



MÉTODO DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS EM ROCHAS BRANDAS

Marcelo Teles de Sousa Mascarenhas

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

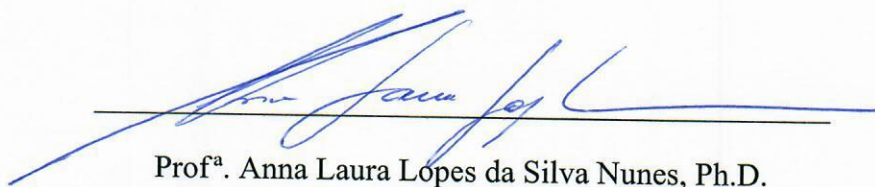
Rio de Janeiro
Setembro de 2018

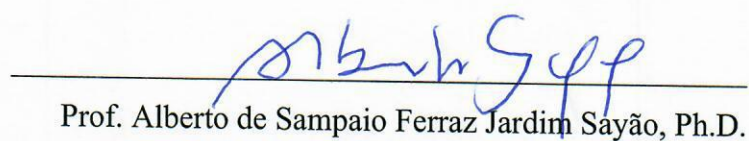
MÉTODO DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS EM
ROCHAS BRANDAS

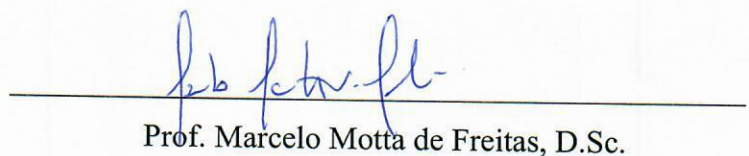
Marcelo Teles de Sousa Mascarenhas

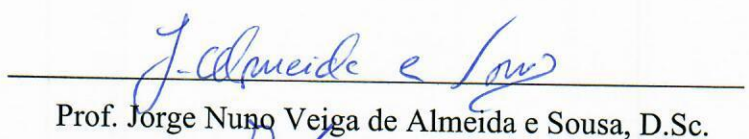
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO
ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE
ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

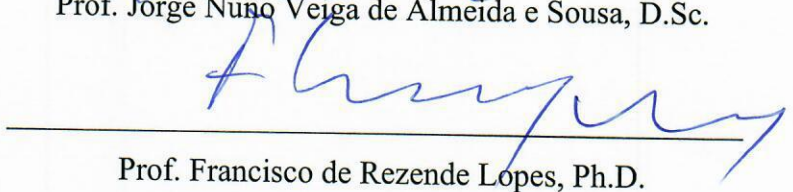
Examinada por:


Prof.ª. Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ph.D.


Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão, Ph.D.


Prof. Marcelo Motta de Freitas, D.Sc.


Prof. Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, D.Sc.


Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

SETEMBRO DE 2018

Mascarenhas, Marcelo Teles de Sousa

Método de Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas em Rochas Brandas / Marcelo Teles de Sousa Mascarenhas. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XX, 146 p.: il; 29,7 cm.

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 99-107.

1. Dimensionamento de Estacas. 2. Rocha Branda. 3. Modelagem Numérica. I. Nunes, Anna Laura Lopes da Silva II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

À minha querida e linda terra natal, seus solos areno-siltosos e afloramentos de rocha, que tanto me inspiraram e motivam até hoje.

AGRADECIMENTOS

À mãe, pai, meus irmãos e sobrinhos por tudo de bom que sempre me passam.

À minha orientadora, Professora Anna Laura Nunes, por ter aceitado compartilhar comigo esse desafio de realizar uma tese sob condições especiais e por vezes adversas. Sua confiança e otimismo tornaram os momentos difíceis menos perturbadores. Sua grande competência, paciência, dedicação intensa, amizade serão lembrados com a devida admiração.

À CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – pela ajuda financeira.

Ao Professor Paulo Couto, pelo apoio inicial nesse mestrado.

Aos professores da COPPE com os quais tive a oportunidade de aprender no curso de mestrado.

Ao Professor Alfran da UFC pelos ensinamentos de Solos e Fundações em solo. E também pelo apoio e incentivo constante. Também ao Professor Aldo, da UFC, pelas palavras de apoio.

A todos professores que de uma forma ou de outra contribuíram para meu aprendizado e me fizeram capaz de chegar até aqui.

Aos meus colegas de mestrado Thiago, Sarah, Carlos, Juliana e Aline pela companhia e parceria.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MÉTODO DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS EM ROCHAS BRANDAS

Marcelo Teles de Sousa Mascarenhas

Setembro/2018

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Programa: Engenharia Civil

O dimensionamento de fundações profundas escavadas em maciços de rocha branda é geralmente complexo, subsidiado por métodos e relações de capacidade de carga empíricos e muito conservadores, resultando em projetos super dimensionados e obras mais caras. A otimização de projetos de estacas em rochas brandas exige a determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade dos maciços, por meio de investigações de campo difíceis, onerosas e demoradas, sem ainda garantir a representatividade do maciço da estaca. Desta forma, esta pesquisa objetivou o desenvolvimento de uma metodologia simples e rápida para a estimativa da tensão de ruptura de estacas em rochas brandas, a partir da modelagem numérica de maciço representativo em função da cota GSI e parâmetros de resistência e deformabilidade determinados com o Critério de Ruptura de Hoek e Brown com o auxílio do programa de elementos finitos PLAXIS V8.2. As análises e resultados numéricos foram comparados aos métodos empíricos clássicos de distribuição de cargas e tensão de ruptura na estaca. A correlação obtida foi comparada com resultados de prova de carga de estaca em folhelho. Os resultados indicam que a nova correlação é uma ferramenta adequada para pré dimensionamentos de estacas em rochas brandas.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

METHOD OF ESTIMATION OF LOAD CAPACITY OF PILES IN WEAK ROCKS

Marcelo Teles de Sousa Mascarenhas

September/ 2018

Advisor: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Department: Civil Engineering

The design of deep foundations excavated in soft rock is usually complex, subsidized by empirical methods and conservative load capacity relations, resulting in oversized and expensive works. Project optimization of pile in soft rock requires the determination of strength and deformability parameters of the rock mass, through difficult and costly field investigations, without ensuring the representativeness of the results. Therefore, this research aimed at the development of a fast and simple methodology for the estimation of the strength capacity of piles in soft rocks, with basis on the numerical modeling of the rock mass, according to GSI code and stress-strain parameters from the of Hoek and Bronw strength criterion, with the aid of finite element software PLAXIS V 8.2. Analytical and numerical data were compared with the results of a field pile load test in shale rocky mass and produced an empirical correlation which proved to be suitable for the design of piles in soft rocks.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUÇÃO.....	1
1.1 MOTIVAÇÃO.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	4
CAPÍTULO 2.....	6
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 MECANISMOS DE MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE ESTACAS.....	6
2.2 MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA LATERAL (FUSTE).....	10
2.3 RESISTÊNCIA LATERAL DE ESTACAS.....	24
2.4 MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE PONTA.....	32
2.5 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	38
2.6 MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS.....	42
2.6.1 Método de Ladanyi (1977).....	43
2.6.2 Método de Pells E Turner (1979).....	43
2.6.3 Método de Kulhawy E Goodman (1980).....	44
2.6.4 Método de Rowe E Armitage (1987a).....	44
2.6.5 Método de Goodman (1989).....	44
2.6.6 Método de Williams <i>Et Al.</i> (1980b).....	45
2.6.7 Método de Horvath Et Al. (1983).....	45
2.7 IMPORTÂNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO MACIÇO.....	45
CAPÍTULO 3.....	49
METODOLOGIA PROPOSTA.....	49
3.1 CONCEITO DA METODOLOGIA.....	49
3.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO E CRITÉRIO DE RUPTURA ADOTADOS.....	52
3.3 MACIÇO ROCHOSO REPRESENTATIVO.....	60
3.4 MATERIAL DA ESTACA REPRESENTATIVA.....	62
3.5 MODELO NUMÉRICO REPRESENTATIVO DO SISTEMA MACIÇO-ESTACA.....	63
3.6 VALIDAÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA.....	76
CAPÍTULO 4.....	81

RESULTADOS E ANÁLISES.....	81
4.1 MOBILIZAÇÃO DO FUSTE.....	81
4.2 RESISTÊNCIAS LATERAL E DE PONTA.....	84
4.3 RELAÇÃO PROPOSTA PARA PRÉ DIMENSIONAMENTO DE ESTACA.....	88
4.4 TESTE DE ADERÊNCIA DA CORRELAÇÃO PROPOSTA.....	94
CAPÍTULO 5.....	96
CONCLUSÕES.....	96
5.1 CONCLUSÕES.....	96
5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	97
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99
APÊNDICE I.....	108
MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS EM ROCHA.....	108

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Mecanismo de resistência lateral de estacas (GOODMAN, 1989).	7
Figura 2.2 – Desenvolvimento temporal de sollicitação de ponta (LADANYI, 1977). .8	
Figura 2.3 – Relação L/D e tensão de cisalhamento lateral média (PELLS et al., 1980).	12
Figura 2.4 – Influência da limpeza do fuste na resistência lateral (WILLIAMS e PELLs, 1981).	13
Figura 2.5 – Resistência da rocha versus parâmetro α (PELLS et al.,1980).	15
Figura 2.6 – Influência da rugosidade na resistência lateral (segundo PELLs et al.,1980).....	17
Figura 2.7 – Relação cisalhamento no fuste vesus ângulo de endentação das ranhuras (LADANYI e DOMINGUE, 1980).	19
Figura 2.8 – Comportamento pseudo-plástico da tensão lateral (Adaptada de WILLIAMS e PELLs, 1981).....	20
Figura 2.9 – Comportamento da tensão lateral para estacas de fuste rugoso e liso (WILLIAMS e PELLs, 1981).....	21
Figura 2.10 – Carga (resistência lateral) x recalque (ROSENBERG e JOURNEAUX, 1976).	21
Figura 2.11 – Perfis de rugosidade de fuste (HORVATH et al., 1983).....	22
Figura 2.12 – Relação $RF \times Q_s / \Sigma_{CW}$ (HORVATH et al., 1983).....	23
Figura 2.13 – Relação entre resistência lateral de estacas em rocha dura em função da resistência à compressão uniaxial da rocha (adapt. GOODMAN, 1989).	25
Figura 2.14 – Idealização geométrica da interface rocha-estaca (PEASE e KULHAWY, 1984).	26
Figura 2.15 – Determinação visual do JRC (Adapt. BARTON e CHOUBEY, 1977).28	
Figura 2.16 – Correlação empírica entre τ_f e σ_c (ROWE e ARMITAGE, 1984).	30

Figura 2.17 – Estudo da tensões de cisalhamento de pico e residual em fustes rugosos (PELLS et al., 1980).....	31
Figura 2.18 – Influência do grau de alteração do maciço rochoso na resistência lateral (PELLS et al., 1980).....	32
Figura 2.19 – Modos de ruptura de rocha (GOODMAN, 1989).	33
Figura 2.20 – Típico mecanismo de ruptura por puncionamento na base da estaca com $LD \geq 2$ (Adapt. WILLIAMS et al., 1980b).	34
Figura 2.21 – Distribuição de tensão vertical ao longo da direção radial (WILLIAMS et al., 1980a).....	39
Figura 2.22 – Distribuição de tensões ao longo do eixo da estaca (WILLIAMS et al., 1980a).....	40
Figura 2.23 – Relação entre carga na ponta, fuste e topo e recalque (WILLIAMS et al., 1980b).....	40
Figura 2.24 – Distribuição da carga aplicada ao longo do eixo axial da estaca: (a) Mobilização de fuste e (b) Mobilização de fuste e ponta (HORVATH et al., 1983).....	41
Figura 2.25 – Efeito do tempo na distribuição da carga aplicada na estaca (HORVATH e CHAE, 1989).....	42
Figura 3.1 – Relação entre resistência à compressão uniaxial e módulo de deformabilidade de rochas sedimentares (DEERE e MILLER, 1966). ..	51
Figura 3.2 – Relação entre resistência à compressão uniaxial e módulo de deformabilidade de diversos materiais (TATSUOKA e SHIBUYA, 1992).	51
Figura 3.3 – Sistema GSI para estimativa da qualidade do maciço rochoso (HOEK e MARINOS, 2005).	53
Figura 3.4 – Correlações entre cotas GSI e parâmetros de resistência: coesão c' e ângulo de atrito ϕ' (HOEK e BROWN, 1997).	57
Figura 3.5 – Comparação entre correlações para estimativas do módulo de deformabilidade do maciço (HOEK e DIEDERICHS, 2006).....	59

