



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL (RECURSOS
HÍDRICOS, SANEAMENTO AMBIENTAL E GEOTECNIA)

JOÃO FIRMINO DOS SANTOS NETO

CONTRIBUIÇÃO METODOLÓGICA PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE
CARGA DE ESTACAS RAIZ EM ROCHAS BRANDAS

FORTALEZA

2022

JOÃO FIRMINO DOS SANTOS NETO

CONTRIBUIÇÃO METODOLÓGICA PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA
DE ESTACAS RAIZ EM ROCHAS BRANDAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

FORTALEZA

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- S235c Santos Neto, João Firmino dos.
CONTRIBUIÇÃO METODOLÓGICA PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS RAIZ EM ROCHAS BRANDAS / João Firmino dos Santos Neto. – 2022.
133 f. : il. color.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2022.
Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.
1. Fundações em rochas. 2. Capacidade de carga. 3. Estaca raiz. 4. Classificação Geomecânica. I. Título.
CDD 624.15
-

JOÃO FIRMINO DOS SANTOS NETO

CONTRIBUIÇÃO METODOLÓGICA PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA
DE ESTACAS RAIZ EM ROCHAS BRANDAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 07 / 03 / 2022.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dra. Mariana Vela Silveira
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar
Instituto Federal do Ceará (IFCE)

A Deus.

Aos meus pais, Antônio (em memória) e Luzia.

Aos meus filhos, João Henrique e Ana Liz.

À minha esposa, Livia

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ) pelo apoio financeiro.

À minha esposa, Livia Peixoto Pinheiro dos Santos, meus filhos, João Henrique e Ana Liz e minha mãe, Luzia Fontenele dos Santos, pela paciência e entendimento da minha decisão de entrar em um programa de mestrado, mesmo em uma fase da vida um pouco incomum. Sempre me dando um apoio moral para “terminar logo esse mestrado”

Ao meu pai, Antônio Rodrigues dos Santos, pelos seus conselhos de sempre procurar o caminho da honestidade, usando os estudos como ferramenta de trabalho.

Ao Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura, pela excelente orientação no desenvolvimento desta pesquisa. Sempre muito disponível para esclarecer todas as minhas dúvidas. Contribuindo demais no desenvolvimento da minha carreira acadêmica e profissional.

Aos professores participantes da banca examinadora Mariana Vela Silveira e Marcos Fábio Porto de Aguiar pelo tempo, pelas valiosas colaborações e sugestões.

Agradeço aos professores Silvrano Adonias Dantas Neto, Francisco Chagas da Silva Filho e Anderson Borghetti Soares por serem meus professores, com prontidão, paciência e exigência necessária para o melhor desenvolvimento da minha formação acadêmica.

À Empresa Tecnord, na pessoa do meu grande amigo Alan Scipião que providenciou, em conjunto com Hermano Câmara e Felipe Freitas, dados para o desenvolvimento dessa pesquisa.

À Empresa RochaBrasil, na pessoa do Yuri Rocha que também me auxiliou muito, tirando dúvidas de forma precisa dos ensaios de sondagens mistas.

À Rocscience, pela licença educacional concedida, acrescentando mais ferramentas e assuntos para a realização da minha pesquisa. Agradeço também ao departamento de suporte da referida empresa, pelas inúmeras questões respondidas ao longo da realização deste trabalho.

Aos colegas da turma de mestrado, Ammanda Aragão Abreu, Ana Karine Santiago Bessa, Felipe Oscar Pinto Barroso, Guilherme Anderson Rodrigues Mendes, Jorge Henrique Ribeiro Lins, Jubemar Sabino da Silva Junior, Ricardo César Bezerra Teles Júnior, Romário Anderson Guerreiro Maia, Victor Levi de Melo Oliveira pelos momentos de estudos, reflexões antes e após as provas e conversas leves e divertidas no R.U. e nos grupos de WhatsApp.

Aos membros do laboratório de geotecnia: Roberto Cordeiro, Anselmo Clemente, Çiroca, Fabíola e Professor Rosiel por toda ajuda e apoio durante os ensaios de laboratório realizados durante as disciplinas.

À Shirley e a Neuza da secretaria do POSDEHA, pela atenção e eficiência na solução dos assuntos burocráticos e por seu atendimento de qualidade.

“Fundações é um casamento, nem sempre
harmonioso, de técnica e arte”

Dirceu de Alencar Velloso

Francisco de Rezende Lopes

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo relacionado com a previsão da capacidade de carga de fundações profundas embutidas em rochas tomando como referência resultados de provas de carga (PCE's) com o objetivo de desenvolver uma formulação empírica para previsão de capacidade de carga de estacas raiz embutidas em rochas brandas adaptando a proposta de Mascarenhas (2018). Para a realização da pesquisa foram utilizados dados de sondagens mistas e de PCE's de obras localizadas na divisa entre Pernambuco e Piauí, bem como em Campo Largo na Bahia. A caracterização geotécnica das subcamadas de rocha foi efetuada a partir dos resultados das sondagens mistas e considerando algumas recomendações constantes na Norma DNER-PRO 102/97 (DNER, 1997). Foi observado que as previsões de Q_{ult} efetuadas a partir dos métodos semiempíricos aplicados no desenvolvimento da presente pesquisa não apresentaram concordâncias com os valores de referência obtidos de PCE's. Atribui-se a essa discordância ao fato de os métodos utilizados requererem valores da resistência uniaxial da rocha e de deformabilidade que, nas análises efetuadas, foram obtidos por correlação. Já o método desenvolvido e proposto nessa pesquisa, utilizou-se de dados da geometria da estaca e a Classificação Geomecânica GSI. A validação da formulação proposta indicou a concordância entre os valores previstos de Q_{ult} e os valores experimentais de referência. Destaca-se ainda que a metodologia proposta apresenta a vantagem de fácil aplicação, já que utiliza apenas informações da classificação GSI.

Palavras-chave: Fundações em rochas. Capacidade de carga. Estaca raiz. Classificação Geomecânica.

ABSTRACT

This work presents a study related to the prediction of the load capacity of deep foundations embedded in rocks taking as reference results of load tests (PCE's) with the objective of developing an empirical formulation for predicting the load capacity of root cuttings embedded in soft rocks adapting the proposal of Mascarenhas (2018). To carry out the research, data from rotary drilling and PCE's of works located on the border between Pernambuco and Piauí were used, as well as in Campo Largo, Bahia. The geotechnical characterization of rock sublayers was made from the results of mixed surveys and considering some recommendations contained in DNER-PRO 102/97 (DNER, 1997). It was observed that the predictions of Q_{ult} . based on the semiempirical methods applied in the development of the present study, they did not agree with the reference values obtained from PCE's. This disagreement is attributed to the fact that the methods used require values of the uniaxial resistance of the rock and deformability that, in the analyses performed, were obtained by correlation. The method developed and proposed in this research used data from the geometry of the pile and the Geomechanical Classification GSI. The validation of the proposed formulation indicated the agreement between the predicted values of Q_{ult} . and the experimental reference values. It is also noteworthy that the proposed methodology has the advantage of easy application, since it uses only information from the GSI classification.

Keywords: Foundations on rocks. Load capacity. Root stake. Geomechanical classification.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	– Mecanismo de resistência lateral de estacas	29
Figura 2.2	– Resultados de ensaios de laboratório apresentando o efeito de confinamento para o valor de resistência lateral para estacas embutidas em rochas	31
Figura 2.3	– Resistência da rocha versus parâmetro α	32
Figura 2.4	– Idealização geométrica da interface rocha estaca	34
Figura 2.5	Determinação de JRC	35
Figura 2.6	Mecanismo típico de ruptura por puncionamento na base da estaca com $L/D \geq 2$	37
Figura 2.7	Distribuição de tensões ao longo do eixo da Estaca	40
Figura 2.8	Relação entre carga de ponta, fuste e topo e recalque	40
Figura 2.9	Distribuição de carga na ponta em função da relação de embutimento L/R e da rigidez da rocha e estaca	41
Figura 2.10	Fator de recalque I_p	42
Figura 2.11	Fator de influência de recalque considerando somente resistência lateral	45
Figura 2.12	Fator de influência de recalque considerando resistência lateral e ponta	45
Figura 2.13	Distribuição do carregamento considerando resistência lateral e ponta	45
Figura 2.14	Fator de redução de recalque considerando resistência lateral e ponta.....	46
Figura 2.15	Fator de redução para cálculo de recalques considerando somente resistência na ponta	46
Figura 3.1	Localização das cidades próximas as estacas utilizadas na Pesquisa	58
Figura 3.2	Localização das Estaca AEG-06, AEG-03 e AEG-01 próximas a cidade de Araripina-PE	59
Figura 3.3	Localização da Estaca E-11 no território da cidade de Sento Sé-BA	60
Figura 3.4	Desenho axissimétrico da geometria da Estaca AEG -06	63
Figura 4.1	Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca AEG-06	66

Figura 4.2	Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca AEG-01	68
Figura 4.3	Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca AEG-03	69
Figura 4.4	Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca E-11	70
Figura 4.5	RQD com a profundidade das sondagens mistas	71
Figura 4.6	Esquema do sistema de reação com Tirantes	72
Figura 4.7	Curvas carga x recalque das Estacas AEG-06, AEG-01, AEG-03 e E-11	73
Figura 4.8	Carga de ruptura extrapoladas a partir do método de Van der Veen (1953) das Estacas AEG-06, AEG-01, AEG-03 e E-11	73
Figura 4.9	Cargas de ruptura x cargas de trabalho em relação ao percentual de embutimento da estaca em rocha	74
Figura 5.1	Correlação entre carga na ponta e relação de embutimento L/R	83
Figura 5.2	Distribuição de carga para a ponta da estaca	85
Figura 5.3	Correlação experimental entre a resistência lateral e a resistência a compressão uniaxial	86
Figura 5.4	Fator de redução de resistência lateral	86
Figura 5.5	Correlação entre distribuição de carga na estaca, L/D e fator de influência de recalque devido ao embutimento (a) $\frac{E_c}{E_m} = 100$ e $\frac{E_b}{E_m} = 2$, (b) $\frac{E_c}{E_m} = 50$ e $\frac{E_b}{E_m} = 2$, (c) $\frac{E_c}{E_m} = 25$ e $\frac{E_b}{E_m} = 2$, (d) $\frac{E_c}{E_m} = 25$ e $\frac{E_b}{E_m} = 1$, (e) $\frac{E_c}{E_m} = 10$ e $\frac{E_b}{E_m} = 2$, (f) $\frac{E_c}{E_m} = 10$ e $\frac{E_b}{E_m} = 1$	88
Figura 5.6	Fator de Influência de recalque I_p obtido por resultados numéricos	91
Figura 5.7	Distribuição da carga aplicada em maciço rochoso	92
Figura 5.8	Fator de normalização da tensão elasto-plástica, curva de projeto	93
Figura 5.9	Fator de capacidade de suporte	94
Figura 5.10	Processo de normalização da tensão na ponta da estaca / curva de projeto	94
Figura 5.11	Resultados do RSPile para distribuição de cargas para a Estaca AEG-06	98
Figura 5.12	Geometria axissimétrica da Estaca AEG -06	99
Figura 5.13	Malha de elementos finitos utilizado nas estacas no Software RS2	101

Figura 5.14	Tensões transmitidas ao solo e porções de regiões de plastificação da Estaca AEG-06, 11º estágio de carregamento	102
Figura 5.15	Previsão da curva Carga x recalque da Estaca AEG-06 obtido pelo software RS2	102
Figura 5.16	Geometria definida no RS3 para simulação da Estaca AEG-06	103
Figura 5.17	Condições de contorno do Software RS3 da Estaca AEG-06	105
Figura 5.18	Malha padrão do Software RS3 para Estaca AEG-06	105
Figura 5.19	Saída gráfica do Software RS3 para deslocamentos totais para Estaca AEG-06	106
Figura 5.20	Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca AEG-06	108
Figura 5.21	Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca AEG-01	109
Figura 5.22	Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca AEG-03	109
Figura 5.23	Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca E-11	110
Figura 5.24	Comparação percentual das previsões da Q_{ult} por diversos métodos para as 4 estacas pesquisadas	111
Figura 5.25	Comparação percentual das previsões de recalque por diversos métodos das estacas analisadas	112
Figura 6.1	Correlação entre a carga resistida pelas subcamadas rochosas e a relação L/D da estaca	115
Figura 6.2	Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca AEG-13	117
Figura 6.3	Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca V-AEG-06	118
Figura 6.4	Carga de ruptura extrapoladas a partir do método de Van der Veen (1953) das Estacas a) AEG-13 e b) V-AEG-06	119
Figura 6.5	Validação da correlação entre a carga resistida pelas subcamadas rochosas e a relação L/D da estaca	120

Figura 6.6	Comparação da capacidade de carga última das estacas de validação pelo método proposto pela pesquisa com os resultados das PCE's	121
Figura 6.7	Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca AEG-13	122
Figura 6.8	Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca V-AEG-06	123
Figura 6.9	Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos para as 2 estacas de validação	124
Figura 6.10	Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos para as estacas pesquisadas e de validação	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes de correlação α e k entre resistência de fuste da estaca e resistência à compressão uniaxial da rocha branda	30
Tabela 2.2 – Influência da limpeza do fuste no ângulo de atrito da interface	32
Tabela 2.3 – Grau de rugosidade do fuste	32
Tabela 2.4 – Índice de rugosidade das descontinuidades j_r	36
Tabela 2.5 – Índice de alteração da superfície de descontinuidade j_a	36
Tabela 2.6 – Valores de k_{sq}	39
Tabela 2.7 – Fator de forma e rigidez C_d para cálculo de deformações de carregamentos em superfícies elásticas	47
Tabela 2.8 – Estimativas de campo da resistência uniaxial da rocha intacta σ_{ci}	50
Tabela 2.9 – Valores da constante m_i , por grupo de rochas	51
Tabela 2.10 – Guia para estimar o grau de perturbação do maciço D	54
Tabela 3.1 – Localização das estacas pesquisadas	58
Tabela 3.2 – Resumo dos métodos de dimensionamento de estacas escavadas em rocha citados em Mascarenhas (2018)	61
Tabela 4.1 – Características das estacas estudadas	65
Tabela 4.2 – Grau de alteração de rochas	67
Tabela 4.3 – Grau de fraturamento de rochas	67
Tabela 4.4 – Grau de coerência de rochas	67
Tabela 4.5 – Cargas de Ruptura e Fator de segurança (FS) pelo método de Van der Veen	74
Tabela 4.6 – Grau de coerência (DNER, 1997) x Resistência uniaxial da rocha intacta (Marinos e Hoek, 2000)	75
Tabela 4.7 – Peso RMR para parâmetro da rocha intacta	76
Tabela 4.8 – Peso RMR para parâmetro RQD	76

Tabela 4.9 – Grau de fraturamento (DNER, 1997) x espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1989)	76
Tabela 4.10 – Grau de alteração (DNER, 1997) x padrão das descontinuidades (Bieniawski, 1989)	77
Tabela 4.11 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca AEG-06	77
Tabela 4.12 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca AEG-01	78
Tabela 4.13 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca AEG-03	78
Tabela 4.14 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca E-11	79
Tabela 5.1 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Ladanyi (1977)	82
Tabela 5.2 – Valores de resistência e deformabilidade de arenitos pelo método de Pells e Turner (1979)	83
Tabela 5.3 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Pells e Turner (1979)	84
Tabela 5.4 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Kulhawy e Goodman (1987)	87
Tabela 5.5 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Rowe e Armitage (1987a)	89
Tabela 5.6 – Ângulo de atrito do maciço rochoso em função do RQD	90
Tabela 5.7 – Fator de redução de recalque devido ao embutimento	90
Tabela 5.8 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Goodman (1989)	90
Tabela 5.9 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Williams (1980b)	95

Tabela 5.10 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Horvath (1983)	95
Tabela 5.11 – Valores de C	96
Tabela 5.12 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Décourt e quaresma (1982)	96
Tabela 5.13 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Mascarenhas (2018)	97
Tabela 5.14 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo Software RSPile	98
Tabela 5.15 – Correlações semiempíricas para determinação dos parâmetros de solos através do N_{SPT}	100
Tabela 5.16 – Previsões da capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo Software RS2.....	103
Tabela 5.17 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo Software RS3 ...	106
Tabela 5.18 – Comparação das previsões da capacidade de carga última das estacas em relação aos valores obtidos a partir das provas de carga	107
Tabela 5.19 – Comparação das previsões de recalque das estacas analisadas	112
Tabela 6.1 – Características das estacas estudadas e o valor do GSI médio da subcamada rochosa	114
Tabela 6.2 – Parcelas de cargas resistidas pelas subcamadas de solo e rocha	115
Tabela 6.3 – Características das estacas de validação	117
Tabela 6.4 – Cargas de Ruptura e Fatores de segurança (FS) pelo método de Van der Veen	119
Tabela 6.5 – Carga resistida pelas subcamadas de solo e rocha para as estacas de validação	119
Tabela 6.6 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica GSI para as estacas de validação	120
Tabela 6.7 – Capacidade de carga última das estacas de validação pelo método proposto pela pesquisa	121

Tabela 6.8 – Comparação das previsões da capacidade de carga última das estacas de validação em relação aos valores obtidos a partir das provas de carga	122
---	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS E SÍMBOLOS

α	Coeficiente de correlação entre resistência lateral e resistência à compressão uniaxial
β	Coeficiente que depende da rugosidade que varia entre 0,3 e 0,9
ΔD	Variação do diâmetro nominal da estaca por conta das rugosidades
$\overline{\Delta_r}$	Profundidade média das ranhuras no fuste
μ	Constante elástica
ν_c	Coeficiente de Poisson do concreto da estaca
ν_m	Coeficiente de Poisson do maciço rochoso
ρ	Recalque
σ_c	Resistência a compressão uniaxial do maciço rochoso
σ_{ci}	Resistência a compressão uniaxial da rocha intacta
σ_n	Tensão normal radial de confinamento aplicada na interface
σ_{3n}	Tensão principal menor normalizada pela resistência da rocha intacta
$\sigma'_{3máx}$	Tensão principal menor máxima
σ_{total}, σ_t	Tensão total resistida pela estaca
σ_y, σ_p	Tensão resistida pela ponta da estaca
τ_f, f_{su}	Tensão lateral unitária
τ_r	Tensão residual de cisalhamento na interface estaca-rocha
τ_{ult}	Resistência lateral unitária da rocha
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo/rocha pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb
ϕ'_f	Ângulo de atrito da interface estaca-rocha
ϕ'_r	Ângulo de atrito residual efetivo da interface estaca-rocha
a	Parâmetro de resistência do maciço rochoso pelo critério de Hoek-Brown / raio da estaca
b	Coeficiente na fórmula do método de Horvath (1983)
A_p	Área da seção transversal da estaca
B	Raio da estaca
C	Constante para o método de Décourt e Quaresma (1982)
c'	Intercepto coesivo efetivo do critério de ruptura de Mohr-Coulomb
C_d	Fator de forma e rigidez

CPT	Ensaio de penetração de cone (Cone Penetration Test)
D	Diâmetro nominal da estaca / Grau de perturbação nas fórmulas de parâmetro de resistência do critério de Hoek-Brown
DMT	Ensaio dilatométrico
d_r	Fator de geometria da estaca para o método de Ibañez e Quevedo (2011)
e	Número de Euler
E_c	Módulo de deformabilidade do concreto da estaca
E_i	Módulo de deformabilidade da rocha intacta
E_m	Módulo de deformabilidade do maciço rochoso
E_r	Módulo de deformabilidade da rocha
F_p	Fator de segurança relativo a recalque
f_b	Componente não linear da tensão na ponta
f_{b1}	Componente não linear da tensão na ponta para recalque de 1%
f_{be}	Tensão de ponta elástica
F_{ck}	Resistência característica do concreto
f_{se}	Tensão lateral elástica
f_{su}	Tensão lateral última
G_i	Módulo cisalhante da rocha intacta
G_m	Módulo cisalhante do maciço rochoso
GSI	Índice de classificação geológica (Geological Strength Index)
I_p	Fator de influência de recalque
i_o	Inclinação da rugosidade em relação ao eixo da tensão de cisalhamento
j_a	Índice de alteração da superfície de descontinuidade de rocha
JCS	Resistência a compressão da descontinuidade de rocha
j_r	Índice de rugosidade das descontinuidades de rocha
JRC	Coefficiente de rugosidade da descontinuidade de rocha
k	Coefficiente de correlação entre resistência lateral e resistência à compressão uniaxial
k_n	Rigidez normal
k_s	Rigidez de cisalhamento
k_{sq}	Fator de qualidade da rocha em função do RQD
l	Espaçamento entre juntas
L, L_E	Comprimento do trecho da estaca embutida em rocha

L_s	Comprimento nominal do perfil lateral do fuste
L_t	Comprimento do perfil lateral do fuste incluindo a variação das rugosidades
m_b	Parâmetro de resistência do maciço rochoso pelo critério de Hoek-Brown
m_i	Parâmetro de resistência da rocha intacta para critério de Hoek-Brown
n	Fator de redução
N_ϕ	Fator de capacidade de carga
NA	Nível de água
N_c	Fator de capacidade de carga
N_s	Fator de capacidade de suporte
N_{SPT}	Número de golpes realizados em uma camada em um ensaio de sondagem a percussão.
P_p	Perímetro da seção da estaca
PCE	Prova de carga estática
Q	Carga vertical transferida para estaca / Classificação geomecânica de Barton et al. (1974)
Q_b	Carga de ponta da estaca
Q_{be}	Carga na ponta elástica
Q_d	Carga a ser transferida 100% para lateral
Q_e	Carga total elástica
Q_s	Carga transmitida para lateral
Q_{se}	Carga transmitida para lateral de forma elástica máxima
Q_{ult}	Capacidade de carga última da estaca
$Q_{ult-PCE}$	Capacidade de carga última da estaca obtida por PCE
Q_{pult}	Resistência de ponta da estaca
Q_{fult}	Resistência lateral do fuste
q_p	Resistência de ponta
q_s	Resistência última de adesão lateral
RF	Profundidade média das ranhuras da rugosidade
r_i	Raio interno do cilindro de rugosidades do fuste
r_e	Raio externo do cilindro de rugosidades do fuste
r_s	Raio nominal do fuste
RQD	Índice de qualidade de rocha
RMR	Índice de classificação geomecânica

s	Parâmetro de resistência do maciço rochoso pelo critério de Hoek-Brown
SPT	Ensaio de sondagem a percussão (Standard Penetration Test)
SRF	Resistência a compressão uniaxial na superfície da descontinuidade

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	Necessidade de um novo método	24
1.2	Objetivos	25
1.3	Organização da dissertação	25
2	FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ROCHA	27
2.1	Capacidade de carga axial	27
2.1.1	<i>Contribuição da resistência lateral do fuste</i>	28
2.1.1.1	<i>Modelos de comportamento cisalhante.....</i>	33
2.1.2	<i>Mobilização de resistência de ponta</i>	37
2.2	Distribuição de tensões em fundações profundas	39
2.3	Métodos para dimensionamento de estacas	41
2.3.1	<i>Deformação axial</i>	44
2.4	Módulo de deformabilidade	47
2.5	Classificações geomecânicas	48
2.6	Estimativa de parâmetros de resistência da rocha	49
2.7	Cargas de elevação	52
2.8	Cargas laterais	52
2.9	Critérios de ruptura	53
3	MATERIAIS E MÉTODOS	57
3.1	Metodologia	57
3.2	Escolha dos locais dos dados estudados	57
3.3	Dados coletados	58
3.4	Previsões da capacidade de carga por métodos da literatura	60
3.5	Proposta de determinação da capacidade de carga de estacas escavadas em rocha branda	63
3.6	Comparação entre previsões da capacidade de carga pela proposta da pesquisa e métodos da literatura	64
4	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SUBSOLOS DOS LOCAIS DO ESTUDO, DA GEOMETRIA DAS ESTACAS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PCES COLETADAS	65
4.1	Caracterização das estacas	65

4.2	Caracterização do maciço	65
4.3	Resultados das provas de cargas estáticas	71
4.4	Classificações geomecânicas	74
5	PREVISÕES DA CAPACIDADE DE CARGA POR PROPOSTAS DA LITERATURA	81
5.1	Ladanyi (1977)	81
5.2	Pells e Turner (1979)	82
5.3	Kulhawy e Goodman (1987)	84
5.4	Rowe e Armitage (1987a)	87
5.5	Goodman (1989)	89
5.6	Williams (1980b)	91
5.7	Horvath (1983)	95
5.8	Décourt e Quaresma (1982)	96
5.9	Mascarenhas (2018)	97
5.10	Softwares utilizados	97
5.10.1	<i>RSPile</i>	97
5.10.2	<i>RS2</i>	98
5.10.3	<i>RS2</i>	103
5.11	Comparação entre as previsões, simulações e as Provas de Cargas Estáticas	106
6	DESENVOLVIMENTO DE UMA PROPOSTA PARA PREVISÃO DE Q_{ult} DE ESTACAS TIPO RAIZ EM ARENITO E VALIDAÇÃO	114
6.1	Desenvolvimento da proposta	114
6.2	Validação da proposta	116
6.3	Comparação de previsões da literatura e da proposta da pesquisa	122
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	126
7.1	Conclusões	126
7.2	Sugestões para pesquisas futuras	127
	REFERÊNCIAS	128

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas: importância de se prever o comportamento das estacas raiz embutidas em rochas, a descrição dos objetivos gerais e específicos e a organização da dissertação.

1.1 Necessidade de um novo método.

Segundo Kulhawy e Goodman (1980), normalmente a capacidade última de carga, ou de suporte, de projeto de estacas é estimada via normas, correlações empíricas, análises teóricas e provas de carga em escala real. Métodos esses que utilizam parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade como também de parâmetros dos elementos estruturais em contato com o solo ou rocha.

Com a evolução das necessidades humanas, o porte das obras tem aumentado, com prédios cada vez mais altos, transferindo cargas mais elevadas para as fundações das edificações. Neste contexto, se observa a necessidade do melhor entendimento de fundações assentes nos mais diversos tipos de materiais como em rochas, por exemplo.

No dimensionamento de fundações apoiadas em rochas competentes, dependendo do nível de carga submetido, a principal questão é verificar a resistência do elemento estrutural em si. Já em rochas brandas, deve-se avaliar, também, o maciço rochoso que receberá o carregamento. Vale mencionar que a capacidade última de carga, em caso de estaca escavada com embutimento em rocha branda, pode ter, como principal fator, a resistência lateral na interface.

Para a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade necessários ao dimensionamento de fundações superficiais ou profundas em solo, realizam-se investigações geológicas e geotécnicas, em geral, de campo e, em situações específicas, de laboratório. Diversos são os tipos de ensaios de campo que podem ser utilizados para investigar o solo como sondagens à percussão (SPT), Ensaio de Penetração do Cone (CPT), Dilatométrico (DMT), Compressão Triaxial e Cisalhamento Direto. No caso específico de estacas embutidas em rochas brandas as investigações são mais complexas, de custos, em geral mais elevados e demoradas. Neste caso, conceitos de mecânica das rochas como as classificações geomecânicas, sistema GSI (Hoek, 1994), para obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço rochoso são essenciais para entendimento do comportamento de fundações em estacas com trecho embutida em rocha.

Pells e Turner (1980) ressaltam duas diferenças entre a maioria dos solos e a maioria das rochas que afetam na forma de cálculo da capacidade de carga. A primeira se dá devido as rochas, em geral, terem um comportamento frágil, ou seja, após sua ruptura a resistência diminui apresentando valores residuais enquanto o solo tem um comportamento dúctil. A outra diferença seria a presença de descontinuidades que afetam o comportamento de um maciço rochoso. Esse tipo de fenômeno praticamente não existe em solos. Deste modo, Pells e Turner (1980) desaconselha o uso de metodologias de cálculo de capacidade de carga de solos aplicados em situações de rochas para a maioria dos casos.

1.2 Objetivos

Esse trabalho tem o objetivo desenvolver uma formulação empírica para previsão de capacidade de carga de estacas raiz embutidas em rochas brandas baseada na proposta Mascarenhas (2018). Os objetivos específicos deste trabalho são os seguintes:

- Realizar a Caracterização geotécnica dos subsolos dos locais estudados realizando se inclusive as classificações geomecânicas dos maciços rochosos
- Apresentar os resultados das extrapolações das PCE's coletadas.
- Comparar estimativas de capacidade de carga por métodos semiempíricos com as estimativas de capacidade de carga efetuadas partir da extrapolação de ensaios de prova de carga;
- Desenvolver a formulação empírica proposta para estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em rochas;
- Comparar as estimativas de capacidade de carga efetuadas por métodos disponíveis na literatura para estacas embutidas em rochas e por métodos numéricos com os resultados obtidos a partir da formulação empírica proposta;
- Realizar a validação da formulação empírica proposta.

1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação está estruturada em sete capítulos. No segundo capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica que fundamenta a base teórica relacionada à capacidade de carga axial para fundações profundas abordando: a contribuição da resistência lateral do fuste, a mobilização da resistência de ponta e a distribuição das tensões profundas. Também são apresentados os principais métodos para dimensionamento de estacas embutidas em rochas,

bem como aborda-se o módulo de deformabilidade, classificações geomecânicas e metodologias para estimativas de parâmetros de rochas.

A metodologia utilizada na pesquisa é apresentada no terceiro capítulo. São descritas detalhadamente: as etapas de desenvolvimento do trabalho, os locais da área de estudo, o monitoramento dos dados coletados e apresentação dos métodos da literatura para previsão de capacidade de carga em estacas embutidas em rochas.

No quarto capítulo são apresentados a caracterização geotécnica dos subsolos dos locais estudados realizando se inclusive as classificações geomecânicas dos maciços rochosos, detalhamento das características geométricas das estacas, e os resultados das extrapolações das PCE's coletadas.

São realizadas as previsões da capacidade de carga por cada proposta da literatura no quinto capítulo. As previsões obtidas são comparadas com os valores obtidos de PCE's

No sexto capítulo é apresentado o desenvolvimento de uma proposta para estimativa da capacidade de carga de acordo com a geometria da estaca e classificação geomecânica do maciço rochoso e a validação da formulação proposta.

As conclusões da pesquisa indicando os resultados obtidos e os objetivos alcançados, bem como as sugestões para pesquisas futuras são apresentadas no sétimo capítulo.

2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ROCHA

Este capítulo faz explanações em relação a capacidade de carga axial para fundações profundas abordando: a contribuição da resistência lateral do fuste, a mobilização da resistência de ponta; a distribuição das tensões profundas. Também são apresentados os principais métodos para dimensionamento de estacas embutidas em rochas.

Para obtenção de certos dados utilizados nessa pesquisa e seus resultados, há a necessidade de discorrer sobre módulo de deformabilidade, classificações geomecânicas e metodologias para estimativas de parâmetros de rochas.

2.1 Capacidade de carga axial

Os maciços rochosos estão entre os materiais mais heterogêneos e anisotrópicos que a engenharia trabalha, por isso que segundo Kulhawy e Carter (1992), os métodos de dimensionamento de projetos de fundações assentes em rochas são, em sua maioria, empíricos.

Em momentos anteriores, quando se tinha dúvida, era comum se assentar a fundação em rocha (Kulhawy e Goodman, 1980). Isso se aplicava perfeitamente em obras que tinham pequenos carregamentos, assim, quando uma estaca escavada tinha sua ponta em contato com a rocha, levava-se em consideração somente a capacidade vertical de ponta da estaca. No entanto Quevedo (2015) não concorda com essa afirmação para casos de estacas embutidas em maciço de rochas brandas e, ou, fragmentadas, alteradas e falhadas.

Assim, com o aumento do porte da obra, Mascarenhas (2018) considera importante diferenciar o cálculo da capacidade de carga de estacas escavadas penetrando rochas, pois verifica-se que o atrito lateral entre o fuste da estaca e a rocha pode contribuir positivamente na capacidade final da estaca. Em rochas competentes a resistência lateral tende a ser indiferente por ter um comprimento de embutimento relativamente curto e a resistência de ponta ser consideravelmente mais elevada em relação à resistência lateral.

Segundo Mascarenhas (2018), para a estimativa da capacidade última do sistema estaca-rocha, devem-se considerar três cenários. O primeiro considerando somente a solicitação da resistência ao cisalhamento lateral. Essa situação ocorre quando não é possível o assentamento da ponta da estaca a um substrato firme, rocha excessivamente branda ou com detritos executivos na base da estaca. Vale mencionar que esta é uma situação que, em geral, conduz a adoção de estacas mais longas.

A segunda possibilidade seria dimensionar a estaca para que sua carga seja suportada exclusivamente pela ponta, desprezando assim a resistência lateral. Uma terceira possibilidade é considerar a resistência de ponta e lateral da estaca fazendo com que o comprimento total seja ajustado pela resistência lateral necessária ao equilíbrio.

A capacidade de carga Q_{ult} de uma fundação profunda é dada pela Expressão 2.1, onde Q_{pult} é a resistência de ponta da estaca e Q_{fult} é a resistência lateral do fuste.

$$Q_{ult} = Q_{pult} + Q_{fult} \quad (2.1)$$

2.1.1 Contribuição da resistência lateral do fuste

A resistência lateral de uma estaca em rocha passa por estágios durante o carregamento. O primeiro estágio ocorre com estaca aderida completamente a rocha e se dá no início do carregamento ou carregamentos totais pequenos. Neste caso, não há ruptura do sistema e as equações da teoria da elasticidade representam bem o comportamento do sistema. Com o acréscimo do carregamento, surgem pontos de concentração de tensão, tornando o sistema plástico. Acrescendo ainda mais o carregamento o terceiro estágio é alcançado, onde há ruptura da interação da estaca com a rocha e o sistema passa a ser residual. (Pease e Kulhawy, 1984)

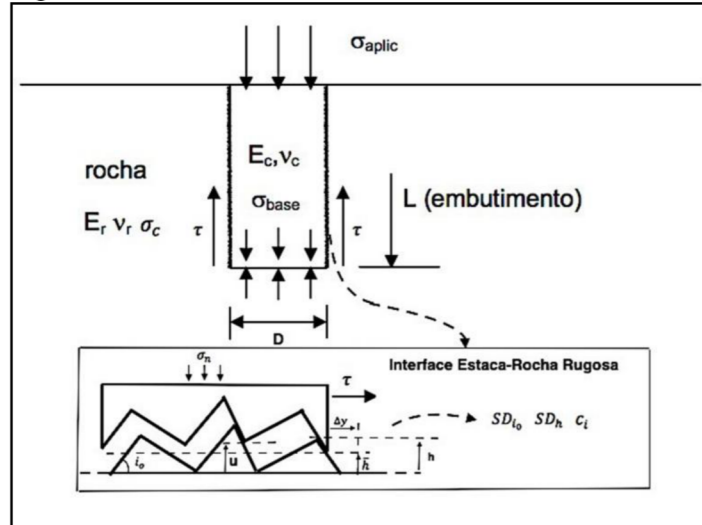
A previsão da resistência lateral de uma estaca embutida em rocha pode ser realizada utilizando modelos constitutivos que requerem, como dados de entrada, valores de tensões normais e cisalhantes no encontro estaca-rocha, intercepto de coesão, ângulo de atrito do maciço rochoso, e até alguma aferição de dilatância. A Figura 2.1 de Goodman (1989) apresenta as principais variáveis para o mecanismo de resistência lateral das estacas.

Assim Kulhawy e Carter (1992) entendem que embora os modelos constitutivos possam dar uma visão adequada do mecanismo básico da ruptura por cisalhamento, incluindo o desenvolvimento progressivo do deslizamento ao longo da superfície entre a estaca e a rocha, eles não são incorporados facilmente na prática da engenharia geotécnica de fundações. Procura-se então realizar relações empíricas entre a resistência lateral e parâmetros aferíveis. Assim Rosenberg e Journeaux (1976), Pells e Turner (1979), Williams et al. (1980a), Goodman (1989), Nunes e Castilhos (2002), além de outros pesquisadores, vincularam a resistência lateral da estaca ao valor da resistência à compressão uniaxial da rocha.

A resistência lateral do fuste embutido na rocha é dada pela Expressão 2.2 que depende do perímetro da seção da estaca P_p , do comprimento da estaca embutida na rocha L e

a resistência lateral unitária da rocha τ_{ult} que depende da resistência a compressão uniaxial do maciço rochoso σ_c .

Figura 2.1 – Mecanismo de resistência lateral de estacas



Fonte: adaptado de Goodman (1989).

$$Q_{fult} = P_p \cdot \tau_{ult} \cdot L \quad (2.2)$$

$$\tau_{ult} = \alpha \cdot \sigma_c^k \quad (2.3)$$

Onde α e k são coeficientes de correlação que variam de acordo com expressões obtidas por diversos autores como apresentado na Tabela 2.1. Em geral, quando a estaca contém trechos embutidos em rocha, a contribuição das camadas de solo para o valor final da resistência lateral é muito baixa, tende-se então, dependendo do projetista, desprezar as contribuições das camadas de solo.

Deve-se tomar um cuidado especial para diferenciar resistência do maciço rochoso e resistência da rocha intacta, Segundo Kulhawy e Carter (1992), relações como a Expressão 2.3 são atraentes para os projetistas devido à sua forma sucinta e dependência de uma única propriedade de índice facilmente medida, no entanto, há diferença entre a resistência da rocha intacta e de um complicado sistema do maciço rochoso. Vale ressaltar que há diferenças nos trabalhos em relação ao parâmetro de resistência de rocha a considerar, alguns indicam o uso da resistência da rocha intacta com a inclusão de fatores redutores comparando com a qualidade do maciço, outros já sugerem a importância de se calcular a resistência do maciço rochoso para inclusão de suas formulações.

