METERS	WATER LEVEL SYMBOL	SAMPLES	BLOWS PER FOOT	TB-4 STRATUM DESCRIPTION	STRATUM DEPTH, METERS	CLASSIFICATION						STRENGTH								
						REC. %	RCD. %	WATER CONTENT, %	LIQUID LIMIT	PLASTIC LIMIT	PLASTICITY INDEX (PI)	MPa								
0.2			8	TOPSOIL, SILTY CLAY, medium stiff (visual), dark brown, moist	0.2			15												
0.6			6	SILTY LOAM, medium stiff, brown, moist - with occasional silt seams/layers	0.6			21	30	18	12									
0.9			9		0.9			21												
2.3			8	SILTY LOAM, medium stiff, brown and trace of gray, moist	2.3			18												
3.1	▼		4	SILTY LOAM, soft, brown and gray, moist to very moist - with occasional wet silt and sand seams	3.1			18	19	17	2									
3.8			24-42-50/1 ^a	FRIABLE LIMESTONE AND SILTY LOAM SEAMS/LAYERS, gray - limestone, moderately hard and fine grained - silty loam, medium dense and wet	3.8															
4.4				FRACTURED LIMESTONE, hard to very hard, gray, fine grained, calcareous, very closely spaced, rough, oped and moderately to steeply dipping (high angle) joints	4.4	100	0													
4.7				LIMESTONE, very hard, gray, fine grained, calcareous, moderately to widely spaced, rough and moderately dipping joints, occasional steeply dipping (high angle) joints and fractured rocks zones at 5.8m - 6.1m	4.7	100	78													71
6.3				LIMESTONE, very hard, gray, calcareous, crystalline, moderately to widely spaced, rough and moderately dipping joints, interbedded with occasional siltstone seams/layers	6.3	100	66													74
7.8					7.8															

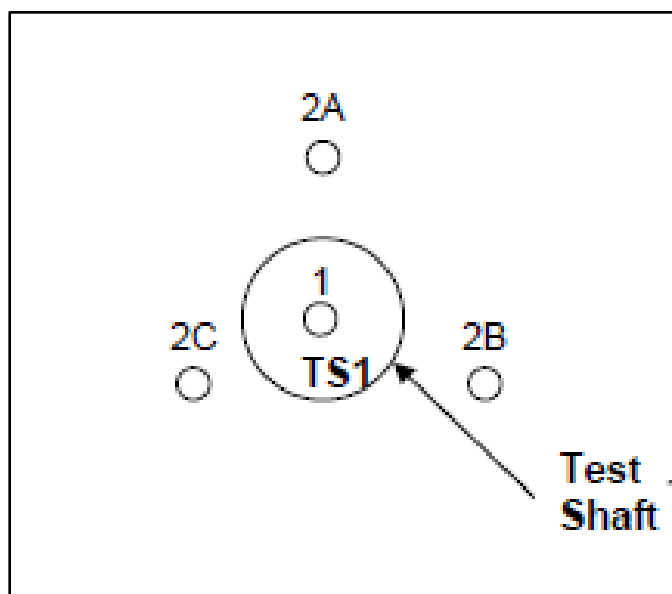
NOTES:
 1. ▼: Water First Noticed. ▼: Depth To Water after 24 hours.

DATE: April 10, 2004
 TOTAL DEPTH: 7.77m

DEPTH, METERS	WATER LEVEL SYMBOL SAMPLES	BLOWS PER FOOT	STRATUM DESCRIPTION	STRATUM DEPTH, METERS	CLASSIFICATION						STRENGTH						
					REC. %	ROD. %	WATER CONTENT, %	LIQUID LIMIT	PLASTIC LIMIT	PLASTICITY INDEX (PI)	MPa						
			TOPSOIL, SILTY CLAY, very soft (visual), dark brown, moist	0.3			22										
			SILT, very soft, brown, moist														
1		2					20										
2		4	SILTY LOAM, soft to stiff, brown - with occasional silt seams, with occasional limestone fragments/floaters at 10'	1.5			21	27	18	9							
		5					28										
3		12					25										
4		50/1*	FRIABLE LIMESTONE, moderately hard to hard, gray, fine grained, with occasional clay filled joints	3.8													
			FRATURED LIMESTONE, hard to very hard, gray, fine grained, calcareous, very closely spaced, rough, open and steeply dipping (high angle) joints,.	4.3													
5			LIMESTONE, very hard, gray, fine grained, calcareous, crystalline, moderately close spaced, rough and moderately dipping joints, occasional fractured steeply dipping (high angle) joints at 5.5m to 5.8m	4.6													
				5.8	100	56											73
6																	
7																	
8																	
9																	
NOTES: 1. ▽: Water First Noticed. ▼: Depth To Water after 24 hours.					DATE: April 10, 2004 TOTAL DEPTH: 5.79m												