Figura 3.6 – Variação dos valores de MR em função dos tipos de rochas sedimentares.	61
Figura 3.7 – Variação dos valores de mi em função dos tipos de rochas sedimentares.	61
Figura 3.8 – Geometria do modelo numérico maciço-estaca com $L/D=2$	64
Figura 3.9 – Campos de tensão e deslocamento do modelo estaca-rocha com $L/D=2$ após ruptura, sem perturbação das fronteiras.	65
Figura 3.10 – Malha do modelo numérico.	66
Figura 3.11 – Informações gerais da malha para uma geometria $L/D = 2$ simulada.	66
Figura 3.12 – Variação da relação de distribuição de carga aplicada para a base da estaca em função de L/D , para $D = 0,25, 050, 0,75$ e $1,00m$	67
Figura 3.13 – Variação da relação de tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial da rocha em função de L/D , para $D = 0,25, 050, 0,75$ e $1,00m$	68
Figura 3.14 – Variação da relação entre tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial em função de L/D em estacas de fuste liso em arenito.	69
Figura 3.15 – Curva típica carga versus recalque obtida da simulação numérica da prova de carga de estaca com o programa Plaxis.	71
Figura 3.16 – Curva carga versus recalque obtida da simulação numérica da prova de carga de estaca em maciço de baixa resistência com instabilidades numéricas.	72
Figura 3.17 – Curvas carga versus recalque da prova de carga da estaca em função da variação da tolerância ao erro numérico.	73
Figura 3.18 – Variação dos recalques na ruptura em função da resistência à compressão do maciço.	74
Figura 3.19 – Posicionamento dos pontos amostrais de tensão e deformação no modelo numérico.	75
Figura 3.20 – Estaca P2 e sua interface com $RF = 0,025$	79
Figura 3.21 – Curvas de campo e da simulação da prova de carga da estaca P2.	79

Figura 4.1 – Evolução da zona plastificada na interface da estaca com $L/D = 2$ e maciço com $\sigma_{ci} = 15$ MPa - Fuste liso.	82
Figura 4.2 – Evolução da zona plastificada na interface da estaca com $L/D = 2$ e maciço com $\sigma_{ci} = 15$ MPa - Fuste rugoso.	83
Figura 4.3 - Curvas de carga mobilizada no fuste em função do recalque para estacas lisa e rugosa ($L/D = 2$ e $\sigma_{ci} = 15$ MPa).....	84
Figura 4.4 – Variação das razões entre tensão mobilizada no fuste $\sigma_{lateral}$ e na ponta da estaca σ_{ponta} e resistência à compressão uniaxial da rocha em função de L/D	84
Figura 4.5 – Variação da distribuição de carga aplicada para a ponta da estaca em função de L/D e recalques iguais a 0,1% e 0,5%D e na ruptura.	87
Figura 4.6 – Variação de recalque em função de L/D da estaca na condição de ruptura.	88
Figura 4.7 – Correlação entre a tensão de ruptura conforme NBR 6122 (2010) e a relação L/D da estaca.	88
Figura 4.7 – Análise da não-linearidade da correlação entre a tensão de ruptura e a relação L/D da estaca.	90
Figura 4.8 – Limite inferior da correlação entre a tensão de ruptura e a relação L/D da estaca metodologia proposta.	90
Figura 4.9 – Correlação entre tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial segundo os métodos da literatura.	91
Figura 4.11 – Análise de resultados para a correlação entre tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial para 1% de recalque.	93
Figura 4.12 – Curva de carga vs recalque da prova de carga da estaca de fuste liso em maciço de folhelho (HORVATH et al., 1983).	94
Figura A1 – Distribuição de carga na ponta em função da relação de embutimento L/R e da rigidez da rocha e estaca (LADANYI, 1977).	108
Figura A2 – Correlação entre carga na ponta e relação de embutimento L/R (PELLS e TURNER, 1979).	109

Figura A3 – Fator de recalque, I_p , de PELLIS e TURNER (PELLIS e TURNER, 1979).	110
Figura A4 – Fator de recalque, I_p , para solicitação de resistência lateral (PELLIS e TURNER, 1979).	110
Figura A5 – Correlação RQD, $E_r K_n$ e $E_m E_r$ (KULHAWY, 1978).	113
Figura A6 – Modos de ruptura do maciço rochoso sob carregamentos de fundações superficiais (Adapt. SOWERS, 1979).	114
Figura A7 – Fator de correlação J (BISHNOI, 1968).	116
Figura A8 – Influência do ângulo de atrito da interface na distribuição de carga para a ponta da estaca (PELLIS e TURNER, 1979).	119
Figura A9 – Influência do ângulo de atrito da interface na distribuição de carga para a ponta da estaca KULHAWY e GOODMAN (1980).	120
Figura A10 – Fator redutor de recalque devido ao embutimento (POULOS e DAVIS, 1974).	121
Figura A11 – Correlação experimental entre a resistência lateral e a resistência à compressão uniaxial (adapt. HORVATH e KENNEY (1979).	123
Figura A12 – Geometria e propriedades do sistema estaca-rocha modelado por ROWE E ARMITAGE (1987A).	126
Figura A13 – Correlação entre distribuição de carga na estaca, L/D e fator de redução de recalque devido ao embutimento – para $E_B/E_M = 1,0$ (ROWE e ARMITAGE, 1987b).	126
Figura A14 – Correlação entre distribuição de carga na estaca, L/D e fator de redução de recalque devido ao embutimento – para $E_C/E_M = 50$ (ROWE e ARMITAGE, 1987b).	129
Figura A15 – Correlação entre L/D e fator de redução de recalque devido ao embutimento – para situação elástica (ROWE e ARMITAGE, 1987b).	130
Figura A16 – Fator de redução do recalque, $(RF)_\rho$ (ROWE e ARMITAGE, 1987b).	132

Figura A17 – Fator de redução da resistência lateral, $\alpha = f_{su}q$ (WILLIAMS et al., 1980b).	134
Figura A18 – Fator de redução da resistência lateral devido à alteração do maciço rochoso (WILLIAMS et al., 1980b).	135
Figura A19 – Fator de normalização da tensão elasto-plástica (WILLIAMS et al., 1980b).	136
Figura A20 – Fator de capacidade de suporte, $NS = f_b E_m$ versus $\rho/D(\%)$ (WILLIAMS et al., 1980b).	137
Figura A21 – Processo de normalização da tensão na ponta da estaca (WILLIAMS et al., 1980b).	138
Figura A22 – Fator I_p obtido segundo resultados numéricos de DONALD et al. (1980).	140
Figura A23 – Distribuição da carga aplicada para maciço rochoso homogêneo (DONALD et al, 1980).	140
Figura A24 – Comparação de resultados calculados com o Método de WILLIAMS et al. (1980b) e obtidos de simulação numérica (WILLIAMS et al., 1980b).	143
Figura A25 – Correlação entre resistência à compressão uniaxial da rocha intacta ou concreto e a resistência lateral (HORVATH et al., 1983).	145

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Influência da limpeza do fuste no ângulo de atrito da interface (Adap. WILLIAMS e PELLIS, 1981).....	13
Tabela 2.2 – Grau de rugosidade do fuste (segundo PELLIS et al.,1980).....	16
Tabela 2.3 – Grau de rugosidade do fuste (segundo PELLIS et al.,1980).....	29
Tabela 2.4 – Contribuição do RQD na cota RMR.....	47
Tabela 3.1 – Estimativas de Módulo de deformabilidade de maciços rochosos em função das cotas RMR, Q e GSI (adapt. FHWA, 2002).....	52
Tabela 3.2 – Valores da constante m_i para rocha intacta (MARINOS et al., 2005)....	56
Tabela 3.3 – Fator de redução do módulo do maciço rochoso MR (HOEK e DIEDERICHS, 2006).....	58
Tabela 3.4 – Diâmetros típicos de estacas em rochas brandas.....	68
Tabela 3.5 – Parâmetros do maciço rochoso e da estaca adotados para as análises numéricas.....	70
Tabela 3.6 – Propriedades geomecânicas do maciço de folhelho de HORVATH et al. (1983).....	77
Tabela 3.7 – Valores de resistência à compressão uniaxial e módulo de elasticidade das rochas intactas dos maciços com estacas de HORVATH et al. (1983). 77	
Tabela 3.8 – Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb do maciço rochoso de folhelho segundo o critério de ruptura de Hoek e Brown.....	78
Tabela 3.9 – Resultados numéricos e medidos em campo das provas de carga das estacas de HORVATH et al. (1983).....	80
Tabela 4.1 – Coeficientes de correlação α e β entre resistência de fuste da estaca e resistência à compressão uniaxial da rocha branda (Adapt. NUNES, 211).....	85

Tabela 4.2 – Coeficientes de correlação γ e λ entre resistência de ponta da estaca e resistência à compressão uniaxial da rocha branda (Adapt. NUNES, 2011).	86
Tabela 4.3 – Comparação de valores da relação de distribuição de carga total para a ponta obtidos numericamente e pelos métodos clássicos da literatura. 86	86
Tabela 4.4 – Comparativo entre cargas de ruptura dos métodos clássicos de dimensionamento e deste estudo.	91
Tabela 4.5 – Comparativo entre cargas de ruptura obtidas dos métodos da literatura da correlação da Eq. 4.3 com restrição de recalque a 1%.	93
Tabela A1 – Valores para Resistência de Ponta em Arenitos (Adapt. PELLIS e TURNER, 1980; PELLIS et al., 1978 ; e PELLIS et al., 1998).	111
Tabela A2 – Valores para Resistência de Ponta em Folhelho (Adapt. PELLIS e TURNER, 1980; PELLIS et al., 1978 ; e PELLIS et al., 1998).	111
Tabela A3 – Parâmetros de resistência do maciço em função do RQD (KULHAWY e GOODMAN, 1987).....	117
Tabela A4 – Fator de recalque (Adaptado de POULOS e DAVIS, 1968).	119
Tabela A5 – Tensão máxima admissível (Adapt. KULHAWY e GOODMAN, 1980).	124
Tabela A6 – Fator de redução de recalque devido ao embutimento (GOODMAN, 1989).	133

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

L	–	comprimento da estaca
D, B_p	–	diâmetro da estaca
a	–	raio da estaca
σ_c, Q_u, q_u	–	resistência à compressão uniaxial
σ_{ci}	–	resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
σ'_1	–	tensão efetiva principal maior
σ'_3	–	tensão efetiva principal menor
RQD	–	índice de qualidade da rocha (<i>Rock Quality Designation</i>)
RMR	–	cota de classificação de um maciço rochoso (<i>Rock Mass Rating</i>)
GSI	–	índice de classificação geológica (<i>Geological Strength Index</i>)
λ	–	frequência média linear das descontinuidades/fratura
J_v	–	número médio volumétrico de descontinuidades/fraturas
E_m	–	módulo de elasticidade do maciço rochoso
E_i	–	módulo de elasticidade da rocha intacta
E_c	–	módulo de elasticidade do concreto da estaca
m	–	constante empírica do critério de ruptura de HOEK e BROWN
s	–	constante empírica do critério de ruptura de HOEK e BROWN
a	–	constante empírica do critério de ruptura de HOEK e BROWN
D	–	coeficiente de dano
c'	–	intercepto coesivo
ϕ'	–	ângulo de atrito interno
γ	–	peso específico das camadas
H	–	profundidade
σ_{tm}	–	tração uniaxial do maciço
MR	–	fator de redução do módulo do maciço
E_c	–	módulo de elasticidade do concreto da estaca
ν_c	–	coeficiente de Poisson do concreto da estaca
σ_p	–	nível de tensão na ponta da estaca
σ_t	–	nível de tensão na cabeça da estaca