Tabela 2.1 – Coeficientes de correlação α e k entre resistência de fuste da estaca e resistência à compressão uniaxial da rocha branda.

Referência	Material estudado	α	k
ROSENBERG e JOURNEAUX, 1976	Andesito extremamente fraturado e xisto	0,34	0,51
KENNEY, 1977	-	0,10	1,00
PELLS e TURNER, 1979	Xisto de Sidney Austrália	0,05	1,00
HORVATH e KENNEY, 1979	Arenito	0,21	0,50
REYNOLDS e KADERBECK, 1980	Calcário	0,30	1,00
WILLIAMS et al., 1980	Argilito	0,44	0,36
PELLS e TURNER, 1980	Arenito	0,12 a 0,18	1,00
KULHAWY e GOODMAN (1980)	-	0,15	1,00
HORVATH <i>et al.</i> , 1983	-	0,2 a 0,3 0,1	0,50 1,00
GUPTON e LOGAN, 1984	Rocha branda da Flórida	0,20	1,00
ROWE e ARMITAGE, 1984	-	0,40 0,08 – 0,45	0,57 1,00
CARTER e KULHAWY, 1988	-	0,20	0,50
REESE e O'NEIL, 1988	-	0,15	1,00
TOH et al., 1989	-	0,25	1,00
GOODMAN, 1989	-	0,09 – 0,28 ($\varphi = 27^\circ$)	1,00
ZHANG e EINSTEIN, 1998	-	0,04 – 0,2	1,00
NUNES e CASTILHOS, 2002	-	0,36	0,70

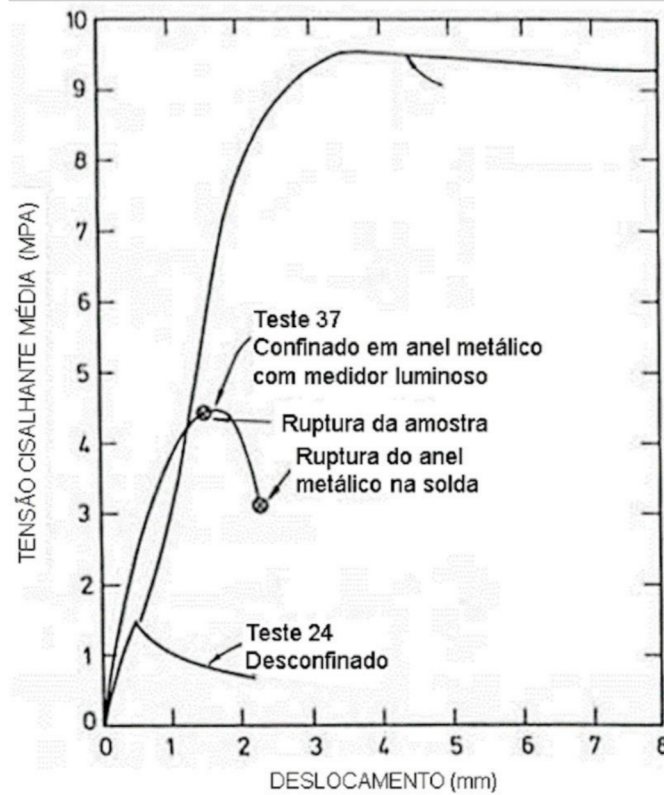
Fonte: Adaptado Mascarenhas (2018).

O nível de confinamento tem a sua importância, pois acarreta acréscimos de tensões normais à interface concreto-rocha contribuindo para maiores valores de resistências cisalhantes. A Figura 2.2 apresenta os resultados de uma série de ensaios laboratoriais em protótipos de estacas embutidas em blocos de arenito quadrados com dimensões de 300 mm e 560 mm realizados por Williams e Pells (1981). Nota-se que a resistência lateral mobilizada é função da rigidez do confinamento. Em relação à geometria da estaca, Williams e Pells (1981) observaram que a distribuição de cisalhamento ao longo da profundidade do embutimento da estaca na rocha não é uniforme, adotando assim uma tensão média.

Williams e Pells (1981) perceberam que dependendo do processo executivo, com uso maior ou menor de lama bentonita, pode-se ter uma superfície de contato entre a rocha e a estaca com menos preenchimentos o que aumenta a resistência ao cisalhamento na superfície rugosa. O aumento da tensão de cisalhamento é percebido pelo o aumento da tensão normal de confinamento σ_n que é aumentada quando há uma rugosidade mais elevada. Isso pode ser demonstrado observando a teoria de expansão de um cilindro infinito de Kenney (1977)

apresentada na Expressão 2.4, onde rugosidades maiores representam valores absolutos de ΔD maiores.

Figura 2.2 – Resultados de ensaios de laboratório apresentando o efeito de confinamento para o valor de resistência lateral para estacas embutidas em rochas.



Fonte: adaptado de Williams e Pells (1981).

$$\sigma_n = \frac{\Delta D}{D} \frac{E_m}{(1+\nu_m)} \quad (2.4)$$

Onde E_m é Módulo de deformabilidade e ν_m é o Coeficiente de Poisson do maciço rochoso. Williams e Pells (1981) obtiveram, através de testes triaxiais em modelos reduzidos de simulações da interface concreto-rocha, valores de ângulo de atrito e coesão para situações de interfaces limpas e preenchidas com bentonita. Conforme mostra a Tabela 2.2, a rugosidade afeta as tensões normais geradas pela dilatação e a limpeza da interface também contribui com os valores finais dos parâmetros de resistência lateral. Observaram também que a diminuição da resistência lateral ocorre de forma mais perceptiva em embutimentos pouco rugosos de arenitos executados com bentonita ou com discontinuidades úmidas em contato com a face do embutimento.

A rugosidade é uma variável influente no comportamento mecânico da estaca, assim Pells e Turner (1980) verificaram que a relação entre a resistência lateral última e a tensão

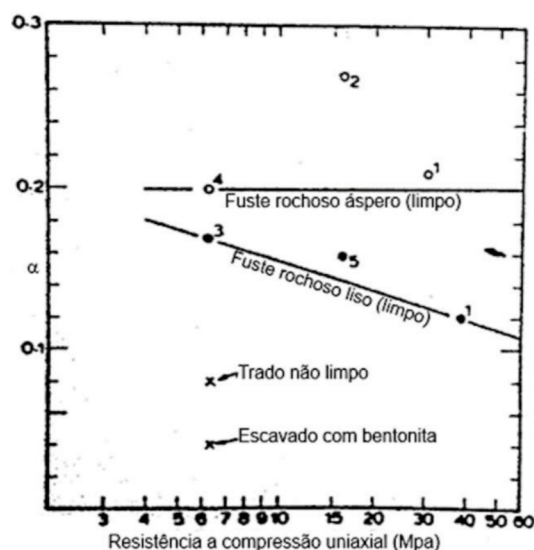
de compressão uniaxial do maciço rochoso não é única e essa depende do nível de rugosidade como apresentado na Figura 2.3, o valor de k na Expressão 2.3 seria igual a 1 e o α varia de acordo com a rugosidade. Propuseram também uma classificação para a rugosidade observada em seus modelos reduzidos de laboratório apresentada na Tabela 2.3.

Tabela 2.2 – Influência da limpeza do fuste no ângulo de atrito da interface

Condição da interface	Parâmetros de resistência			
	Pico		Residual	
	c' (MPa)	ϕ'	c' (MPa)	ϕ'
Limpa	4,0	39°	1,0	36°
Com bentonita	1,0	33°	1,0	32°

Fonte: Adaptado Williams e Pells (1981).

Figura 2.3 – Resistência da rocha versus parâmetro α



Fonte: adaptado de Pells e Turner (1980).

Tabela 2.3 – Grau de rugosidade do fuste

Rugosidade	Descrição
R1	Paredes laterais do embutimento lisas, ranhuras ou dentes menores que 1mm de profundidade
R2	Ranhuras com profundidade entre 1 e 4 mm, largura maior que 2 mm e espaçamento de 50 a 200 mm
R3	Ranhuras com profundidade entre 4 e 10 mm, largura maior que 5 mm, espaçamento de 50 a 200 mm
R4	Ranhuras ou ondulações de profundidades maiores que 10 mm, largura maior que 10 mm, espaçamento de 50 a 200 mm

Fonte: Pells e Turner (1980).

A rugosidade foi então quantificada por experimentos realizados por Horvath et al. (1983) pela definição do fator de rugosidade, RF pela Expressão 2.5

$$RF = \frac{\overline{\Delta_r} L_t}{r_s L_s} \quad (2.5)$$

Onde $\overline{\Delta_r}$ é a profundidade média das ranhuras, r_s raio nominal do fuste, L_t comprimento do perfil lateral do fuste incluindo a variação de rugosidades, L_s Comprimento nominal do perfil lateral do fuste (sem rugosidades).

Usando o fator de rugosidade RF, a Expressão 2.3 foi reescrita por Horvath (1982) conforme Expressão 2.6.

$$\tau_{ult} = 0,8 \cdot \sigma_{ci} RF^{0,45} \quad (2.6)$$

A partir de conceitos da resistência das discontinuidades das rochas, pode-se calcular a tensão residual de cisalhamento τ_r pela Expressão 2.7, onde ϕ'_r é o ângulo de atrito residual da interface estaca-rocha.

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi'_r \quad (2.7)$$

Williams e Pells (1981) observaram resultados de ensaios realizados em argilito de Melbourne e arenito de Hawkersbury realizados por diversos métodos de escavação. Notou-se que a relação entre a resistência lateral residual obtida na Expressão (2.7) com a resistência lateral última obtida na Expressão (2.3) gira em torno de 1 para os argilitos em diversos métodos construtivos. No caso dos arenitos, também se aproxima de 1 somente em métodos construtivos que acarretam um nível mínimo de rugosidade. Concluíram assim que os parâmetros dominantes para o cálculo da resistência lateral são a resistência uniaxial, módulo de deformabilidade do maciço rochoso e um pequeno grau de rugosidade para evitar ruptura abrupta do cisalhamento lateral.

2.1.1.1 Modelos de comportamento cisalhante

No estudo de mecânica das rochas foram realizados trabalhos como de Patton (1966), Barton (1973), Barton e Choubey (1977) que estudaram os modelos para criação do

comportamento cisalhante das discontinuidades em maciços rochosos. Isso influenciou bastante os primeiros estudos de cálculo da mobilização da resistência lateral no fuste da estaca embutida na rocha.

Ladanyi e Domingue (1980) utilizaram o modelo constitutivo elaborado por Patton (1966) representado na Expressão 2.8 onde σ_n é a tensão normal radial aplicada na interface, ϕ'_r é o ângulo de atrito da interface e i_0 corresponde à inclinação da ranhura com relação ao eixo da tensão de cisalhamento, cujos detalhes são apresentados na Figura 2.4. A partir da teoria da expansão elástica, Ladanyi e Domingue (1980) chegaram na expressão 2.9 para o cálculo da carga vertical Q que depende do recalque ρ e das expressões 2.10 e 2.11 que depende dos raios internos e externos do cilindro das rugosidades.

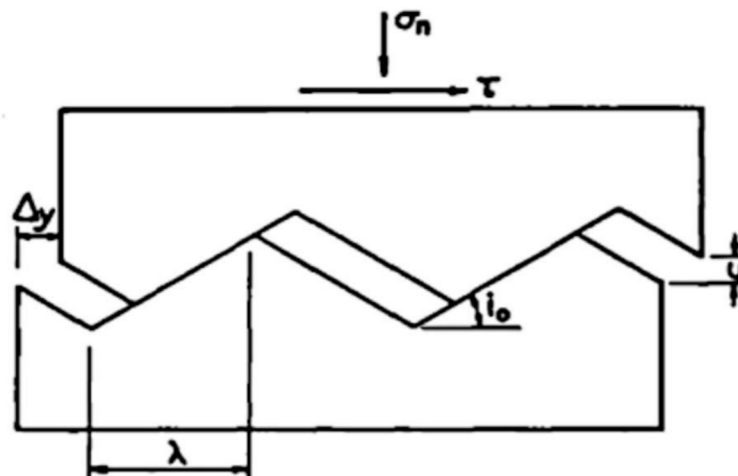
$$\tau_{ult} = \sigma_n \cdot \tan(\phi'_r + i_0) \quad (2.8)$$

$$Q = 2\pi \cdot L_E \cdot \alpha \cdot E_m \cdot \rho \cdot \tan(\phi'_r + i_0) \cdot \tan(i_0) \quad (2.9)$$

$$\alpha = \frac{1-\beta}{(1+\nu_m)[\beta(1-2\nu_m)+1]} \quad (2.10)$$

$$\beta = \left(\frac{r_i}{r_e}\right)^2 \quad (2.11)$$

Figura 2.4 – Idealização geométrica da interface rocha-estaca



Fonte: Pease e Kuhalwy (1984).

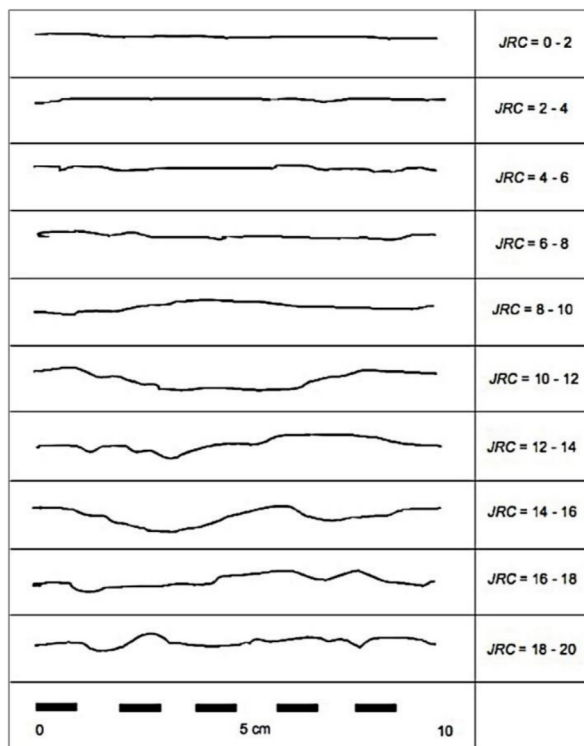
A expressão 2.12 foi obtida por Goodman (1989) para cálculo da resistência lateral última relacionando com o ângulo de atrito da interface e a resistência uniaxial, onde β varia

em torno de 0,3 e 0,9 dependendo da rugosidade do fuste. Para rochas competentes, Goodman (1989) observou que a resistência lateral última sempre dava inferior a 5% da resistência da rocha intacta.

$$\tau_{ult} = \sigma_c \frac{\beta}{2 \tan(45^\circ + \phi_r/2)} \quad (2.12)$$

Outros pesquisadores, como Zhang e Einstein (1998), partiram do modelo constitutivo de Barton (1973), ou atualizações deste como Barton et al. (1974), base para o sistema de classificação geomecânica Q de Barton, que por sua vez, é base do sistema mais moderno de classificação geomecânica, “*Geological Strength Index*” (GSI) (Hoek et al, 1995). Barton (1973) baseia-se em um modelo empírico não linear para a resistência das descontinuidades das rochas. No seu modelo foram incluídos os conceitos de coeficiente de rugosidade da descontinuidade (JRC, Joint Roughness Coefficient), determinada por comparação pela Figura 2.5; resistência à compressão da descontinuidade (JCS, Joint Compressive Strength) que pode ser substituído pelo valor da resistência da rocha intacta; índice de rugosidade das descontinuidades (j_r), presente na Tabela 2.4 e índice de alteração da superfície de descontinuidade (j_a) constante na Tabela 2.5.

Figura 2.5 – Determinação de JRC



Fonte: Adaptado Barton e Choubey (1977).

Tabela 2.4 – Índice de rugosidade das descontinuidades j_r

Condição de rugosidade das paredes	j_r
a. Paredes das descontinuidades em contato	
b. Paredes das descontinuidades em contato com deslocamentos diferenciais < 10 cm	
A. Descontinuidades não persistentes	4
B. Descontinuidades rugosas ou irregulares, onduladas	3
C. Descontinuidades lisas e onduladas	2
D. Descontinuidades polidas e onduladas	1,5
E. Descontinuidades rugosas ou irregulares e planas	1,5
F. Descontinuidades lisas e planas	1
G. Descontinuidades polidas ou estriadas e planas	0,5
c. Sem contato entre as paredes das descontinuidades quando cisalhadas	
H. Descontinuidades preenchidas com material argiloso	1
I. Descontinuidades preenchidas com material granular	1

Notas: 1 – Acrescentar 1,0 se o espaçamento entre as descontinuidades for > 3 m.

2 - $j_r = 0,5$ no caso de descontinuidades planas e estriadas e com orientação na direção da tensão mínima.

Fonte: Adaptado Barton et al. (1974).

Tabela 2.5 – Índice de alteração da superfície de descontinuidade j_a

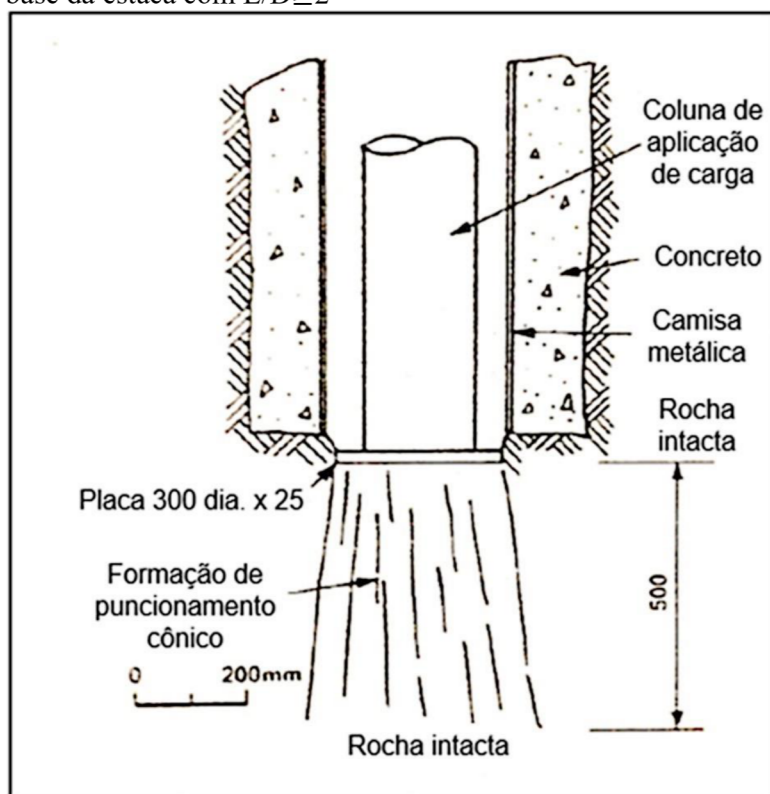
Condição de alteração das paredes	j_a	$\phi_r(^{\circ})$
a. Descontinuidades com contato rocha/rocha e sem deslocamento relativo entre as paredes		
A. Paredes duras, compactas, com preenchimento de materiais impermeáveis	0,75	-
B. Descontinuidades sem alteração, pigmentação superficial incipiente	1	25-35
C. Paredes levemente alteradas; películas de materiais arenosos ou minerais abrasivos	2	25-30
D. Paredes com películas de material siltoso com pequena fração argilosa	3	20-25
E. Paredes com películas de material mole (micas, clorita, talco, gesso, grafite etc.), eventualmente com minerais expansivos	4	8-16
b. Descontinuidades com contato rocha/rocha e com deslocamento relativo incipiente entre as paredes (deslocamento diferencial inferior a 10 cm)		
F. Paredes com partículas arenosas, fragmentos de rocha etc.	4	25-30
G. Paredes com preenchimento contínuo e poucos espessos (< 5 mm) de material argiloso fortemente sobreendensado	6	16-24
H. Paredes com preenchimento contínuo e pouco espesso (< 5 mm) de material argiloso pouco ou medianamente sobreendensado.	8	12-16
I. Paredes com preenchimento de materiais argilosos expansivos; valores variáveis com a porcentagem dos argilo-minerais expansivos presentes e com a ação conjugada da água intersticial.	8-12	6-12
c. Descontinuidades sem contato rocha/rocha e com deslocamento relativo entre as paredes		
J. Zonas de preenchimento com fragmentos de rocha	6	
K. Rocha e material argiloso (ver G, H e J para caracterizar as condições das argilas)	8	
L. Material argiloso (ver G, H e J para caracterizar as condições das argilas)	8-12	6-24
M. Zonas de preenchimento com material arenoso ou siltoso-argiloso, sendo pequena a fração argilosa	5	
N. Zonas contínuas de preenchimento com material argiloso	10-13	
O. e R. (ver G, H e J para a condição das argilas)	6-24	

Fonte: Adaptado Barton et al. (1974).

2.1.2 Mobilização de resistência de ponta

Nas provas de cargas em estacas realizadas por Williams et al. (1980b) em argilito com solicitação apenas de ponta. Observou-se que quando não havia embutimento na rocha, a ruptura ocorria de forma abrupta e que quanto maior o comprimento do embutimento, maior a resistência da ponta o que caracteriza no final uma ruptura por puncionamento conforme apresentado na Figura 2.6

Figura 2.6 – Mecanismo típico de ruptura por puncionamento na base da estaca com $L/D \geq 2$



Fonte: Adaptado Williams et al. (1980b).

Para cálculo de capacidade de carga de ponta, Pells e Turner (1980) abordaram de três formas diferentes: o primeiro assumindo que a rocha tem um comportamento plástico e obedecendo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o segundo analisando o grau de fragilidade da rocha utilizando o modelo de Bell (1915) e por último adotando-se a teoria da expansão da cavidade de rocha com esmagamento ou fissuração devido ao carregamento na estaca.

O Método plástico, utilizando o critério de ruptura de Mohr-coulomb, adotando a solução de Terzaghi e simplificações feitas por diversos autores como Das (2011), chega-se à expressão (2.13) para a capacidade de carga na ponta (Q_{pult})

$$Q_{pult} = \sigma_c \frac{N_c}{2\sqrt{N_\phi}} \quad (2.13)$$

Onde:

$$N_c = \frac{228+4,3\phi'}{40-\phi'} \quad (2.14)$$

$$N_\phi = \tan^2(\phi'/2 + 45^\circ) \quad (2.15)$$

O Método modificado de Bell (1915), representado pela expressão 2.16, considera que a rocha, sob a ponta da estaca, tem resistência com comportamento residual. Em outras palavras, a rocha já teria sofrido ruptura e a capacidade de carga na ponta é obtida através de parâmetros de resistência residuais.

$$Q_{pult} = 2c' \cdot \tan^3(\phi'/2 + 45^\circ) \quad (2.16)$$

O Método da expansão de cavidade da zona alterada sob a fundação é o mais completo dos três, considera-se o recalque ρ , o raio B da fundação e o módulo de deformabilidade E_m da rocha. No entanto, nas provas de cargas realizadas em estacas apoiadas em arenitos por Pells e Turner (1980), o método modificado de Bell (1915) foi o mais concordante.

Entre diversos métodos de cálculo da resistência de ponta, apresenta-se na expressão (2.17) o método de Ibañez e Quevedo (2011) desenvolvido em uma proposta de norma cubana para dimensionamento de fundações profundas. Os dados de entrada são: área da seção transversal da estaca A_p , resistência a compressão simples da rocha intacta σ_{ci} , fator k_{sq} apresentado na Tabela 2.6 em função da qualidade da rocha definida por RQD observado no ensaio de sondagem rotativa, d_r calculado na expressão (2.18) em função do comprimento da estaca na rocha L_E e do diâmetro D da estaca.

$$Q_{pult} = A_p \cdot \sigma_{ci} \cdot k_{sq} \cdot d_r \quad (2.17)$$

$$d_r = (1 + 0,4 \cdot \frac{L_E}{D}) \leq 3,5 \quad (2.18)$$

Tabela 2.6 – Valores de k_{sq}

Valores de RQD	Espaçamento das descontinuidades (m)	k_{sq}
$25 \leq RQD \leq 50$	0,06 – 0,2	0,1
$50 \leq RQD \leq 75$	0,2 – 1,6	0,3
$75 \leq RQD \leq 90$	1,6 – 2	0,75
$90 \leq RQD \leq 100$	>0,2	1

Fonte: Fernández et al. (2014).

2.2 Distribuição de tensões em fundações profundas

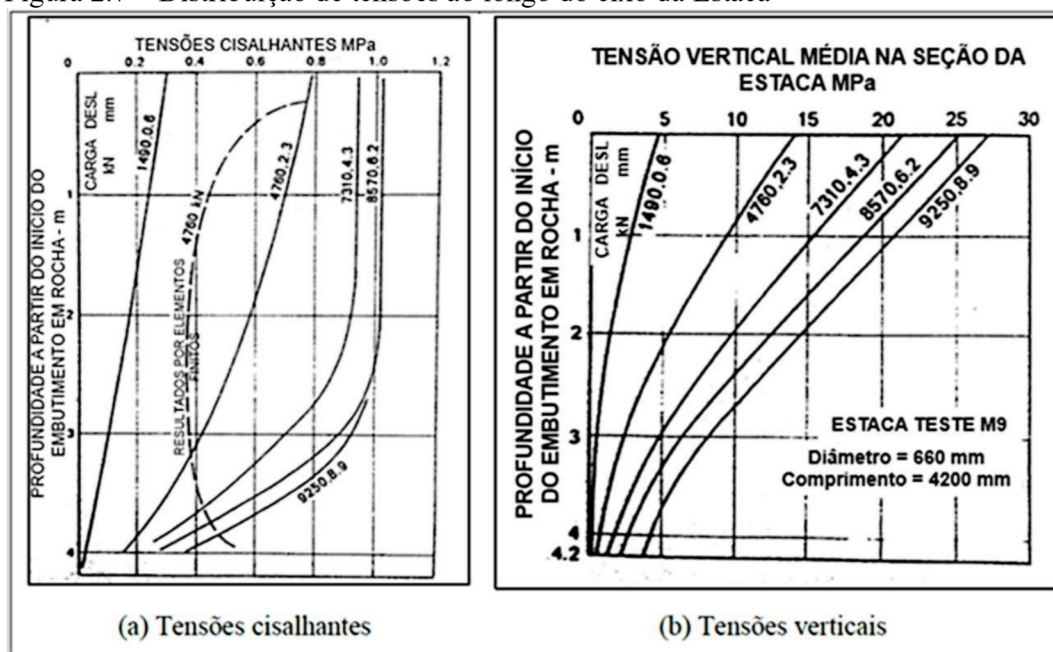
Para dimensionamento das estacas escavadas, inicialmente considerava-se a capacidade de carga resistida somente pela ponta ou uma distribuição arbitrária entre a lateral e a ponta. Kenney (1977) concluiu observando dados de estudos analíticos e ensaios que a distribuição do carregamento entre ponta e fuste depende da rigidez e da resistência da rocha e da estaca, geometria do embutimento e do vínculo desenvolvido entre a rocha e a estaca.

Os autores Ladanyi e Domingue (1980), Williams e Pells (1981), Rowe e Armitage (1987b) perceberam em seus estudos que o carregamento axial da estaca mobiliza inicialmente a resistência lateral para depois mobilizar a resistência de ponta da estaca. Assim Pells et al. (1978) evoluíram um método proposto por Rosenberg e Journeaux (1976) que assumem um valor máximo para a resistência lateral e o excedente é resistido pela ponta da estaca. Baseado em conceito de distribuição elástica de carga proposto por Osterberg e Gill (1973).

Para verificação de como é distribuída a mobilização das resistências da lateral e ponta da estaca, Williams et al. (1980a) instrumentaram estacas em argilitos com um grau de intemperização moderado e aplicaram alguns estágios de cargas. Nos resultados apresentados na Figura 2.7 de uma das estacas, observa-se que para baixos carregamentos, a tensão cisalhante é praticamente linear com a profundidade o que indica que a estaca está em regime elástico. Com o aumento da carga, o cisalhamento aumenta até chegar a uma faixa constante, passando de comportamento plástico para o último estágio que seria o residual. A partir do estágio residual, nota-se uma taxa mais elevada do aumento da tensão vertical, mostrando na prática a transição da mobilização da resistência da lateral para ponta da estaca.

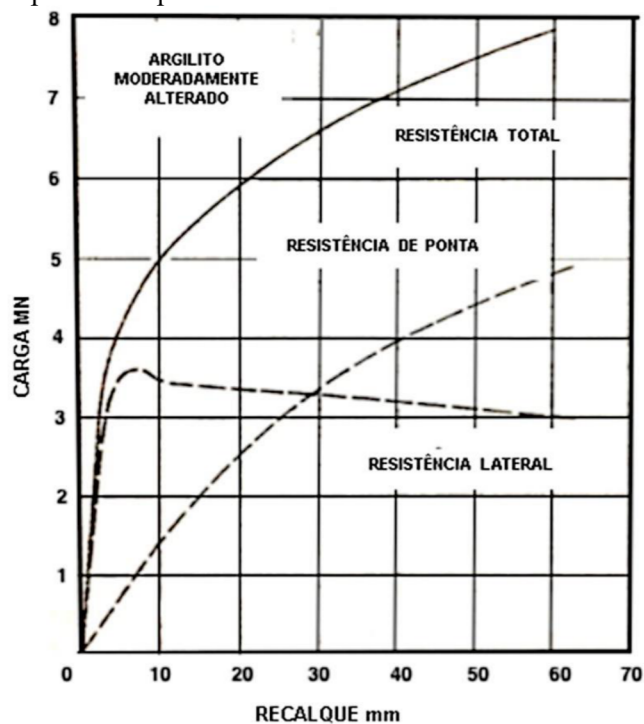
Na Figura 2.8 Williams et al. (1980a, b) apresentam resultados de ensaios com estacas solicitadas somente pela ponta, somente pela lateral ou ambas e observa-se que a resistência total é semelhante a soma da resistência lateral com a resistência de ponta.

Figura 2.7 – Distribuição de tensões ao longo do eixo da Estaca



Fonte: Adaptado Williams et al. (1980a).

Figura 2.8 – Relação entre carga de ponta, fuste e topo e recalque



Fonte: Adaptado Williams et al. (1980b).

Segundo Wyllie (1992) a relação do suporte desenvolvido na lateral do fuste embutido na rocha e o suporte na base da estaca depende do módulo de deformabilidade dos

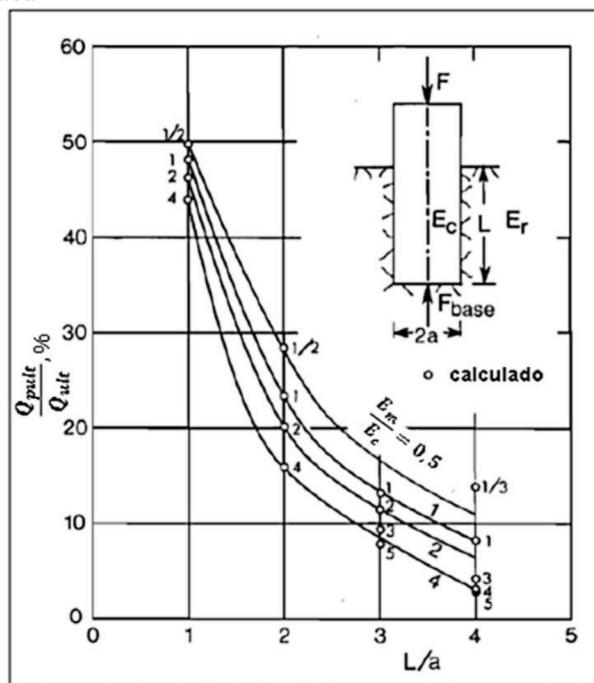
materiais em que a estaca está embutida e o do concreto, da carga aplicada e do método de escavação.

2.3 Métodos para dimensionamento de estacas

Em geral, os métodos para dimensionamento das estacas em rochas são conservadores, associado a um valor máximo de recalque que representa um deslocamento por atrito na interface estaca-rocha (Rowe e Armitage, 1987a). Para rochas competentes o dimensionamento é governado principalmente pela resistência estrutural da peça de concreto, diferentemente de rochas brandas, onde a capacidade de suporte da rocha é levada em consideração.

Há diversos métodos para dimensionamento do comprimento e diâmetro de estacas embutidas em rochas. Baseada na distribuição elástica de carga de Osterberg e Gill (1973). Foi proposto por Ladanyi (1977) uma metodologia de dimensionamento que depende essencialmente da taxa de embutimento da estaca na rocha e da razão entre os módulos de deformabilidade da rocha e do concreto conforme a Figura 2.9. Goodman (1989) evoluiu esse método implantando a análise das resistências de ponta e lateral máximas admissíveis e o cálculo de recalque na ponta da estaca.

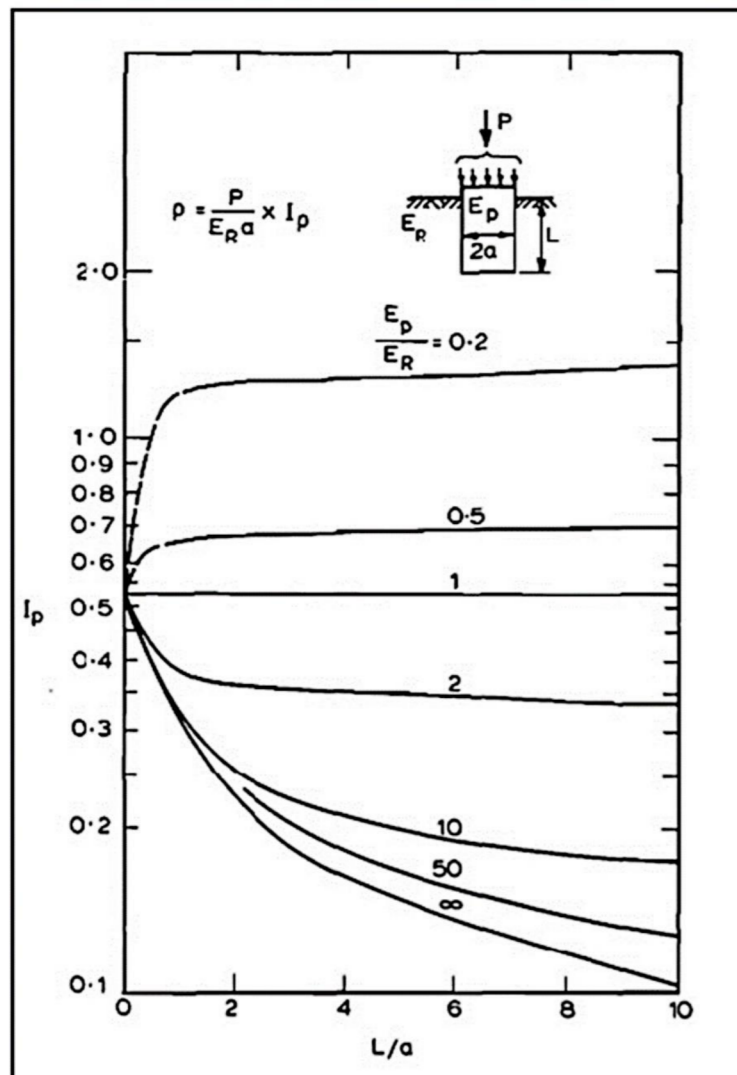
Figura 2.9 – Distribuição de carga na ponta em função da relação de embutimento L/R e da rigidez da rocha e estaca



Fonte: Ladanyi (1977).

O Método de Pells e Turner (1979) traz o benefício da estimativa de recalque da estaca, com o cálculo do fator de influência de recalque I_p , Figura 2.10. Os autores utilizaram recursos de análise numérica por elementos finitos para montagem de seus ábacos. Esse dimensionamento também é considerado em regime elástico, pois a estaca é dimensionada para que continue completamente solidária a rocha, sem deslizamento relativo.

Figura 2.10 – Fator de recalque I_p



Fonte: Pells e Turner (1979).

Os parâmetros geomecânicos são de extrema importância para estimativas de deformabilidade e resistência da rocha segundo Kulhawy e Goodman (1980), assim os autores elaboraram um método de dimensionamento utilizando RQD e resistência uniaxial da rocha intacta.

Como no método de Pells e Turner (1979), o Método de Rowe e Armitage (1987a) utilizou-se de análise de elementos finitos, fator de influência de recalque I_p e acrescentou uma análise de transferência de carga para ponta para diversas relações de módulos de deformabilidade de concreto e da rocha.

Williams et al. (1980a) aconselham trabalhar em regime plástico em caso de estacas com fuste rugoso, assim Williams et al. (1980b) elaboraram um método semi-empírico utilizando os resultados de 44 provas de cargas de estacas em argilitos que posteriormente foram exumadas e inspecionadas. A estaca nesse método trabalha em regime elástico para pequenos carregamentos e elasto-plástico para carregamentos mais elevados. O Recalque é o parâmetro limitante do dimensionamento, diferentemente dos demais métodos citados até o momento que o parâmetro limitante é a carga máxima permitida. Williams e Pells (1981) alertam ao risco de usar a resistência uniaxial da rocha intacta sem um fator de correção para o nível de faturamento do maciço rochoso. Talvez isso justifique diversos valores dos coeficientes α e k obtido por diversos pesquisadores e apresentados na Tabela 2.1

Horvath et al. (1983) elaboraram métodos empíricos baseados na resistência a compressão uniaxial da rocha intacta e a resistência lateral utilizando método matemático dos elementos finitos. Mascarenhas (2018), em seu apêndice, cataloga os diversos métodos citados aqui e observa que esses métodos se baseiam no estabelecimento de uma relação entre módulo de deformabilidade da rocha e a distribuição da carga total aplicada para o fuste e a ponta da estaca. Essa proporção é estabelecida empiricamente e fortemente influenciada pelas condições da interface fuste-estaca.

A determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso envolve a realização de ensaios de campo, em geral, complexos, caros e demorados, além de pouco representativos em se tratando de maciços heterogêneos, não lineares elásticos e anisotrópicos. Neste contexto, Mascarenhas (2018) elaborou um método de dimensionamento utilizando resultados de ensaios de outros pesquisadores, aplicou a classificação geomecânica GSI (Hoek, 1995) e realizou simulações pelo software PLAXIS que se utiliza de cálculos baseados em Método dos Elementos Finitos e critério de ruptura de Mohr-Coulomb sem a necessidade de obter o módulo de deformabilidade do maciço rochoso de forma direta através de ensaios.

Os resultados utilizados por Mascarenhas (2018) já continham os ensaios de resistência da rocha, no entanto, esse ensaio precisa de uma preparação relativamente complexa do corpo de prova, pois esse deve ter medidas mais próximas possível de um cilindro perfeito, além de existir poucos laboratórios com condições de executar esse tipo de ensaio no Brasil. Para essa dificuldade extra, onde não há ensaios de resistência, essa pesquisa propõe utilizar as

indicações de Marinos e Hoek (2000) para estimativa da resistência da rocha intacta e depois, utilizando a classificação Geomecânica GSI, calcular a resistência do maciço rochoso.

Kulhawy e Carter (1992) reforçam que os métodos analíticos ou empíricos são bastante úteis para realização de projetos preliminares, e de forma alguma substituem a necessidade de testes de carga ou outros meios de validação do projeto. Em geral, é uma boa prática testar a carga de alguns elementos de fundação em qualquer local próximo até que seja adquirida experiência suficiente com os materiais naturais e a confiança nos dados do projeto.

2.3.1 Deformação axial

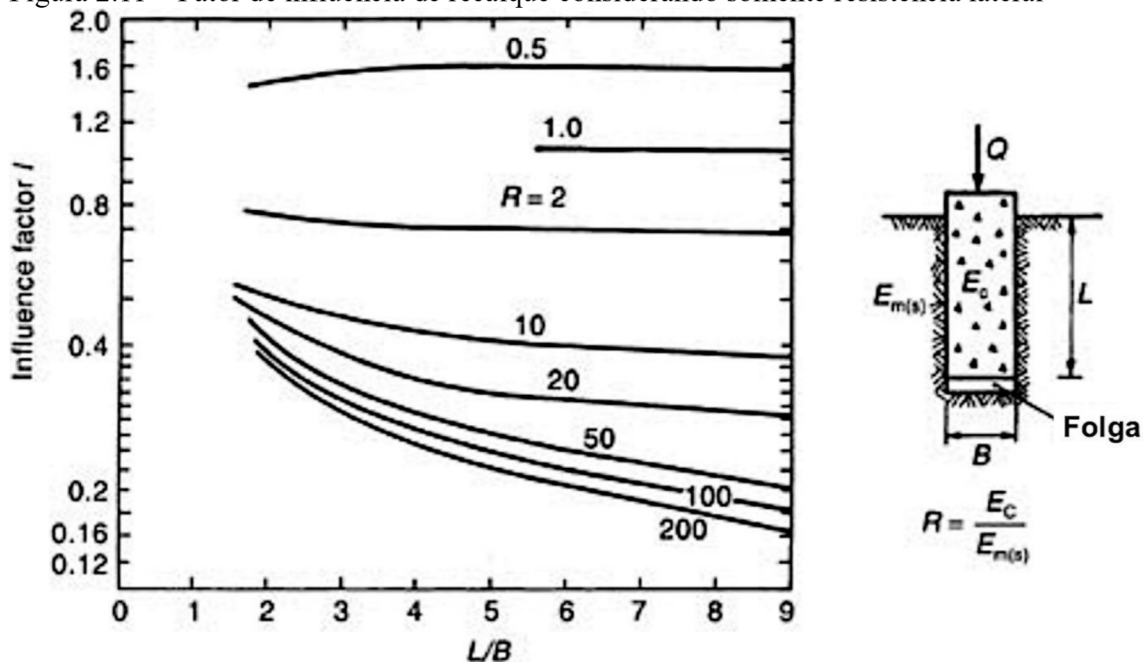
Embora segundo Rowe e Armitage (1987), os métodos de cálculo de deformação axial em estacas escavadas em rochas tenham sido desenvolvidos para atender comportamentos elásticos e plásticos, Wyllie (1992) cita que a prática usual é assumir condições elásticas que provoquem pequenas deformações. No cálculo de deformações elásticas, supõe-se que o fuste está completamente aderido a rocha e assim não ocorrendo nenhum deslocamento na interface rocha-concreto. Nessas condições, os deslocamentos são pequenos, e a resistência da ponta da estaca não é totalmente mobilizada.

Os modelos de dimensionamento da deformação axial estão divididos em três categorias de tipos de transferência de carga: Somente pela lateral, somente pela ponta da estaca e pela lateral e ponta. Essa variação depende da geologia do local e do método construtivo para execução da estaca.

Para casos em que o processo construtivo gera e dificulta a retirada de detritos no fundo da escavação, ou que a rocha seja extremamente fraca como calcário cárstico e xistos, Wyllie (1992) sugere dimensionar a deformação considerando que a carga seja suportada somente pelo fuste. Assim aplica-se a expressão 2.19 de Pells e Turner (1979). Para os casos em que se considera a resistência lateral e a de ponta, a expressão 2.19 também pode ser utilizada. No entanto o que muda é a forma de definir o fator de influência do recalque I_ρ . Considerando somente a resistência lateral o cálculo é feito pela Figura 2.11 de Pells e Turner (1979). Considerando resistência lateral e ponta utiliza-se a Figura 2.12 e fatores de redução calculados pelas Figuras 2.13 e 2.14 com ajustes sugeridos por Rowe e Armitage (1987).

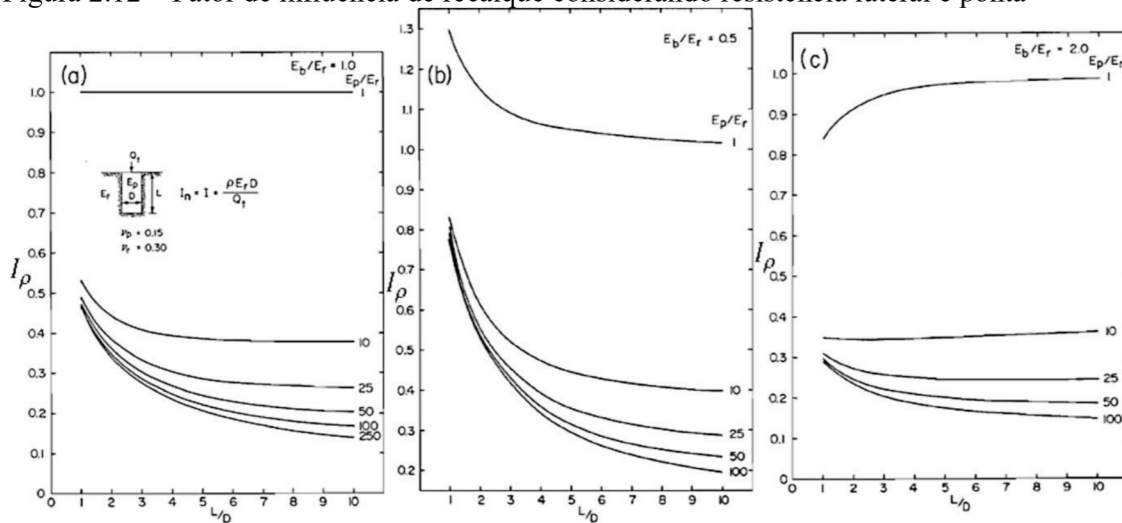
$$E_r = \frac{QI_\rho}{\rho D/2} \quad (2.19)$$

Figura 2.11 – Fator de influência de recalque considerando somente resistência lateral



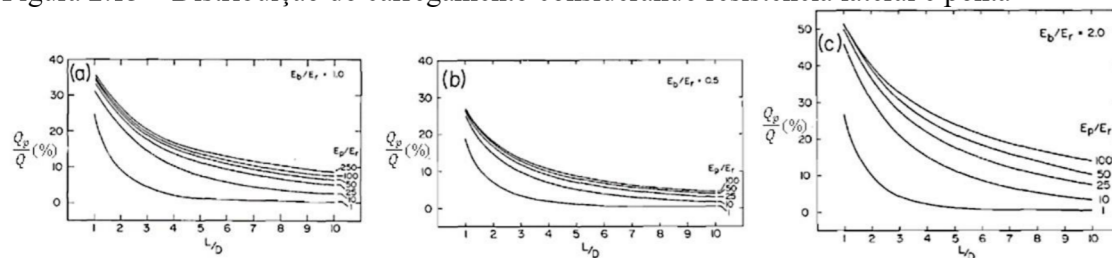
Fonte: Pells e Turner (1979).

Figura 2.12 – Fator de influência de recalque considerando resistência lateral e ponta



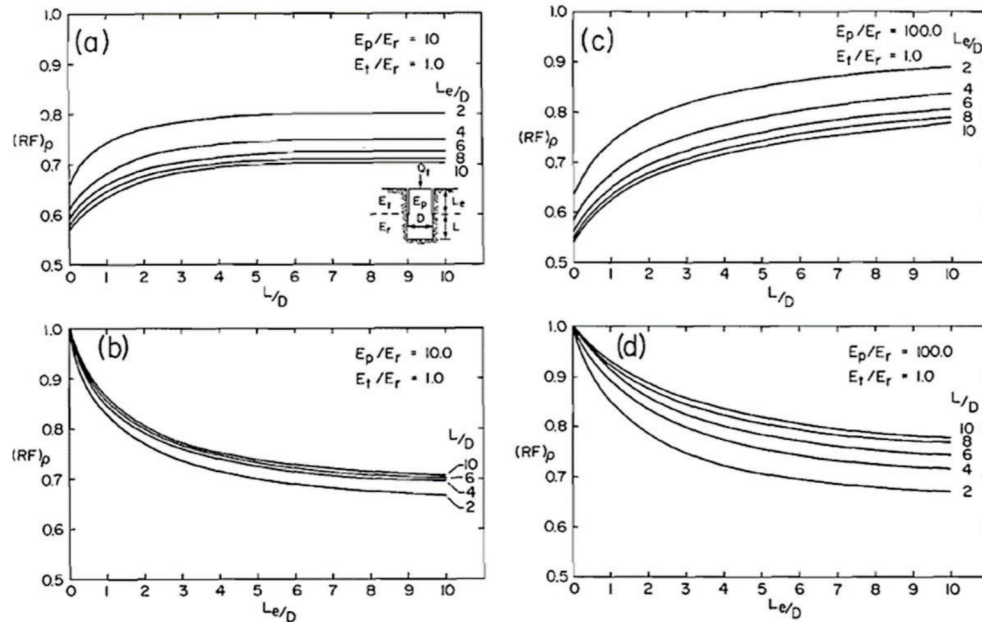
Fonte: adaptado Rowe e Armitage (1986).

Figura 2.13 – Distribuição do carregamento considerando resistência lateral e ponta



Fonte: adaptado Rowe e Armitage (1986).

Figura 2.14 – Fator de redução de recalque considerando resistência lateral e ponta

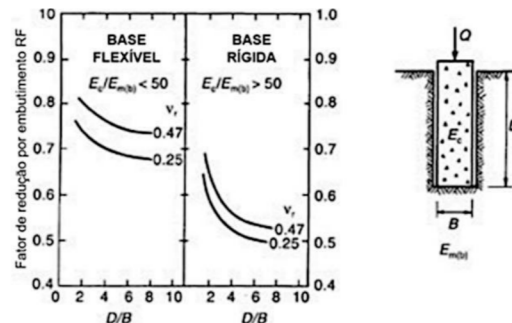


Fonte: Rowe e Armitage (1986).

Quando não é possível considerar o efeito da resistência lateral, o cálculo da deformação é similar ao cálculo de uma sapata, contudo considera-se um fator de redução de Pells e Turner (1979) representado na Figura 2.15 para considerar o confinamento da rocha para maiores profundidades. O cálculo do recalque considerando somente o efeito da resistência de ponta é apresentado na Expressão 2.20, onde L é o comprimento da estaca embutida na rocha. Como a estaca tem a base circular, C_d pode assumir valores de 0,79 ou 0,85 dependendo da rigidez da estaca conforme Tabela 2.7

$$\rho = \frac{4Q}{\pi B^2} \left[\frac{L}{E_c} + \frac{RF' C_d D (1 - \nu_m^2)}{E_{m(b)}} \right] \quad (2.20)$$

Figura 2.15 – Fator de redução para cálculo de recalques considerando somente resistência na ponta



Fonte: Pells e Turner (1979).

Tabela 2.7 – Fator de forma e rigidez C_d para cálculo de deformações de carregamentos em superfícies elásticas

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo (L:B)				
L/B=1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	2,10	1,05	1,83	
5	2,53	1,26	2,25	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Fonte: Adaptado Perloff (1975).

2.4 Módulo de deformabilidade

Os métodos apresentados no item 2.3 requerem a obtenção do módulo de deformabilidade da rocha que pode ser estimado por ensaios de campo, laboratório e classificações geomecânicas. Vale destacar que, em geral, as rochas são heterogêneas, anisotrópica e com comportamento inelástico, são necessárias hipóteses simplificadoras para obtenção de um módulo de deformabilidade representativo do maciço.

Pode-se realizar ensaios de campo de tração e compressão em estacas mobilizadas apenas pelo fuste como sugerido por Pells e Turner (1979). Com o recalque no topo da estaca e o fator de influência calculado pelo método de Pells e Turner (1979) é possível estimar o módulo de deformabilidade da estaca pela Expressão 2.19, no entanto, ensaios de campo tem um custo elevado, e a obtenção da resposta é muito demorada. Prática mais interessante para uma otimização das dimensões da estaca, não para um dimensionamento inicial.

Ensaio de laboratórios também são possíveis de realizar, no entanto os equipamentos para realização desses ensaios são muito robustos e caros, haja vista trabalharem com tensões mais elevadas. Poucos laboratórios no Brasil têm estrutura para realizar esses experimentos. Além dos equipamentos, a amostra representativa de um maciço rochoso pode ter uma escala também incompatível para realização do ensaio.

Testes de campo para determinar este parâmetro diretamente são demorados, caros e a confiabilidade dos resultados desses testes às vezes é questionável (Hoek e Marinos, 2007). Consequentemente, vários autores propuseram relações empíricas para estimar o valor do

módulo de deformação em massa de rocha com base em classificações geomecânicas. Hoek e Diederichs (2006), com base em dados de várias medições in situ da China e Taiwan, propuseram uma relação entre o módulo de deformação e o GSI. As propriedades da rocha intacta, bem como os efeitos da perturbação devido a danos causados pelas escavações, alívio de tensões também estão incluídos nesta relação.

2.5 Classificações geomecânicas

As classificações geomecânicas agrupam maciços em categorias de comportamentos similares, relacionando estas categorias com soluções típicas para diversos problemas de engenharia, identifica os parâmetros de comportamento do maciço rochoso, correlacionando experiências de um local com a encontrada em outros, obtendo dados quantitativos e orientações para o projeto e facilita a comunicação entre engenheiros e geólogos. O Sistema RMR e o Sistema Q indicam inclusive soluções de engenharia padrões para obras de túneis conforme a classificação que o maciço apresenta.

Os três principais sistemas de classificações geomecânicas são RMR desenvolvido por Bieniawski (1976, 1989), Sistema Q de Barton et al. (1974) e o índice GSI desenvolvido por Hoek (1994).

O RQD (Deere et. al, 1967) é uma representação das dimensões dos blocos dentro de um maciço rochoso, utilizado nas classificações geomecânicas. Obtido através de ensaios de sondagem rotativa com o uso de barrilete duplo livre, retira-se uma amostra de até 2 m de comprimento e mede os pedaços que forem maiores que 10 cm, a soma dos comprimentos dos pedaços dividido pelo comprimento total e multiplicando por 100 chega-se ao valor do índice RQD.

O Sistema RMR (Bieniawski, 1976, 1989) utiliza parâmetros de resistência que pode ser obtido pelo índice de carga puntiforme ou do ensaio de resistência a compressão uniaxial da rocha intacta, o RQD, espaçamento padrão e orientação das descontinuidades, além da presença de água. Sistema de classificação elaborado inicialmente com soluções para obras de túneis, mas o dado quantitativo é adaptado para outros projetos de engenharia. Há correlações empíricas como Bieniawski (1978), Serafim e Pereira (1983), Hoek e Brown (1997), Zhang (2016) para obtenção do módulo de deformabilidade da rocha com o RMR.

O Sistema Q utiliza os índices de RQD, influência do número de famílias, da rugosidade e do preenchimento das paredes das descontinuidades, influência da água

subterrânea e resistência a compressão uniaxial na superfície da descontinuidade (SRF) que pode ser substituído pelo valor da resistência uniaxial da rocha intacta.

Hoek e Marinos (2007) citam que o método de ruptura de Hoek-Brown foi desenvolvido para vincular um modelo de ruptura a observações geológicas simples em campo. O Sistema GSI consiste na fusão dos Sistemas RMR e Q desconsiderando fatores relativos as obras, como orientação das descontinuidades, presença de água e condições das tensões. Diferente dos sistemas de classificações iniciais, não há uma tabela de soluções de engenharia para obras de túneis, no entanto é possível obter os parâmetros de resistência da rocha: ângulo de atrito, coesão, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson. Pode ser determinado também, aí talvez sua grande vantagem, em observações geológicas através de ábacos, no entanto depende muito da acurácia do profissional que está realizando a análise. Nos moldes de observações, a classificação geomecânica GSI se apresenta mais prática e com obtenção de dados de entrada para projetos de engenharia de forma mais intuitiva, aproximando-se assim de dados mais apropriados para serem utilizados no critério de ruptura de Hoek-brown.

2.6 Estimativa de parâmetros de resistência da rocha.

A resistência uniaxial da rocha intacta é um dado bastante relevante para o projeto de fundações embutidas em rochas.

O ideal que os parâmetros básicos de resistência sejam determinados por testes laboratoriais, como descrito por Hoek e Brown (1997), mas, em muitos casos, as informações são necessárias antes que os testes laboratoriais sejam concluídos ou contratados.

Deste modo, Marinos e Hoek (2000) apresentam a Tabela 2.8 para realizar estimativa da resistência da rocha intacta e a Tabela 2.9 para medição do parâmetro de resistência m_i do critério de ruptura de Hoek-Brown, útil para a classificação geomecânica GSI.

Vale mencionar que variação dos valores de m_i de cada material depende da granulometria e intertravamento dos cristais (Marinos e Hoek, 2000)

Tabela 2.8 – Estimativas de campo da resistência uniaxial da rocha intacta σ_{ci}

Grau (Brown 1981)	Termo	Resistência a Compressão Uniaxial da Rocha Intacta (σ_{ci}) (MPa)	Índice de carga puntiforme (MPa)	Estimativa de força em campo	Exemplos
R6	Extremamente forte	>250	>10	Somente danificado com um martelo de geólogo	Basalto fresco, sílex, diabásio, gnaiss, granito, quartzito
R5	Muito forte	100-250	4-10	Requer muitos golpes de martelo de geólogo para fraturá-lo	Anfibolito, arenito, basalto, gabro, gnaiss, granodiorito, peridotito, riolito, tufo
R4	Forte	50-100	2-4	Requer mais de um golpe de martelo de geólogo para fraturá-lo	Pedra calcária, mármore, arenito, xisto
R3	Medianamente forte	25-50	1-2	Requer mais de um golpe de martelo de geólogo para fraturá-lo, mas não é raspado ou descascado com um canivete	Concreto, filito, xisto, siltito
R2	Fraca	5-25	*	Pode ser descascado por um canivete com dificuldade, recuo raso em golpe firme feito pela ponta do martelo de geólogo	Giz, argilito, potassa, marga, siltito, xisto, rocksalt,
R1	Muito fraca	1-5	*	Desmancha com golpes firmes com a ponta do martelo de geólogo, pode ser descascado com um canivete	Rocha altamente intemperada ou alterada, xisto
R0	Extremamente fraca	0,25-1	*	Marcado pela unha	Arranque de falha rígida.

Notas: * – Testes de carga puntiforme em rochas com uma força compressiva uniaxial abaixo de 25 MPa são susceptíveis de produzir resultados altamente ambíguos.

Fonte: Adaptado Marinos e Hoek. (2000).

Tabela 2.9 – Valores da constante m_i , por grupo de rochas.

Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosso	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástico		Conglomerados *	Arenitos 17 ± 4	Siltitos 7±2	Argilito 4 ± 2
			Breccias *		Greywackes (18±3)	Xistos (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Não clástico	Carbonatos	Calcário cristalino (12 ± 3)	Calcário Sparítico (10 ± 2)	Calcário micrítico (9 ± 2)	Dolomita (9 ± 3)
		Evaporitos		Gesso 8 ± 2	Anidrido 12 ± 2	
Orgânico					Giz 7 ± 2	
Metamórfica	Não folheada		Mármore 9 ± 3	Hornfels 19 ± 4 Meta-arenito 19 ± 3	Quartzito 20 ± 3	
	Pouco folheada		Migmatito (29 ± 3)	Anfibolitos 26 ± 6	Gneisse 28 ± 5	
	Folheada**			Xistos 12 ± 3	Filitos (7 ± 3)	Ardósias 7 ± 4
Ígneas	Plutônicas	Claras	Granito 32 ± 3	Diorito 25 ± 5		
			Granodiorito (29 ± 3)			
		Escuras	Gabro 27 ± 3	Dolerite (16 ± 5)		
			Norite 20 ± 5			
	Hipabissal		Porfírios (20 ± 5)		Diabásio (15 ± 5)	Peridotita (25 ± 5)
	Vulcânicas	Lava		Riolito (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dácito (25 ± 3) Basalto (25 ± 5)	
Piroclástica		Aglomerado (19 ± 3)	Brecha (19 ± 5)	Tufo (13 ± 5)		

Nota: os valores entre parenteses são estimados.

Fonte: Adaptado Marinós e Hoek. (2000).

2.7 Cargas de elevação

Em estruturas que há a presença de carregamento horizontal, as estacas podem sofrer com efeitos de arrancamento da estaca, possibilidade que pode ocorrer em torres eólicas ou linhas de transmissão. Isso também pode ocorrer onde há solo expansível em camadas superiores ao embutimento na rocha.

Webb e Davies (1980) realizaram ensaios em estacas embutidas em rochas com cargas de compressão e de tração em arenito muito fraco e realizaram comparações. Os resultados foram semelhantes dentro da faixa elástica linear. No entanto, à medida que a carga de elevação aumenta e a aderência estaca-rocha começa a quebrar, há grandes deformações e até ruptura, em comparação com estacas com carregamento a compressão, onde a capacidade de carga de ponta interfere positivamente para valores menores de deformações. Assim Webb e Davies (1980) observaram que era possível realizar o ensaio de tensionamento da estaca e comparar com valores obtidos pela Expressão 2.6. Deste modo observaram que os deslocamentos de elevação variam em uma redução em torno de 30% do valor do deslocamento a compressão.

Segundo Kulhawy e Carter (1992) em casos de estacas embutidas em rochas brandas sujeitas a tração, pela a condição de limpeza do fundo da escavação, a capacidade de carga a tração é dada pela a resistência lateral, desprezando-se a resistência a tração da ponta. Poulos e Davis (1980) também orientam a aplicar uma redução de 30% no valor da resistência lateral unitária para soluções elásticas.

Wyllie (1992) sugere então que em projetos preliminares de estacas embutidas em rochas submetido, ocasionalmente, a cargas de tração pode-se calcular a sua capacidade por expressões de cálculo da resistência lateral a de estacas submetidas à compressão. No entanto, para estacas que suportam substancialmente trações ou cargas dinâmicas, provas de carga são necessárias para determinar a resistência permitida ao cisalhamento da parede lateral e o deslocamento correspondente.

2.8 Cargas laterais

A capacidade de uma estaca embutida em rocha para suportar cargas laterais depende da rigidez da estaca, bem como das características de deformabilidade da rocha e do solo em que a estaca está embutida. (Kulhawy e Carter, 1992). Em análise elástica Wyllie (1992)

observou por meio do método de cálculo de Poulos (1972) que estacas com sua ponta embutida em rocha tem menores deformações provocadas por carregamento lateral.

Como a presente pesquisa não tem por objetivo estudar o comportamento de estacas submetidas a cargas laterais, o assunto não será explorado.

2.9 Critérios de ruptura

Segundo Pinto (2006), critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais provocadas por tensões ou deformações. A ruptura do material se dá quando este sofre um dano de continuidade ou de deformação que inviabiliza ou afeta a segurança em obras de engenharia. O critério que melhor representa o comportamento em relação à ruptura de solos é o critério de Mohr-Coulomb, sendo, justamente por isso, um critério bastante utilizado na Mecânica da Rochas.

No entanto, o comportamento dos maciços rochosos tende a ser bem diferente do comportamento do solo, suportam maiores tensões, mas a ruptura apresenta um comportamento frágil e não plástico por serem mais heterogêneos e anisotrópicos. Outra diferença ocorre em relação a complexidade para obtenção de dados de ensaios em rochas.

Com o intuito de elaborar um critério de ruptura que se aproximasse mais das condições encontradas nos maciços rochosos, Hoek e Brown (1980) elaboraram um critério de ruptura empírico para fornecer dados de entrada em obras de escavações subterrâneas em rochas competentes. O critério foi derivado dos resultados de pesquisas de Hoek (1968) sobre a ruptura abrupta em rochas intactas e nos estudos de modelo de comportamento em massa de rochas com presença de descontinuidades de Brown (1970).

O critério de Hoek-Brown partiu das propriedades da rocha intacta e, em seguida, introduziu fatores para reduzir essas propriedades com base nas características das descontinuidades presentes no maciço rochoso. Hoek e Brown (1980) utilizaram da classificação mecânica RMR de Bieniawski (1976) disponível na época. Hoek et al. (2002) atualizaram o critério de ruptura de Hoek-Brown com a intenção de utilizar uma nova classificação geomecânica, GSI e para que seja possível também a possibilidade de se obter correlações aos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, ângulo de atrito e intercepto de coesão.

Hoek et al. (2002) apresenta a Expressão 2.21 para calcular a resistência uniaxial do maciço rochoso em função dos parâmetros de resistência de Hoek-Brown e classificação geomecânica GSI. Onde s e a são parâmetros do maciço rochoso calculados respectivamente

pelas Expressões 2.22 e 2.23. D é o grau de perturbação provocada pela escavação que varia de zero, onde houve perturbações mínimas, a 1, com muitas perturbações.

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (2.21)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (2.22)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (2.23)$$

A Tabela 2.10 apresenta alguns exemplos de obras para se definir o valor do D, mesmo não tendo obras similares na lista, é possível concluir que perturbações em execuções de estacas escavadas são mínimas, resultando assim um valor de D igual a zero.

Tabela 2.10 – Guia para estimar o grau de perturbação do maciço D

Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Sugestão de valor de D
	Excelente controle de qualidade da escavação por explosão ou da escavação por equipamentos resultando em perturbação mínima à massa de rocha confinada ao redor de um túnel.	D = 0
	A escavação mecânica ou manual em massas rochosas de má qualidade (sem jateamento) resulta em perturbação mínima à massa rochosa circundante. Quando há forte regiões de compressões na região inferior do túnel, a perturbação pode ser severa a menos que a escavação seja feita por etapas como mostrado na fotografia.	D = 0 D = 0.5 Escavação por etapas
	Explosões de péssima qualidade em um túnel de rocha dura resulta provocando danos locais graves, estendendo-se entre 2 a 3 m, na massa rochosa circundante.	D = 0.8

(Continuação da Tabela 2.10 – Guia para estimar o grau de perturbação do maciço D)

Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Sugestão de valor de D
	Explosões em pequena escala em taludes em obras civis resultam em danos modestos no maciço rochoso, particularmente se a explosão for controlada. No entanto, o alívio do estresse resulta em alguma perturbação.	D = 0.7 Boa qualidade de explosão D = 1.0 Má qualidade de explosão
	Grandes encostas de minas a céu aberto sofrem perturbações significativas devido à forte explosões de produção e também devido ao alívio de tensões pela remoção da sobrecarga. Em algumas rochas mais brandas a escavação pode ser realizada de forma mecanizada, onde o grau de dano é menor.	D = 1.0 Explosões de produção D = 0.7 Escavações mecânicas

Fonte: Adaptado Hoek et al. (2002).

Os programas de simulação e análise de comportamento das tensões e deformações em geral utilizam o critério de Mohr-Coulomb mesmo para camadas de maciços rochosos, assim Hoek et al. (2002) procurou atender a necessidade de correlacionar os parâmetros de resistência de Hoek-Brown para calcular valores de ângulo de atrito e coesão do maciço rochoso respectivamente pela Expressões 2.24 e 2.25. Onde m_b é mais um parâmetro de resistência do critério de Hoek-Brown definido pela Expressão 2.26.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.24)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/[(1+a)(2+a)]}} \quad (2.25)$$

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2.26)$$

Onde:

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad (2.27)$$

A tensão de confinamento máxima σ'_{3max} é o limite onde é possível realizar as correlações das Expressões 2.24 e 2.25. Há formulações específicas para obras de túneis e taludes, para casos gerais, considera o valor de σ'_{3max} igual a 25% de σ_{ci} . Para facilitar a obtenção dos dados necessários para aplicação do critério de ruptura de Hoek-Brown a Rocsciense disponibiliza gratuitamente o programa RocLab, similar ao RocData, onde é possível obter todos os parâmetros de resistência. No programa RocLab também é possível utilizar-se de ábacos que auxiliam na determinação do GSI, estimar valores de resistência uniaxial da rocha intacta, valores de m_i para cada tipo de rocha, perturbações por conta da obra.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Metodologia

A metodologia adotada para realização dessa pesquisa se baseou nas seguintes etapas:

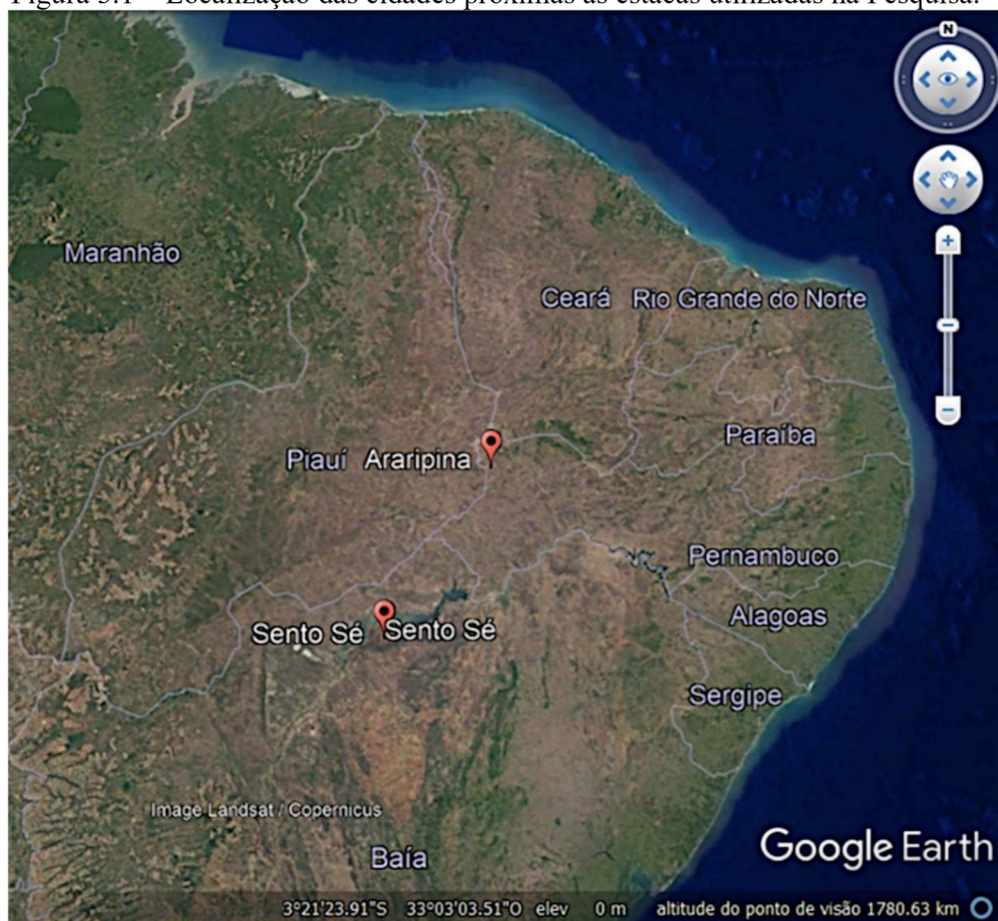
- Definição dos locais do estudo;
- Realização de uma coleta de dados necessários ao desenvolvimento da pesquisa;
- Caracterização geotécnica dos solos dos locais do estudo, apresentação da geometria das estacas e apresentação dos resultados das PCEs coletadas;
- Previsões da capacidade de carga das estacas analisadas na pesquisa utilizando propostas da literatura;
- Desenvolvimento de uma proposta para previsão de Q_{ult} de estacas tipo raiz executadas em rochas brandas e validação;
- Comparação da previsão da Q_{ult} por métodos da literatura e utilizando a proposta da pesquisa.

Vale mencionar que para realização da presente pesquisa, foram escolhidas obras cuja fundação utilizava estacas escavadas em rochas, além disso, era necessário que se tivesse disponibilidade aos dados da investigação geotécnica e, principalmente, de sondagens mistas e provas de carga.

3.2 Escolha dos locais dos dados estudados

Foram selecionadas 3 estacas na fronteira entre Piauí e Pernambuco próximas ao Município de Araripina-PE, no entanto, localizadas em território piauiense. Além dessas foi selecionada também outra estaca no Município Baiano de Sento Sé, no Parque Eólico de Campo Largo. A Figura 3.1 apresenta a localização das duas cidades dentro da Região Nordeste brasileira.

Figura 3.1 – Localização das cidades próximas as estacas utilizadas na Pesquisa.



Fonte: Elaborado pelo Autor na plataforma Google Earth

Para um melhor entendimento, a Tabela 3.1 apresenta a nomenclatura e a localização das estacas.

Tabela 3.1 – Localização das estacas pesquisadas

Nº Estaca	Estaca	Local	Parque eólico
Estaca 1	AEG-06	Araripina-PE	Santo Augusto VII
Estaca 2	AEG-01	Araripina-PE	Santo Augusto II
Estaca 3	AEG-03	Araripina-PE	São virgílio III
Estaca 4	CL-IV-11	Sento Sé-BA	Campo Largo IV

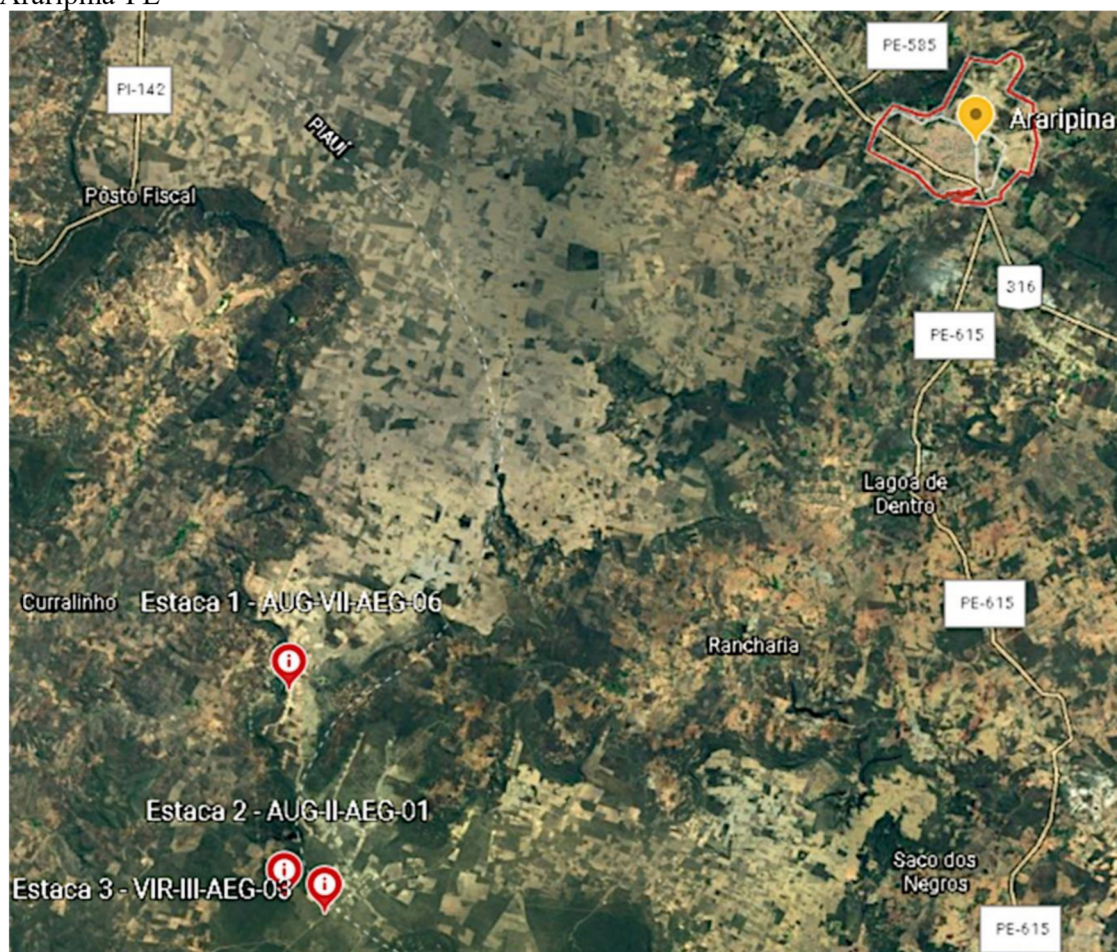
Fonte: Elaborado pelo Autor.