ANEXO B – Perfis de Sondagem Relativos à Prova de Carga 2

Posicionamento dos furos de sondagem



Project: Long Project		PSI No.:	Date: 5/29/08														
Boring No.: B-1		Total Depth: 36.0'	Elev.:														
Boring Method: Hollow Stem Auger		Drill Type: CME-55	Driller: JH														
		Water at Completion of Drilling: After Coring 3 Feet															
Elevation (MSL)	Depth (feet)	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲					% M	LL	PI	Qp	CBR	PID			
				10	20	30	40	50	60	70	80	90					
	0.5	6" CRUSHED LIMESTONE Brown CLAY with chert and silt. (DRILLER DESCRIPTION)															
	16.0	Auger Refusal 16.0 Feet; Begin Coring. Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams and shale partings, slightly fractured. REC=100%; RQD=64%															
	26.0	Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams and shale partings, slightly fractured. REC=100%; RQD=65%															
	36.0	Coring Terminated 36.0 Feet Water Level After Coring 3.0 Feet															

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08															
Boring No.: B-2A		Total Depth: 39.2'	Elev.:		Location: Nashville, TN																
Boring Method: Hollow Stem Auger			Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered																
					Driller: LS																
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲										% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200	
					10	20	30	40	50	60	70	80	90								
			Soil Overburden																		

Project: Long Project		PSI No.:	Date: 7/2/08																
Boring No.: B-2A		Total Depth: 39.2'	Location: Nashville, TN																
Boring Method: Hollow Stem Auger		Elev:	Water at Completion of Drilling: Not Encountered																
Drill Type: CME-550		Driller: LS																	
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲									% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200
					10	20	30	40	50	60	70	80	90						
	14.2		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE, weathered, very highly fractured. REC = 54% ; RQD = 0% 6 inch void 1.5 inch void 1.5 inch void																
	16.3		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, moderately fractured. REC = 87% ; RQD = 34% Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack 1.5 inch void																

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08													
Boring No.: B-2A		Total Depth: 39.2'	Elev:		Location: Nashville, TN														
Boring Method: Hollow Stem Auger			Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered														
Driller: LS																			
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲									% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200
					10	20	30	40	50	60	70	80	90						
	21.5		Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, moderately fractured. REC = 87% ; RQD = 34%																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																
			Clay Seam/Crack																

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08													
Boring No.: B-2A		Total Depth: 39.2'	Elev.:		Location: Nashville, TN														
Boring Method: Hollow Stem Auger			Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered														
					Driller: LS														
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲									% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200
					10	20	30	40	50	60	70	80	90						
	30.8		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, moderately fractured. REC = 100% ; RQD = 59% Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack 1 inch void 1 inch void Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack Clay Seam/Crack																
	39.0		End of Coring 39.0 Feet																

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08															
Boring No.: B-2B		Total Depth: 41.0'	Elev:		Location: Nashville, TN																
Boring Method: Hollow Stem Auger			Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered																
					Driller: LS																
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲										% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200	
					10	20	30	40	50	60	70	80	90								
			Soil Overburden																		

Project: Long Project		PSI No.:	Date: 7/2/08																	
Boring No.: B-2B		Total Depth: 41.0'	Elev:																	
Boring Method: Hollow Stem Auger		Drill Type: CME-550	Driller: LS																	
Location: Nashville, TN		Water at Completion of Drilling: Not Encountered																		
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲															
					10	20	30	40	50	60	70	80	90	% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200	
	16.0		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, very highly fractured. REC=22%, RQD=0% 1 inch void Clay Seam/Crack 32.4 inch void (17.0 to 19.7 feet)																	