σ_n	–	tensão normal radial
u	–	dilatância
c_i	–	coesão inicial da interface
c_r	–	coesão residual da interface
c_p	–	coesão de pico da interface
c_j	–	coesão da interface
Δy	–	deslocamento axial
τ_f	–	resistência ao cisalhamento do fuste
τ_r	–	resistência residual ao cisalhamento do fuste
h, \bar{h}, i_o, SD_h e SD_{i_o}	–	altura, altura média, ângulo de inclinação, desvios-padrão das alturas e dos ângulos das ranhuras do fuste, respectivamente
R1, R2, R3 e R4	–	graus de rugosidade do fuste
α	–	Coefficiente de correlação entre resistência lateral e resistência à compressão uniaxial
ϕ_r	–	ângulo de atrito residual da interface estaca-rocha
ϕ_p	–	ângulo de atrito de pico da interface estaca-rocha
RF	–	fator de rugosidade
Δ_r	–	profundidade média das ranhuras da interface estaca-rocha
r_s	–	raio nominal do fuste
L_t	–	comprimento do perfil lateral do fuste
L_s	–	comprimento nominal do fuste
q_s	–	resistência lateral
ϕ_b	–	ângulo de atrito da interface
ϕ_f	–	ângulo de atrito da interface lisa
i_o	–	ângulo das endentações do fuste
β	–	fator de ponderação
J_r	–	índice de rugosidade das discontinuidades
J_a	–	índice de alteração da superfície de discontinuidade
τ_{max}	–	tensão de cisalhamento lateral máxima
δ_r	–	deslocamento relativo estaca-fuste
ψ	–	ângulo de dilatância
ρ	–	recalque

ρ_m	–	recalque máximo admissível
ρ_d	–	recalque de projeto
μ	–	coeficiente de atrito na lateral
q_t	–	pressão total aplicada na cabeça da estaca
q_{max}	–	tensão máxima permitida na ponta da estaca
q_f	–	tensão máxima aplicada na ponta da estaca
σ_y	–	tensão na profundidade y
N_c	–	fator de capacidade de carga devida à coesão de TERZAHGI
N_q	–	fator de capacidade de carga devida à sobrecarga de TERZAHGI
N_γ	–	fator de capacidade de carga devida ao peso próprio de TERZAHGI
I_ρ	–	fator de recalque
Q_t	–	carga transferida para a ponta da estaca
Q_f, Q_s	–	carga transferida para a lateral da estaca
Q_{su}	–	carga de pico mobilizada na lateral
Q_p	–	carga transferida para a ponta da estaca
Q_d	–	carga de projeto
f_s	–	fator de redução para condições últimas para a tensão na ponta
n	–	fator de redução devido ao embutimento
f_b	–	resistência mobilizada na ponta
f_{be}	–	componente elástica da resistência mobilizada na ponta
f_{bp}	–	componente plástica da resistência mobilizada na ponta
f_s	–	resistência mobilizada na lateral
f_{se}	–	componente elástica da resistência mobilizada na lateral
f_{sp}	–	componente plástica da resistência mobilizada na lateral
f_{by}	–	resistência mobilizada na lateral no ponto de limite elástico
f_{b1}	–	resistência mobilizada na lateral no ponto onde $\rho/D = 1\%$
N_s	–	fator de capacidade de suporte
F_ρ	–	fator de segurança para o recalque
F_c	–	fator de segurança para a capacidade de carga da estaca
f_{ck}	–	resistência à compressão característica do concreto

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

“Quando se tem dúvida, assente a fundação na rocha” (tradução livre de KULHAWY e GOODMAN, 1980).

As estacas em rocha são geralmente selecionadas como fundações quando a rocha não tem capacidade de suporte superficial suficiente, seja devido aos grandes carregamentos ou à qualidade baixa do maciço rochoso. Observa-se significativo ganho de capacidade de carga quando se embute fundações, seja em solo ou rocha, especialmente as brandas.

Normalmente a capacidade de suporte de carga de projeto é estimada via normas, correlações empíricas, análises teóricas e provas de carga em escala real (KULHAWY e GOODMAN, 1980).

As normas que auxiliam o projeto de estacas em maciço rochoso competente geralmente não contemplam recomendações para recalque máximo admissível. Além disso, normas e códigos costumam subestimar expressivamente a capacidade de carga da rocha. O emprego de normas conservadoras se justifica para estruturas pouco robustas, onde o carregamento é relativamente pequeno e, portanto, exige menor resistência da rocha (PELLS e TURNER, 1980). No entanto, para carregamentos elevados, comuns em grandes estruturas assentadas em rocha, é economicamente interessante determinar a capacidade de carga do maciço e adotar procedimentos de dimensionamento mais sofisticados, tais como as análises tensão-deformação, evitando-se o conservadorismo das normas.

As provas de carga em escala real são os testes mais adequados e recomendados para a determinação da capacidade de carga da fundação. Porém, apresentam limitações

representadas pelo custo e tempo de execução elevados, além das dificuldades operacionais, principalmente para atingir o estado de ruptura.

As correlações empíricas costumam ser empregadas para as fases iniciais do projeto e devem contar com coeficientes de segurança elevados, superiores aos adotados em projetos subsidiados por resultados de provas de carga. Isso se deve ao caráter restritivo das correlações, propostas e/ou validadas para condições e regiões específicas.

HORVATH *et al.* (1983) observam que a eficiência da estaca convencional escavada em rocha branda não é otimizada por dois motivos: (i) a resistência lateral é menor que a resistência do material mais fraco (rocha ou concreto) e (ii) para carregamentos reduzidos, toda mobilização da resistência é lateral, com nenhuma ou pouca mobilização da ponta da estaca. De fato, a ponta somente é mobilizada após ocorrer deslizamento na interface estaca-rocha com perda significativa da resistência lateral para o caso de estacas lisas ou atingir o estágio residual para estacas rugosas.

Além disso, a complexidade e variabilidade dos maciços rochosos levam a superdimensionamentos pela incorporação arbitrária de certo valor, crescente ou decrescente, no risco da obra, representado pelo Fator de Segurança (KULHAWY e GOODMAN, 1980).

Geralmente as fundações assentadas em rocha competente não têm seu dimensionamento limitado pela capacidade de carga e recalques na rocha/maciço e, sim, pela competência do elemento da fundação. No entanto, para grandes carregamentos, a correta estimativa das tensões máximas suportadas pela lateral e/ou ponta de estacas, assim como o recalque máximo, são de fundamental relevância.

Apesar dos recentes avanços no uso de teorias numérico-analíticas, o dimensionamento de estacas escavadas em rocha ainda é realizado por meio dos métodos semi-empíricos, baseados em sua grande maioria na estimativa dos parâmetros geomecânicos do material onde serão assentadas as estacas, destacando-se principalmente a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e módulo de deformabilidade do maciço rochoso. Desta forma, a presente pesquisa pretende estudar o comportamento mecânico de estacas de fuste liso em maciços de rocha branda por meio dos métodos tensão –

deformação, representado pelo método dos elementos finitos. As simulações numéricas permitem a determinação da distribuição de tensões para fuste e ponta da estaca, plastificação das regiões críticas, recalques e modos de ruptura, correspondendo a um nível de entendimento do comportamento da estaca muito mais amplo que o oferecido pelos métodos empíricos e analíticos da literatura.

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral estudar o comportamento de estacas escavadas em rocha branda por meio do método tensão-deformação, adotando-se o método dos elementos finitos para o desenvolvimento de análises numéricas com o programa comercial PLAXIS 8.2. As estacas a serem modelados são estacas de fuste liso embutidas em maciço de rocha branda, representando a condição mais crítica de dimensionamento de fundações profundas em rocha.

Os objetivos específicos principais da pesquisa são:

- i. Revisar os métodos empíricos mais importantes da literatura para dimensionamento de estacas em rocha para posterior comparação de resultados;
- ii. Desenvolver uma metodologia simples para representação da estaca e maciço, que permita a determinação/estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade para a modelagem numérica do sistema estaca-rocha;
- iii. Realizar as simulações numéricas das provas de carga da estaca em maciço rochoso, representativos da condição de estaca de fuste liso em rocha branda;
- iv. Analisar o comportamento mecânico da prova de carga das estacas obtidos das simulações numéricas e comparar com o comportamento observado em ensaios de estacas reais;

v. Determinar as distribuições de carga para fuste e ponta das simulações numéricas e comparar tensões de ruptura com os valores determinados com os métodos empíricos da literatura;

vi. Estabelecer a partir dos resultados numéricos uma correlação simples e prática entre a tensão de ruptura da estaca normalizada pela resistência à compressão uniaxial da rocha intacta branda e a relação geométrica raio/comprimento (R/L) de estaca de fuste liso. A correlação tem como premissas principais o uso de parâmetros de obtenção fácil, rápida e pouco onerosa, ampla aplicação a rochas brandas e a possibilidade de pré-dimensionamento da geometria de estacas.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é composta por 5 capítulos e 1 apêndice, sendo esse primeiro capítulo uma introdução da pesquisa realizada com sua motivação e objetivos geral e específicos.

O Capítulo 2 apresenta uma ampla revisão dos mecanismos de mobilização de carga em estacas, fatores de influência da resistência lateral e de ponta, especialmente o grau de rugosidade do fuste da estaca, além dos principais métodos de estimativas de capacidade de carga de estacas reportados na literatura.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia desenvolvida para as simulações numéricas de provas de carga de estacas em maciços representativos. Foram selecionados o Sistema de Classificação de Maciços GSI, *Geological Strength Index* de HOEK & MARINOS (2005), e o critério de ruptura de Hoek e Brown (HOEK e al., 2002) para a determinação dos parâmetros exigidos no modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para a modelagem numérica no PLAXIS. Aspectos e condições do programa foram testados e calibrados de forma a se obter a melhor representação numérica da prova de carga.

O Capítulo 4 reúne os resultados e análises das simulações numéricas das provas de carga conforme a metodologia proposta no capítulo anterior e desenvolvidas com o

programa PLAXIS. Os resultados numéricos de distribuição de carga para o fuste e ponta e as cargas de rupturas são comparados com os métodos semi-empíricos clássicos da literatura, destacando-se LADANYI (1977), PELLIS e TURNER (1979), WILLIAMS et al. (1980), KULHAWY e GOODMAN (1980), HORVATH et al. (1983), ROWE e ARMITAGE (1987a) e GOODMAN (1989). Apresenta ainda uma correlação prática, simples e rápida entre tensão de ruptura normalizada pela resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e geometria da estaca para uso em pré-dimensionamentos.

O Capítulo 5 sumaria as principais conclusões da pesquisa e indica sugestões para pesquisas futuras no tema.

Finalmente, o documento apresenta o Apêndice 1 com os métodos empíricos de dimensionamento de estacas, suas características, suas limitações e processos de cálculo detalhados.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Apesar dos recentes avanços no uso de teorias numérico-analíticas, o dimensionamento de estacas escavadas em rocha é geralmente realizado por meio de métodos semi-empíricos, baseados em sua grande maioria no conhecimento ou estimativa dos parâmetros geomecânicos do material onde serão assentadas as estacas, destacando-se principalmente a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e módulo de deformabilidade do maciço rochoso. Este capítulo apresenta aspectos e conceitos relativos ao comportamento de estacas escavadas em rocha, especialmente rochas brandas, à distribuição de tensões para fuste e ponta da estaca, fatores de influência relevante para a mobilização de resistência lateral e de ponta e os principais métodos de dimensionamento da literatura.