3.3 Dados coletados

O banco de dados montado nesse trabalho foi disponibilizado por uma empresa que atua na área de geotecnia. Foram obtidas informações de 16 estacas executadas na construção

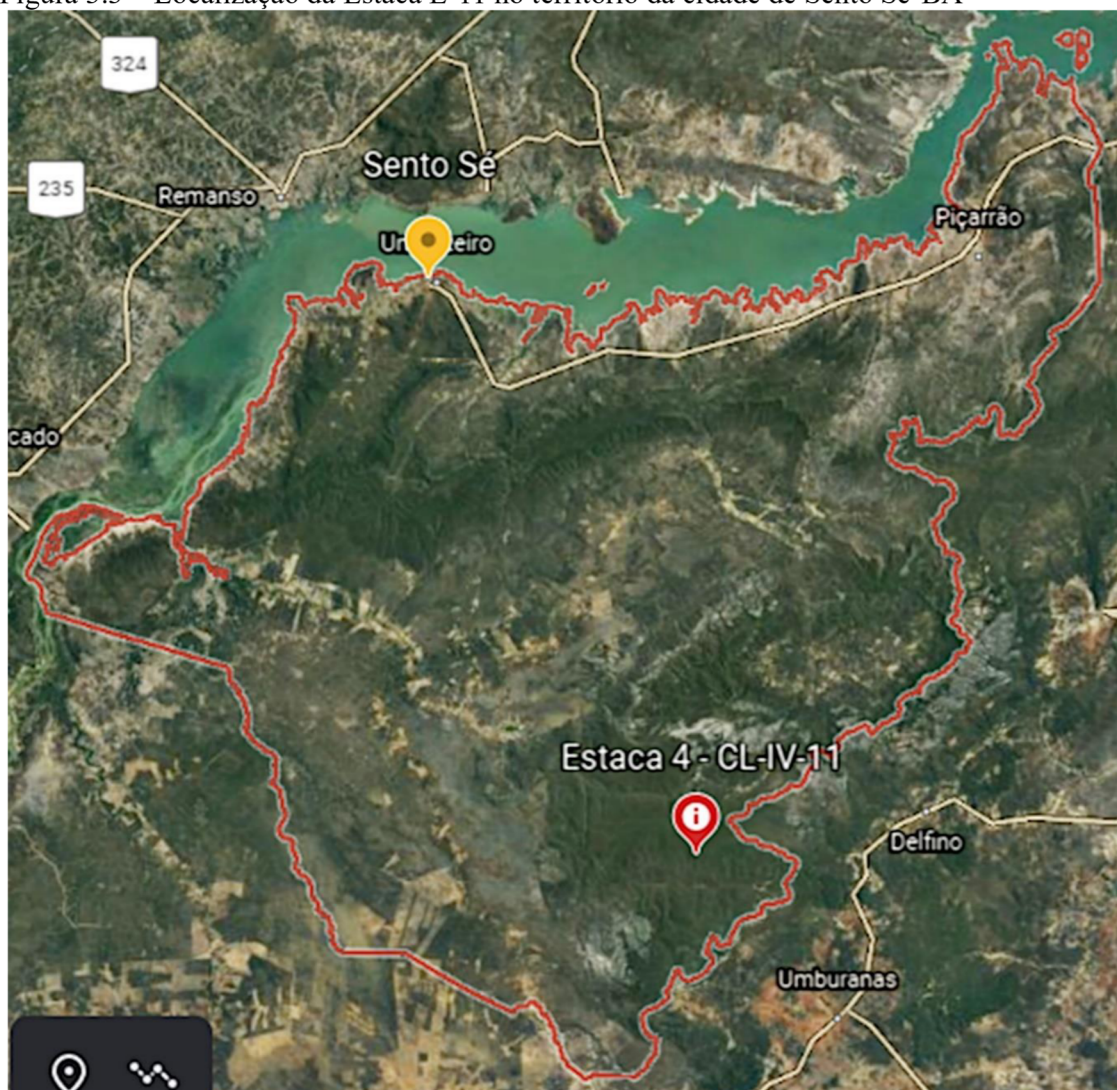
do Complexo Eólico Ventos do Araripe 3 em Araripina, Pernambuco, e 3 estacas do Complexo Eólico Campo Largo em Sento Sé, Bahia. 11 dessas estacas foram ensaiadas com provas de cargas estáticas. Foram coletados ainda perfis de 8 furos de sondagens à percussão (SPT) e 11 furos de sondagens mistas com dados de sondagens mistas. Vale mencionar que, das estacas coletadas, foram selecionadas 4, parcialmente embutidas em rochas, e que possibilitaram o desenvolvimento da presente pesquisa. A Figura 3.2 indica as posições das 3 estacas na região de fronteira entre Piauí e Pernambuco, próximas de Araripina-PE. Já a Figura 3.3, onde também é possível visualizar o lago formado pela Hidrelétrica de Sobradinho, apresenta a localização da estaca utilizada na pesquisa proveniente de Campo Largo, distrito pertencente a Sento Sé-BA.

Figura 3.2 – Localização das Estaca AEG-06, AEG-03 e AEG-01 próximas a cidade de Araripina-PE



Fonte: Elaborado pelo Autor na plataforma Google Earth

Figura 3.3 – Localização da Estaca E-11 no território da cidade de Sento Sé-BA



Fonte: Elaborado pelo Autor na plataforma Google Earth

Os dados coletados foram utilizados para a caracterização geotécnica dos solos dos locais estudados, caracterização geométrica das estacas e comparação dos resultados obtidos com os resultados das PCE's coletadas.

3.4 Previsões da capacidade de carga por métodos da literatura

Esta pesquisa utiliza diversos métodos disponíveis na literatura para a determinação da carga de ruptura de estacas em rocha. Dessa forma foram utilizados os seguintes métodos: Ladanyi (1977), Pells e Turner (1979), Kulhawy e Goodman (1987), Rowe e Armitage (1987a), Goodman (1989), Williams et al. (1980b), Hovart et al. (1983), Mascarenhas (2018). Em

relação a Kulhawy e Goodman (1987), esse foi aplicado em conjunto com 3 métodos de cálculo de resistência lateral que são: Horvath e Kenney (1979), Williams et al. (1980b), Rowe e Armitage (1984). A Tabela 3.2 apresenta os métodos utilizados, dados de entrada de cada método e as limitações segundo Mascarenhas (2018).

Tabela 3.2 – Resumo dos métodos de dimensionamento de estacas escavadas em rocha citados em Mascarenhas (2018)

Método	Dados de entrada	Características e limitações
Décourt Quaresma (1982)	- N_{SPT} da camada de solo - Diâmetro da estaca - Para as camadas de rochas, considera-se o valor de N_{SPT} igual a 50	- Método originalmente para dimensionamento de estacas cravadas em solos. - Tende a fornecer capacidade de carga subestimadas para rochas
Ladanyi (1977)	- Módulo de deformabilidade do maciço rochoso e do concreto da estaca. - Resistência do maciço rochoso - Diâmetro da estaca	- Uso de ábaco específico onde se determina o percentual de carga que pode ser resistida pela lateral e pela ponta. - Propõe que a carga lateral seja próxima da última observada. - Método dependente de outros métodos para cálculo da distribuição da carga lateral para o dimensionamento final - Não define o valor de recalque
Pells e Turner (1979)	- Grau de faturamento - Diâmetro da estaca	- Uso de ábaco específico para definição da distribuição da carga entre a ponta e o fuste da estaca. - É possível dimensionar também o recalque também através de ábacos - Classificação própria através do grau de faturamento, assim é possível calcular as resistências de ponta e lateral por trecho.
Kulhawy e Goodman (1987) Lateral de Horvath e Kenney (1979)	- Módulo de deformabilidade do maciço rochoso e do concreto da estaca. - Resistência do maciço rochoso	- Uso de ábaco específico de Kulhawy e Goodman (1987) para definição da distribuição da carga entre a ponta e o fuste da estaca. - Uso de ábaco específico de Horvath e Kenney (1979) para dimensionamento da tensão lateral máxima admissível
Kulhawy e Goodman (1987) Lateral de Williams et al. (1980)	- Módulo de deformabilidade do maciço rochoso e do concreto da estaca. - Resistência do maciço rochoso - Diâmetro da estaca	- Uso de ábaco específico de Kulhawy e Goodman (1987) para definição da distribuição da carga entre a ponta e o fuste da estaca. - Uso de ábaco específico de Williams et al. (1980) para dimensionamento da tensão lateral máxima admissível

(Continuação da Tabela 3.2 – Resumo dos métodos de dimensionamento de estacas escavadas em rocha citados em Mascarenhas (2018))

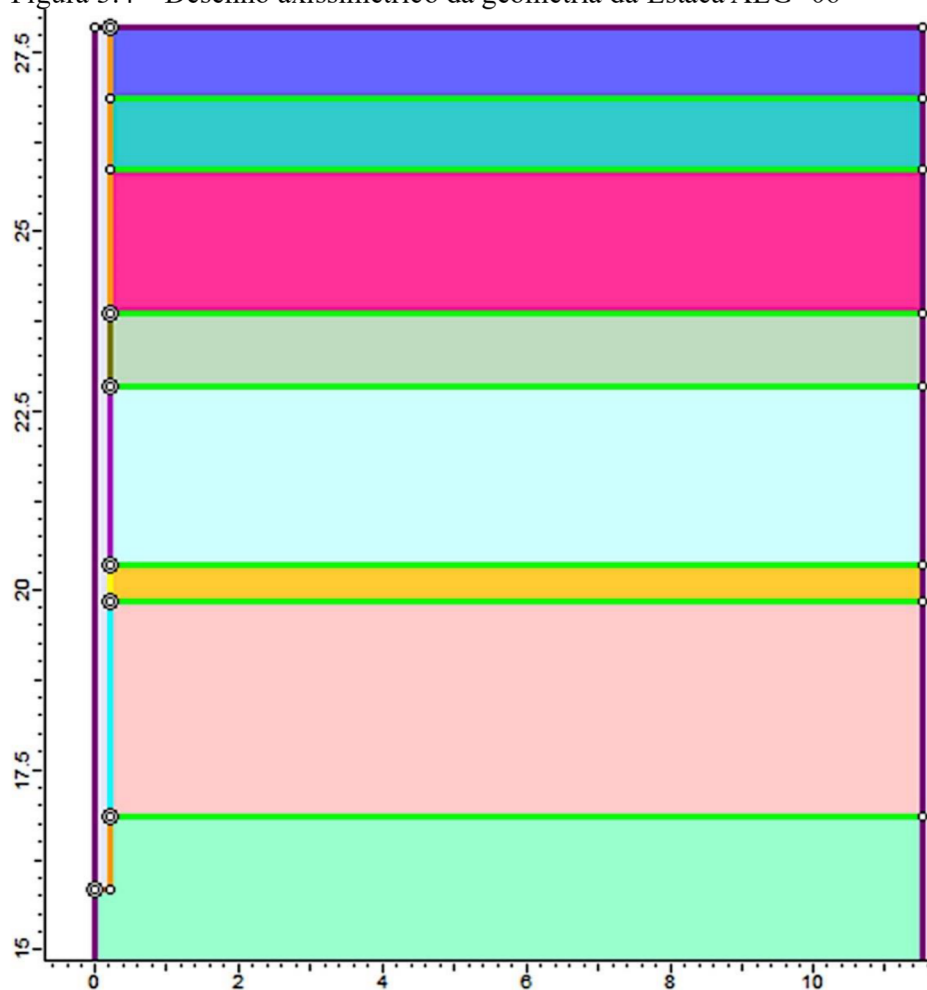
Método	Dados de entrada	Características e limitações
Kulhawy e Goodman (1987) Lateral de Rowe e Armitage (1984)	- Módulo de deformabilidade do maciço rochoso e do concreto da estaca. - Resistência do maciço rochoso - Diâmetro da estaca	- Uso de ábaco específico de Kulhawy e Goodman (1987) para definição da distribuição da carga entre a ponta e o fuste da estaca. - Uso de ábaco específico de Rowe e Armitage (1984) para dimensionamento da tensão lateral máxima admissível
Rowe e Armitage (1987a)	- Resistência da rocha intacta - Diâmetro da estaca	- Uso de formulações próprias e ábacos específicos para determinação do módulo de deformabilidade e resistências laterais e de ponta.
Goodman (1989)	- Módulo de deformabilidade do maciço rochoso e do concreto da estaca. - Resistência do maciço rochoso	- Há formulações que desobrigam o uso de ábacos específicos, no entanto há a inclusão de um valor α que pode variar de 0,3 a 0,9 de acordo com a característica da obra
Williams (1980b)	- Módulo de deformabilidade do maciço rochoso e do concreto da estaca. - Resistência do maciço rochoso	- Método mais complexo, com maior quantidade de ábacos a serem trabalhados.
Hovart et al. (1983)	- Grau de faturamento	- Dados de resistência e deformabilidade proveniente da classificação geológica de Pells e Turner (1979) - Não há utilização de ábacos
Mascarenhas (2018)	- Resistência do maciço rochoso obtido por classificação geomecânica - Diâmetro da estaca	- Fórmula direta para o cálculo de capacidade de carga

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Além dos métodos semiempíricos, foram utilizados métodos numéricos para a simulação de comportamentos das estacas. Para isso utilizou-se de 3 softwares da Rocscience. O primeiro, RSPile é um programa específico para estudo de estacas escavadas, com a utilização de metodologias analíticas. O RS2 é um programa da Rocscience que utiliza o método dos elementos finitos para simulação da capacidade de carga das estacas, considerando o estado plano de deformação. Vale mencionar que, no presente estudo as análises foram efetuadas pelo estado axissimétrico conforme ilustração representada na Figura 3.4 de forma análoga ao que fez Mascarenhas (2018), no entanto, acrescentou-se a representação da variação das camadas em contato com a estaca conforme as informações contidas nos relatórios das sondagens

realizadas. O Software RS3 tem uma vantagem em relação ao RS2 por conta da possibilidade de se definir elementos de suportes estruturais que simulam bases de fundação e estacas, inclusive, a existência de um tutorial no site da Rocscience que auxilia e dá mais segurança aos resultados obtidos.

Figura 3.4 – Desenho axissimétrico da geometria da Estaca AEG -06



Fonte: Elaborado pelo autor

3.5 Proposta de determinação da capacidade de carga de estacas escavadas em rocha branda

A proposta de Mascarenhas (2018) tem objetivo de estimar a tensão de ruptura de estacas embutidas em rochas brandas de forma simples e rápida. Utilizando-se dados da geometria da estaca e da resistência uniaxial do maciço, é possível determinar a capacidade de carga vertical da estaca.

Observa-se, contudo, principalmente nas fases preliminares do projeto, a menor possibilidade de realização de ensaios de resistência uniaxial em rochas por conta de custos e a existência de poucos laboratórios preparados para fazer esses ensaios.

Assim, a presente pesquisa propõe uma modificação da metodologia proposta por Mascarenhas (2018) substituindo o valor da resistência uniaxial pela utilização da classificação geomecânica GSI. A proposta foi validada utilizando dados de duas estacas adicionais obtidas da coleta dos dados.

3.6 Comparação entre previsões da capacidade de carga pela proposta da pesquisa e métodos da literatura

Foram realizadas previsões de capacidade de carga das duas Estacas de validação, AEG-13 de Santo Estevão III e V-AEG-06 de Santo Estevão V, que não foram utilizadas no desenvolvimento da proposta, pelos métodos Mascarenhas (2018), Goodman (1989), Décourt e Quaresma (1982) e comparou-se os resultados com as previsões feitas a partir da metodologia proposta na presente pesquisa.

4. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SUBSOLOS DOS LOCAIS DO ESTUDO, DA GEOMETRIA DAS ESTACAS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PCES COLETADAS

4.1 Caracterização das estacas

As estacas selecionadas para o desenvolvimento desta pesquisa são do tipo raiz, com diâmetro de 0,410 m e todas com algum trecho embutido em rocha. A Tabela 4.1 apresenta a caracterização das estacas selecionadas pela pesquisa. Pela tabela observa-se que as estacas têm comprimentos variando entre 11 a 17 m e embutimento de variando de 4,4 a 16,5 m, ou seja, as estacas apresentam percentuais de embutimento de 40 a 97 %.

Os dados de resistência e deformabilidade do concreto da estaca foram considerados como: Módulo de deformabilidade E_c igual a 20 GPa, Resistência característica F_{ck} de 20 MPa e Poisson ν_c de 0,2. Vale ressaltar que os valores atendem também a NBR 6118 (ABNT,2014).

Tabela 4.1 – Características das estacas estudadas

Obra	Estaca	Ferragem definida em projeto	Comprimento total da estaca (m)	Trecho embutido em rocha (m)	Carga de trabalho (kN)
Santo Augusto VII	AEG-06	7 Ø 20 com estribos Ø 6,3 a cada 20 cm	12,00	8,00	1168,93
Santo Augusto II	AEG-01	7 Ø 20 com estribos Ø 6,3 a cada 20 cm	11,00	4,40	1128,73
São Virgílio III	AEG-03	7 Ø 20 com estribos Ø 6,3 a cada 20 cm	12,00	9,00	1128,73
Campo Largo IV	E-11	6 Ø 25 com estribos Ø 6,3 a cada 20 cm	17,00	16,50	1304,26

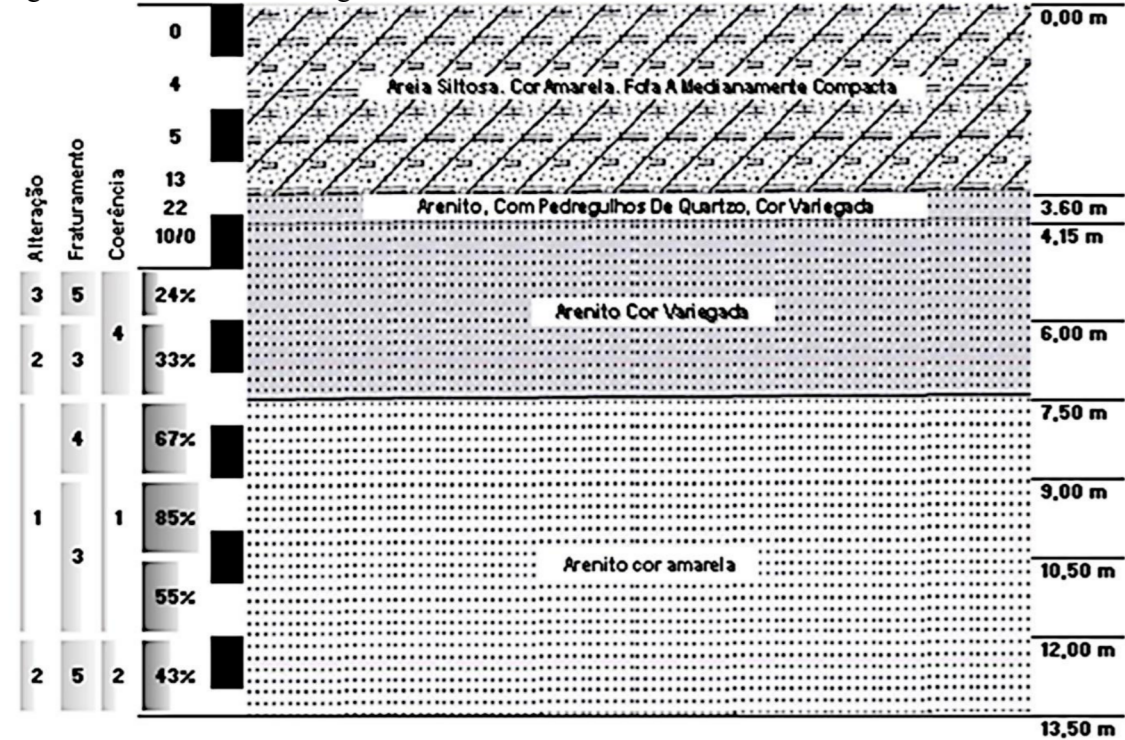
Fonte: Dados extraídos das provas de cargas e sondagens mistas realizadas por empresas especializadas em geotecnia.

4.2 Caracterização do maciço

Conforme mencionado no capítulo 3 a caracterização dos maciços foi feita a partir dos seguintes ensaios: provas de cargas estáticas e sondagens mistas. A Figura 4.1 apresenta a estratigrafia do subsolo obtida pela sondagem mista realizada no local onde foi executada a Estaca AEG-06 da presente pesquisa.

O perfil estratigráfico da Figura 4.1 mostra uma primeira camada composta por areia siltosa na cor amarela, fofa a medianamente compacta, de 3,60 m de espessura, com NSPT médio igual a 6. A segunda camada é composta por arenito com pedregulhos de quartzo e com cor variegada, indo até 4,15 m de profundidade e com NSPT médio igual a 22. A partir da terceira camada formada por arenito de cor variegada alcançando a profundidade de 7,5 m, o substrato se caracteriza por ser de fato rochoso, assim o índice NSPT é substituído por RQD, cujo valor médio foi igual a 29%. A quarta camada é composta por arenito de cor amarela, até uma profundidade 13,50 m onde foi paralizado o ensaio com RQD médio de 63%. Não foi observado nível d’água em nenhuma das estacas estudadas, motivo pelo qual o NA não foi considerado.

Figura 4.1 – Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca AEG-06



Fonte: Adaptado de RochaBrasil (2015).

Graus de alteração, fraturamento e coerência das rochas são definidas conforme observação das amostras de rochas e classificadas conforme as Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4.

Tabela 4.2 – Grau de alteração de rochas

Código	Rocha	Características
1	Sã ou praticamente sã	Aspectos sadio ou leve alteração hidrotermal. As fraturas podem apresentar sinais de oxidação.
2	Pouco alterada	Perda do brilho dos minerais constituintes, juntas oxidadas ou levemente alteradas.
3	Medianamente alterada	Significantes porções de rocha mostram descoloridas ou oxidadas e apresentam sinais de intemperismo (Mudanças químicas e microfissuração)
4	Muito alterada	Toda a rocha apresenta-se descolorida ou oxidada, cristais alterados e fissurados
5	Extremamente alterada	Rocha decomposta, friável, textura e estruturas preservadas

Fonte: Adaptado de DNER (1997)

Tabela 4.3 – Grau de fraturamento de rochas

Código	Rocha	Número de fraturas por manobras
1	Pouco fraturada	1 – 5
2	Fraturada	6 – 10
3	Muito fraturada	11 – 20
4	Extremamente fraturada	> 20
5	Fragmentada	Torrões em pedaços de diversos tamanhos

Fonte: Adaptado de DNER (1997)

Tabela 4.4 – Grau de coerência de rochas

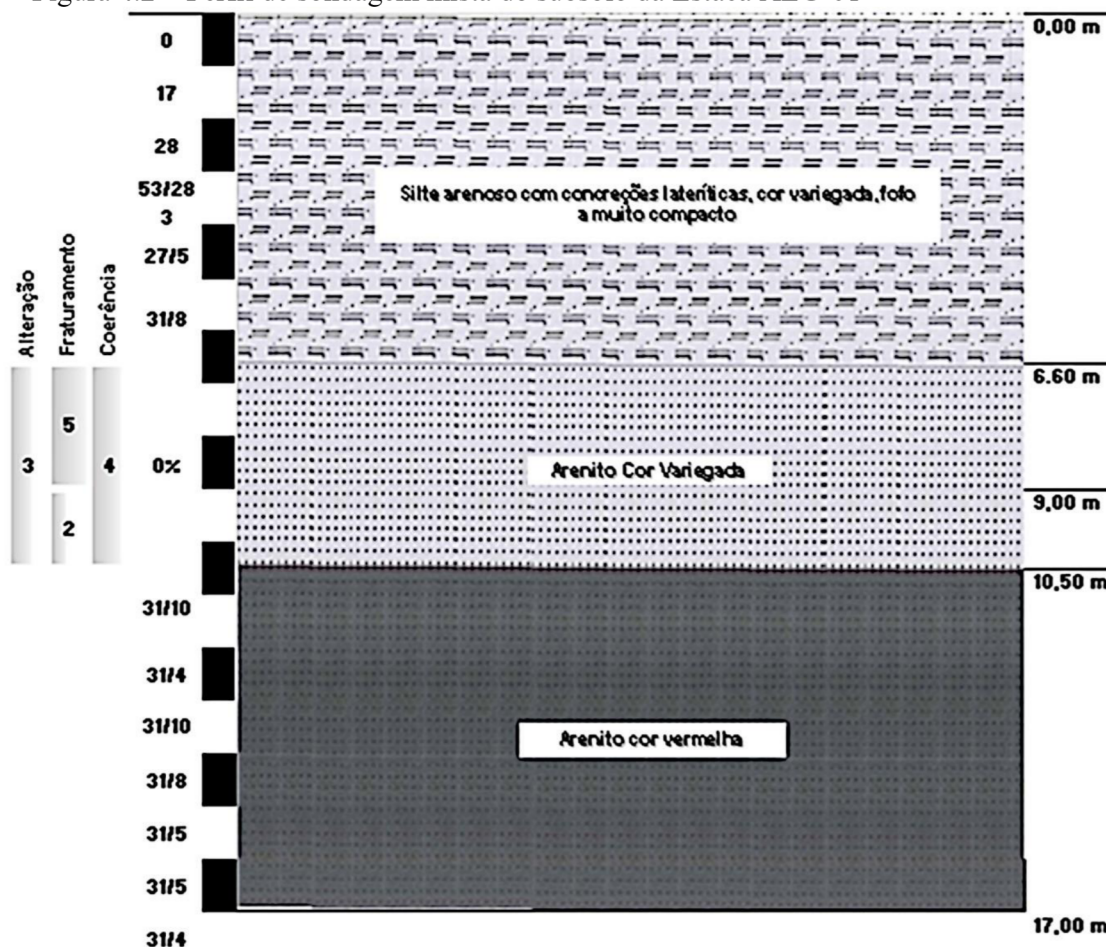
Código	Rocha	Características
1	Muito coerente	a) Quebra com dificuldade ao golpe do martelo b) O fragmento possui bordas cortantes que resistem ao corte por lâmina de aço c) Superfície dificilmente riscada por lâmina de aço
2	Coerente	a) Quebra com relativa facilidade ao golpe do martelo b) O fragmento possui bordas cortantes que podem ser abatidas pelo corte com lâmina de aço c) Superfície riscável por lâmina de aço
3	Medianamente coerente	
4	Pouco coerente	a) Quebra facilmente ao golpe do martelo b) As bordas do fragmento podem ser quebradas pela pressão dos dedos c) A lâmina de aço provoca um sulco acentuado na superfície do fragmento
5	Friável	a) Esfarela ao golpe do martelo b) Desagrega pela pressão dos dedos

Fonte: Adaptado de DNER (1997)

As Figuras 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam as estratigrafias dos solos obtidas pelas sondagens mistas realizadas no local onde foram executadas as demais estacas pesquisadas.

O perfil estratigráfico da Figura 4.2 mostra uma primeira camada composta por silte arenoso com concreções lateríticas, cor variegada, fofo a muito compacto, de 6,60 m de espessura, com NSPT médio igual a 55. A segunda camada, única considerada rocha no perfil, é composta por arenito com cor variegada, indo até 10,50 m de profundidade e RQD igual a 0%. A terceira camada é formada por arenito de cor vermelha alcançando a profundidade de 17 m com NSPT médio igual a 163. Observa-se pela descrição do material da camada e pelo valor calculado do NSPT médio, seria mais interessante para esta pesquisa que esses valores tivessem sido fornecidos em RQD, o que pode interferir nas estimativas das capacidades de cargas em relação a Estaca. AEG-01

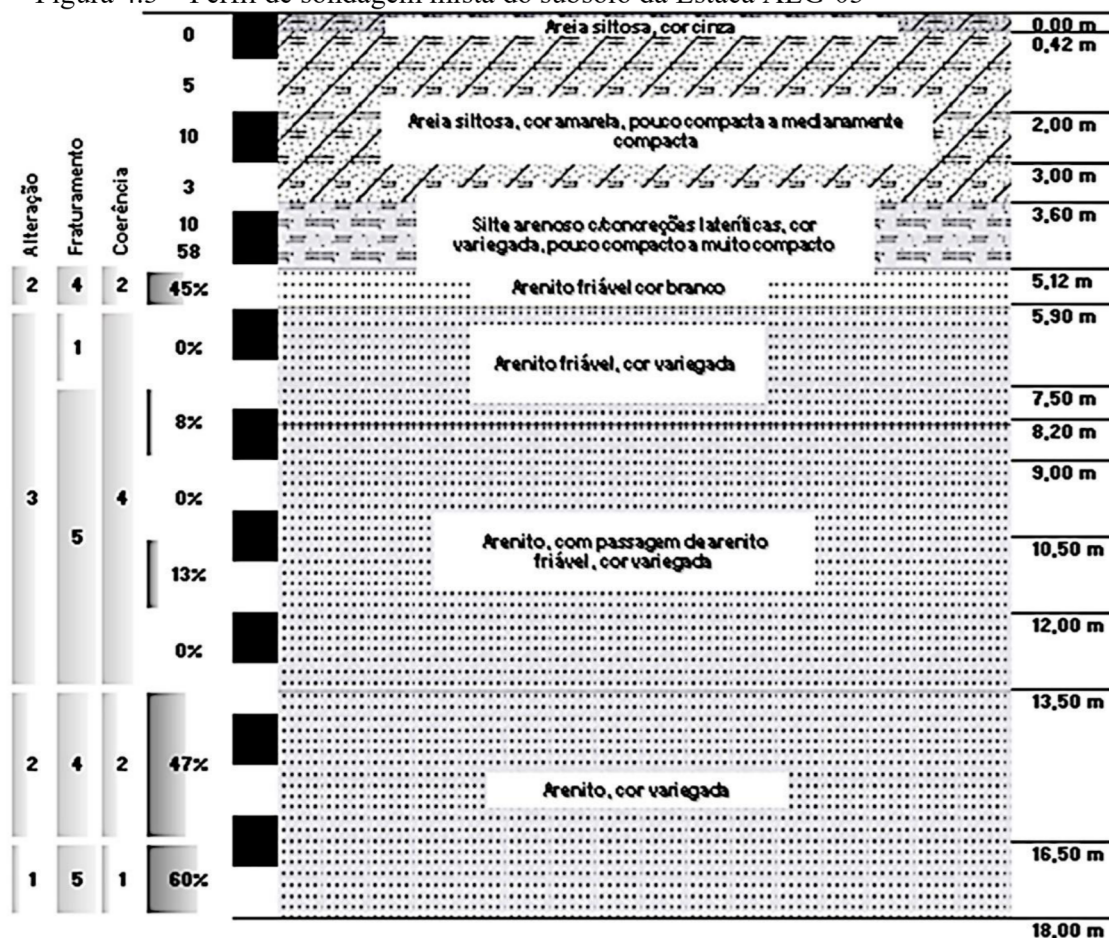
Figura 4.2 – Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca AEG-01



Fonte: Adaptado de RochaBrasil (2015).

O perfil estratigráfico da Figura 4.3 mostra uma primeira camada composta por areia siltosa, cor cinza, de 0,42 m de espessura. A segunda camada iniciou com Areia siltosa, cor amarela, pouco compacta a medianamente compacta com valor de NSPT médio de 6 até uma profundidade de 3,60 m, a próxima camada é formada por silte arenoso com concreções lateríticas, cor variegada, pouco compacto a muito compacto com NSPT crescente até chegar na cota 5,12 m, onde a obtenção de NSPT é interrompida, priorizando o ensaio de RQD. A partir da quarta camada, foram observadas camadas de variações de arenitos friáveis com valores de RQD variando de 0% a 60%.

Figura 4.3 – Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca AEG-03



Fonte: Adaptado de RochaBrasil (2015).

O perfil estratigráfico da Figura 4.4 mostra uma primeira camada composta por areia fina siltosa com matéria orgânica (raízes) e seixos de arenito, cinza escura, de 0,50 m de espessura, com NSPT médio igual a 1. A segunda camada composta de arenito com intercalação de siltito e concreções lateríticas cinza e rosa com RQD de 30% até a profundidade de 1,50 m.

A terceira camada é formada por arenito silicificado com intercalação de siltito cinza e rosa com RQD de 27% até a profundidade de 3,00 m.

Figura 4.4 – Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca E-11



Fonte: Adaptado de RochaBrasil (2015).

A quarta camada é formada por arenito com níveis silicificados cinza e vermelho com RQD de 89% até a profundidade de 4,50 m. A próxima camada é formada por arenito silicificado com intercalação de siltito cinza e amarelo, RQD de 92% até a profundidade de 6,00 m, RQD de 96% no próximo metro e RQD de 90% até o oitavo metro de profundidade. A última camada, com apenas um metro de espessura amostrada é formada de arenito silicificado com intercalação de siltito cinza e vermelho com RQD de 87%.

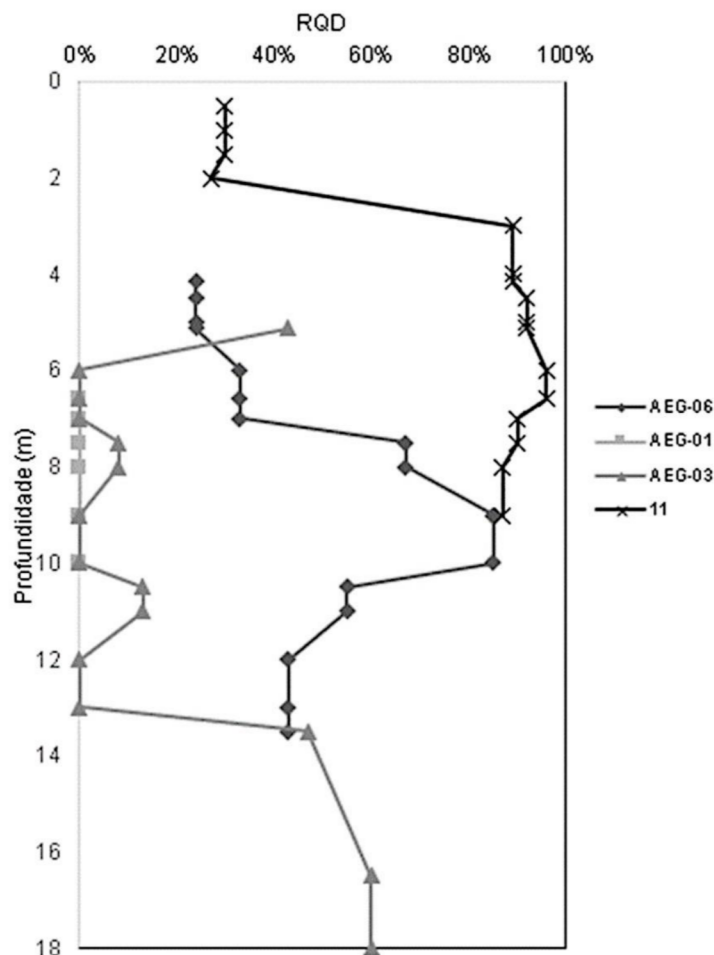
O furo foi encerrado conforme orientações executivas adotadas pela empresa responsável pelo serviço de sondagem. Importante reforçar que a estaca raiz escavada nesse local alcançou 17,00 m, maior que o furo de sondagem, portanto, para efeito de cálculo, as camadas seguintes foram consideradas similares a última que aparece na sondagem.

Realizando-se uma análise das estacas estudadas em relação ao RQD, tem-se o resultado apresentado na Figura 4.5.

Conforme mostra a Figura 4.5, até a profundidade de 4 m, predomina-se camadas de solo, exceto para a Estaca E-11 que já se apresenta rochas com RQD acima de 20% para os primeiros metros da estratigrafia, inclusive essa estaca é a que está em uma localização totalmente diferente das demais, apresentando valores de RQD mais elevados por camadas. Para as Estacas AEG-06, AEG-01 e AEG-03, com certa variação, nota-se RQD de valores bem

baixos, boa parte em valor igual a zero, demonstrando a característica de rocha branda a ser analisada.

Figura 4.5 – RQD com a profundidade das sondagens mistas



Fonte: Adaptado de RochaBrasil (2015).