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08										
Boring No.: B-2B		Total Depth: 41.0'	Elev:		Location: Nashville, TN											
Boring Method: Hollow Stem Auger			Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered											
					Driller: LS											
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲						% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200
					10	20	30	40	50	60						
			2.5 inch void													
			12 inch void													
	21.8		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, moderately fractured. REC=72%, RQD=44%													
			Clay Seam/Crack 6 inch clay seam													
			1 inch void													
			Clay Seam/Crack													
			Clay Seam/Crack													
			Clay Seam/Crack													
			Clay Seam/Crack													
	27.3		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, very highly fractured. REC=97%, RQD=17%													
			Clay Seam/Crack													
			Clay Seam/Crack													

Project: Long Project		PSI No.:	Date: 7/2/08																	
Boring No.: B-2B		Total Depth: 41.0'	Elev:																	
Boring Method: Hollow Stem Auger		Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered																
Driller: LS		Location: Nashville, TN																		
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲										% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200
					10	20	30	40	50	60	70	80	90							
			Clay Seam/Crack																	
			Clay Seam/Crack																	
			Clay Seam/Crack																	
	32.4		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, highly fractured. REC=62%, RQD=40%																	
			Clay Seam/Crack																	
			1 inch void																	
			Clay Seam/Crack																	
			Clay Seam/Crack																	
			Clay Seam/Crack																	
			Clay Seam/Crack																	

Project: Long Project		PSI No.:		Date: 7/2/08																	
Boring No.: B-2B		Total Depth: 41.0'	Elev.:		Location: Nashville, TN																
Boring Method: Hollow Stem Auger		Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered																	
Driller: LS																					
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲										% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200	
					10	20	30	40	50	60	70	80	90								
	41.0		Clay Seam/Crack 1 inch void End of Coring 41.0 Feet																		

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08														
Boring No.: B-2C				Total Depth: 37.2'	Elev.:		Location: Nashville, TN													
Boring Method: Hollow Stem Auger				Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered														
Driller: LS																				
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲															
					10	20	30	40	50	60	70	80	90	% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200	
			Soil Overburden																	

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08															
Boring No.: B-2C				Total Depth: 37.2'		Elev:															
Boring Method: Hollow Stem Auger				Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered															
Driller: LS																					
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲										% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200	
					10	20	30	40	50	60	70	80	90								
	12.3		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, highly fractured. REC=33%, RQD=23%																		
			30 inch clay seam (13.5 to 16.0 feet)																		
	16.0		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, very highly fractured. REC=74%, RQD=9%																		
			Clay Seam/Crack																		
			3 inch void																		
			Clay Seam/Crack																		
			Clay Seam/Crack																		
			Clay Seam/Crack																		

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08															
Boring No.: B-2C		Total Depth: 37.2'	Elev.:		Location: Nashville, TN																
Boring Method: Hollow Stem Auger			Drill Type: CME-550		Water at Completion of Drilling: Not Encountered																
Driller: LS																					
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲										% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200	
					10	20	30	40	50	60	70	80	90								
	21.0		Clay Seam/Crack																		
			Clay Seam/Crack																		
			Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, highly fractured. REC=100%, RQD=36%																		
			1 inch void																		
			Clay Seam/Crack																		
			Clay Seam/Crack																		
			Clay Seam/Crack																		
			Clay Seam/Crack																		
	26.8		Light Gray to Gray, Fine to Medium Grained LIMESTONE with clay seams, weathered, highly fractured. REC=95%, RQD=38%																		
			1 inch void																		

Project: Long Project				PSI No.:		Date: 7/2/08															
Boring No.: B-2C				Total Depth: 37.2'		Elev:															
Boring Method: Hollow Stem Auger				Drill Type: CME-550		Driller: LS															
Location: Nashville, TN				Water at Completion of Drilling: Not Encountered																	
Elevation (MSL)	Depth (feet)	Sample	DESCRIPTION OF MATERIALS	N	N VALUE (bpf) ▲										% M	LL	PI	Qp	Qu	% Pass #200	
					10	20	30	40	50	60	70	80	90								
			Clay Seam/Crack																		
			Clay Seam/Crack																		
			Clay Seam/Crack																		
	37.0		End of Coring 37.0 Feet																		

NVI LONG PROJECT.GPJ 8/15/08