2.1 MECANISMOS DE MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE ESTACAS

Os primeiros e mais importantes estudos sobre os mecanismos que governam o comportamento de estacas escavadas em rocha são representados por BISHNOI (1968), GILL (1970) e LADANYI e ROY (1972). As pesquisas sobre o assunto foram intensificadas ao final da década de 1970 e início da década seguinte com a publicação de grande quantidade de dados de campo e de laboratório e estudos teóricos. Destacam-se os programas de pesquisa desenvolvidos pelas Universidades de Monash (WILLIAMS *et al.*, 1980a), Sydney (PELLS *et al.*, 1980) e Toronto (HORVATH, 1978). Desde então, vários pesquisadores têm estudado o comportamento mecânico de estacas escavas, especialmente em rochas brandas.

O carregamento das estacas embutidas em rocha é transmitido tanto lateralmente quanto pela ponta. O carregamento lateral resulta da adesão produzida pelo concreto da estaca no furo, seguida pelo cisalhamento na interface estaca-rocha quando a adesão inicial é perdida. O carregamento de ponta resulta do contato direto da estrutura na rocha (GOODMAN, 1989). A Figura 2.1 esquematiza a estaca de deformabilidade E_c e ν_c , de comprimento L e diâmetro D embutida em um material rochoso de deformabilidade E_r e ν_r e resistência à compressão uniaxial σ_c . Quando o

carregamento é aplicado na cabeça da estaca (σ_{aplic}), surge uma tensão normal radial na interface (σ_n), devido ao efeito de Poisson e à dilatação u . Após rompimento da coesão inicial, c_i , e deslocamento, Δy , a interface passa a mobilizar a resistência ao cisalhamento da interface, τ_f , transferindo parte do carregamento para a ponta, então solicitada pela tensão σ_p .

A rugosidade na interface pode ser caracterizada por medidas quantitativas relativas às asperezas ali presentes, tais como sua altura, altura média, ângulo de inclinação, e desvios-padrão das alturas e dos ângulos; respectivamente, h , \bar{h} , i_o , SD_h e SD_{i_o} .

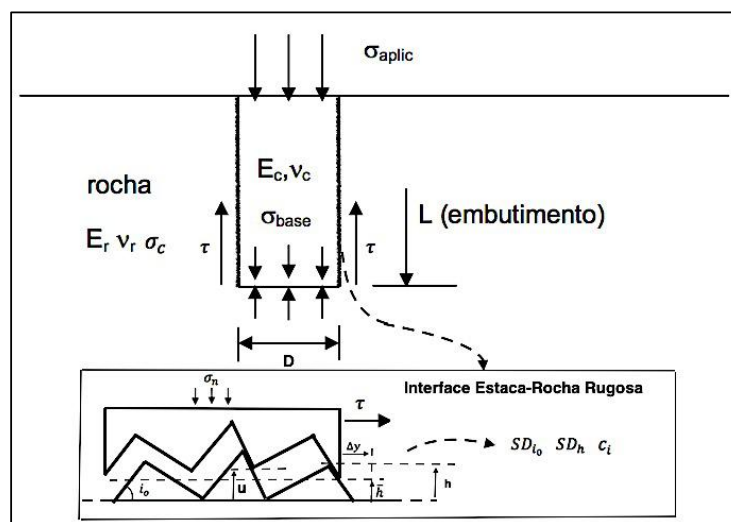


Figura 2.1– Mecanismo de resistência lateral de estacas (GOODMAN, 1989).

LADANYI e DOMINGUE (1980) destacam o fato de que, para rochas brandas, a geometria dada pela relação entre comprimento e diâmetro da estaca (relação L/D) é um fator crítico de projeto de estacas para carregamentos elevados.

Os métodos de projeto de estacas mais antigos consideravam que toda a carga era suportada pela ponta da estaca. No entanto, com as investigações de campo e de laboratórios e estudos teóricos nas décadas de 1970 e 1980, o conceito de mobilização da carga de serviço da estaca evoluiu, indicando que parte significativa da carga aplicada é suportada pela resistência lateral com transferência muito reduzida para a ponta da estaca (LADANYI e DOMINGUE, 1980).

LADANYI (1977) fez observações do comportamento da carga distribuída na base de uma estaca instrumentada (medição da carga total aplicada na cabeça da estaca e da tensão na base) escavada em folhelhos fraturados e horizontalmente estratificados (com RQD entre 0 e 25%). A razão comprimento/diâmetro da estaca é da ordem de 5.

A Figura 2.2 mostra o resultado das medições ao longo do tempo. A resistência de ponta continua a ser mobilizada a uma taxa crescente estável, atingindo ao final do registro apenas 10% da carga total aplicada na estaca. Segundo o autor, essa taxa crescente na mobilização da ponta se deve provavelmente ao fato da resistência lateral estar próxima do estado residual, o que explica o recalque observado e a transferência de carga para a ponta.

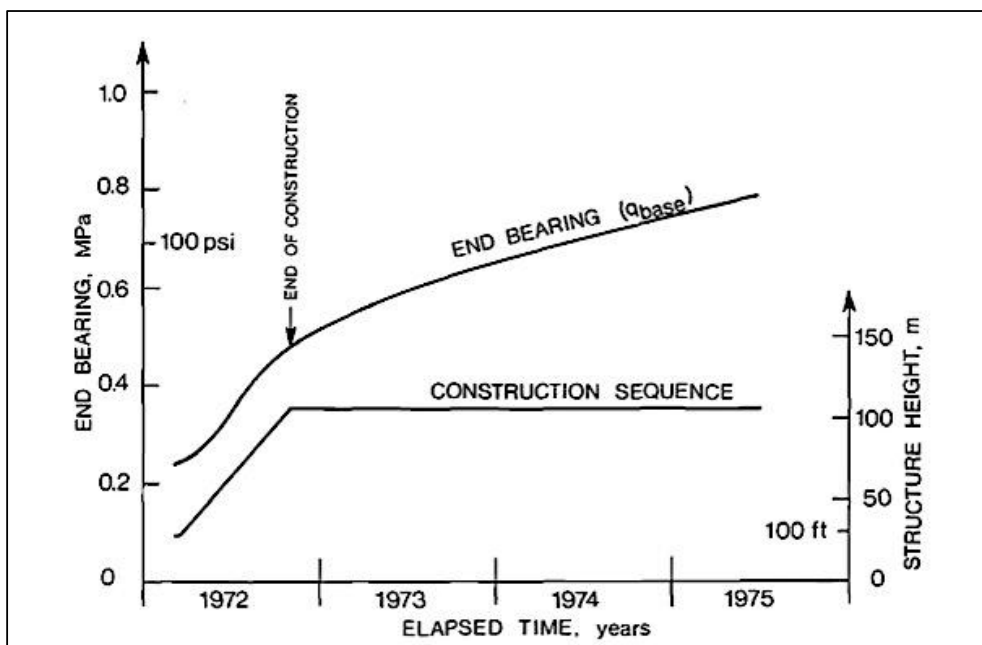


Figura 2.2 – Desenvolvimento temporal de solicitação de ponta (LADANYI, 1977).

Na prática, a resistência total de estacas pode ser analisada segundo três diferentes abordagens (WILLIAMS e PELLIS, 1981; ROSENBERG e JOURNEAUX, 1976; entre outros):

1. Apenas solicitação da resistência ao cisalhamento lateral:

Nessa metodologia, toda a carga de projeto é resistida pela tensão de cisalhamento da lateral da estaca, vinda da adesão da estaca com a rocha e sua perda progressiva. WILLIAMS e PELLIS (1981) afirmam que, em situações onde não se tem uma limpeza adequada do fundo da escavação ou a rocha é extremamente fraca, essa técnica pode ser vantajosa. No entanto, ela pode acarretar em estacas mais longas.

2. Apenas solicitação da resistência da ponta:

A estaca deve ser longa o suficiente para atingir a rocha a uma profundidade onde todo o carregamento seja suportado pela ponta. Nesse método, a resistência lateral do contato concreto-rocha é desprezada.

3. Solicitação das resistências lateral e de ponta:

Nesse método, a resistência da base da estaca é descontada da carga total aplicada. O comprimento da estaca é então ajustado fazendo a carga restante ser suportada pela resistência lateral. Outra variação desse método é considerar que toda a carga é transferida para a rocha pela interface concreto-rocha, desprezando-se a ponta.

Independentemente da abordagem adotada, é necessário dimensionar o diâmetro e o comprimento da estaca de modo a ter um balanço entre as cargas lateral e de ponta: nem uma nem outra pode ultrapassar seus valores máximos admissíveis.

PEASE e KULHAWY (1984) e KULHAWY e CARTER (1992b) reportam três estágios que governam o comportamento da interface lateral estaca-rocha sob carregamento axial. O estágio inicial corresponde à estaca completamente aderida à rocha, tendo, portanto, uma interface intacta e solidária à rocha. Essa situação é representativa de pequenos carregamentos, onde não houve ruptura da interface e as equações da teoria da elasticidade descrevem tal comportamento.

No entanto, quando se aumenta o carregamento progressivamente ao ponto da interface cisalhar em pontos de concentração de tensão, o sistema passa a ser inelástico,

correspondendo então ao estágio secundário. Com o prosseguimento do carregamento atinge-se o terceiro estágio, representado pelo estado residual, onde se observam maiores deslocamentos e resistência lateral relativamente constante.

2.2 MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA LATERAL (FUSTE)

O mecanismo de mobilização da resistência lateral é complexo e envolve adesão, atrito e dilatação, sendo seguida pelo cisalhamento da interface rugosa (KULHAWY e CARTER, 1992a).

Uma tensão normal à parede do fuste surge devido ao efeito do coeficiente de Poisson e da dilatação. Dessa tensão resulta a resistência lateral da estaca escavada em rocha, que se manifesta como a tensão de cisalhamento na interface oriunda da adesão e atrito entre rocha e concreto (LADANYI e DOMINGUE, 1980).

Devido à semelhança dos mecanismos que se estabelecem na interface estaca-rocha em estacas moldadas em rocha e nas juntas de maciços rochosos, os estudos pioneiros do comportamento mecânico da tensão de cisalhamento lateral de estacas sofreram grande influência dos modelos de juntas em maciços rochosos (WILLIAMS e PELLIS, 1981).

O mecanismo de mobilização da resistência lateral está intimamente relacionado às propriedades mecânicas tanto da interface rocha-estaca quanto do próprio maciço rochoso (ROSENBERG e JOURNEAUX, 1976; LADANYI, 1977; LADANYI e DOMINGUE, 1980).

Segundo LADANYI e DOMINGUE (1980), há basicamente quatro modos de ruptura da interface lateral estaca-rocha e eles dependem do formato das asperezas (rugosidades), da resistência à compressão uniaxial do material mais fraco que compõe a interface e do nível de confinamento.

Na condição de interface estaca-rocha com rugosidades muito acentuadas, observa-se o cisalhamento das asperezas com nenhum ou pouco atrito. Entretanto, para condição de interfaces com rugosidades pouco acentuadas, os mecanismos atuantes são:

- i. Deslocamento por atrito ao longo das asperezas seguido de esmagamento do material menos resistente (interface sem coesão);
- ii. Deslocamento por atrito ao longo das asperezas seguido de cisalhamento (interface com coesão e atrito);
- iii. Deslocamento por atrito ao longo das asperezas sem esmagamento radial, correspondendo a uma mobilização incompleta da pressão radial devido à dimensão reduzida das asperezas ou alta deformabilidade do material da interface.