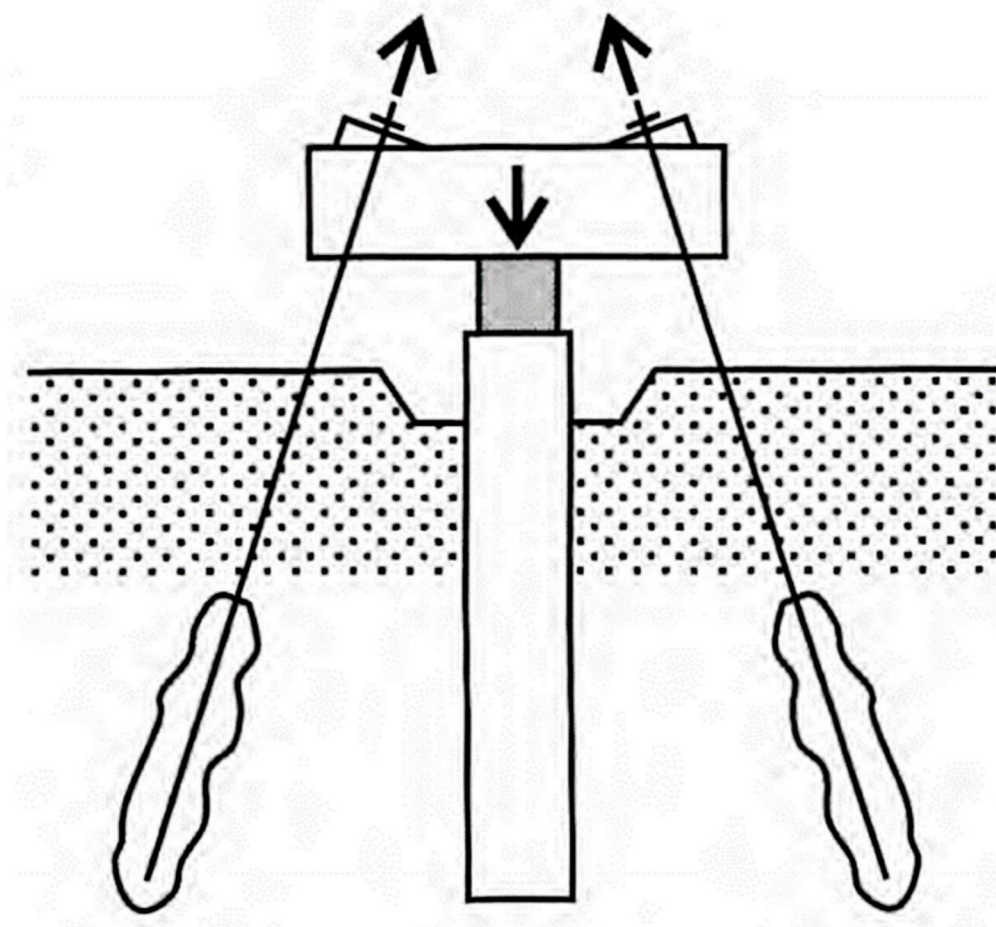
4.3 Resultados das provas de cargas estáticas

As provas de cargas estáticas (PCE) executadas nas estacas foram realizadas através de carregamento lento seguindo as orientações da NBR 12131 (ABNT, 2006), que era a Norma vigente na data da realização dos ensaios. Dessa forma foram realizados dez estágios de carga, correspondendo cada um a 16% da carga de trabalho da estaca. Já o descarregamento foi realizado em 5 estágios de carga. Os dados medidos na etapa de descarregamento também foram utilizados para a obter os deslocamentos residuais.

A aplicação de carga foi feita por intermédio de um conjunto de bomba e macaco hidráulico, com capacidade de 4000 KN (400 tf). Este dispositivo atuou contra um sistema de

reação ancorado em 2 tirantes, com perfuração no diâmetro de 700 mm e comprimento de 12,00 m, preenchida com argamassa. Cada um dos tirantes foi equipado com duas barras de aço St95/105 DYWIDAG com bitola de 36 mm e comprimento de 11,70 m. Conforme mostra o esquema da Figura 4.6.

Figura 4.6 – Esquema do sistema de reação com Tirantes

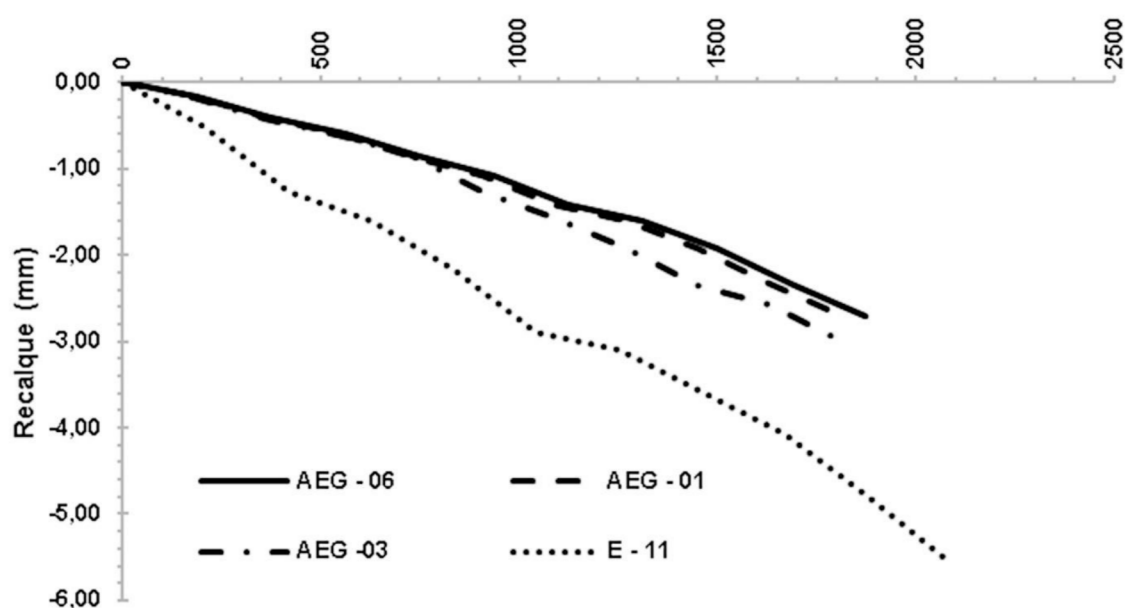


Fonte: Velloso e Lopes 2010.

A Figura 4.7 mostra as curvas carga x recalque experimentais das Estacas AEG-06, AEG-01, AEG-03 e E-11.

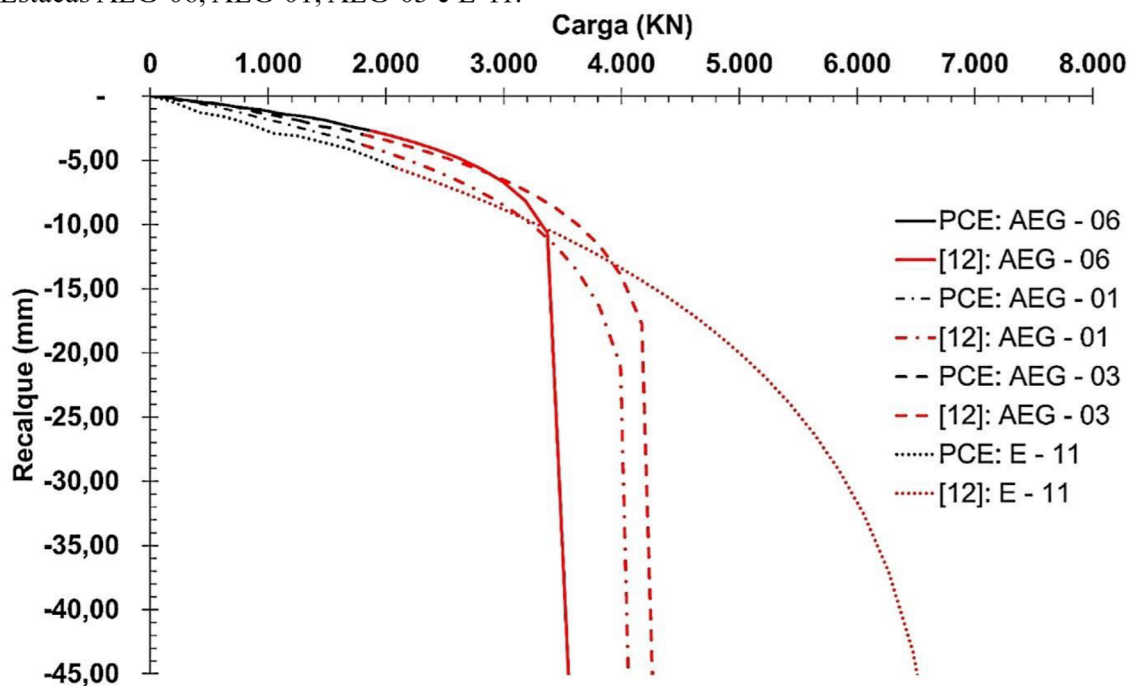
As curvas carga-recalques apresentadas na Figura 4.7 mostram os resultados dos ensaios de provas de cargas nas estacas pesquisadas. Conforme mencionado na Tabela 4.1, nenhuma das estacas alcançou a ruptura física, assim, foram determinadas as cargas de ruptura das estacas utilizando, para isso, extrapolações pelo Método de Van der Veen (1953) conforme resultados mostrados na Figuras 4.8 e, resumidamente, na Tabela 4.5.

Figura 4.7 – Curvas carga x recalque das Estacas AEG-06, AEG-01, AEG-03 e E-11



Fonte: Adaptado de Tecnord (2015).

Figura 4.8 – Carga de ruptura extrapoladas a partir do método de Van der Veen (1953) das Estacas AEG-06, AEG-01, AEG-03 e E-11.



Fonte: Elaborado pelo autor

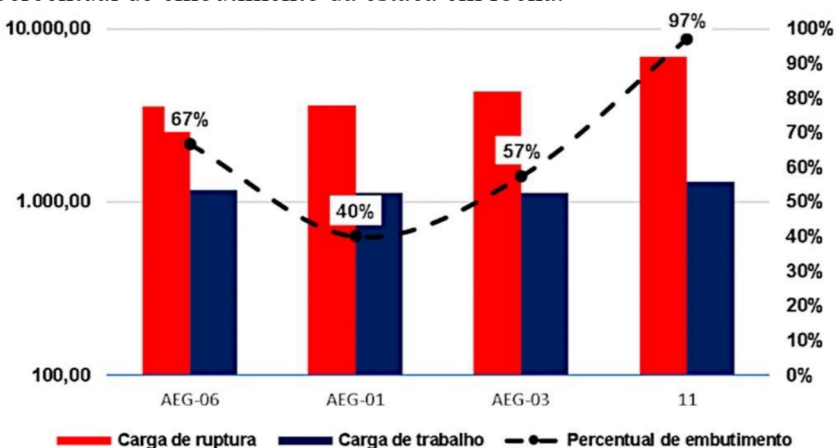
Tabela 4.5 – Cargas de Ruptura e Fator de segurança (FS) pelo método de Van der Veen

Obra	Estaca	Carga de ruptura (kN)	Carga de trabalho (kN)	Recalque máximo ensaiado (mm)	Recalque residual (mm)	FS
Santo Augusto VII	AEG-06	3.558,78	1.168,93	2,71	0,40	3,0
Santo Augusto II	AEG-01	3.628,41	1.128,73	3,82	1,67	3,1
São Virgílio III	AEG-03	4.354,09	1.128,73	3,01	1,17	3,9
Campo Largo IV	E-11	6.892,99	1.304,26	5,58	0,98	5,3

Fonte: Elaborado pelo autor

Observa-se que os valores obtidos de carga de ruptura são bem superiores aos valores de cargas de trabalho principalmente para a Estaca AEG-03, onde é possível perceber um maior trecho embutido da estaca. A Figura 4.9 apresenta graficamente a relação entre o percentual de embutimento e a diferença entre a carga de ruptura para a carga de trabalho.

Figura 4.9 – Cargas de ruptura x cargas de trabalho em relação ao percentual de embutimento da estaca em rocha.



Fonte: Elaborado pelo autor

4.4 Classificações geomecânicas

Os métodos analíticos para o dimensionamento das estacas embutidas em rochas, em geral, solicitam dados de deformabilidade e resistência. Assim, essa pesquisa buscou obtenção desses dados a partir dos resultados de sondagens mistas.

Dessa forma, o Sistema GSI foi o escolhido para classificar os maciços rochosos, por ser um método de classificação geomecânica mais atual, ter correlações com módulo de deformabilidade e, além disso, os parâmetros do critério de ruptura de Hoek-Brown são determinados de forma prática a partir de observações geológicas simples em campo ou por

informações analíticas utilizando as classificações RMR ou Q de forma adaptada, sem considerar a presença de água ou orientação da descontinuidade em relação a obra.

Pela falta de acesso as amostras de rochas e ensaios de resistência e deformabilidade; optou-se em determinar os valores de GSI de cada camada de rocha de forma analítica.

Para o cálculo do RMR, há 6 parâmetros de classificação com pesos. A resistência da rocha intacta é o primeiro parâmetro a ser considerado, a situação mais adequada seria obter essa informação a partir de ensaios de laboratório, no entanto, pela impossibilidade de realizar esses ensaios, foi observado o tipo de rocha e o grau de coerência apresentados em cada camada a partir das próprias sondagens mistas. Observando a Tabela 2.8 é possível notar que os arenitos variam de 50 MPa a 250 MPa, os argilitos variam de 5 MPa a 25 MPa e os Siltitos variam de 5 MPa a 50 MPa. Assim adaptou-se a classificação do grau de coerência da norma DNER-PRO 102/97 (DNER, 1997) de acordo com a Tabela 4.6 para permitir a obtenção da resistência da rocha intacta, procedendo dessa forma, é possível utilizar a Tabela 4.7 para obtenção do peso a ser somado no valor do RMR de Bieniawski (1989).

Tabela 4.6 – Grau de coerência (DNER, 1997) x Resistência uniaxial da rocha intacta (Marinos e Hoek, 2000)

Rocha	Coerência	Características	Resistência da rocha intacta estimada (MPa)
Arenito	Muito Coerente	a) Quebra com dificuldade ao golpe de martelo	250
Siltito		b) O fragmento possui bordas cortantes que resistem ao corte por lâmina de aço	50
Argilito		c) Superfície dificilmente riscada por lâmina de aço	25
Arenito	Coerente	a) Quebra com relativa facilidade ao golpe do martelo	100
Siltito		b) O fragmento possui bordas cortantes que podem ser abatidas pelo corte com lâmina de aço	25
Argilito		c) Superfície riscável por lâmina de aço	
Arenito	Pouco Coerente	a) Quebra facilmente ao golpe do martelo	50
Siltito		b) As bordas do fragmento podem ser quebradas com a pressão dos dedos.	25
Argilito		c) A lâmina de aço provoca um sulco acentuado na superfície do fragmento.	5
Arenito	Friável	a) Esfarela ao golpe do martelo	50
Siltito		b) Desagrega pela pressão dos dedos.	5
Argilito			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.7 – Peso RMR para parâmetro da rocha intacta

Resistência a compressão uniaxial da rocha intacta (MPa)	Peso RMR
25-50	4
50-100	7
100-250	12
>250	15

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989).

Próximo parâmetro considerado é o de qualidade da rocha calculada pelo quociente da soma dos comprimentos dos testemunhos superiores a 10 cm pelo comprimento do trecho perfurado, o RQD. Informação constante nos relatórios de sondagem mista das estacas pesquisadas. A Tabela 4.8 apresenta os pesos relativos a cada intervalo de RQD.

Tabela 4.8 – Peso RMR para parâmetro RQD

RQD	Peso RMR
25-50	8
50-75	13
75-90	17
90-100	20

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989).

O espaçamento das descontinuidades foi determinado fazendo uma correlação entre o grau de fraturamento observado nas sondagens mistas conforme DNER-PRO 102/97 (DNER,1997) que conta o número de fraturas por manobras e pesos RMR levando em consideração o espaçamento visual das descontinuidades. A Tabela 4.9 é a correlação entre esses dois parâmetros. O mesmo procedimento foi realizado entre o Grau de alteração conforme DNER-PRO 102/97 (DNER, 1997) e o padrão das descontinuidades obtendo assim a Tabela 4.10.

Tabela 4.9 – Grau de fraturamento (DNER, 1997) x espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1989)

Grau de fraturamento	Espaçamento das descontinuidades	Peso RMR
Pouco fraturada	>2 m	20
Medianamente fraturada	0,6-2 m	15
Muito fraturada	200-600 mm	10
Extremamente fraturada	60-200 mm	8
Em fragmentos	60-200 mm	8

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.10 – Grau de alteração (DNER, 1997) x padrão das discontinuidades (Bieniawski, 1989)

Grau de alteração	Espaçamento das discontinuidades	Peso RMR
Rocha sã ou praticamente sã	Superfície muito rugosa, e sem alteração, fechadas e sem persistência	30
Rocha pouco alterada	Superfície pouco rugosa, e levemente alterada, abertura menor que 1 mm	25
Rocha medianamente alterada		
Rocha muito alterada	Superfície pouco rugosa, e muito alterada, abertura menor que 1 mm	20
Rocha extremamente alterada	Superfície estriada ou espessura de preenchimento menor que 5 mm, ou abertura persistente de 1 mm a 5 mm	10

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, faz-se o somatório dos pesos obtidos nas Tabelas 4.7, 4.8, 4.9 e 4.10, caso seja maior que 23, diminui-se de 5 e obtém-se assim o valor GSI da camada de rocha, senão, haverá a necessidade de se determinar o valor da classificação geomecânica Q de Barton et al. (1974). Para todas as camadas estudadas nessa pesquisa, o GSI pode ser calculado diretamente por RMR de Bieniawski (1989).

Com os valores de GSI calculados para cada camada de rocha, calcula-se os parâmetros de resistência pelo critério de ruptura de Hoek e Brown generalizado (Hoek et al., 2002) e assim determina-se os valores de resistência do maciço rochoso, módulo de deformabilidade, módulo cisalhante, rigidez normal e rigidez cisalhante. Obtendo assim, todos os dados necessários para aplicação dos métodos analíticos para dimensionamento de estacas embutidas em rochas, bem como realizar simulações numéricas nos softwares RS2 e RS3. As Tabelas 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 apresentam os resultados das classificações geomecânicas das camadas rochosas do subsolo aonde as estacas da pesquisa foram executadas.

Tabela 4.11 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca AEG-06

Cota	GSI	Parâmetros de resistência de Hoek-Brown		Resistência do maciço rochoso (MPa)	Carga na Ponta (kN)	Deformabilidade do maciço rochoso (MPa)		Rigidez (MPa)	
		s	a			Er	Gr	KN	Ks
4,15	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
5	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
6	50	0,0039	0,5057	3,01	91236	9.341	3.736	35363	9703
7	50	0,0039	0,5057	3,01	91236	9.341	3.736	35363	9703

(Continuação Tabela 4.11 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca AEG-06)

Cota	GSI	Parâmetros de resistência de Hoek-Brown		Resistência do maciço rochoso (MPa)	Carga na Ponta (kN)	Deformabilidade do maciço rochoso (MPa)		Rigidez (MPa)	
		s	a			Er	Gr	KN	Ks
7,5	50	0,0039	0,5057	3,01	91236	9.341	3.736	35363	9703
8	58	0,0094	0,5033	5,54	167818	17.574	7.030	181613	58164
9	64	0,0183	0,5021	8,59	260196	26.894	10.758	110437	30136
10	64	0,0183	0,5021	8,59	260196	26.894	10.758	110437	30136
10,5	64	0,0183	0,5021	8,59	260196	26.894	10.758	110437	30136
11	60	0,0117	0,5028	6,42	194523	20.365	8.146	72341	22171
12	48	0,0031	0,5066	2,57	77893	7.911	3.164	85425	25136
13	48	0,0031	0,5066	2,57	77893	7.911	3.164	85425	25136
13,5	48	0,0031	0,5066	2,57	77893	7.911	3.164	85425	25136

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 4.12 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca AEG-01

Cota	GSI	Parâmetros de resistência de Hoek-Brown		Resistência do maciço rochoso (MPa)	Carga na Ponta (kN)	Deformabilidade do maciço rochoso (MPa)		Rigidez (MPa)	
		s	a			Er	Gr	KN	Ks
7	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
7,5	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
8	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
9	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
10	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
10,5	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 4.13 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca AEG-03

Cota	GSI	Parâmetros de resistência de Hoek-Brown		Resistência do maciço rochoso (MPa)	Carga na Ponta (kN)	Deformabilidade do maciço rochoso (MPa)		Rigidez (MPa)	
		s	a			Er	Gr	KN	Ks
5,1	48	0,0031	0,5066	2,57	77893	7.911	3.164	85425	25136
5,9	48	0,0031	0,5066	2,57	77893	7.911	3.164	85425	25136
6	47	0,0028	0,5070	2,37	71898	7.273	2.909	7720	1498
7	47	0,0028	0,5070	2,37	71898	7.273	2.909	7720	1498
7,5	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
8	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981

(Continuação Tabela 4.13 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca AEG-03)

Cota	GSI	Parâmetros de resistência de Hoek-Brown		Resistência do maciço rochoso (MPa)	Carga na Ponta (kN)	Deformabilidade do maciço rochoso (MPa)		Rigidez (MPa)	
		s	a			Er	Gr	KN	Ks
9	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
10	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
11	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
11	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
12	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
13	35	0,0007	0,5159	0,84	25536	2.567	1.027	24281	7981
14	48	0,0031	0,5066	2,57	77893	7.911	3.164	85425	25136
17	53	0,0054	0,5047	3,80	115114	11.920	4.768	161852	38514

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 4.14 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica da Estaca E-11

Cota	GSI	Parâmetros de resistência de Hoek-Brown		Resistência do maciço rochoso (MPa)	Carga na Ponta (kN)	Deformabilidade do maciço rochoso (MPa)		Rigidez (MPa)	
		s	a			Er	Gr	KN	Ks
1	50	0,0039	0,5057	3,01	91236	9.341	3.736	22406	2986
1,5	50	0,0039	0,5057	3,01	91236	9.341	3.736	22406	2986
2	55	0,0067	0,5040	4,42	134041	13.965	5.586	446109	2958
3	60	0,0117	0,5028	6,42	194523	20.365	8.146	39246	4434
4	64	0,0183	0,5021	8,59	260196	26.894	10.758	939023	9273
4,5	64	0,0183	0,5021	8,59	260196	26.894	10.758	939023	9273
5	67	0,0256	0,5017	10,65	322523	32.579	13.032	11895	7492
6	67	0,0256	0,5017	10,65	322523	32.579	13.032	11895	7492
7	67	0,0256	0,5017	10,65	322523	32.579	13.032	11895	7492
8	64	0,0183	0,5021	8,59	260196	26.894	10.758	21641	9273
9	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601
10	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601
11	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601
12	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601
13	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601
14	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601
15	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601
16	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601
17	69	0,0319	0,5015	12,27	371630	36.692	14.677	10995	8601

Fonte: Elaborado pelo autor

A Estaca AEG-06 apresenta valores de GSI variando de 35 a 64, com resistência do maciço rochoso chegando até a 8,59 MPa. A Estaca AEG-01 apresenta valores baixos de GSI,

35 e resistência do maciço rochoso igual a 0,84 MPa. A Estaca AEG-03 tem um intervalo de valores de GSI variando entre 35 e 48 com resistência do maciço no trecho de maior GSI igual a 2,57 MPa. A Estaca E-11 foi executada em um maciço mais resistente, chegando a valores de GSI iguais a 69 e resistência uniaxial igual a 12,27 MPa.

5. PREVISÕES DA CAPACIDADE DE CARGA POR PROPOSTAS DA LITERATURA

Este capítulo apresenta previsões da capacidade de carga pelos processos analíticos de Ladanyi (1977), Pells e Turner (1979), Kulhawy e Goodman (1987), Rowe e Armitage (1987a), Goodman (1989), Williams (1980b), Horvath (1983), Mascarenhas (2018) e por PCE's, na sequência os resultados das previsões são comparados. Utilizou-se também do método de Décourt e Quaresma (1982) considerando as camadas rochosas como solo de N_{SPT} elevado.

O Software RSPile que aplica os métodos analíticos de William e Pells (1981) para resistência lateral e resistência de ponta de Zhang e Einstein (1998) também foi utilizado para cálculo da capacidade de carga das estacas. Em relação à métodos numéricos, foram utilizados o Software RS2 no estado plano de deformação e o Software RS3 em simulação tridimensional.

Os dados apresentados neste capítulo foram coletados de quatro estacas caracterizadas nos Capítulos 3 e 4 desta pesquisa. O desenvolvimento de modificações na formulação desenvolvida por Mascarenhas (2018) é apresentada no Capítulo 6 em conjunto com a validação da equação modificada.

5.1 Ladanyi (1977)

Os diversos métodos de dimensionamentos da capacidade de carga de estacas embutidas em rochas necessitam da razão entre a deformabilidade da rocha e do concreto da estaca, geometria da estaca e da resistência do maciço rochoso, cujos valores já foram apresentados na caracterização de cada estaca estudada no Capítulo 4 (Tabelas 4.1, 4.5, 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14) da presente pesquisa.

Com essas informações, no caso do método de Ladanyi (1977), baseada na distribuição de carga de Osterberg e Gill (1973), utilizou-se o ábaco da Figura 2.9 para obtenção do percentual de carga que pode ser resistida pela lateral e pela ponta conforme a relação do comprimento do embutimento pelo raio da estaca. Vale mencionar que Ladanyi (1977) desenvolveu o seu trabalho instrumentando estacas escavadas em folhelho fraturado e estratificado, com RQD variando até 39%. Nas porções de rocha cujas estacas da presente pesquisa estão embutidas, o RQD variou de 0% a 96%.

Para o dimensionamento da capacidade total da carga aplicada na estaca, Ladanyi e Domingue (1980) utilizaram a Expressão 5.1, de Rosenberg e Journeaux (1976) e de Horvath (1978), para o cálculo da resistência lateral última da estaca para depois, dependendo da

geometria da estaca, obter a parcela de contribuição da resistência da ponta da estaca. A Tabela 5.1 apresenta para as estacas pesquisadas os dados e os resultados obtidos pelo Método de Ladanyi (1977). Vale mencionar que o método de Décourt e Quaresma (1982) foi utilizado para as camadas de solo em conjunto com os métodos para rochas nessa pesquisa.

$$\tau_f = \frac{1}{3} \sigma_c^{0,5} \quad (5.1)$$

Tabela 5.1 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Ladanyi (1977)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
RQD Médio	50%	0%	17%	76%
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
% resistido pela ponta conforme Figura 2.9	0%	0%	0%	0%
Carga lateral última (kN)	7.140,0	1.559,4	3364,2	23.454,2
Carga total última (somente embutimento) (kN)	7.140,0	1.559,4	3364,2	23.454,2
Carga total última (incluindo solo) (kN)	7.466,5	3.788,1	3.841,2	23.518,0

Fonte: Elaborado pelo Autor

Observa-se que as estacas estudadas têm uma relação entre o comprimento de embutimento (L) e o raio (a) muito elevados em relação aos apresentados na Figura 2.9, o que conduz a não considerar a parcela da resistência na ponta nas estacas por esse método.

5.2 Pells e Turner (1979)

O método de Pells e Turner contém uma classificação própria que depende do grau de fraturamento da rocha, onde é possível estimar valores de resistência uniaxial do maciço rochoso, bem como os valores de resistências de serviço e última da lateral e ponta da estaca. A Tabela 5.2 apresenta a classificação por Pells e Turner (1979). Tendo os valores das resistência de serviços última da ponta e última da lateral definidos, calcula-se a capacidade de carga para ponta e lateral considerando a área de contato.

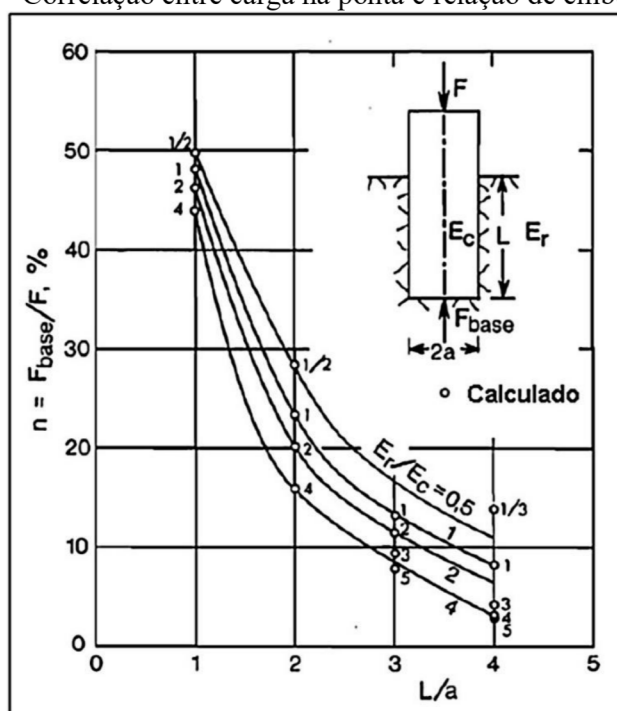
Diferente de Ladanyi (1977), Pells e Turner (1979) fazem uma comparação da relação entre a capacidade de carga de ponta pela a capacidade de carga da lateral e comparam com o percentual a ser resistido para ponta obtido pelo ábaco apresentado na Figura 5.1. Caso o valor calculado seja maior que o ábaco, a estaca trabalhará em regime elasto-plástico.

Tabela 5.2 – Valores de resistência e deformabilidade de arenitos pelo método de Pells e Turner (1979)

Classe	I	II	III	IV	V
Grau de Fraturamento	Pouco Fraturada	Fraturada	Muito fraturada	Extremamente fraturada	Fragmentada
Resistência a compressão uniaxial (MPa)	24	18	9,5	4,5	Não medido
Resistência última de ponta (MPa)	120	90	30	9,5	3,5
Resistência última de ponta permitida (MPa)	12	até 12	até 6	até 3,5	1
Resistência última de adesão lateral (MPa)	3	2,25	1,15	0,525	0,15
Módulo de deformabilidade do maciço rochoso (MPa)	2000	1450	1175	400	75

Fonte: Adaptado de Pells e Turner (1980), Pells et. al (1978), Pells et. al (1998), Mascarenhas (2018)

Figura 5.1 – Correlação entre carga na ponta e relação de embutimento L/a



Fonte: Pells e Turner (1979).

Outra diferença relevante em relação ao método de Ladanyi (1977) é a possibilidade de se realizar previsões de recalques através do ábaco apresentado na Figura 2.10. A Tabela 5.3 apresenta para as estacas pesquisadas os dados utilizados para aplicação e os resultados obtidos pelo método de Pells e Turner (1979). Como em Ladanyi (1977), a relação entre o comprimento embutido e os diâmetros das estacas pesquisadas são maiores do que os apresentados no ábaco de Pells e Turner (1979).

Tabela 5.3 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Pells e Turner (1979)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Regime para carga total última	Elástico	-	Elásto-plástico	Elásto-plástico
Recalque para carga de projeto (mm)	2,4	-	2,0	0,0
Carga total última (Incluindo camada de solo) (kN)	10.354,8	6.368,7	7.672,7	76220,5

Fonte: Elaborado pelo Autor

Não foi possível obter a previsão de recalque da Estaca AEG-01 pois, mesmo a estaca tendo embutimento em rocha, sua extremidade está apoiada em uma camada de solo. Outra observação a ser feita é em relação aos resultados obtidos na Estaca E-11, neste caso a capacidade de carga foi consideravelmente mais elevada em comparação aos valores obtidos nas outras estacas. Esse resultado é atribuído ao elevado comprimento de embutimento da estaca na rocha.

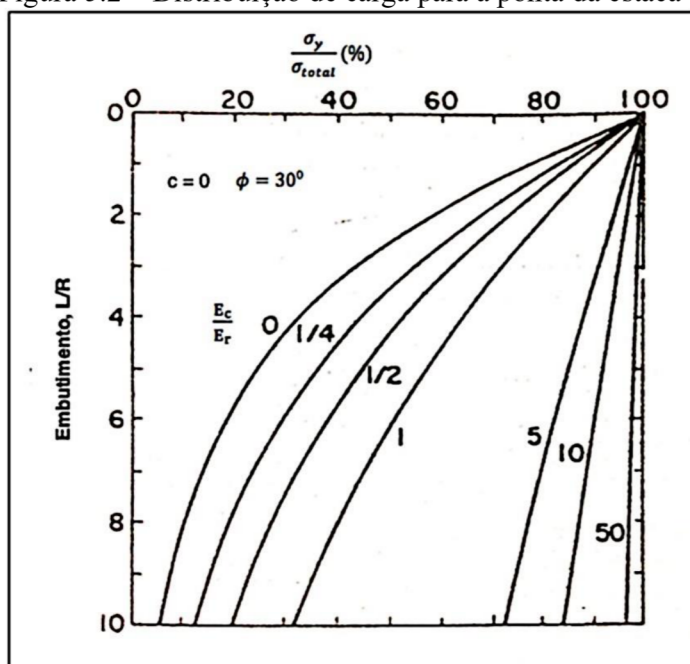
5.3 Kulhawy e Goodman (1987)

A presente pesquisa usou os dados de resistência do maciço rochoso e deformabilidade obtidos pela classificação geomecânica GSI, conforme apresentada em capítulo anterior, para realizar previsões de capacidade de cargas nas estacas pelo método de Kulhawy e Goodman (1987). A primeira informação necessária para utilização desse método é a tensão admissível de ponta, que segundo Kulhawy e Goodman (1980), depende do grau de fraturamento do maciço. Mascarenhas (2018) aconselha, quando não se dispõe de uma

caracterização mais detalhada do maciço, considerar para o cálculo da capacidade de carga máxima de ponta a resistência do maciço rochoso dividido por um fator de segurança entre 2 e 4. Nesse trabalho foi considerado um fator de segurança de 3,5.

O próximo passo do método foi determinar a distribuição de carga a ser resistida pela ponta e laterais utilizando o ábaco apresentado na Figura 5.2 conforme recomendação de Kulhawy e Carter (1992), assim, a estaca ficará dimensionada para o estado “elástico-friccional”.

Figura 5.2 – Distribuição de carga para a ponta da estaca



Fonte: Kulhawy e Goodman (1980).

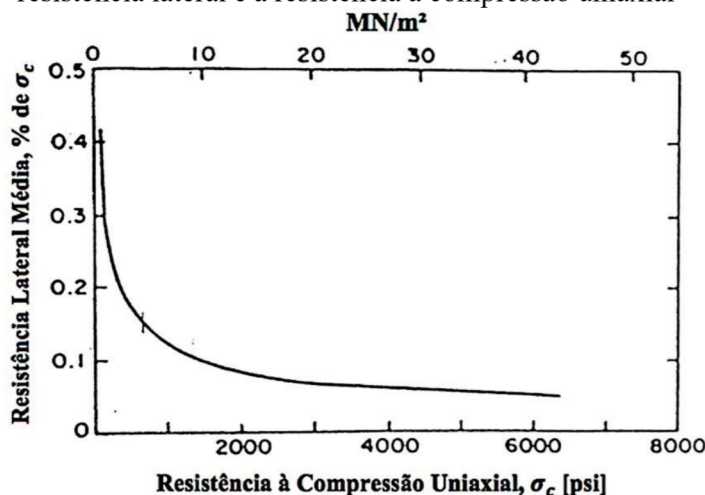
Os dados constantes na figura são: σ_y tensão resistida pela ponta da estaca, σ_{total} tensão total resistida pela estaca, E_c módulo de deformabilidade do concreto e E_r módulo de deformabilidade da rocha.

A Expressão 5.2 apresentada por Kulhawy e Goodman (1987) é utilizada para estimativa de recalque ρ considerando que a estaca esteja em um meio elástico e isotrópico. Em função carga axial do projeto da estaca Q , Módulo de deformabilidade do maciço rochoso E_m e o diâmetro da estaca D .

$$\rho \approx \frac{0,4Q}{E_m \cdot D^{0,5}} \quad (5.2)$$

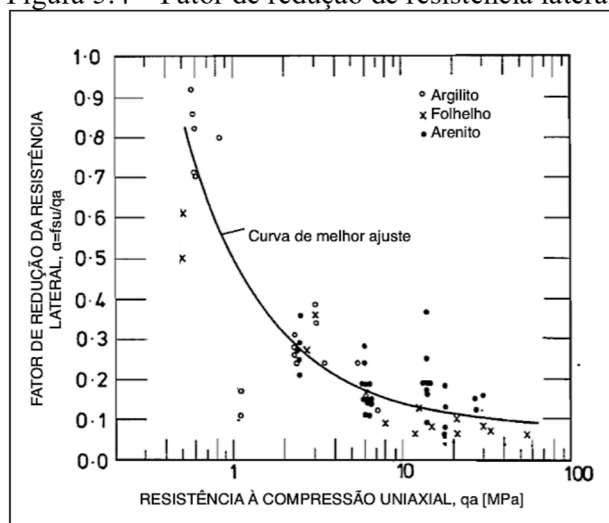
Há três opções para o cálculo da tensão lateral máxima em função da resistência uniaxial do maciço rochoso. A primeira usando o ábaco de Horvath e Kenney (1979) apresentado na Figura 5.3, outra usando o ábaco de Williams et al. (1980b) apresentado na Figura 5.4. A terceira opção, na falta de ensaios que melhor identifique a rugosidade entre a estaca e as camadas de rochas, Rowe e Armitage (1984) calcula a tensão máxima lateral como sendo 15% da resistência uniaxial do maciço rochoso. A Tabela 5.4 apresenta os resultados da capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Kulhawy e Goodman (1987)

Figura 5.3 – Correlação experimental entre a resistência lateral e a resistência a compressão uniaxial



Fonte: Horvath e Kenney (1979).

Figura 5.4 – Fator de redução de resistência lateral.



Fonte: Williams et al. (1980b).

Tabela 5.4 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Kulhawy e Goodman (1987)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Regime para carga total última	Elástico friccional	Elástico friccional	Elástico friccional	Elástico friccional
Recalque para carga última de projeto(mm)	0,18	0,96	0,56	0,10
Carga total última para resistência lateral de Horvath e Kenney (1979) (Incluindo camada de solo) (kN)	7.738,9	6.771,0	5.491,3	22.047,3
Carga total última para resistência lateral de Williams et al. (1980b) (Incluindo camada de solo) (kN)	10.481,2	7.432,2	5.066,5	27.248,9
Carga total última para resistência lateral de Rowe e Armitage (1984) (Incluindo camada de solo) (kN)	8.535,9	5.820,0	3.182,8	33.646,5

Fonte: Elaborado pelo Autor

5.4 Rowe e Armitage (1987a)

Os valores de resistência do maciço rochoso por esse método também foram obtidos por classificação geomecânica GSI, no entanto, a deformabilidade do maciço rochoso E_m é definida por Rowe e Armitage (1984) pela expressão 5.3 em função da resistência da rocha intacta σ_{ci} definida pela Tabela 2.8 adaptada de Marinos e Hoek (2000), ou seja:

$$E_m = 215 \cdot \sqrt{\sigma_{ci}} \cdot 0,7 \quad (5.3)$$

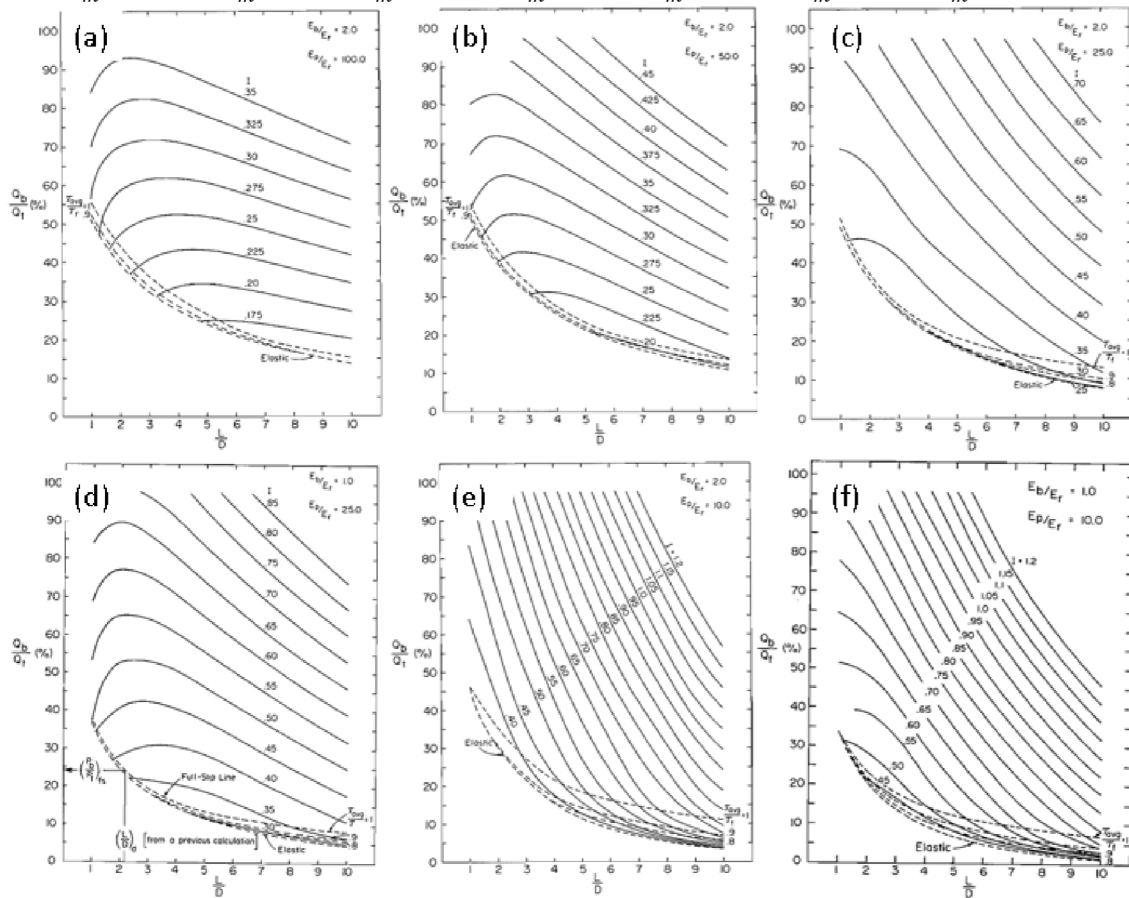
Como no método de Kulhawy e Goodman (1987), na falta de ensaios que melhor identifique a rugosidade entre a estaca e as camadas de rochas, Rowe e Armitage (1984) calcula a tensão máxima lateral como sendo 15% da resistência uniaxial do maciço rochoso. Para esse método foi aplicada ainda um fator de redução de 70%

Para determinar a distribuição de carga a ser resistida pela ponta e laterais, como nos métodos anteriores, há ábacos que para utilizá-los é necessário definir, além dos valores de deformabilidade do concreto e da geometria da estaca, o valor da razão entre a deformabilidade da rocha na base e da lateral da estaca, e calcular o fator de influência de recalque I_p conforme

a Expressão 5.4 onde se estimou um recalque aceitável de 1% do diâmetro da estaca. A Figura 5.5 apresenta os diversos ábacos de Rowe e Armitage (1987b) que foram utilizados na presente pesquisa e a Tabela 5.5 apresenta os resultados da capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Rowe e Armitage (1987a).

$$I_p = \rho E_m D / Q_t \quad (5.4)$$

Figura 5.5 – Correlação entre distribuição de carga na estaca, L/D e fator de influência de recalque devido ao embutimento (a) $\frac{E_c}{E_m} = 100$ e $\frac{E_b}{E_m} = 2$, (b) $\frac{E_c}{E_m} = 50$ e $\frac{E_b}{E_m} = 2$, (c) $\frac{E_c}{E_m} = 25$ e $\frac{E_b}{E_m} = 2$, (d) $\frac{E_c}{E_m} = 25$ e $\frac{E_b}{E_m} = 1$, (e) $\frac{E_c}{E_m} = 10$ e $\frac{E_b}{E_m} = 2$, (f) $\frac{E_c}{E_m} = 10$ e $\frac{E_b}{E_m} = 1$



Fonte: adaptado de Rowe e Armitage (1987b)

Tabela 5.5 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Rowe e Armitage (1987a)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Regime para carga total última	Elástico	Elástico	Elástico	Elástico
Recalque para carga última de projeto(mm)	4,10	4,10	4,10	4,10
Carga total última (Incluindo camada de solo) (kN)	6.137,0	5.576,9	2.660,6	8.304,8

Fonte: Elaborado pelo Autor

5.5 Goodman (1989)

Característica importante observada nesse método é a não necessidade de consultas em ábacos específicos, é possível realizar o pré-dimensionamento com os dados obtidos e suas formulações analíticas. No entanto, há outros 2 parâmetros de deformabilidades a serem definidos para a realização dos cálculos. O Coeficiente de Poisson ν e a constante elástica μ .

Para as estacas e maciços rochosos pesquisados, foi estimado um valor de 0,25 para o coeficiente de Poisson do concreto e do maciço rochoso. Para o cálculo da constante elástica do maciço rochoso foi utilizada a Expressão 5.5.

$$\mu = \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} \quad (5.5)$$

Com os coeficientes de deformabilidade definidos, calcula-se a tensão máxima de ponta σ_p utilizando a Expressão 5.6 em função da tensão total última σ_t aplicada na estaca, os coeficientes de deformabilidades já citados e a geometria da estaca.

$$\sigma_p = \sigma_t e^{\left(-\frac{4\nu_c\mu}{1+\nu_c+\frac{(1+\nu_r)E_c}{E_m}} \cdot \frac{L}{D}\right)} \quad (5.6)$$

Para o cálculo da tensão máxima lateral unitária τ_f é necessário estimar o ângulo de atrito pelo parâmetro de RQD conforme Kulhawy e Goodman (1987) apresentado na Tabela 5.6. A Tensão lateral também depende do coeficiente β que pode variar entre 0,3 e 0,9,

dependendo da rugosidade do fuste, e a resistência uniaxial do maciço rochoso conforme apresentado na Expressão 5.7.

Tabela 5.6 – Ângulo de atrito do maciço rochoso em função do RQD

RQD (%)	Ângulo de atrito
0-70	30°
70-100	70°

Fonte: Adaptado de Kulhawy e Goodman (1987)

$$\tau_f = \sigma_c \cdot \frac{\beta}{2 \tan \left(45^\circ + \frac{\phi_r}{2} \right)} \quad (5.7)$$

O valor da previsão de recalque ρ é obtido através da Expressão 5.8. Importante observar que há o fator de redução n devido ao embutimento na rocha definido pela Tabela 5.7. Os resultados obtidos pelo método de Goodman (1989) são apresentados na Tabela 5.8 para valores de α igual a 0,3, 0,6 e 0,9 para previsões pessimistas, médias e otimistas respectivamente.

$$\rho = \frac{\left(\frac{\pi}{2} \right) \sigma_p (1 - \nu^2) D}{2 E_m n} \quad (5.8)$$

Tabela 5.7 – Fator de redução de recalque devido ao embutimento

L/a	Fator de redução de recalque n					
	0	2	4	6	8	14
$\nu_r = 0,0$	1,0	1,4	2,1	2,2	2,3	2,4
$\nu_r = 0,3$	1,0	1,6	1,8	1,8	1,9	2,0
$\nu_r = 0,5$	1,0	1,4	1,6	1,6	1,7	1,8

Fonte: Adaptado de Goodman (1989)

Tabela 5.8 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Goodman (1989)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5

(Continuação da Tabela 5.8 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Goodman (1989))

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Regime para carga total última	Elástico	Elástico	Elástico	Elástico
Recalque para carga última de projeto(mm)	0,00	0,00	0,01	0,00
Carga total última (kN) ($\alpha = 0,3$)	4.808,8	7.215,1	3.553,9	11.418,6
Carga total última (kN) ($\alpha = 0,6$)	8.596,3	7.653,1	4.921,2	22.522,4
Carga total última (kN) ($\alpha = 0,9$)	12.383,8	8.091,0	6.288,5	33.626,3

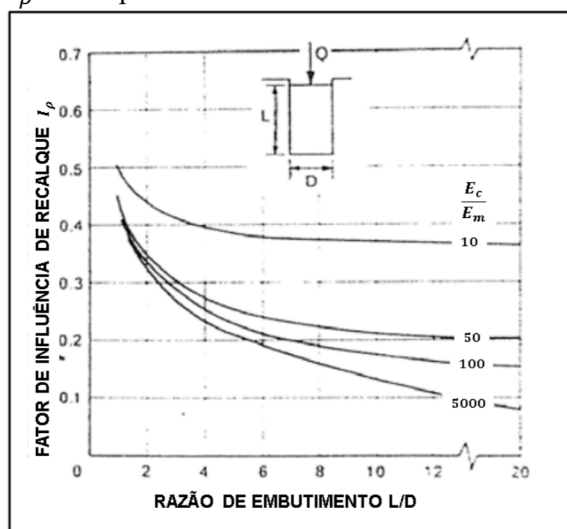
Fonte: Elaborado pelo Autor

5.6 Williams (1980b)

Diferentemente de Goodman (1989), esse método utiliza bastante consultas em ábacos específicos, O primeiro a ser consultado já foi apresentado na Figura 5.4 para determinação da tensão lateral unitária, nesse método representado por f_{su} , em função da resistência uniaxial do maciço rochoso. Multiplicando pela área do fuste, é possível determinar a carga a ser transferida 100% para lateral chamado de Q_d .

Conhecendo o comprimento embutido em rocha (L), o diâmetro da estaca (D) além da razão entre o módulo de deformabilidade do concreto da estaca e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso, utiliza-se o ábaco de Donald et al. (1980) apresentado na Figura 5.6 para determinação do fator de influência para o recalque I_p

Figura 5.6 – Fator de Influência de recalque I_p obtido por resultados numéricos



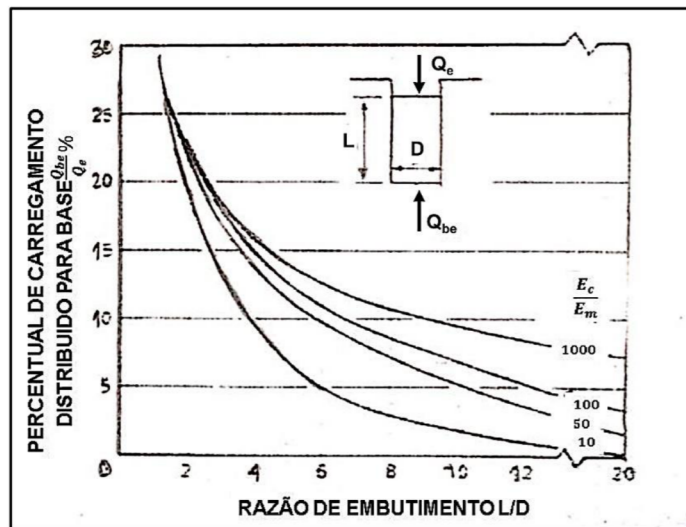
Fonte: adaptado de Donald et al. (1980)

Assim é possível calcular a carga total elástica Q_e conforme a Expressão 5.9, onde F_p é o fator de segurança relativo ao recalque. Como sugestão de Williams et al. (1980b) para associar também o grau de incerteza da estimativa do módulo de deformabilidade do maciço rochoso E_m , o valor de F_p foi considerado 2.

$$Q_e = \frac{\rho_m D \cdot E_m}{F_p I_\rho} \quad (5.9)$$

Próximo ábaco a ser utilizado, também de Donald et al. (1980), apresentado na Figura 5.7, define o percentual do carregamento elástico que pode ser transferido para base, calculando assim o valor da carga na ponta elástica Q_{be} . A tensão de ponta elástica f_{be} também é obtida, considerando a área de contato da ponta a seção da estaca.

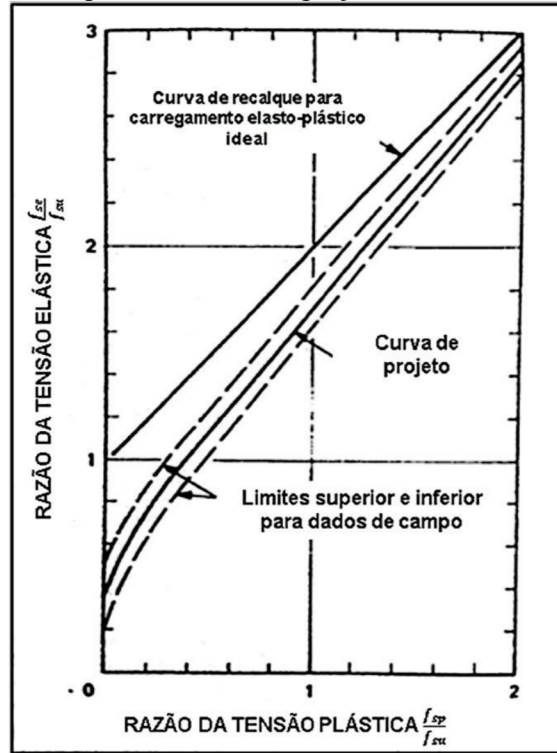
Figura 5.7 – Distribuição da carga aplicada em maciço rochoso



Fonte: adaptado de Donald et al. (1980)

Descontando a carga na ponta elástica Q_{be} do valor da carga total elástica Q_e , obtém-se a carga na lateral elástica máxima Q_{se} . Sendo possível também, conhecendo a área de fuste no trecho rochoso, calcular a tensão lateral f_{se} . Calcula-se a razão entre f_{se}/f_{su} assim é possível, através do ábaco apresentado na Figura 5.8, obter a razão da componente elástica da tensão mobilizada f_{sp}/f_{su} para normalização da tensão. Destaca-se aqui, o grande diferencial desse método, que engloba a região plástica da tensão de cisalhamento lateral. A tensão mobilizada na lateral f_s e a carga lateral Q_s são obtidas através das Expressões 5.10 e 5.11

Figura 5.8 – Fator de normalização da tensão elasto-plástica, curva de projeto.



Fonte: adaptado de Williams et al. (1980b)

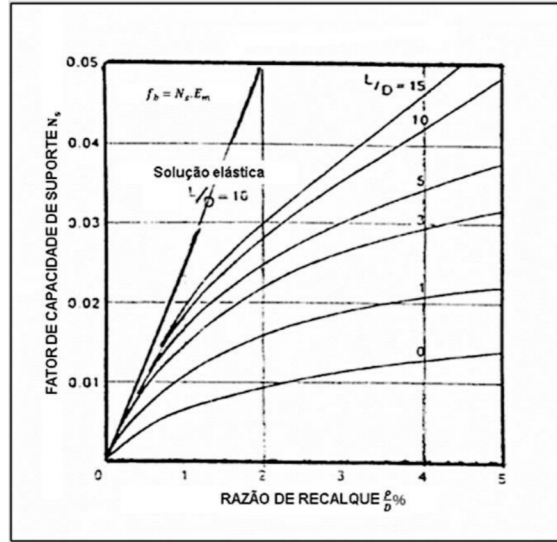
$$\frac{f_s}{f_{su}} = \frac{f_{se}}{f_{su}} - \frac{f_{sp}}{f_{su}} \quad (5.10)$$

$$Q_s = f_s \pi D L \quad (5.11)$$

Próximo passo foi determinar a componente não linear da tensão na ponta f_b , determinando o fator de capacidade de suporte N_s para um recalque equivalente a 1% do diâmetro utilizando o ábaco da Figura 5.9 e depois aplicando a Expressão 5.12 para determinação de f_{b1}

Utiliza-se o ábaco da Figura 5.10 e a Expressão 5.12 para determinação da componente não linear da tensão de ponta f_b bem como, com o auxílio da Expressão 5.13, determinar a carga de ponta Q_b . Assim a capacidade de carga da estaca será o somatório entre Q_s e Q_b . Os resultados obtidos pelo método de Williams (1980b) são apresentados na Tabela 5.9.

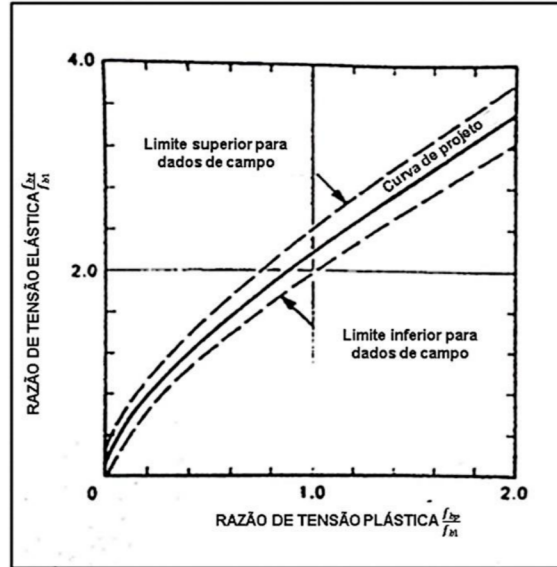
Figura 5.9 – Fator de capacidade de suporte



Fonte: adaptado de Williams et al. (1980b)

$$N_s = f_{b1}/E_m \quad (5.12)$$

Figura 5.10 – Processo de normalização da tensão na ponta da estaca / curva de projeto.



Fonte: adaptado de Williams et al. (1980b)

$$\frac{f_b}{f_{b1}} = \frac{f_{be}}{f_{b1}} + \frac{f_{bp}}{f_{b1}} \quad (5.12)$$

$$Q_b = \frac{f_b \pi D^2}{4} \quad (5.13)$$

Tabela 5.9 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Williams (1980b)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Regime para carga total última	Elásto-plástico	Elásto-plástico	Elásto-plástico	Elásto-plástico
Recalque para carga última de projeto (mm)	4,10	4,10	4,10	4,10
Carga total última (solo e rocha) (kN)	29.886,8	2.180,6	30.487,9	134.079,6

Fonte: Elaborado pelo Autor

5.7 Horvath (1983)

Primeiro passo do método é calcular a resistência última de adesão lateral q_s utilizando-se da Expressão 5.14 em função de b , um coeficiente que varia entre 0,2 a 0,3; o nível de rugosidade RF , pior situação ensaiada por Horvath (1983) foi obtido um valor de 0,036; resistência do maciço rochoso σ_c por Pells e Turner (1979), conforme tabela 5.2.

$$q_s = b \cdot 0,8 \cdot RF^{0,45} (\sigma_c)^{3/2} \quad (5.14)$$

Para cálculo de capacidade de carga de ponta, deve-se utilizar a resistência última de ponta, também definido na Tabela 5.2 e multiplicar pela área da ponta da estaca. Assim calcula-se a resistência e a capacidade de carga da estaca em relação ao fuste e a ponta, considerando basicamente a resistência do maciço rochoso e rugosidade, sem a necessidade de ábacos ou dados mais complexos. Os resultados são apresentados na Tabela 5.10

Tabela 5.10 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Horvath (1983)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Carga total última (kN)	9.139,7	5.323,1	8.394,6	83.231,1

Fonte: Elaborado pelo Autor

5.8 Décourt e Quaresma (1982)

Esse método foi aplicado simplificando as rochas encontradas nos perfis de sondagens mistas como sendo camadas de solo com N_{SPT} elevado, considerado 50. Primeiro passo é corrigir qualquer N_{SPT} menor do que 3, para o valor igual a 3 e qualquer outro maior que 50 ou rochas para o valor igual a 50. A resistência de ponta q_p em tf/m^2 é dada pela Expressão 5.15, onde C é dado pela Tabela 5.11 e o valor N_{SPT} é a média das camadas imediatamente anterior e posterior a ponta. Já a resistência lateral é dada pela Expressão 5.16. Os resultados do método são apresentados na Tabela 5.12. Vale mencionar que esse método também foi utilizado para as camadas de solo em conjunto com os demais métodos nessa pesquisa.

$$q_p = C \cdot N_{SPT} \quad (5.15)$$

Tabela 5.11 – Valores de C

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

$$q_s = \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \quad (5.16)$$

Tabela 5.12 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Décourt e Quaresma (1982)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Carga total última (kN)	3.277,0	6.136,0	3.273,6	4.767,9

Fonte: Elaborado pelo Autor

5.9 Mascarenhas (2018)

Esse método tem objetivo de simplificar bastante a estimativa da capacidade de carga, trazendo como única variável a resistência uniaxial do maciço rochoso além da geometria da estaca. O cálculo para tensão de ruptura foi efetuado utilizando-se a expressão 5.17. A Tabela 5.13 mostra os resultados das previsões da capacidade de carga das estacas avaliadas.

$$\frac{\sigma_{ruptura}}{\sigma_{ci}} = \frac{0,35L}{D} + 1,38 \quad (5.17)$$

Tabela 5.13 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo método de Mascarenhas (2018)

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Carga total última (kN)	4.273,7	5.377,7	2.237,2	18.298,6

Fonte: Elaborado pelo Autor

5.10 Softwares utilizados

Foram utilizados 3 softwares da Rocscience para realização das simulações das estacas.

5.10.1 RSPile

O primeiro, RSPile, é um programa específico para estudo de estacas escavadas, com a utilização de metodologias analíticas.

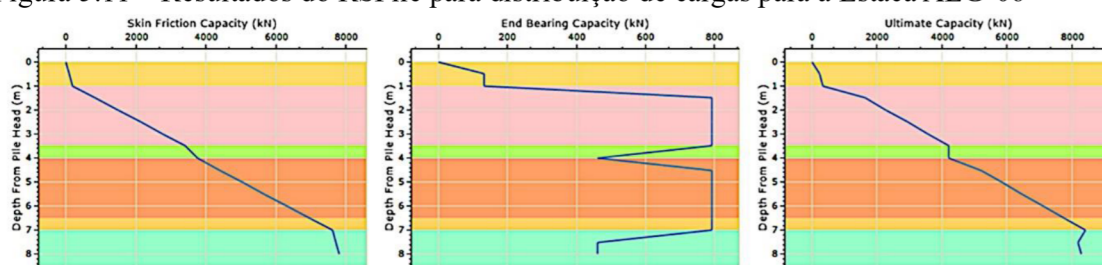
Para análise das estacas desse trabalho, foram realizados os seguintes procedimentos preliminares do programa: definição do tipo de suporte da carga na estaca, definição da distribuição da carga para lateral e ponta, o tipo da estaca como escavada, e verificação do padrão de unidade a ser utilizado.

Após a definição do tipo de estaca (escavada), as informações relacionadas as rochas são inseridas a partir dos resultados das sondagens. O método de cálculo para resistência lateral escolhido foi o de Williams e Pells (1981), já para a resistência de ponta, o método

escolhido foi Zhang e Einstein (1998). Os dados para caracterização das subcamadas, foram obtidos na aplicação dos métodos analíticos de Pells e Turner (1979) e são: Resistência a compressão uniaxial, limites de resistência lateral e de ponta e RQD.

O programa solicita ainda as dimensões da estaca, o módulo de deformabilidade do concreto e as espessuras de cada subcamada. A Figura 5.11 mostra as cargas resistidas pela lateral e topo da Estaca AEG-06. A Tabela 5.14 apresentam os resultados de capacidade de carga total.

Figura 5.11 – Resultados do RSPile para distribuição de cargas para a Estaca AEG-06



Fonte: Elaborado pelo autor utilizando o software RSPile

Tabela 5.14 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo Software RSPile

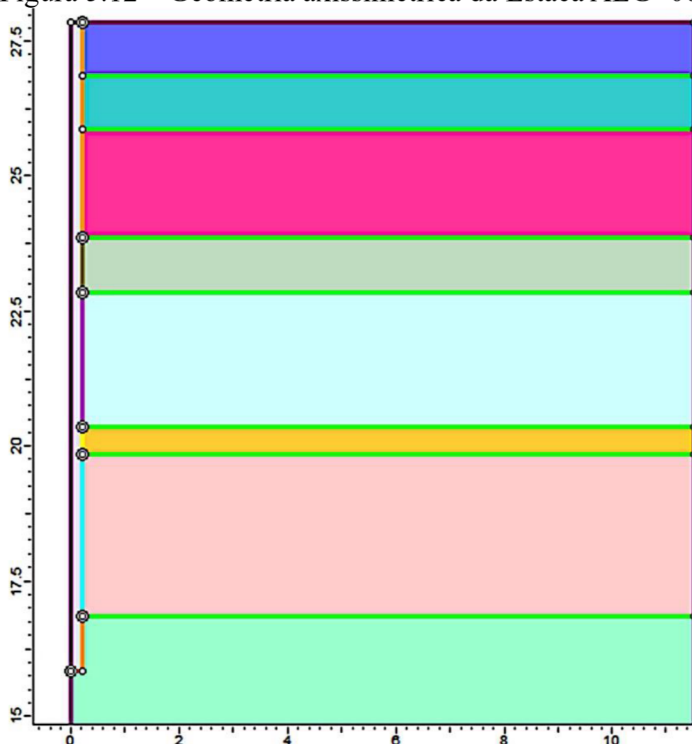
Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	E-11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Carga total última (kN)	8.270,9	6.270,5	4.937,2	23.152,0

Fonte: Elaborado pelo Autor

5.10.2 RS2

O RS2 é um programa da Rocscience que utiliza o método dos elementos finitos para simulação da capacidade de carga das estacas, considerando o estado plano de deformação ou axissimétrico. Nesse estudo analisou-se pelo estado axissimétrico conforme mostra a Figura 5.12, vale mencionar que, neste software considera-se a variação das camadas em contato com a estaca.

Figura 5.12 – Geometria axissimétrica da Estaca AEG -06



Fonte: Elaborado pelo autor utilizando o software RS2

Foi configurado 30 estágios diferentes de tensões, onde os dez primeiros são similares aos estágios de cargas realizados em cada ensaio PCE e os restantes foram extrapolações com a taxa de acréscimo de carga constante.

Com a geometria definida, os materiais foram caracterizados. Em relação ao concreto da estaca, foi considerado um material elástico de resistência característica f_{ck} igual a 20 MPa, módulo de deformabilidade E_c de 20 GPa e coeficiente de Poisson ν_c de 0,25. Em relação as subcamadas de solos, o critério de ruptura considerado foi o de Mohr-Coulomb e os parâmetros de resistência e deformabilidade foram estimados através de correlações semiempíricas com base no N_{SPT} conforme mostra a Tabela 5.15 com os resultados médios. Para as camadas rochosas, o critério de ruptura escolhido foi o de Hoek e Brown (2002), com isso, houve a necessidade de realizar as classificações geomecânicas que foram abordadas no Item 4.4. As Tabelas apresentam a caracterização dos parâmetros das camadas rochosas.

Um dos pontos mais complexos para configuração das estacas no sistema RS2 é a região de contato entre a estaca e as camadas de rochas. Os tutoriais da Rocscience sugerem algumas formas para representar geometricamente a interface. A primeira seria considerar uma interface denominada *liner* configurada com as propriedades de deformabilidade do concreto, a limitação desse processo seria considerar a rocha sempre aderente à estaca.

Tabela 5.15 – Correlações semiempíricas para determinação dos parâmetros de solos através do N_{SPT}

Parâmetro	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	E-11
Peso específico γ (kN/m^3) (Godoy, 1972)	20,0	23,8	19,7	21
Módulo de deformabilidade E (MPa) (Décourt, 1995)	36,75	381,73	50,50	3,50
Ângulo de atrito ϕ' (Kishida, 1967)	28°	57°	30°	19°
Coesão c' (kPa) (Décourt, 1995)	0	0	0	0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Outra forma de representar a interface estaca-rocha seria a utilização de juntas ou descontinuidades que é um termo genérico para qualquer quebra na continuidade mecânica do maciço rochoso que tenha nenhuma ou baixa resistência a tração. Há diversos modelos para descrição do comportamento cisalhante das descontinuidades, o utilizado nesse trabalho foi o de Barton e Bandis (1990) considerando que a área de contato seja limpa de impurezas. Os dados necessários para configuração dessas juntas são a resistência da descontinuidade que foi considerado igual a resistência da rocha intacta, o coeficiente de rugosidade de Barton (1973) JRC que foi considerado como estaca lisa no valor igual a 1 e o ângulo de atrito residual de 30,5°. Também há a necessidade de identificar os valores de rigidez normal e rigidez cisalhante da descontinuidade.

A rigidez normal k_n e ao cisalhamento k_s das descontinuidades podem ser estimadas a partir do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, da rocha intacta e do espaçamento entre juntas l . assumindo que a deformabilidade de um maciço rochoso é devido à deformabilidade da rocha intacta e à deformabilidade das juntas no maciço rochoso, então Barton (1972) sugere a utilização das expressões 5.18 e 5.19.

$$k_n = \frac{E_i \cdot E_m}{l(E_i - E_m)} \quad (5.18)$$

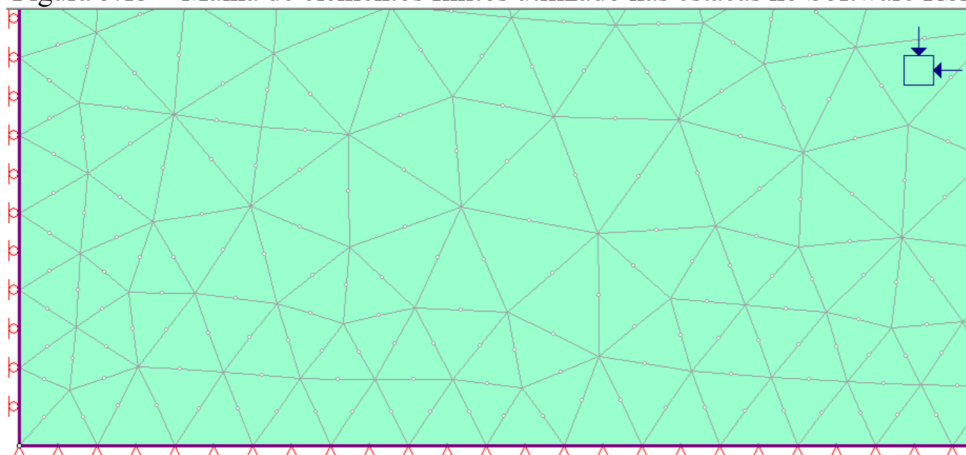
$$k_s = \frac{G_i \cdot G_m}{l(G_i - G_m)} \quad (5.19)$$

Onde: G_i é o módulo cisalhante da rocha intacta e G_m é o módulo cisalhante do maciço rochoso.

Há outros métodos para representar geometricamente a interface estaca-rocha no Software RS2 fazendo composições de descontinuidades e *liners* ou usando elementos estruturais, no entanto, foram alcançados valores mais concordantes com os métodos analíticos dessa pesquisa somente através da geometria que utiliza os padrões de descontinuidades simulando a interface estaca-rocha.

A malha utilizada no método dos elementos finitos foi em formato de grade triangular com 6 vértices e com 500 nós externos, sem alterar os padrões originais do RS2, que conduziu a intervalos de processamento toleráveis. As condições de contornos laterais foram consideradas indeslocáveis na direção horizontal e livres na vertical, enquanto o contorno da base da figura foi definido como completamente indeslocável. A Figura 5.13 exemplifica um trecho da malha e condições de contorno.

Figura 5.13 – Malha de elementos finitos utilizado nas estacas no Software RS2

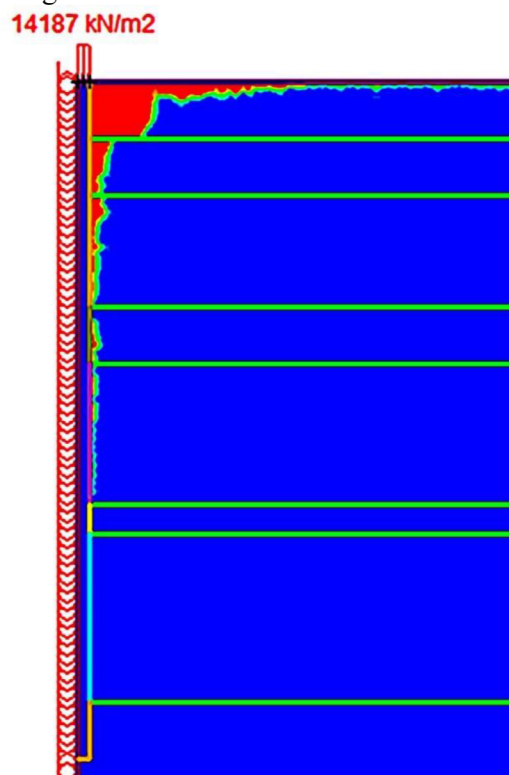


Fonte: Elaborado pelo autor utilizando o software RS2

Após a aplicação das tensões no topo da estaca, em estágios partindo do zero, e acrescentando carga em intervalos e em de acordo aos ensaios de prova de carga estática (PCE). A Figura 5.14 mostra uma saída gráfica das tensões transmitidas ao solo em que observa-se, em vermelho, regiões de plastificação no 11º estágio da Estaca AEG-06.

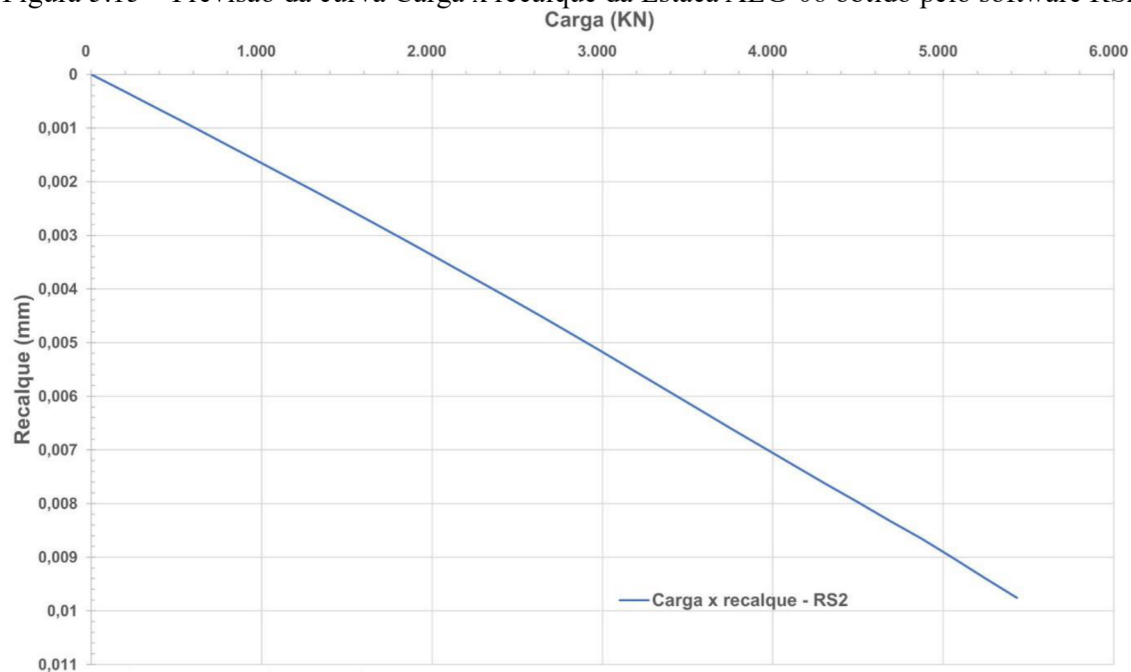
A partir da análise de tensão x deformação usando os resultados do software, é possível estimar os deslocamentos no topo da estaca para cada estágio de carregamento e assim obter a tensão de plastificação. Para esse estudo, foi considerado um limite de 1% do diâmetro da estaca como o limite para ruptura convencionada da estaca conforme os demais métodos estudados. A Figura 5.15 apresenta o gráfico de carga x recalque simulado pelo Software RS2 para a Estaca AEG-06. A Tabela 5.16 apresenta os resultados das previsões da capacidade de carga obtidos a partir da utilização do Software RS2.