WILLIAMS *et al.* (1980b) realizaram ensaios de campo de estacas escavadas em argilitos, as quais foram exumadas para observação e verificação dos mecanismos atuantes. As investigações mostraram que a ruptura da interface ocorreu por cisalhamento nas zonas das rugosidades, sem qualquer indicação de ruptura do elemento estrutural (concreto da estaca).

O mecanismo de mobilização da resistência lateral na interface estaca-rocha é função dos seguintes parâmetros principais (LADANYI e DOMINGUE, 1980; WILLIAMS e PILLS, 1981; WILLIAMS *et al.*, 1980b; KULHAWY e GOODMAN, 1987): resistência do material mais fraco (rocha ou estaca); geometria da estaca; e rugosidade e limpeza do furo.

- i. Geometria da estaca

PELLS *et al.* (1980) observaram que a distribuição da tensão de cisalhamento ao longo da profundidade não é uniforme e praticamente se anula para a região de topo da estaca onde já ocorreu ruptura por cisalhamento, sendo significativamente maior para regiões de maior profundidade. Devido à não uniformidade do cisalhamento, os autores adotam a tensão média como representativa da mobilização da estaca. A Figura 2.3 mostra que não há uma relação estabelecida entre L/D e a tensão de cisalhamento média. No entanto, os autores reconheceram que maiores estudos teóricos e testes com melhor instrumentação devem ser realizados na tentativa de um melhor entendimento desse fenômeno.

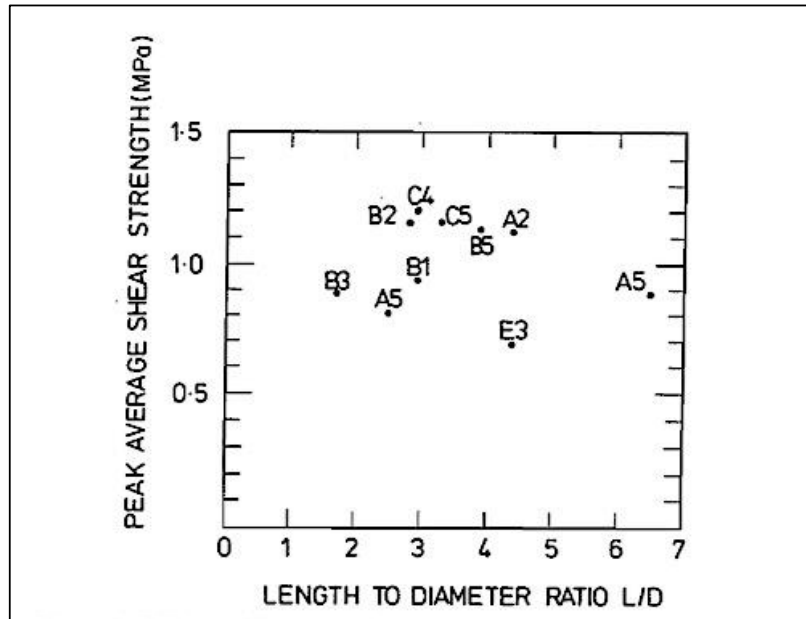


Figura 2.3 – Relação L/D e tensão de cisalhamento lateral média (PELLS *et al.*, 1980).

ii. Limpeza do furo

KENNY (1977) observou que para estacas de paredes muito rugosas, a presença de pouca lubrificação na interface, vinda principalmente de lama bentonítica usada no processo de perfuração, aumenta a resistência ao cisalhamento na superfície rugosa.

PELLS *et al.* (1980) e WILLIAMS e PELLIS (1981), a partir de estudos experimentais, avaliaram estacas em furos com presença de uma fina camada de bentonita na interface concreto-rocha, fragmentos da perfuração e argilas nas ranhuras. Os autores verificaram uma forte adesão entre o concreto da estaca e a rocha quando o furo é limpo. No entanto, a adesão é inibida para paredes com bentonita e fragmentos de perfuração, conforme ilustrado na Figura 2.4.

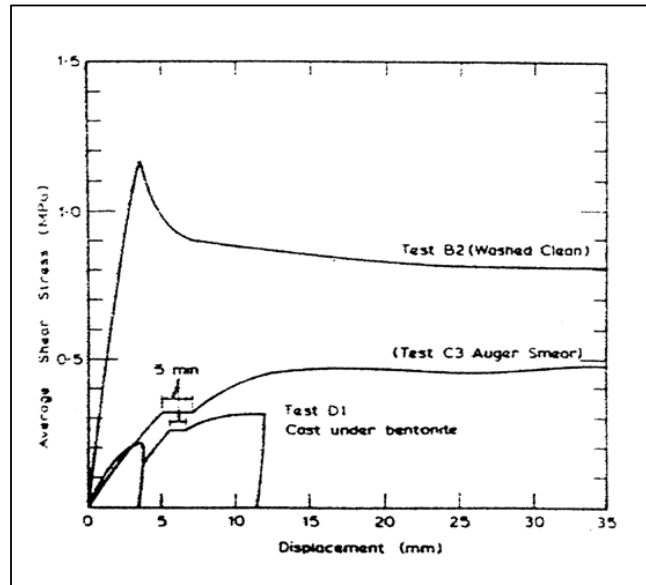


Figura 2.4 – Influência da limpeza do fuste na resistência lateral (WILLIAMS e PELLIS, 1981).

Observa-se na Figura 2.4 que os ensaios nos quais a parede do furo da estaca apresenta bentonita (Teste D1) e fragmentos da perfuração (Teste C3) mobilizam menor resistência lateral de pico, sendo aproximadamente 30% inferior à mobilizada pela estaca em furo limpo (Teste B2).

WILLIAMS e PELLIS (1981) também realizaram testes triaxiais em modelos reduzidos para a simulação da interface concreto-rocha. A Tabela 2.1 compara os valores de coesão e ângulo de atrito da interface obtidos dos ensaios para as situações de interface limpa e com a presença de bentonita, indicando a redução dos parâmetros de resistência com a interface com bentonita.

Tabela 2.1– Influência da limpeza do fuste no ângulo de atrito da interface (Adap. WILLIAMS e PELLIS, 1981).

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°

WILLIAMS *et al.* (1980b) também mostraram que, para estacas assentadas com presença de lama bentonítica em fuste úmido em argilitos, não há perda significativa de resistência de cisalhamento lateral, se a parede do furo é rugosa. Isso acontece porque a sollicitação de cisalhamento em estacas rugosas se dá por meio das ranhuras/asperezas feitas na rocha e não na adesão/união da interface rocha-estaca.

WILLIAMS *et al.* (1980b) sugerem a inspeção visual e a garantia da limpeza do furo da estaca. No caso da presença de detritos acumulados na base do furo, a estaca deve ser projetada para apenas mobilização de atrito lateral no fuste, com consequente aumento do comprimento.

Para KULHAWY e GOODMAN (1987), a parede do furo deve ser limpa para evitar grandes recalques. Com relação ao fundo do furo, os autores sugerem que se use um concreto com valor de abatimento maior que 125mm (*Slump Test*), aliado a uma alta queda quando for lançado no fundo para evitar problemas de aderência na ponta da estaca. Ainda, segundo os pesquisadores, espessuras entre 25 e 50mm de detritos no fundo do furo podem causar problemas de mobilização da resistência da estaca.

iii. Resistência do material mais fraco (rocha ou estaca)

A resistência lateral última, τ_f , de estacas escavadas em rocha é proporcional à tensão de compressão uniaxial da rocha, C_o , para o caso mais comum, onde a rocha branda é o material mais fraco em comparação com o concreto da estaca (LADANYI e DOMINGUE, 1980).

ROSENBERG e JOURNEAUX (1976) e de HORVATH (1978) propõem uma correlação entre a resistência ao cisalhamento lateral última e a tensão de compressão uniaxial da rocha, válida para $0,5 < \sigma_c < 40,0$ MPa, estaca cilíndrica e relativamente rugosa:

$$\tau_f = \frac{1}{3} \sigma_c^{0,5} \quad (2.1)$$

No entanto, essa relação não é única. Ela varia para diferentes graus de rugosidade, como defendido por KENNY (1977), que reporta valores de $\tau_f = 0,1\sigma_{ci}$ para estacas lisas e $\tau_f = 0,5\sigma_{ci}$ para estacas rugosas. Isso evidencia a importância da rugosidade. LADANYI e DOMINGUE (1980), baseados em ensaios com estacas de aço e rocha sintética, encontraram diferentes correlações para diferentes rugosidades sendo $\tau_f = 0,7\sigma_{ci}$ para ângulos das ranhuras de 7° e $\tau_f = 0,48\sigma_{ci}$, para ângulos das ranhuras de 14° com a direção da tensão de cisalhamento.

Os vários experimentos de PELLIS *et al.* (1980) em arenitos intactos forneceram uma correlação ente a tensão de cisalhamento lateral máxima com a resistência à compressão uniaxial da rocha:

$$\tau_f = \alpha \sigma_c \quad (2.2)$$

onde o parâmetro α é função da rugosidade e da resistência à compressão uniaxial da rocha, conforme Figura 2.5.

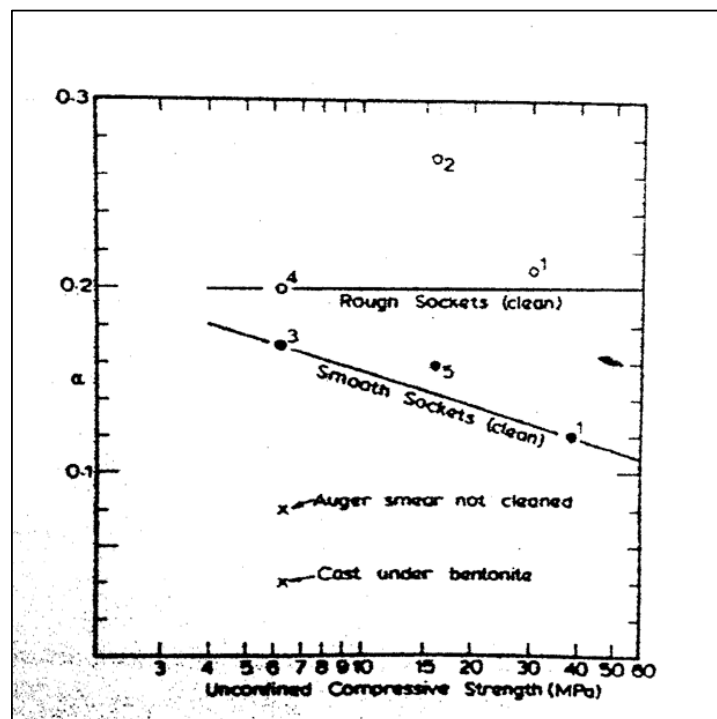


Figura 2.5 – Resistência da rocha versus parâmetro α (PELLIS *et al.*, 1980).

iv. Rugosidade da estaca

A rugosidade da estaca é considerada por vários autores como uma das variáveis mais importantes no comportamento mecânico da estaca e sua resistência (ROSENBERG e JOURNEAUX, 1976; KENNY, 1977; PELLIS *et al.*, 1980; WILLIAMS *et al.*, 1980b; DONALD *et al.*, 1980; WILLIAMS e PELLIS, 1981; HORVATH *et al.*, 1983).

HORVATH *et al.* (1983) afirmam que a rugosidade aumenta a resistência lateral, visto que ao dificultar o deslizamento, induz a dilatação na interface, aumentando a tensão radial resultante do confinamento do sistema estaca-rocha. Além disto, a rugosidade condiciona a ruptura através do material mais fraco, geralmente a rocha.

PELLIS *et al.* (1980) propuseram uma classificação (Tabela 2.2) para a rugosidade construída dos seus modelos reduzidos de laboratório, na tentativa de descrever o grau de rugosidade do fuste. Apesar dessa classificação não abranger todas as condições de rugosidade observadas na prática, ela tem sido amplamente usada, representando uma classificação comum e universal para a rugosidade de fuste.