Figura 5.14 – Tensões transmitidas ao solo e porções de regiões de plastificação da Estaca AEG-06, 11º estágio de carregamento



Fonte: Elaborado pelo autor utilizando o software RS2

Figura 5.15 – Previsão da curva Carga x recalque da Estaca AEG-06 obtido pelo software RS2



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 5.16 – Previsões da capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo Software RS2

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Recalque (mm)	3,15	7,79	4,99	4,28
Carga total última (kN)	2.247,6	1.088,5	1.451,4	1.879,9

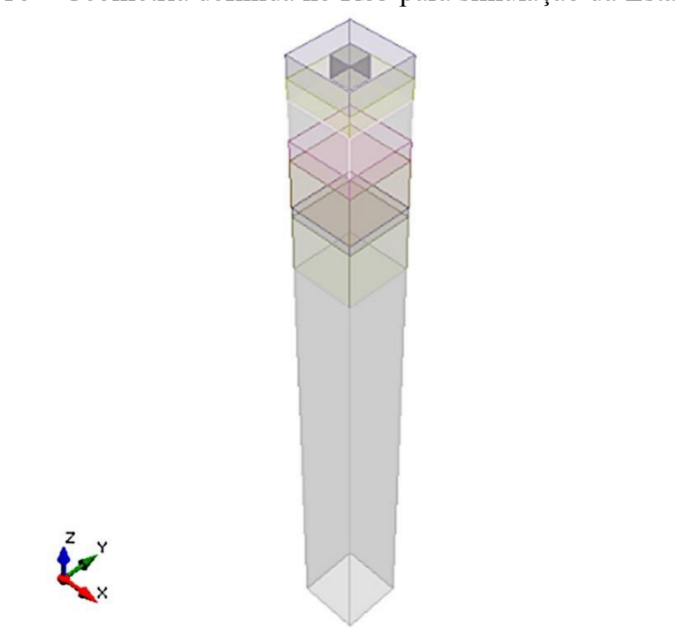
Fonte: Elaborado pelo Autor

5.10.3 RS3

O Software RS3 tem uma vantagem operacional em relação ao RS2 por conta da possibilidade de se definir elementos de suportes estruturais que simulam bases de fundação e estacas.

As propriedades dos materiais que compõem o subsolo são definidas de forma similar ao RS2. A definição da geometria no RS3 é efetuada da seguinte forma: define-se os limites do modelo e em seguida inclui-se outras formas geométricas para cada camada do subsolo. A Figura 5.16 mostra a geometria do subsolo para a simulação do comportamento da Estaca AEG-06.

Figura 5.16 – Geometria definida no RS3 para simulação da Estaca AEG-06



Fonte: Elaborado pelo autor utilizando o software RS3

A próxima etapa foi a definição dos suportes. Dessa forma, optou-se pela inclusão de uma placa horizontal que atuará como coroamento das estacas e elemento transmissor das cargas. Esse elemento foi inserido na face superior da geometria em formato de quadrado de 1,1 m de lado. As propriedades neste caso, requeridas pelos programas são: módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson e peso específico.

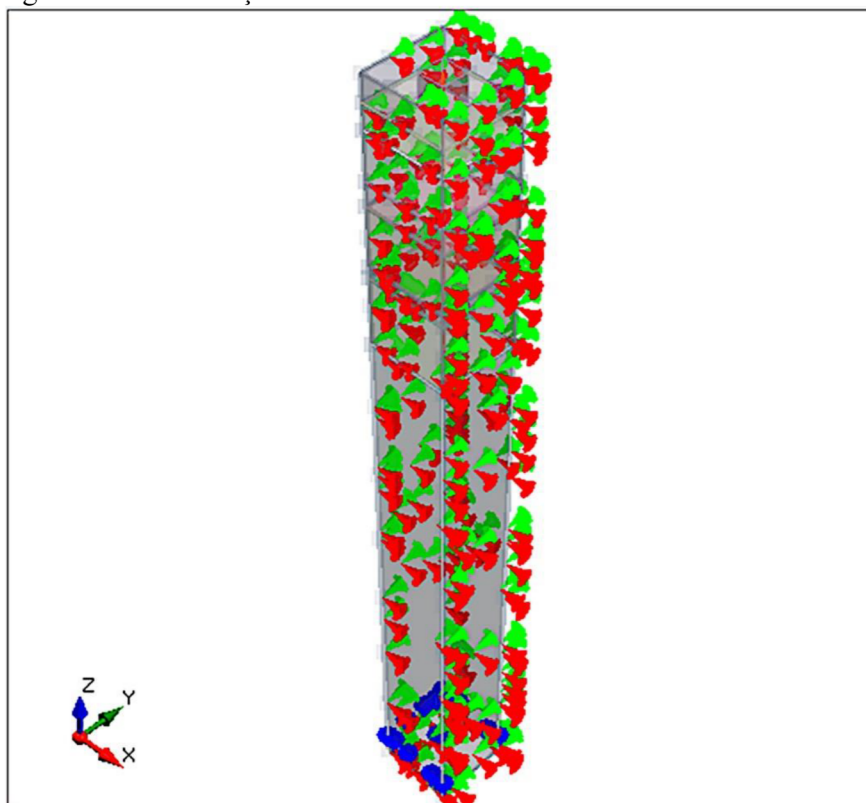
No programa, as propriedades mecânicas da estaca são os parâmetros elásticos de deformação, a geometria, peso específico e definindo o tipo do material como elástico. Além disso, insere-se informações de rigidez k_n e k_s e resistência a compressão simples e a tração. Vale mencionar ainda que ao se adicionar à estaca no programa, deve-se posicioná-la ao centro do elemento horizontal além de definir seu comprimento.

Para adicionar o carregamento, diferentemente do RS2, foram criados somente 2 estágios, um sem elementos de fundação e sem cargas e outro com a fundação e os carregamentos atuantes. Assim, foi adicionada inicialmente a carga máxima aplicada no PCE para obtenção do deslocamento e posteriormente essa carga foi variando em estágios até a obtenção de uma carga que apresente um valor de recalque admissível. A carga foi centralizada, ou seja, coincidente com o centro da estaca em uma área quadrada de 1,0 m de lado.

O passo seguinte foi definir os limites de contorno como livre na face superior da geometria, indeslocável nos eixos x e y e livre no eixo z nas faces verticais, e indeslocável nos três eixos na face inferior horizontal como é apresentado na Figura 5.17 para a Estaca AEG-06. Foi utilizada a malha padrão do software RS3 conforme mostra a Figura 5.18. Dessa forma a saída gráfica do programa é ilustrada na Figura 5.19 para a Estaca AEG-06. Assim, obtém-se as previsões dos deslocamentos da estaca analisada.

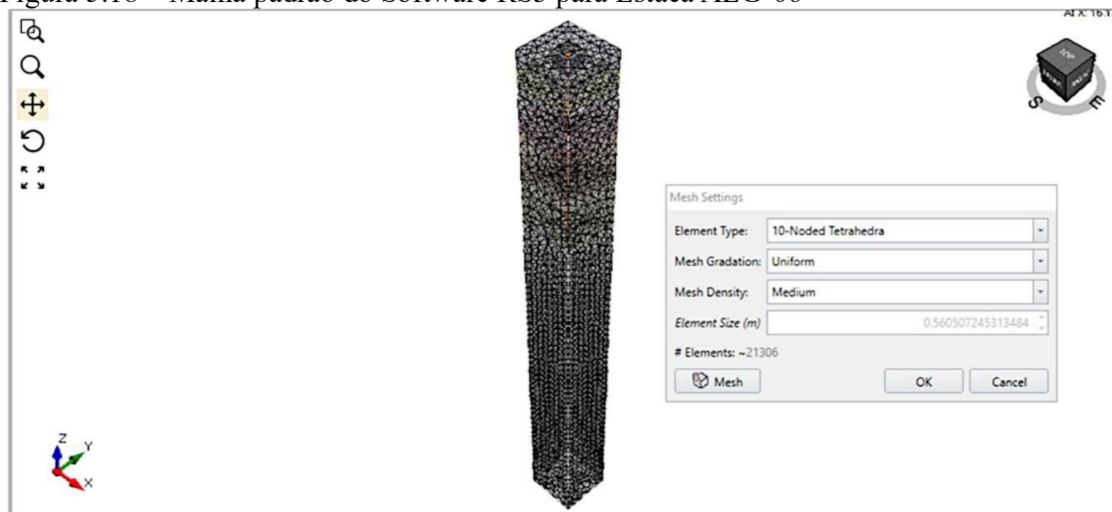
O uso do software apresentou algumas limitações: como a complexidade da elaboração da geometria para simulação, além disso, observa-se que as previsões de deslocamentos foram menos concordantes em relação aos demais softwares. A Tabela 5.17 apresenta os resultados das previsões da capacidade de carga das estacas analisadas utilizando o Software RS3, observou-se que não foi possível obter os resultados para a Estaca AEG-03, o modelo se apresentou instável.

Figura 5.17 – Condições de contorno do Software RS3 da Estaca AEG-06



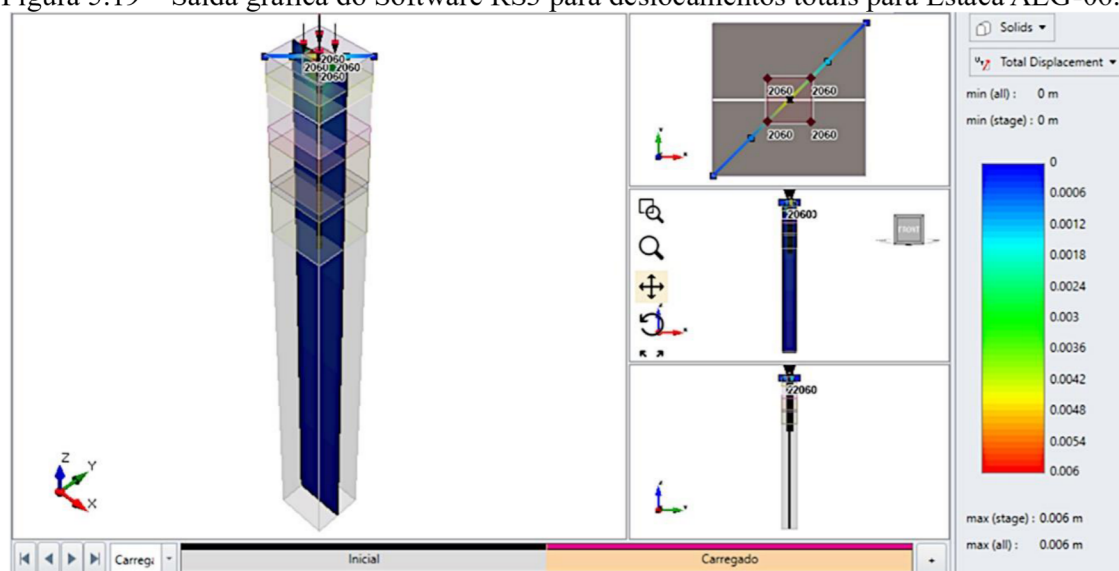
Fonte: Elaborado pelo autor utilizando o software RS3

Figura 5.18 – Malha padrão do Software RS3 para Estaca AEG-06



Fonte: Elaborado pelo autor utilizando o software RS3

Figura 5.19 – Saída gráfica do Software RS3 para deslocamentos totais para Estaca AEG-06.



Fonte: Elaborado pelo autor utilizando o software RS3

Tabela 5.17 – Capacidade de carga última das estacas pesquisadas pelo Software RS3

Obra	Santo Augusto VII	Santo Augusto II	São Virgílio III	Campo Largo IV
Estaca	AEG-06	AEG-01	AEG-03	E-11
Comprimento total da estaca (m)	12	11	12	17
Embutimento L (m)	8	3,9	6,88	16,5
L/a	39	19	33,56	80,5
Recalque (mm)	3,86	380,96	Não obtido	26,62
Carga total última (kN)	1.873,0	90,7	Não obtido	417,8

Fonte: Elaborado pelo Autor

5.11 Comparação entre as previsões, simulações e as Provas de Cargas Estáticas

A Tabela 5.18 agrupa as previsões da capacidade de cargas das 4 estacas analisadas pelos métodos utilizados em relação aos valores experimentais obtidos a partir dos ensaios de prova de carga estática. A Figura 5.20 mostra a comparação das previsões da Q_{ult} de forma gráfica para a Estaca AEG-06.

Tabela 5.18 – Comparação das previsões da capacidade de carga última das estacas em relação aos valores obtidos a partir das provas de carga

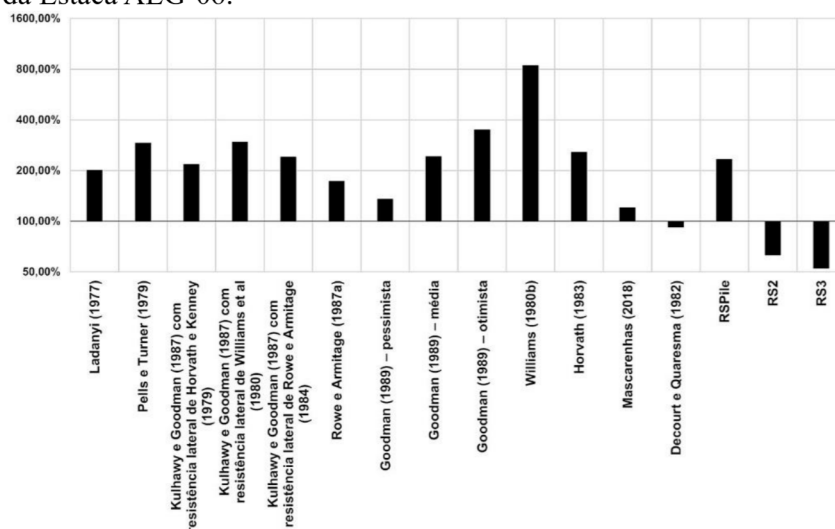
Estaca		AEG-06	AEG-01	AEG-03	E-11
Q_{ult} experimental - PCE (kN)		3.560,0	3.448,2	4.355,6	6.895,4
Ladanyi (1977)	Q_{ult} (kN)	7.142,6	3.789,4	3.842,6	23.526,4
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	201%	110%	88%	341%
Pells e Turner (1979)	Q_{ult} (kN)	10.358,5	6.371,0	7.675,4	76.247,7
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	291%	185%	176%	1106%
Kulhawy e Goodman (1987) com resistência lateral de Horvath e Kenney (1979)	Q_{ult} (kN)	7.741,7	6.773,4	5.493,3	22.055,1
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	217%	196%	126%	320%
Kulhawy e Goodman (1987) com resistência lateral de Williams et al. (1980)	Q_{ult} (kN)	10.484,9	7.434,8	5.068,3	27.258,7
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	295%	216%	116%	395%
Kulhawy e Goodman (1987) com resistência lateral de Rowe e Armitage (1984)	Q_{ult} (kN)	8.538,9	5.822,0	3.183,9	33.658,5
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	240%	169%	73%	488%
Rowe e Armitage (1987a)	Q_{ult} (kN)	6.139,2	5.578,8	2.661,6	22.873,9
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	172%	162%	61%	332%
Goodman (1989) – pessimista	Q_{ult} (kN)	4.810,5	7.217,7	3.555,1	11.422,7
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	135%	209%	82%	166%
Goodman (1989) – média	Q_{ult} (kN)	8.599,3	7.655,8	4.923,0	22.530,4
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	242%	222%	113%	327%
Goodman (1989) – otimista	Q_{ult} (kN)	12.388,3	8.093,9	6.290,8	33.638,3
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	348%	235%	144%	488%
Williams (1980b)	Q_{ult} (kN)	29.897,4	2.181,4	30.498,8	134.127,4
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	840%	63%	700%	1945%
Horvath (1983)	Q_{ult} (kN)	9.142,9	5.325,0	8.397,6	83.260,8
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	257%	154%	193%	1207%
Mascarenhas (2018)	Q_{ult} (kN)	4.275,2	5.379,6	2.238,0	18.305,2
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	120%	156%	51%	265%
Décourt e Quaresma (1982)	Q_{ult} (kN)	3.278,2	6.138,2	3.274,8	4.769,6
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	92%	178%	75%	69%

(Continuação Tabela 5.18 – Comparação das previsões da capacidade de carga última das estacas em relação aos valores obtidos a partir das provas de carga)

Estaca		AEG-06	AEG-01	AEG-03	E-11
RSPile	Q_{ult} (kN)	8.273,9	6.272,7	4.938,9	23.160,2
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	232%	182%	113%	336%
RS2	Q_{ult} (kN)	2.248,5	1.088,9	1.451,9	1.880,6
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	63%	32%	33%	27%
RS3	Q_{ult} (kN)	1.873,7	90,7	Não obtido	417,9
	$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	53%	3%	Não obtido	6%

Fonte: Elaborado pelo Autor

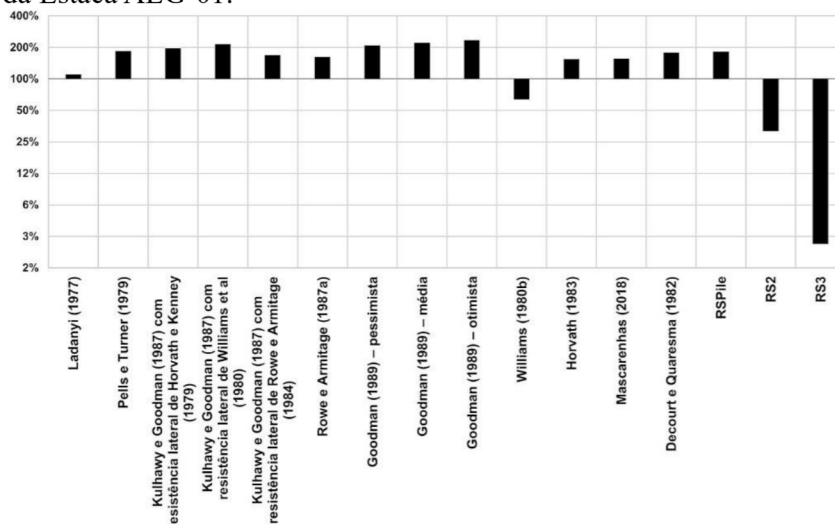
Figura 5.20 – Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca AEG-06.



Fonte: Elaborado pelo autor

Para a Estaca AEG-06, dos 16 métodos aplicados para obtenção de estimativa, apenas 3 apresentaram previsões menores do que o obtido pela prova de carga estática. Os métodos que proporcionaram as previsões mais concordantes foram Mascarenhas (2018), 20% acima do valor estimado pela PCE, e Décourt e Quaresma (1982), 8% abaixo do valor estimado pela PCE, que inclusive é um método mais voltado para camadas formadas por solos e não por rochas. A Figura 5.21 mostra a comparação das previsões da Q_{ult} de forma gráfica para a Estaca AEG-01.

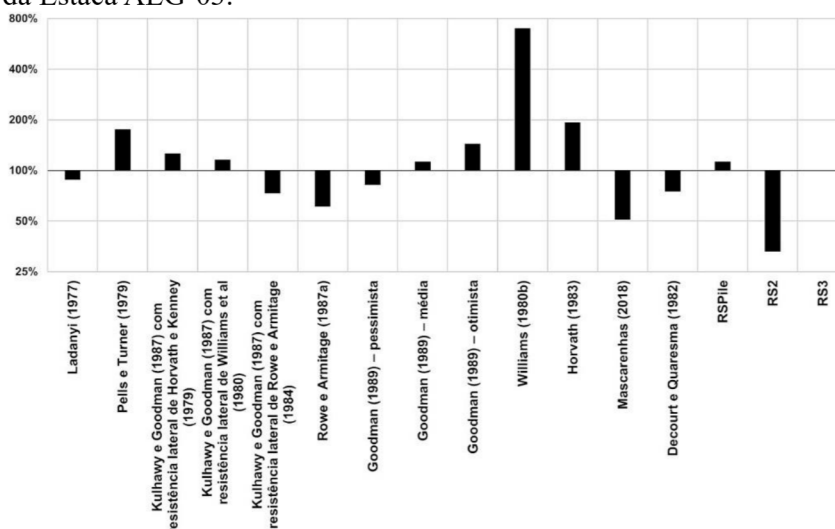
Figura 5.21 – Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca AEG-01.



Fonte: Elaborado pelo autor

Para a Estaca AEG-01 os métodos que proporcionaram previsões mais concordantes foram Ladanyi (1977), 10% acima do valor estimado, e Williams (1980b), 37% abaixo do valor estimado pela PCE. As simulações numéricas realizadas pelos softwares RS2 e RS3 obtiveram resultados bem abaixo do valor estimado pela PCE, respectivamente 68% e 97%, é provável que esses valores tenham sido influenciados pela situação da ponta da estaca se apresentar apoiada em uma camada de solo e não de rocha. A Figura 5.22 mostra a comparação das previsões da Q_{ult} de forma gráfica para a Estaca AEG-03.

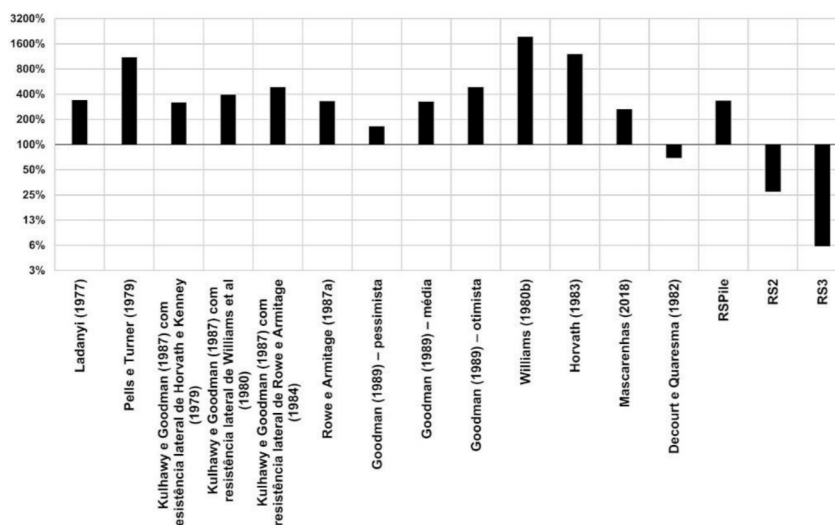
Figura 5.22 – Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca AEG-03.



Fonte: Elaborado pelo autor

Para a Estaca AEG-03 os métodos que proporcionaram as previsões mais concordantes foram pelo Software RSPile, 13% acima do valor estimado pela PCE, e Ladanyi (1977), 12% abaixo do valor estimado pela PCE. A Figura 5.23 mostra a comparação das previsões da Q_{ult} de forma gráfica para a estaca E-11.

Figura 5.23 – Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca E-11.

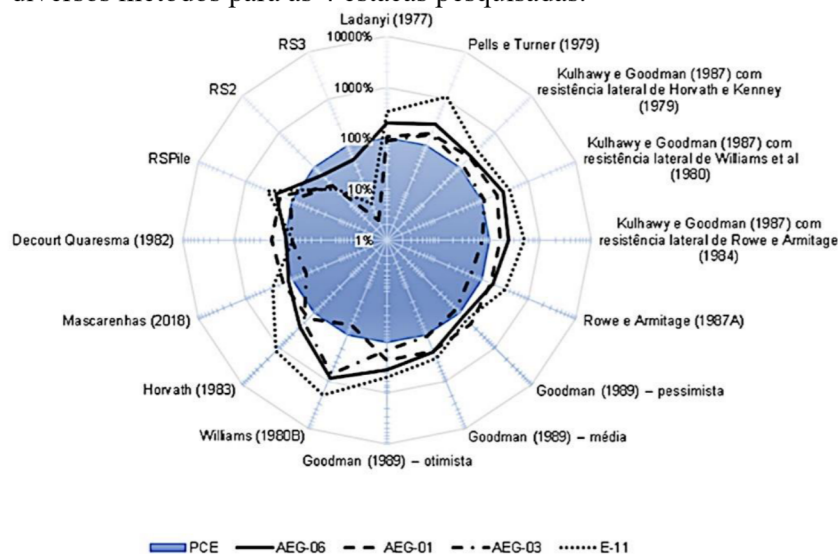


Fonte: Elaborado pelo autor

Como para a Estaca AEG-06, os métodos de Décourt e Quaresma (1982) e pelos softwares RS2 e RS3 apresentaram valores estimados menores que o estimado pela PCE para a Estaca E-11, 31%, 73% e 94% abaixo respectivamente.

Os métodos que proporcionaram as previsões mais concordantes foram Goodman (1989), considerando a constante α para uma condição de fuste menos rugosa, 34% acima do valor estimado pela PCE, e Décourt e Quaresma (1982), 31% abaixo do valor estimado pela PCE. A Figura 5.24 mostra a comparação das previsões da Q_{ult} de forma gráfica aglutinando as 4 estacas e todos os métodos apresentados nessa pesquisa.

Figura 5.24 – Comparação percentual das previsões da Q_{ult} por diversos métodos para as 4 estacas pesquisadas.



Fonte: Elaborado pelo autor

No gráfico da Figura 5.24, observa-se que não há um método sequer completamente concordante para todas as estacas pesquisadas, no entanto, observa-se os seguintes métodos com percentuais para PCE parecidos entre as estacas pesquisadas: Kulhawy e Goodman (1987), considerando os três métodos de cálculo de resistência lateral; Rowe e Armitage (1987a); Goodman (1989); Mascarenhas (2018); e o Software RSPile. Décourt e Quaresma (1982), mesmo não sendo um método especializado em rochas, obteve valores mais concordantes entre os métodos pesquisados.

Provavelmente pela complexidade da ferramenta e pela quantidade de fatores a serem estimados sem ensaios mais seguros para o refinamento dos resultados, a utilização do Software RS3 apresentou os valores menos concordantes em relação aos resultados das PCE's. A Estaca AEG-03, nem ao menos convergiu a um resultado utilizando esse software.

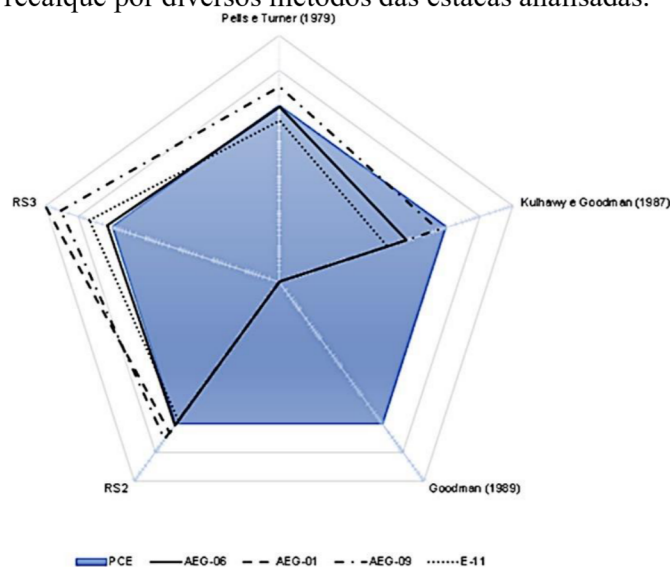
A Tabela 5.19 apresenta a comparação das previsões de recalque tomando como referência os valores experimentais obtidos nas provas de carga. A Figura 5.25 mostra a comparação das previsões de recalque de forma gráfica. Vale ressaltar que a carga utilizada para estimativa dos recalques foi a de projeto.

Tabela 5.19 – Comparação das previsões de recalque das estacas analisadas

Estaca	Capacidade de carga	AEG-06	AEG-01	AEG-03	E-11
Deslocamento na carga máxima da PCE (mm)		2,71	3,82	3,01	5,58
Pells e Turner (1979)	Valor: (mm)	2,48	-	1,99	2,16
	% do PCE	92%	-	66%	39%
Kulhawy e Goodman (1987)	Valor: (mm)	0,18	0,00	0,56	0,10
	% do PCE	7%	0%	19%	2%
Goodman (1989)	Valor: (mm)	0,00	0,00	0,01	0,00
	% do PCE	0%	0%	0%	0%
RS2	Valor: (mm)	3,15	7,79	4,99	4,28
	% do PCE	116%	204%	166%	77%
RS3	Valor: (mm)	3,86	380,96	Não obtido	26,62
	% do PCE	142%	9973%	Não obtido	477%

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 5.25 – Comparação percentual das previsões de recalque por diversos métodos das estacas analisadas.



Fonte: Elaborado pelo autor

No gráfico da Figura 5.25, observa-se que o método utilizando o software RS2 apresenta percentuais mais concordantes para os valores de recalque das estacas pesquisadas em relação aos resultados obtidos para as cargas de projetos das PCE's.

A Estaca AEG-01, por ter sua ponta apoiada em solo, em vez de rocha, só foi possível obter previsões pelos utilizando método dos elementos finitos pelos softwares RS2 e RS3.

O método de Goodman (1989) obteve recalques similares a zero milímetros para todas as estacas, indicando que as cargas de projetos das estacas são muito baixas para representar deformações perceptíveis. Entre os métodos estudados, Pells e Turner (1979) apresentaram previsões de recalques mais concordantes com os valores de referência.

Como aconteceu para os valores de capacidade de carga, provavelmente pela complexidade da ferramenta e pela quantidade de fatores a serem estimados sem ensaios mais seguros para o refinamento dos resultados, a utilização do Software RS3 apresentou os valores menos concordantes em relação aos resultados de recalques das PCE's.

6. DESENVOLVIMENTO DE UMA PROPOSTA PARA PREVISÃO DE Q_{ult} DE ESTACAS TIPO RAIZ EM ARENITO E VALIDAÇÃO

6.1 Desenvolvimento da proposta

Mascarenhas (2018) realizou simulações numéricas e obteve a Expressão 6.1 correlacionando a tensão de ruptura $\sigma_{ruptura}$ e a relação L/D da estaca, utilizando a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta σ_{ci} como normalização da equação.

$$\frac{\sigma_{ruptura}}{\sigma_{ci}} = \frac{0,35L}{D} + 1,38 \quad (6.1)$$

A resistência uniaxial da rocha intacta pode ser obtida por ensaios a compressão uniaxial da rocha, com fabricação rigorosa do corpo de prova, sem apresentar características singulares do maciço rochoso como presença de descontinuidades e preenchimentos. Nessa pesquisa, para a utilização de diversos métodos de obtenção da capacidade de carga para estacas embutidas em rochas apresentados da literatura, a resistência da rocha intacta foi obtida através da Tabela 2.8 adaptada de Marinos e Hoek (2000).

Nesse capítulo é desenvolvida uma proposta para previsão da capacidade de carga de estacas embutidas em rochas brandas com base na equação de Mascarenhas (2018), dessa forma foram realizadas modificações importantes para obtenção da nova equação: a substituição da resistência da rocha intacta como normalização da equação pelo índice da classificação geomecânica GSI, por se um índice que indica melhor as características da rocha; e a utilização de ensaios de campo, PCE's e sondagens mistas para referenciamento da equação, cujas principais informações estão resumidas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Características das estacas estudadas e o valor do GSI médio da subcamada rochosa

Estaca	Diâmetro nominal da estaca (m)	Comprimento total da estaca (m)	L (m)	GSI Médio	Q_{ult} por PCE (kN)
AEG-06	0,410	12	8,00	52,54	3558,80
AEG-01	0,410	11	4,40	35	3628,40
AEG-03	0,410	10	7,62	38,84	4355,65
11	0,410	17	16,50	65,16	6893,00

Fonte: Elaborado pelo autor

Utilizou-se inicialmente o método de Décourt e Quaresma (1982) para determinação da carga absorvida pela subcamada de solo, e assim, obter a diferença da carga resistida pelas subcamadas rochosas. Os resultados são apresentados na Tabela 6.2.

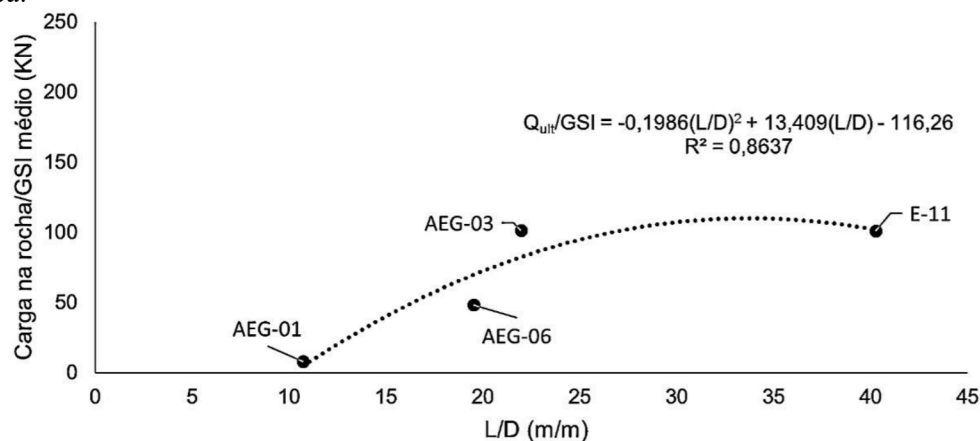
Tabela 6.2 – Parcelas de cargas resistidas pelas subcamadas de solo e rocha

Estaca	$Q_{ult}(\text{kN})$	Carga absorvida pela subcamada de solo (kN)	Carga absorvida pela subcamada rochosa (kN)
AEG-06	3558,80	1021,61	2537,19
AEG-01	3628,40	3346,09	282,31
AEG-03	4355,65	413,69	3941,96
E-11	6893,00	314,80	6578,20

Fonte: Elaborado pelo autor

A Figura 6.1 apresenta os resultados da carga resistida pelas subcamadas rochosas normalizado com valores de GSI médio em função da razão L/D para as estacas pesquisadas.

Figura 6.1 – Correlação entre a carga resistida pelas subcamadas rochosas e a relação L/D da estaca.



Fonte: Elaborado pelo Autor

Pela Figura 6.1, observa-se a possibilidade de se correlacionar $\frac{Q_{ult}}{GSI}$ com $\frac{L}{D}$. Dessa forma, foi traçada uma linha de tendência polinomial (Expressão 6.2) obtendo-se um R^2 superior a 0,86 demonstrando a efetiva correlação

$$\frac{Q_{ult}}{GSI} = -0,1986 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{13,409L}{D} - 116,26 \quad (6.2)$$

Assim, a proposta apresentada modifica a metodologia proposta por Mascarenhas (2018) substituindo o valor da resistência uniaxial pela utilização da classificação geomecânica GSI, bem como substitui o cálculo da tensão de ruptura para o valor de capacidade de carga. Dessa forma, uma vantagem da utilização da metodologia proposta seria a possibilidade de se prever a capacidade de carga de uma estaca escavada em rocha branda sem realizar o ensaio de compressão uniaxial.

A substituição da normalização da expressão por resistência uniaxial da rocha pelo índice de classificação geomecânica GSI se justifica pelos seguintes pontos:

- Ensaio de resistência uniaxial exige um grande rigor para preparação da amostra, bem como para realização do ensaio.
- Há uma certa indefinição, em cada caso, se o resultado do ensaio representa a resistência da rocha intacta ou do maciço rochoso
- A classificação geomecânica GSI traz em sua obtenção as características das descontinuidades do maciço rochoso impactando em maior precisão ao valor final de resistência nominal da rocha, sem a necessidade de incrementar a expressão com variáveis para cada condição especial da rocha.
- Pode-se obter valores de classificação GSI de uma rocha através de observações visuais de um geólogo ou geotécnico experiente.
- Os valores de classificação GSI podem ser obtidos através da interpretação dos dados das sondagens mistas para a obtenção da classificação GSI, como foi realizado nessa pesquisa.

6.2 Validação da proposta

As estacas selecionadas para validação são do tipo raiz, com diâmetro de 0,410 m, com algum trecho embutido em rocha, de parques eólicos de Araripina-PE, vale ressaltar que as mencionadas estacas não foram utilizadas até esse momento na presente pesquisa e foram selecionadas exclusivamente para a validação. A Tabela 6.3 apresenta detalhadamente a caracterização geométrica das estacas de validação.

Tabela 6.3 – Características das estacas de validação

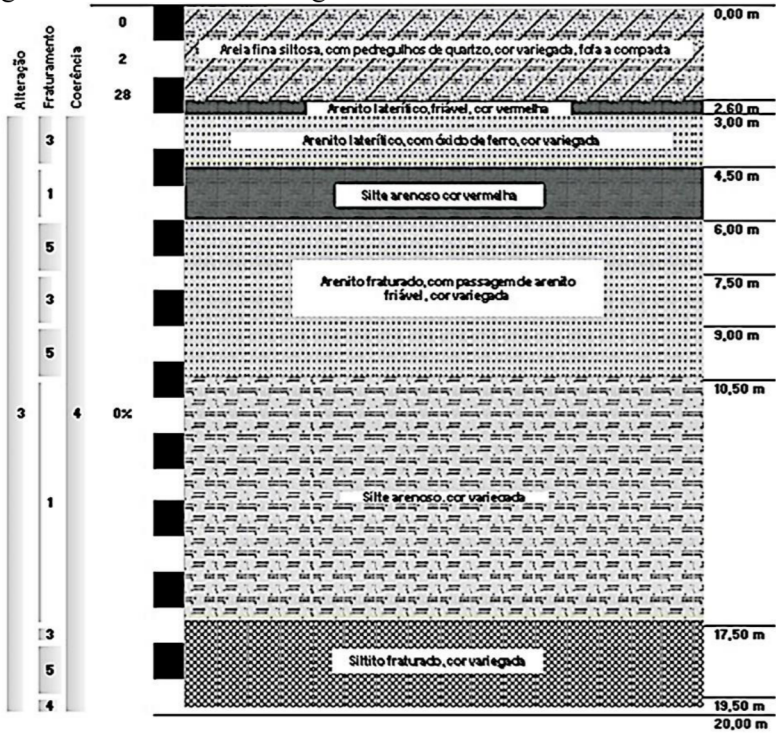
Estaca	Parque eólico	Armadura de projeto	Comprimento total da estaca (m)	Comprimento L embutido em rocha(m)
AEG-13	Santo Estevão III	7 Ø 20 com estribos Ø 6,3 a cada 20 cm	10 m	7,00 m
V-AEG-06	Santo Estevão V	7 Ø 20 com estribos Ø 6,3 a cada 20 cm	11 m	8,84 m

Fonte: Elaborado pelo autor

Similar ao ocorrido para as estacas pesquisadas, as informações de resistência e deformabilidade do concreto das estacas de validação foram consideradas como: Módulo de deformabilidade E_c igual a 20 GPa, Resistência característica F_{ck} de 20 Mpa e Poisson ν_c de 0,2.