Tabela 2.2 – Grau de rugosidade do fuste (segundo PELLIS *et al.*, 1980).

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

PELLS *et al.* (1980) realizaram o mais amplo estudo experimental da resistência lateral em estacas com apenas solicitação de fuste. Os testes ocorreram em protótipos de laboratório (39 testes) e também em escala de campo (21 testes) em arenitos da região de Sidney, Austrália. Os estudos mostraram a importância do grau de rugosidade da parede do furo no aumento da capacidade de carga em função da resistência ao cisalhamento da interface estaca-rocha.

A Figura 2.6 ilustra o efeito da rugosidade do fuste e também do confinamento. Para rugosidade R3 e com confinamento, a tensão de cisalhamento lateral é elevada e o comportamento tensão-deformação é perfeitamente plástico (Teste A3). Por outro lado, para rugosidades R1 e sem confinamento, o comportamento é frágil e a tensão de pico é significativamente menor, reduzida entre 40 e 60% (Teste B1) em comparação com o caso anterior. Por outro lado, com confinamento, apesar de haver uma redução na tensão de pico inicial (ruptura da adesão da interface), ainda se observa um crescimento da tensão relacionado à dilatação radial e atrito (Teste A2). Pesquisas sugerem que uma rugosidade de 2 a 3mm de profundidade de ranhura e espaçadas de aproximadamente 100mm é suficiente para prevenir um comportamento frágil em estacas assentadas em arenitos.

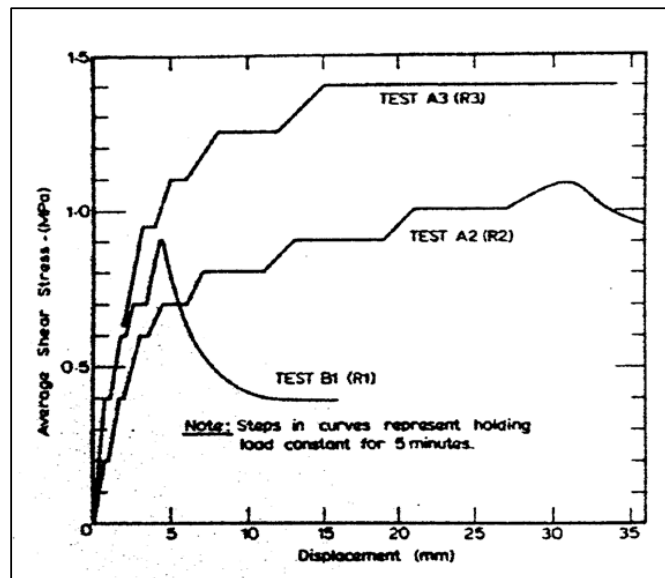


Figura 2.6 – Influência da rugosidade na resistência lateral (segundo PELLIS *et al.*, 1980).

A partir de conceitos de resistência de juntas em rochas, WILLIAMS e PELLIS

(1981) explicam o que ocorre de fato na interface estaca-rocha. De acordo com a teoria, a tensão residual de cisalhamento τ_r é função da tensão normal/radial σ_n e do ângulo de atrito residual da interface estaca-rocha ϕ_r como se segue:

$$\tau_r = \sigma_n \tan(\phi_r) \quad (2.3)$$

Por outro lado, a dilatação devida ao movimento relativo entre as superfícies rugosas da estaca e da parede do furo em conjunto com o efeito de Poisson (ΔD) promove o aumento da tensão normal devido ao confinamento, aumentando também a tensão de cisalhamento. Da teoria da expansão de um cilindro infinito vem (KENNY,1977):

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

Onde,

E_m = Módulo de deformabilidade da rocha;

ν_m = Coeficiente de Poisson da rocha;

D = diâmetro da estaca.

LADANYI e DOMINGUE (1980) explicam como o comportamento da tensão de cisalhamento lateral é afetado pelo ângulo de indentação das ranhuras (rugosidade). A Figura 2.7 mostra que, para $i_0 = 0$ e sem adesão/coesão na interface, $\tau_f = 0$; e para $i_0 > \pi/2 - \phi_f = 90 - 36 = 54^0$, não há deslocamento por atrito, apenas ruptura por cisalhamento das indentações. Partindo do estado inicial, com $\tau_f = i_0 = 0$, o crescimento de i_0 e da adesão da interface (aumento de i_0) faz com que τ_f atinja seu máximo, limitado pela resistência ao cisalhamento e pela resistência à compressão uniaxial do material rochoso. Para valores maiores de i_0 , ocorre então deslizamento relativo entre na interface e conseqüente ruptura radial, fazendo ϕ_f e τ_f decaírem até a resistência ao cisalhamento da interface.

Esse comportamento foi confirmado mais tarde por PEASE e KULHAWY (1984). Para fustes lisos ocorre a ruptura da adesão da interface, seguido por

estágio residual com significativo deslocamento. Para fustes rugosos, ocorre a ruptura da adesão, deslizamento sobre as asperezas/ranhuras, ruptura das asperezas e atinge-se o estágio residual.

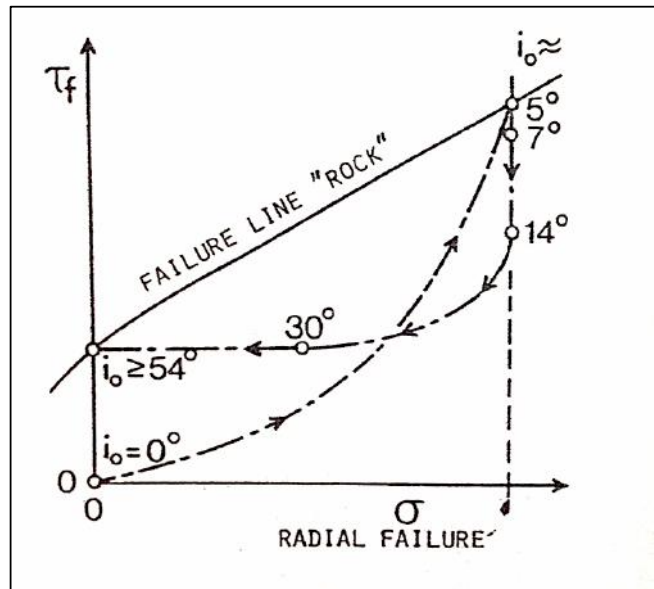


Figura 2.7 – Relação cisalhamento no fuste *versus* ângulo de indentações das ranhuras (LADANYI e DOMINGUE, 1980).

Os testes em escala real realizados por VOGAN (1976) mostram que a tensão lateral de estacas se mantém praticamente constante após a ruptura inicial por cisalhamento e consequente aumento do recalque.

Também, os testes realizados por WILLIAMS e PELLIS (1981), e já previamente observado por LADANYI (1976), PELLIS e TURNER (1979), LADANYI e DOMINGUE (1980) e WILLIAMS et al. (1980a), mostram que o confinamento existente no sistema estaca-rocha, com um furo rugoso e limpo, garante um comportamento pseudo-plástico da tensão de cisalhamento lateral com o deslocamento da estaca (Figura 2.8).

Isso ocorre porque, com o crescimento da tensão lateral e ruptura da adesão, há a dilatação da interface (aumento do diâmetro) devido à diferença entre

rigidezes e resistências da rocha e do concreto. O confinamento e rugosidade geram então uma nova configuração de atrito.

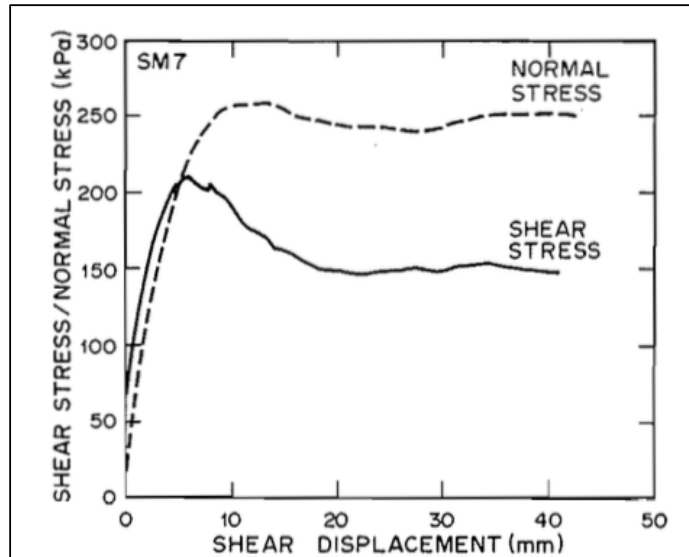


Figura 2.8 – Comportamento pseudo-plástico da tensão lateral (Adaptada de WILLIAMS e PELLIS, 1981).

Por outro lado, WILLIAMS e PELLIS (1981) mostram que para estacas lisas (C2 e S12), o comportamento é frágil (Figura 2.9), mesmo com confinamento elevado. ROWE e ARMITAGE (1984) creditam a fragilidade ao fato da interface estaca-rocha ter sua ligação (adesão) rompida, o que leva à diminuição da tensão normal na interface e conseqüente perda de resistência ao cisalhamento lateral. Já para estacas rugosas, S3, a tensão residual é semelhante à de pico.

Comportamento semelhante foi observado por ROSENBERG e JOURNEAUX (1976). Os autores realizaram testes de tração e compressão em estacas solicitadas apenas lateralmente, conforme apresentado na Figura 2.10.

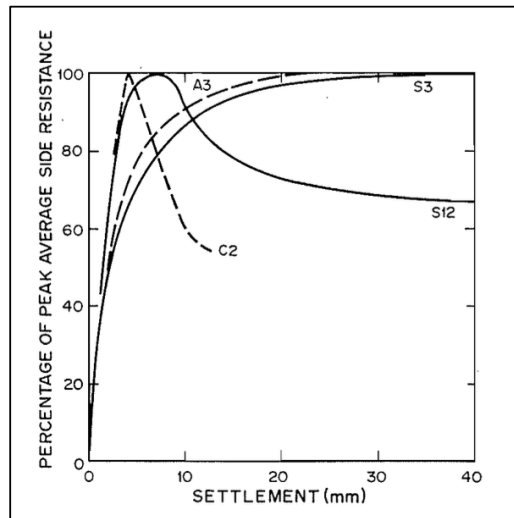


Figura 2.9 – Comportamento da tensão lateral para estacas de fuste rugoso e liso (WILLIAMS e PELLIS, 1981).

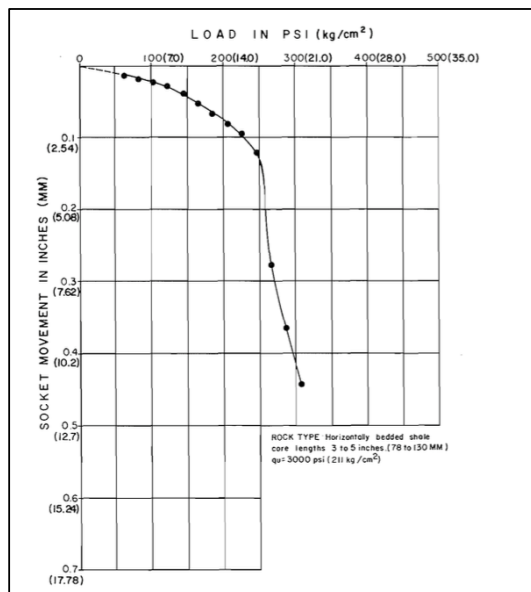


Figura 2.10 – Carga (resistência lateral) x recalque (ROSENBERG e JOURNEAUX, 1976).

HORVATH *et al.* (1983) investigaram a influência da rugosidade no comportamento mecânico de estacas. Eles criaram diferentes graus de rugosidades em estacas de tamanho real ($D=710\text{mm}$ e $L=1370\text{mm}$) assentadas em argilito. A Figura 2.11 ilustra três dos perfis criados.

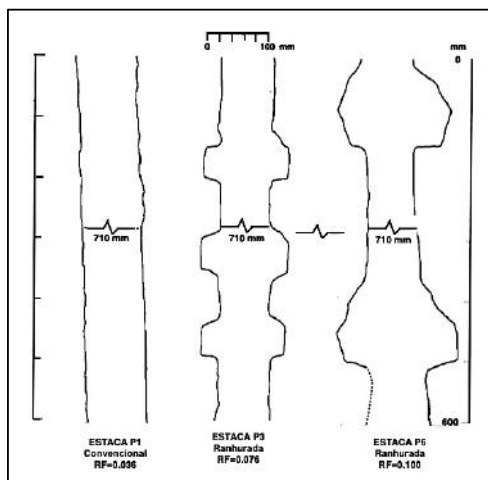


Figura 2.11 – Perfis de rugosidade de fuste (HORVATH *et al.*, 1983).

A rugosidade foi então quantificada pela definição do fator de rugosidade, RF , sendo:

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

Onde,

$\overline{\Delta_r}$ é a profundidade média das ranhuras;

r_s é o raio nominal do fuste;

L_t é o comprimento do perfil lateral do fuste;

L_s é o comprimento nominal do fuste.

HORVATH *et al.* (1983) construíram fustes com diferentes graus de rugosidade, quantificados por RF e avaliaram os resultados obtidos com a correlação de HORVATH (1982) entre RF e a resistência lateral normalizada, q_s/σ_{ci} :

$$q_s/\sigma_{ci} = 0,8RF^{0,45} \quad (2.6)$$

A Figura 2.12 apresenta os resultados da relação entre a resistência lateral normalizada, q_s/σ_{ci} e os fatores de rugosidade RF , mostrando boa concordância entre os resultados dos ensaios (Pontos P1 – P6) e a correlação empírica de HORVATH (1982).

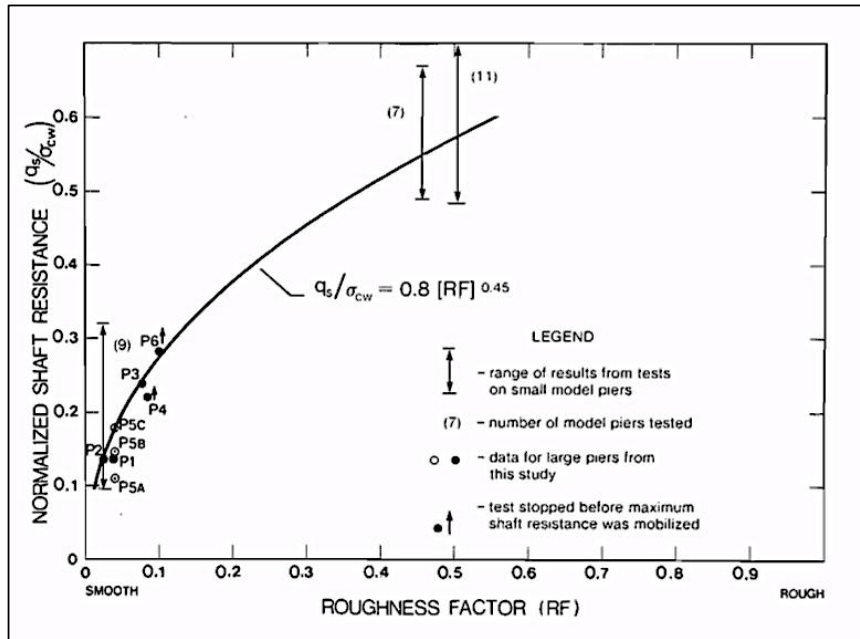


Figura 2.12 – Relação RF x q_s/σ_{cw} (HORVATH *et al.*, 1983).

v. Método construtivo da estaca

HORVATH *et al.* (1984) e diversos autores sugerem construir ranhuras na parede do furo a fim de aumentar a resistência lateral da estaca. A presença das ranhuras ou rugosidade pode aumentar a resistência lateral em 100% para alguns casos. Além disso, pré-carregar a ponta da estaca aumenta a rigidez da rocha que dá suporte na base do fuste e, conseqüentemente, aumenta a resistência da ponta (HORVATH *et al.*, 1984). No entanto, para rochas muito porosas e/ou pouco resistentes, essa técnica se mostra ineficiente porque o aumento de rigidez esperado dá lugar ao colapso dos poros e estruturas da rocha.

Outro processo recomendado é o uso de retardador de pega do concreto, aliado a um valor grande do *Slump Test*, a fim de garantir o fluxo do concreto pelas irregularidades e a adesão à rocha. Esse procedimento é muito eficiente para aumentar a resistência lateral de rochas muito porosas e brandas (KULHAWY e GOODMAN, 1987).

2.3 RESISTÊNCIA LATERAL DE ESTACAS

Com o intuito de entender melhor os mecanismos de cisalhamento na interface estaca-rocha e estimar com maior fidelidade possível os limites inferior e superior para a tensão solicitada na lateral da estaca, diversos pesquisadores ao longo das últimas décadas têm desenvolvido estudos nesse sentido.

LADANYI e DOMINGUE (1980) analisaram a influência do estado e propriedades da rocha e da interface estaca-rocha na tensão de cisalhamento lateral. Para tanto, verificaram a aplicabilidade do modelo bilinear de Patton para descrever a interface estaca-rocha sob cisalhamento:

$$\tau_f = \sigma_n \tan(\phi_f + i_0), \quad (2.7)$$

Onde τ_f é a tensão de cisalhamento lateral última, σ_n é a tensão normal/radial aplicada na interface, ϕ_f é o ângulo de atrito da interface lisa e i_0 corresponde à inclinação da ranhura/endentação com relação ao eixo da tensão de cisalhamento.

A partir da teoria da expansão elástica de um cilindro espesso sob pressão interna em estado plano de tensão, os autores propuseram expressão para o cálculo da força vertical, P, suportada pela estaca em regime elástico e antes da ruptura das indentações (rugosidades):

$$P = 2\pi L \alpha E \rho \tan(\phi_f + i_0) \tan(i_0), \quad (2.8)$$

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

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

Onde,

ρ é o recalque;

E é o módulo de elasticidade;

L é o comprimento total da estaca;

r_i e r_e são os raios internos e externos do cilindro espesso, respectivamente.

LADANYI e DOMINGUE (1980) também propuseram uma metodologia para o cálculo da resistência lateral residual de estacas rugosas, pós ruptura da interface, onde a coesão e adesão são perdidas. Para tanto, estabeleceram que o ângulo das endentações, i_o , não é constante e segue a seguinte lei:

$$\tan(i) = \tan[i_o(1 - (\sigma_n / \sigma_c)^{1/4})] \quad (2.9)$$

com $\sigma_n = p_i = \frac{\alpha E \tan(i_o)}{r_i}$.

$$\tau_f = \sigma \tan(\phi_f + i) \quad (2.10)$$

GOODMAN (1989) relata que na ausência de testes de campo de tração (*pullout tests*) ou compressão, com preenchimento da base com material bem compressível que elimine a sollicitação de ponta da estaca, a tensão lateral, τ_f , é expressa em termos do ângulo de atrito da interface, ϕ_f , da tensão de compressão uniaxial, σ_c , e de um fator de ponderação, β , que depende da rugosidade mas que normalmente está entre 0,3 e 0,9, como segue:

$$\tau_f = \sigma_c \frac{\beta}{2 \tan(45^\circ + \phi_f/2)} \quad (2.11)$$

A Figura 2.13 apresenta uma faixa inferior, $\tau_f = \sigma_c/20$, para o caso de rochas duras.

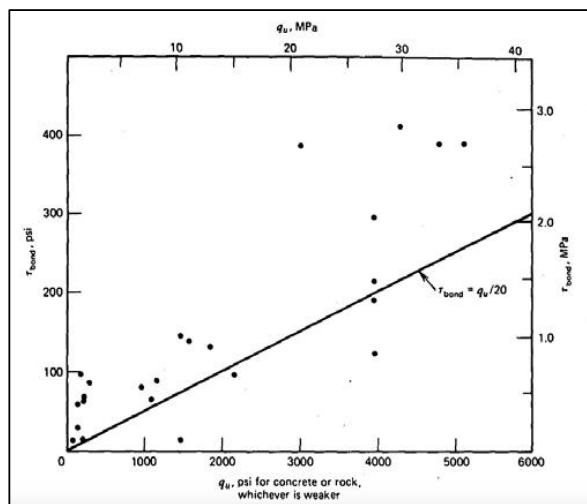


Figura 2.13 – Relação entre resistência lateral de estacas em rocha dura em função da resistência à compressão uniaxial da rocha (adapt. GOODMAN, 1989).

PEASE e KULHAWY (1984) modelaram a interface estaca-rocha segundo a ideia de que perdida a coesão, há deslocamento relativo entre duas superfícies sobrepostas, Δ_y , e compostas de asperezas (Figura 2.14). Essa movimentação gera dilatação radial, u , e consequente surgimento de tensões normal e cisalhante.

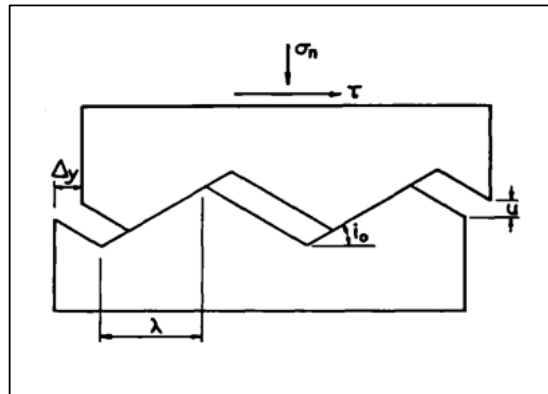


Figura 2.14 – Idealização geométrica da interface rocha-estaca (PEASE e KULHAWY, 1984).

Para os pesquisadores, como as asperezas são irregulares, o comportamento tensão cisalhante *versus* deslocamento será uma curva e não duas regiões lineares, como no modelo de PATTON (1966). Os pesquisadores aplicaram a envoltória de resistência de JAEGER (1971), que modela o cisalhamento de interfaces rugosas, na modelagem da interface estaca-rocha e ajustaram os parâmetros chave da dessa envoltória com dados de testes, resultando em:

$$\tau = c_j \exp(-0,114\Delta_y) \left[1 - \exp\left(-\frac{4,2\sigma_n}{\sigma_c}\right) \right] + \sigma_n \tan(\phi_b) \quad (2.12)$$

Onde c_j é a coesão da interface, b é uma constante empírica, ϕ_b é o ângulo de atrito da interface. A tensão normal é expressa por $\sigma_n = E_m (1 + \nu_m)u/r$ com $u = \Delta_r \cdot E_m$ e ν_m são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, respectivamente.

BARTON (1973) propôs um modelo empírico não linear para a resistência de discontinuidades que relaciona a tensão de cisalhamento na interface dessas discontinuidades, a tensão normal, o ângulo de atrito da interface (ϕ_b), um coeficiente de rugosidade da discontinuidade (JRC, *Joint Roughness Coefficient*) e resistência à

compressão da descontinuidade (JCS , *Joint Compressive Strength*) pela seguinte equação:

$$\tau = \sigma_n \tan[(JRC) \log_{10}(JCS/\sigma_n) + \phi_b] \quad (2.13)$$

Segundo esse modelo, JRC é determinado por comparação com uma série de perfis de interface tabelados, conforme a Figura 2.15, e $JCSI$ é aproximado para a resistência à compressão da rocha intacta, σ_{ci} , quando se tratar de rocha não alterada.