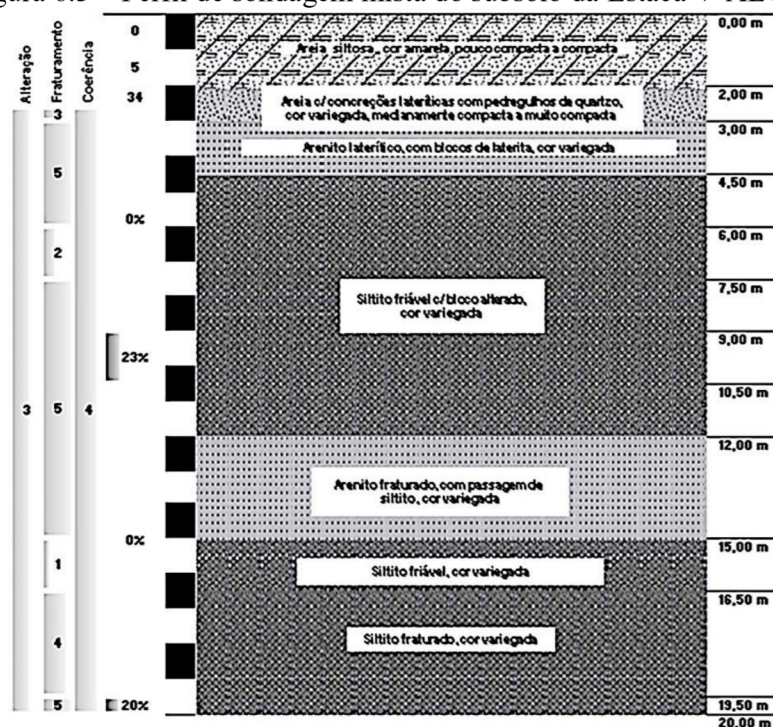
As Figuras 6.2 e 6.3 mostram as estratigrafias dos solos obtidas pelas sondagens mistas realizadas nos locais onde foram executadas as Estacas AEG-13 e V-AEG-06, respectivamente. Observe que os valores de graus de alteração, fraturamento e coerência das rochas são classificadas conforme as Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4.

Figura 6.2 – Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca AEG-13



Fonte: Adaptado de RochaBrasil (2015).

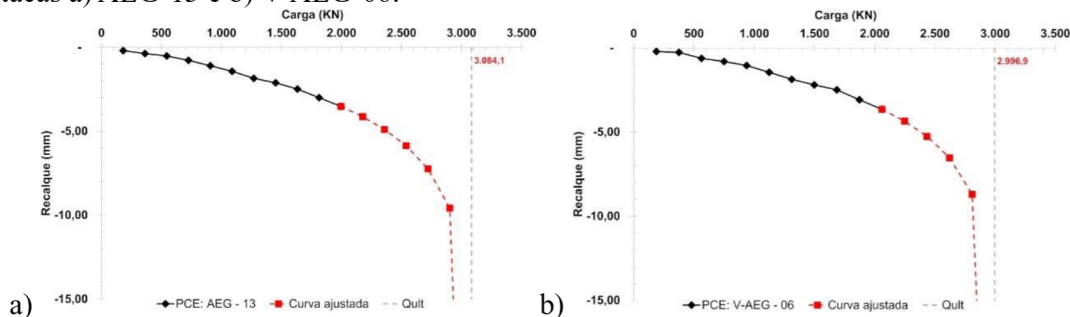
Figura 6.3 – Perfil de sondagem mista do subsolo da Estaca V-AEG-06



Fonte: Adaptado de RochaBrasil (2015).

Assim como para as estacas utilizadas na elaboração do método, as estacas de validação não atingiram a ruptura física, portanto, foram determinadas as cargas de ruptura das estacas utilizando, para isso, extrapolações pelo método de Van der Veen (1953) conforme resultados mostrados na Figura 6.4 e resumidos na Tabela 6.4, onde são apresentados os valores das cargas máximas e recalques máximos e residuais.

Figura 6.4 – Carga de ruptura extrapoladas a partir do método de Van der Veen (1953) das Estacas a) AEG-13 e b) V-AEG-06.



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 6.4 – Cargas de Ruptura e Fatores de segurança (FS) pelo método de Van der Veen

Obra	Estaca	Carga de ruptura (kN)	Carga de trabalho (kN)	Recalque máximo ensaiado	Recalque residual	FS
Santo Estevão III	AEG-13	3.084,14	1.128,73	3,01 mm	1,17 mm	2,7
Santo Estevão V	V-AEG-06	2.996,87	1.168,93	3,82 mm	1,67 mm	2,6

Fonte: Elaborado pelo autor

Para determinação da carga absorvida pela subcamada de solo, utilizou-se o método de Décourt e Quaresma (1982), dessa forma, foi determinado pela diferença da carga resistida pelas subcamadas rochosas. Os resultados são apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Carga resistida pelas subcamadas de solo e rocha para as estacas de validação.

Estaca	Capacidade de carga última (kN)	Carga absorvida pela subcamada de solo (kN)	Carga absorvida pela subcamada rochosa (kN)
AEG-13	3084,14	754,78	2329,36
V-AEG-06	2996,87	623,52	2373,34

Fonte: Elaborado pelo autor

Próximo passo foi a obtenção das informações de deformabilidade e resistência mecânica das subcamadas rochosas a partir dos resultados das sondagens mistas. Para a presente pesquisa, utilizou-se a classificação geomecânica GSI para a obtenção dessas informações.

Já a determinação dos valores de GSI de cada camada de rocha foram obtidas de forma analítica pelo somatório dos parâmetros da classificação geomecânica RMR adaptado a norma rodoviária DNER-PRO 102/97 (DNER, 1997) na Tabela 4.6. Por fim, foi feito o somatório dos pesos obtidos nas Tabelas 4.7, 4.8, 4.9 e 4.10. Para as subcamadas rochosas das estacas de validação, os valores obtidos são maiores que 23, diminui-se de 5 e obtém-se, assim, o valor GSI de cada subcamada de rocha. A Tabela 6.6 apresenta os valores de GSI para cada subcamada de rocha e seu valor médio.

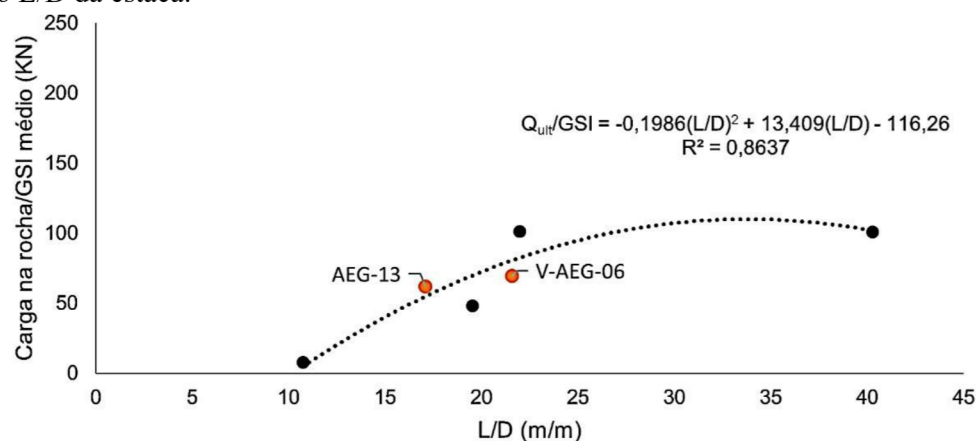
Na Figura 6.5 inseriu-se na Figura 6.1 as Estacas AEG-13 e V-AEG-06. Nesta figura é possível verificar a proximidade dos resultados da carga resistida pelas subcamadas rochosas normalizado com valores de GSI médio em função da razão L/D para as estacas validades em relação à curva gerada a partir da Expressão 6.2.

Tabela 6.6 – Resultados da caracterização das rochas por classificação geomecânica GSI para as estacas de validação

Cota (m)	GSI Estaca AEG-13	GSI Estaca V-AEG-06
2,16	37	37
3	37	35
4	37	35
4,5	44	35
5	44	32
6	35	39
7	35	39
7,5	37	32
8	37	32
9	35	32
10	35	32
11		32
GSI Médio	37,60	34,08

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 6.5 – Validação da correlação entre a carga resistida pelas subcamadas rochosas e a relação L/D da estaca.



Fonte: Elaborado pelo Autor

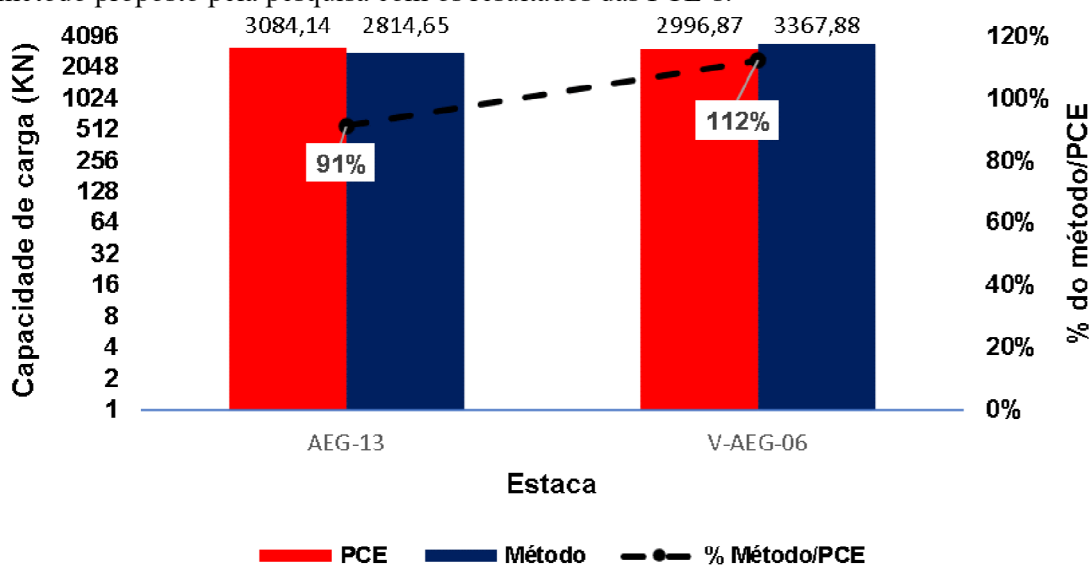
Ao plotar os resultados de Q_{ult} normalizado por GSI para as estacas de validação no gráfico da Figura 6.1 formado pela linha de tendência polinomial determinada pela expressão 6.2, observa-se bastante concordância, demonstrando a efetividade da correlação proposta. A Tabela 6.7 mostra uma comparação entre a capacidade de carga última obtida através das PCE's e pela metodologia proposta. Na Figura 6.6 mostra-se essa comparação de forma gráfica.

Tabela 6.7 – Capacidade de carga última das estacas de validação pelo método proposto pela pesquisa

Obra	Santo Estevão III	Santo Estevão V
Estaca	AEG-13	V-AEG-06
Comprimento total da estaca (m)	10	11
Embutimento L (m)	7	8,84
L/D	17,07	21,56
Carga absorvida pelas subcamadas de solo (kN)	754,78	623,52
GSI	37,60	34,08
Carga total última por PCE (kN) ($Q_{ult-PCE}$)	3084,14	2996,87
Carga total última (Expressão 6.2 mais trecho de solo (kN) (Q_{ult}))	2814,65	3367,88
$\frac{Q_{ult}}{Q_{ult-PCE}}$ (%)	91%	112%

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 6.6 – Comparação da capacidade de carga última das estacas de validação pelo método proposto pela pesquisa com os resultados das PCE's.



Fonte: Elaborado pelo Autor

Assim, a proposta apresentada na expressão 6.2, que modifica a proposta de Marcarenhas (2018), apresenta valores bastante concordantes. Nota-se valores de capacidade de carga das estacas de validação próximos aos obtidos pelas PCE's, com diferença máxima de apenas 12%.

6.3 Comparação de previsões da literatura e da proposta da pesquisa.

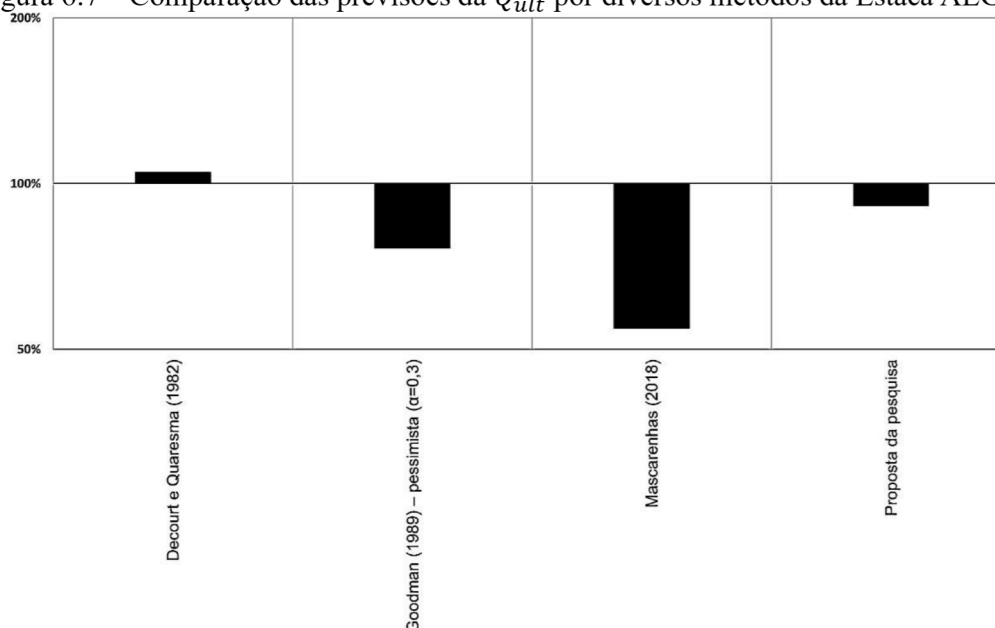
Para esta comparação foram utilizados nas estacas de validação os métodos: Décourt e Quaresma (1982), Goodman (1989) considerando fuste liso e Mascarenhas (2018), que foram os métodos mais concordantes utilizados, para a comparação em relação aos valores experimentais obtidos a partir dos ensaios de prova de carga estática e com a Expressão 6.2 proposta. A Tabela 6.8 apresenta os resultados das comparações. A Figura 6.7 mostra a comparação das previsões da Q_{ult} de forma gráfica para a Estaca AEG-13.

Tabela 6.8 – Comparação das previsões da capacidade de carga última das estacas de validação em relação aos valores obtidos a partir das provas de carga

Estaca		AEG-13	V-AEG-06
Q_{ult} experimental - PCE (kN)		3084,14	2996,87
Décourt e Quaresma (1982)	Q_{ult} (kN)	3229,45	3417,12
	Erro % para PCE	5%	14%
Goodman (1989) – pessimista ($\alpha = 0,3$)	Q_{ult} (kN)	2358,03	2638,79
	Erro % para PCE	-24%	-12%
Mascarenhas (2018)	Q_{ult} (kN)	1683,89	1385,07
	Erro % para PCE	-45%	-54%
Proposta da pesquisa	Q_{ult} (kN)	2814,65	3367,88
	Erro % para PCE	-9%	12%

Fonte: Elaborado pelo Autor

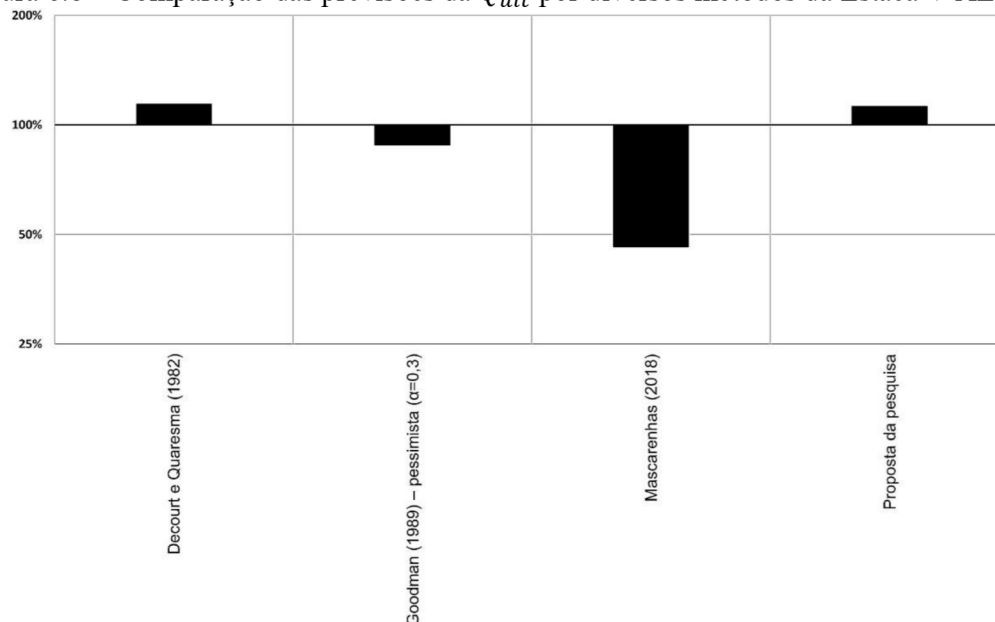
Figura 6.7 – Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca AEG-13.



Fonte: Elaborado pelo autor

Para a Estaca AEG-13, apenas Décourt e Quaresma (1982), que inclusive é um método mais voltado para camadas formadas por solos e não por rochas, apresentou previsão maior do que o obtido pela prova de carga estática. Os métodos que proporcionaram as previsões mais concordantes foram Décourt e Quaresma (1982), 5% acima do valor estimado pela PCE, e da presente pesquisa, 9% abaixo do valor estimado pela PCE. A Figura 6.8 mostra a comparação das previsões da Q_{ult} de forma gráfica para a estaca V-AEG-06.

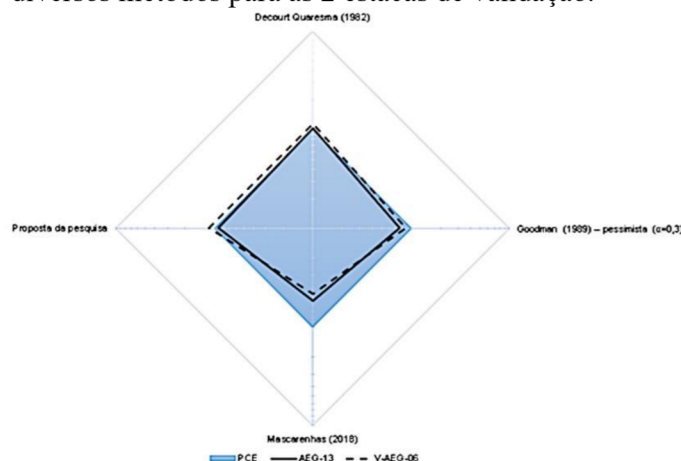
Figura 6.8 – Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos da Estaca V-AEG-06.



Fonte: Elaborado pelo autor

Para a Estaca V-AEG-06 os métodos que proporcionaram as previsões mais concordantes foram o da presente pesquisa, 12% acima do valor estimado pela PCE, e Goodman (1989) para fuste liso, 12% abaixo do valor estimado pela PCE. A Figura 6.9 mostra a comparação das previsões da Q_{ult} de forma gráfica aglutinando as 2 estacas de validação e os métodos discutidos nesse capítulo.

Figura 6.9 – Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos para as 2 estacas de validação.

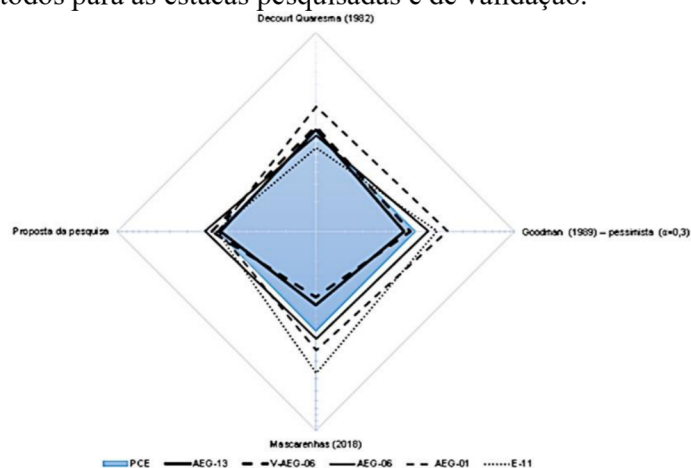


Fonte: Elaborado pelo autor

No gráfico da Figura 6.9, diferentemente das estacas pesquisadas, observa-se que os métodos de Goodman (1989) considerando o fuste liso, Décourt e Quaresma (1982) e a proposta dessa pesquisa apresentaram valores concordantes para as estacas de validação em relação aos valores obtidos pelas PCE's.

A Figura 6.10, onde são apresentados, graficamente, os resultados para todas as estacas pesquisadas e validadas, ilustra bem como a proposta dessa pesquisa é concordante em comparação com os principais métodos estudados nesse trabalho.

Figura 6.10 – Comparação das previsões da Q_{ult} por diversos métodos para as estacas pesquisadas e de validação.



Fonte: Elaborado pelo autor

O erro entre a previsão da proposta para o valor da PCE para a Estaca AEG-06 foi de 32% acima, o maior erro entre as estacas pesquisadas ou de validação. Já para a Estaca AEG-

01 o erro foi de 3% abaixo do valor da PCE. Para a Estaca AEG-03 também apresentou um subdimensionamento no valor de 17%. Em relação a estação que tem o maior valor de embutimento em relação ao diâmetro, Estaca E-11, a previsão da proposta teve maior concordância com o valor obtido pela PCE, apresentando um erro menor que 1%. Para as estacas de validação, AEG-13 e V-AEG-06, os erros apresentados foram de 9% abaixo e 12% acima respectivamente em relação aos resultados das PCE's

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho, indicando os resultados obtidos e os objetivos alcançados. Por fim, são apresentadas as sugestões para pesquisas futuras para a complementação dos estudos apresentados neste trabalho.

7.1 Conclusões

A realização da presente pesquisa em estacas com perfil estratigráfico contendo variações de arenito e siltito permitiu estabelecer as seguintes conclusões:

- Os resultados obtidos pelos Softwares de simulação numérica, RS2 e RS3 da Rocscience, que aplicam o método de elementos finitos, não foram concordantes em torno de 70% menor em relação aos valores de capacidade de carga de referência. Esse resultado é atribuído a forma de obtenção dos dados, por correlação através dos resultados das sondagens mistas utilizadas;
- As previsões de capacidade de carga realizadas, por métodos semiempíricos, não foram concordantes com das PCE's. A maior parte dos métodos superestimaram a capacidade de carga em 3 das 4 estacas pesquisadas conforme pode ser visto;
- Os métodos da literatura de mecânica das rochas mais concordantes foram: Goodman (1989) para fuste liso e Mascarenhas (2018), ambos com erro médio de 48% acima do valor de referência. Vale salientar que o método de Décourt e Quaresma (1982) apresentou a melhor concordância entre os métodos da literatura, erro médio de 4% acima do valor de referência, mesmo não sendo um método específico para embutimento em rocha;
- A relação entre o comprimento embutido e os diâmetros das estacas pesquisadas são maiores do que os apresentados nos ábacos dos métodos estudados, indicando que as cargas das estacas desse trabalho são resistidas apenas pelo fuste.

Quanto a validação da formulação proposta, pode-se concluir que:

- Os resultados obtidos pelas expressões propostas foram concordantes com os valores de PCE's para todas as estacas utilizadas na validação. Observa-se ainda, que o erro percentual entre os valores estimados e os valores de referência variou entre 9% abaixo e 12% acima dos valores de referência;

- Considerando todas as estacas pesquisadas e de validação, o erro médio da metodologia proposta é de 3% acima do valor médio das PCE's;
- A utilização direta da classificação mecânica GSI apresenta uma simplificação do método e um ganho em relação à proposta original de Mascarenhas (2018) já que possibilita estimativas mais concordantes;
- A partir da realização desta pesquisa, observa-se que a metodologia proposta pode se apresentar como uma alternativa viável a ser utilizada em pré-dimensionamento de estacas embutidas em rochas brandas como arenito ou siltito, bastando para isso a realização de mais amostras de estacas embutidas em rochas ensaiadas;
- O método proposto nessa pesquisa pressupõe a utilização de sondagens mistas confiáveis e representativas das condições de campo.

7.2 Sugestões para pesquisas futuras

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho, foram identificadas algumas possibilidades de melhoria e de continuação a partir de futuras pesquisas, as quais incluem:

- Obter novos dados de estacas que contenham PCE's e sondagens mistas para melhor aferição da equação proposta por essa pesquisa, incluindo também resultados de ensaios de resistência uniaxial de rocha intacta;
- Aplicar a proposta dessa pesquisa para comparar uma obra em fase de projeto;
- Realizar ensaios de PCEs com monitoramento no fuste e ponta das estacas para uma melhor observação da distribuição de cargas;
- Avançar em análises utilizando softwares que realizam simulações numéricas, como método dos elementos finitos, observando principalmente previsões de recalques.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. **NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática – Métodos de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- BARTON, N. R.; BANDIS, S. C. **Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice**. In: International Symposium on Rock Joints, 1990, Rotterdam. Proceedings... Loen, Balkema, Rotterdam: Barton N. & Stephansson O. (eds), 1990, p. 603-610
- BARTON, N. R.; CHOUBEY, V. **The shear strength of rock joints in theory and practice**. Rock Mechanics and Rock Engineering, v. 10, n. 1-2, p. 1-54, 1977.
- BARTON, N.; LIEN, R.; LUND, J. **Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support**. Rock Mechanics, v. 6, n. 4, p. 189-236, 1974.
- BARTON, N. R. **Review of a new shear strength criterion for rock joints**. Engineering Geology, n. 7, p. 287-332, 1973.
- BARTON, N. R. **A Model Study of Rock-Joint Deformation**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 9, p. 579-582, 1972.
- BELL, A. L. **The lateral Pressure and Resistance of Clay, and the Supporting Power of Clay Foundations**. Proc. Inst. Civ. Engers., Londres, pp. 233-272, 1915
- BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering rock mass classifications**. John Wiley & Sons, New York, 1989, 251p.
- BIENIAWSKI, Z. T. **Determining rock mass deformability: experience from case histories**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, v. 15, n. 5, p. 237-247, 1978.
- BIENIAWSKI, Z. T. **Rock mass classification in rock engineering**. Exploration for Rock Engineering, Proceedings of a Symposium for Rock Engineering Cape Town: Balkema, v. 12, p. 97-106, 1976.
- BROWN, E.T. **Strength of models of rock with intermittent joints**. J. Soil Mech. Found Div., ASCE Vol. 96, SM6, 1935-1949, 1970.
- CARTER, J. P., KULHAWY, F. H. **Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock**. In: Report EL. 5918, Electric Power Research Institute, Cornell University, Ithaca, N.Y., 1988.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Tradução da 7a Edição Americana**. Editora Cengage Learning. São Paulo SP, 2011.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca**, A Construção São Paulo, n. 1800, ago. 1982.

DÉCOURT, L. **Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT**. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982. Proceedings... Amsterdam, 1982.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A R. **Capacidade de carga de estaca a partir de valores de SPT**. In: CBMSEF, 6., Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-53, 1978

DEERE, D. U.; HENDRON, A. J.; PATTON, F. D.; CORDING, E. J. **Design of surface and near surface construction in rock**. In: Eighth US Symposium on Rock Mechanics, Failure and Breakage of Rock, New York, USA. Proceedings. New York, p. 237-302, 1967.

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Sondagem de reconhecimento pelo método rotativo**. Norma Rodoviária, Procedimento, DNER-PRO 102, 1997.

DONALD, I. B.; SLOAN, S. W.; CHIU, H. K. **Theoretical analyses of rock socketed piles**. Proc. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sidney, Australia, 1980.

FERNÁNDEZ, D.; IBAÑES, L.; CUNHA, R. **Análise de capacidade de carga de estacas considerando o esforço do atrito lateral em rocha branda com o emprego de técnicas de modelagem**. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Goiânia, Brasil, 2014.

GOODMAN, R. E. **Introduction to Rock Mechanics**. 2nd Ed., pp. 341-388. California, John Wiley & Sons, 1989.

GUPTON, C., LOGAN, T. **Design guidelines for drilled shafts in weak rock in South Florida**. Preprint in: Annual Meeting of South Florida Branch of the American Society of Civil Engineers, Miami, Florida, 1984

HOEK, E.; MARINOS, P. **A brief history of the development of the HoekBrown failure criterion**. Soils and Rocks, No. 2., November 2007.

HOEK, E.; DIEDERICHS, M. S. **Empirical estimation of rock mass modulus**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 43, n. 2, p. 203- 215, 2006.

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CURKUM, B. **Hoek-Brown failure criterion 2002 edition**. In: **Mining and tunnelling innovation and opportunity**. Proceedings of the 5th North American rock mechanics symposium and 17th tunnelling association of Canada conference, University of Toronto, Toronto, Canada, p. 267-273, 2002.

HOEK, E., BROWN, E. T. **Practical estimates of rock mass strength**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 34, n. 8, p. 1165-1186, 1997.

HOEK E.; KAISER P. K.; BAWDEN W. F. **Support of underground excavations in hard rock**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1995, 235p.

HOEK, E. **Strength of Rock and Rock masses.** ISRM News Journal, v. 2, n. 2, p. 4-16, 1994.

HOEK, E.; BROWN, E. T. **Empirical strength criterion for rock masses.** Journal of the Geotechnical Engineering, v. 106, p. 1013-1035, 1980.

HOEK, E. **Brittle failure of rock. In Rock Mechanics in Engineering Practice.** (eds K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz), 99-124. London: Wiley, 1968.

HORVATH, R. G.; KENNEY, T. C.; KOZICKI, P. **Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock.** Canadian Geotechnical Journal 20. pp. 758-772, 1983

HORVATH, R. G. **Drilled piers socketed into weak shale – methods of improving performance.** Ph. D. thesis. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ontario, 1982.

HORVATH, R. G.; KENNEY, T. C. **Shaft resistance of rock-socketed drilled piers,** Proc. Symp. Deep Found., ASCE. New York, pp. 182-214, 1979.

HORVATH, R. G. **Field load test data on concrete-to-rock “bond” strength for drilled pier foundations.** Department of Civil Engineering. University of Toronto. Toronto, Ont., Publication 78-07 (ISSN 0316-7968), 1978.

IBÁÑEZ L. Y.; QUEVEDO G., **Propuesta de Norma Cubana para el diseño de cimentaciones sobre pilotes.** Oficina Nacional de Normalización. Habana. Cuba, 2011

KENNEY, T.C. **Factors to be considered in the design of piers socketed into rock. Conf. on the Design and construction of Deep Foundations,** Canadian Society. For Civil Engineering, Sudbury, Ontario, pp. 11-39, 1977.

KULHAWY, F. H. e CARTER, J. P. **Settlement and bearing capacity of foundations on rock masses.** Chapter 12 in Engineering in Rock Masses, F. G. BELL. (ed.) Butterworth Heinemann, Oxford, London, 1992

KULHAWY, F. H.; GOODMAN, E. E. **Foundations in rock.** In: Bell, F.G. (Ed.), Ground Engineer's Reference Book. Butterworths, London, 1987.

KULHAWY, F. H.; GOODMAN, R. E. **Design of Foundations on discontinuous rock.** International Conference on Structural Foundations on Rock, v. 1, pp. 209-220, Sydney, Australia, 1980

LADANYI, B.; DOMINGUE, D. **An analysis of bond strength for rock socketed piers.** In Proc. of the International Conference on Structural Foundations on Rock, Sydney, Australia, v.1, p.367-373, 1980.

LADANYI, B. **Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design: Discussion.** Canadian Geotechnical Journal, v. 14, pp. 153- 155, 1977

MARINOS, P.; HOEK, E. **GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation.** In: ISRM International Symposium, 19-24 November, Melbourne, Australia, 2000. Proceedings. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, 2000, p. 19p.

MASCARENHAS, M. T. S. **Método de Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas em Rochas Brandas** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Ênfase em Geotecnia) – Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2018.

MAYNE, P. W.; CHRISTOPHER, B. R.; DEJONG, J. **Subsurface investigations: Geotechnical site characterization.** In: Publication FHWA-NHI-01-03, Federal Highway Institute, Washington, D.C., 2002

NUNES, A. L. L. S.; CASTILHOS, C. C. **Mecanismos de mobilização da resistência lateral de estacas embutidas em arenito.** In: Anais do XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 3, pp. 1415-1425, São Paulo, outubro, 2002.

OSTERBERG J., O.; GILL, S. A. **Load transfer mechanism for piers socketed in hard soils or rock.** Proceedings, 9th Canadian Rock Mechanics Symposium, Montreal, P.Q., pp. 235-262, 1973.

PATTON, F. D. **Multiple modes of shear failure in rocks.** In: 1ST CONG, INT. SOC. ROCK MECH., 1, 1966. Lisboa. Proceedings... Lisboa, Portugal: ISRM, 1966. p. 509-513.

PEASE, K. A.; KULHAWY, F. H. **Behavior of Rock Anchors and Sockets.** The 25th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), 25-27 June, Evanston, Illinois, 1984.

PELLS, P. J. N.; TURNER, R. M. **Endbearing on rock with particular reference to sandstone.** International Conference on Structural Foundations on Rock. Sidney. 7-9 Maio de 1980. pp. 181-190.

PELLS, P. J. N.; TURNER, R. M. **Elastic solutions for the design and analysis of rock-socketed piles.** Canadian Geotechnical Journal, vol 16, pag. 481-487, 1979.

PELLS, P. J. N et al. **Design loadings for Shales and Sandstones in the Sidney Region.** Australian Geomechanics Journal, G8, 1978.

PELLS, P. J. N.; TURNER, R. M. **Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's chart reinterpreted: Discussion.** Canadian Geotechnical Journal, 15, pp. 436-437, 1978

PERLOFF, W. H. **Pressure distribution and settlement.** In: Winterkorn, H. F.; Fang, H-Y (Eds.) Foundation engineering handbook. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3a Edição. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2006.

POULOS, H G; DAVIS, E H. **Pile foundation analysis and design.** Sydney: Rainbow-bridge book co., 1980.

POULOS, H.G. **Behavior of laterally loaded piles: III socketed piles.** J. Soil Mech. And

Foundation Div., ASCE, 98, SM4, 342–60, 1972.

QUEVEDO, G. **Bearing capacity of embedded piles in rocks considering their contribution to friction.** Revista Ingeniería de Construcción RIC. Vol 30 No 3 p. 189-199, 2015

REESE, L. C., O'NEILL, M. W. **Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods.** In: Publication FHWA-HI88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1988

REYNOLDS, R. T., KADERBECK, T. J., 1980. Miami limestone foundation design and construction. **Annual Meeting of South Florida Branch of the American Society of Civil Engineers.** Preprint, pp. 80 - 546, Miami, Florida.

ROSENBERG, P. e JOURNEAUX, N. L. **Friction and end bearing tests on bedrock for high-capacity socket design.** Canadian Geotechnical Journal, v. 13, p. 324-333, 1976

ROWE, R. K.; ARMITAGE, H. H. **A Design Method for Drilled Piers in Soft Rock.** Canadian Geotechnical Journal v. 24. pp. 126-142, 1987a.

ROWE, R. K.; ARMITAGE, H. H. **Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock.** Canadian Geotechnical Journal v. 24. pp. 114-125, 1987b.

ROWE, R. K.; ARMITAGE, H. H. **A Design Method for Drilled Piers in Soft Rock.** London: Geotechnical Research Centre, University of Western Ontario, 1986.

ROWE, R. K.; ARMITAGE, H. H. **The Design of Piles Socketed into Weak Rock.** In: Report GEOT-11-84, University of Western Ontario, London, Ontario, 1984.

SERAFIM, J. L; PEREIRA, J. P. **Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski.** In: International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction. Proceedings. Rotterdam: A.A. Balkema, p. 33-44, 1983.

TOH, C. T et al. **Design parameters for bored piles in weathered sedimentary formation.** In: Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1073-1078, Rio de Janeiro, 1989

VEEN, V. D. **The bearing capacity of a pile.** In: International conference on soil mechanics and foundation, 3., 1953, Zurich. Proceedings... v. 2, Zurich, 1953. p. 84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Fundações Profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2ª edição, Volume 2, 2010

WEBB, D.L.; DAVIES, P. **Ultimate tensile loads of bored piles socketed into sandstone rock.** Proc. Int. Conf. on Structural Foundations on Rock, Sydney, pp. 265–70, 1980

WILLIAMS, A. F.; PELLIS, P. J. N. **Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone, and shale.** Canadian Geotechnical Journal, v. 18, n. 4, pp. 502-513, 1981.

WILLIAMS, A. F.; DONALD, I. B.; CHIU, H. K. **Stress distributions in rock socketed piles.** In: Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock, v. 1, pp. 317-325, Sydney, Austrália, 1980a

WILLIAMS, A. F.; JOHNSTON, I. W.; DONALD, I. B. **The design of socketed piles in weak rock.** In: Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock, v. 1, pp. 327-347, Sydney, Austrália, 1980b

WYLLIE, D.C. **Foundations on Rock**, E & FN SPON, Vancouver, Canadá, 1992.

ZHANG, L. **Determination and applications of rock quality designation (RQD)**, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2016.

ZHANG, L.; EINSTEIN, H. H. **End bearing capacity of drilled shafts in rock.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. pp. 1106- 1110, 1998.