Esse modelo foi posteriormente ampliado nos trabalhos de BARTON et al. (1974), que além do sistema de classificação Q de maciços rochosos, trouxeram contribuições significativas no entendimento dos mecanismos que governam a tensão de cisalhamento na interface entre descontinuidades de maciços rochosos. Nesse sistema, um das parcelas que compõe o valor Q é a relação entre índice de rugosidade das descontinuidades, J_r , e índice de alteração da superfície de descontinuidade, J_a , expressa por:

$$\phi_b = \arctan(J_r/J_a) \quad (2.14)$$

Os valores para J_r e J_a são tabelados para diferentes condições das descontinuidades/juntas, como segue na Tabela 2.3.

ZHANG e EINSTEIN (1998) analisaram a curva exponencial de tensão de cisalhamento lateral máxima, τ_{max} , em função da resistência à compressão uniaxial da rocha, σ_c , usando diferentes resultados de ensaios de laboratório e de campo e chegaram à seguinte conclusão:

$$\tau_{max} = 0,20(\sigma_c)^{0,5}, \text{ para furos lisos, e} \quad (2.15)$$

$$\tau_{max} = 0,80(\sigma_c)^{0,5}, \text{ para furos rugosos} \quad (2.16)$$

Os métodos de dimensionamento de estacas de WILLIAMS e PELLIS (1981), WILLIAMS *et al.* (1980b), PELLIS e TURNER (1979), ROWE e ARMITAGE (1987a) e GOODMAN (1989) também fornecem correlações empíricas para o cálculo da tensão de cisalhamento lateral.



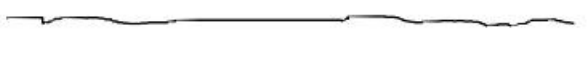








	$JRC = 0 - 2$
	$JRC = 2 - 4$
	$JRC = 4 - 6$
	$JRC = 6 - 8$
	$JRC = 8 - 10$
	$JRC = 10 - 12$
	$JRC = 12 - 14$
	$JRC = 14 - 16$
	$JRC = 16 - 18$
	$JRC = 18 - 20$
 0 5 cm 10	

Figura 2.15 – Determinação de JRC (Adapt. BARTON e CHOUBEY, 1977).

Baseados em análises de mais de 200 provas de carga de estacas em argilito de WILLIAMS *et al.* (1980) e em arenitos de PELLIS *et al.* (1980), ROWE e ARMITAGE (1984) deduziram uma correlação empírica entre a tensão de cisalhamento lateral, τ_f , e a resistência à compressão do material rochoso, σ_c (Figura 2.16):

$$\tau_f = 0,45\sqrt{\sigma_c} \quad (2.17)$$

Tabela 2.3 – Grau de rugosidade do fuste (Adaptado de PELLIS *et al.*,1980).

Estado de alteração da superfície de descontinuidade		J_a	Grau de Rugosidade		J_r
Com contato entre as juntas	Superfície preenchida com material selante, resistente, impermeável	0.75	Com contato entre as juntas	Juntas descontínuas/desalinhasadas	4.0
	Superfície inalterada, apenas manchadas	1.0			
	Superfície suavemente alterada: sem camada de material não consistente; com material granulares, detritico desintegrados da rocha inalterados	2.0		Rugoso ou irregular ondulado	3.0
	Superfície com camada siltosa ou areno-siltosa consistente	3.0		Liso ondulado	2.0
	Superfície com camada mole de caulinita, mica, clorita, talco, gipsita, grafita, etc. ou argila reativa	4.0		Liso, polido ondulado	1.5
		Rugoso ou Irregular, Planar		1.5	
		Liso planar		1.0	
Sem contato entre as juntas	Superfície com material granular, desintegrado da rocha, inalterado e sem presença de argila	4.0	Sem contato entre as juntas quando cisalhado	Liso, polido planar	0.5
	Superfície preenchida com material argiloso altamente consolidado; camada contínua < 5 mm de espessura	6.0		Camada espessa de material argiloso na interface	1.0
	Superfície preenchida com material argiloso de baixo ou média consolidação; camada contínua < 5 mm de espessura	8.0	Interface detritica, arenosa ou muito alterada	1.0	
	Superfície preenchida com material argiloso reativo; camada contínua < 5 mm de espessura Ex. Montmorilonita	8.0 - 12.0			
Sem contato entre as juntas após cisalhamento (Estado Residual)	Zona ou banda de material granular desintegrado da rocha e argila altamente consolidada	6.0			
	Zona ou banda de material argiloso de baixo ou média consolidação	8.0			
	Zona ou banda de material argiloso reativo	8.0 - 12.0			
	Zona ou banda de argila areno- ou siltosa; pequena fração de argila; não consistente	5.0			
	Essesa zona ou banda de material argiloso altamente consolidada	10.0			
	Essesa zona ou banda de material argiloso de baixa ou média consolidação	13.0			
	Essesa zona ou banda de material argiloso reativo	13.0 - 20.0			

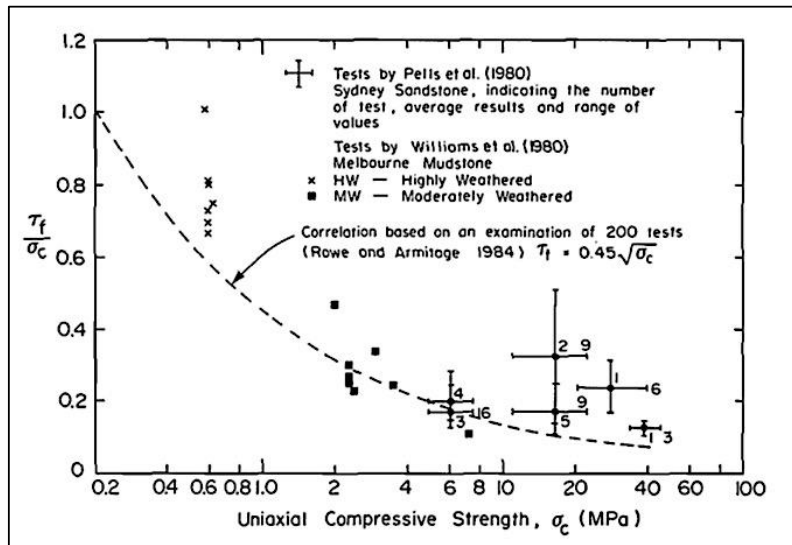


Figura 2.16 – Correlação empírica entre τ_f e σ_c (ROWE e ARMITAGE, 1984).

ROWE e ARMITAGE (1984) atribuíram a ampla dispersão de resultados a alguns fatores, dentre os quais, diferenças na rugosidade do fuste, nas razões de embutimento (L/D) e dos módulos de elasticidade da estaca e da rocha (E_p/D_r) e nas propriedades mecânicas da interface estaca-rocha.

ROWE e ARMITAGE (1984) modelaram a tensão de cisalhamento, τ , na interface estaca-rocha segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\phi), \quad (2.18)$$

Onde σ_n é a tensão normal/radial aplicada na interface, ϕ é o ângulo de atrito da interface e c é a adesão da interface. Ambos c e ϕ decrescem linearmente com o deslocamento relativo, δ_r , entre as duas faces, indo de valores de pico (c_p, ϕ_p) a residuais (c_r, ϕ_r), quando a dilatância atinge valor máximo, δ_d .

A rugosidade é modelada segundo o ângulo de dilatância, ψ , definido em DAVIS (1968).

Usando os testes de PELLIS *et al.* (1980) como parâmetro e entrada e comparação final, os pesquisadores analisaram o comportamento da tensão de cisalhamento média, τ_f , com diferentes embutimentos (L/D) e rigidez do material rochoso (E_m/E_i).

A Figura 2.17 mostra que para fustes lisos, a diferença entre a tensões de cisalhamento de pico e residual é maior que para fustes rugosos. Além disso, quanto mais rígida é a rocha (menores razões E_c/E_m) e menor é a razão de embutimento, maior a contribuição da rugosidade no desenvolvimento de maiores tensões de cisalhamento na lateral.

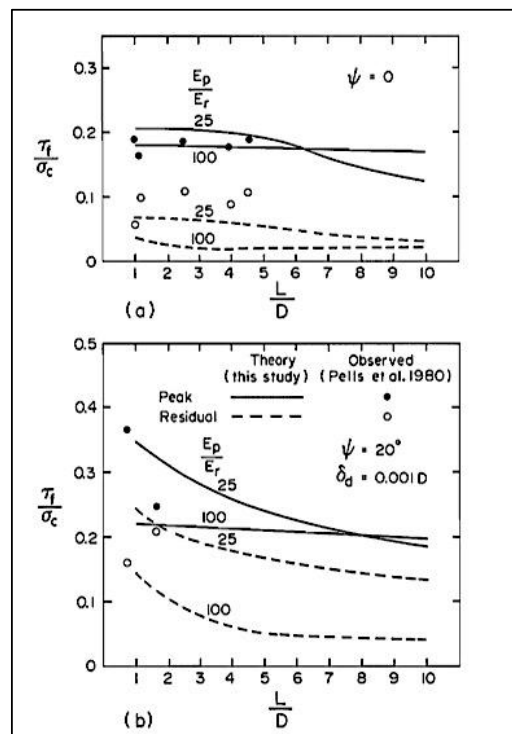


Figura 2.17 – Estudo das tensões de cisalhamento de pico e residual em fustes rugosos (PELLIS *et al.*, 1980)

Semelhante análise da resistência cisalhante lateral foi feita com respeito à influência do grau de alteração do maciço rochoso (Figura 2.18). Essas alterações correspondem à juntas abertas, fraturas, descontinuidades, lentes e depósitos de material inconsolidado, entre outros.

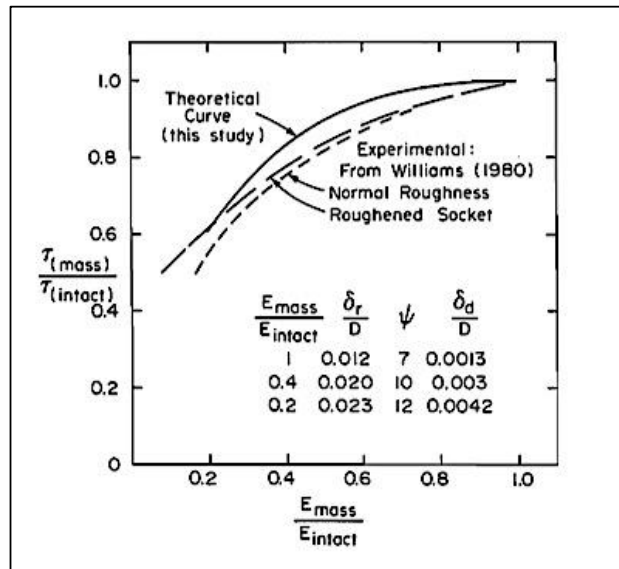


Figura 2.18 – Influência do grau de alteração do maciço rochoso na resistência lateral (PELLS *et al.*, 1980).

2.4 MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE PONTA

O mecanismo de mobilização da resistência de ponta de estacas em rocha é complexo em virtude da natureza do maciço, geralmente descontínuo, heterogêneo e anisotrópico. GOODMAN (1989) apresenta a sequência de processos até a ruptura da fundação, conforme ilustrado na Figura 2.19. Observa-se que, após atingir um certo nível de tensão, a rocha começa a fissurar e propagar as fissuras e fraturas, as quais sofrem coalescência com o aumento das tensões, formando uma zona altamente fissurada, fraturada e até triturada. A continuação do processo de carregamento faz com que essa zona se propague para a superfície livre.

LADANYI (1967) também reporta processo semelhante de ruptura frágil de rocha sob carregamento: A fase inicial com uma distribuição de tensão elástica e o surgimento das primeiras fissuras; A fase intermediária com uma zona de maciço fissurado sob a ponta da estaca, a qual se expande radialmente para a zona não fissurada e ainda elástica; e a fase final de ruptura quando a pressão horizontal da zona fissurada e triturada atinge a zona intacta.

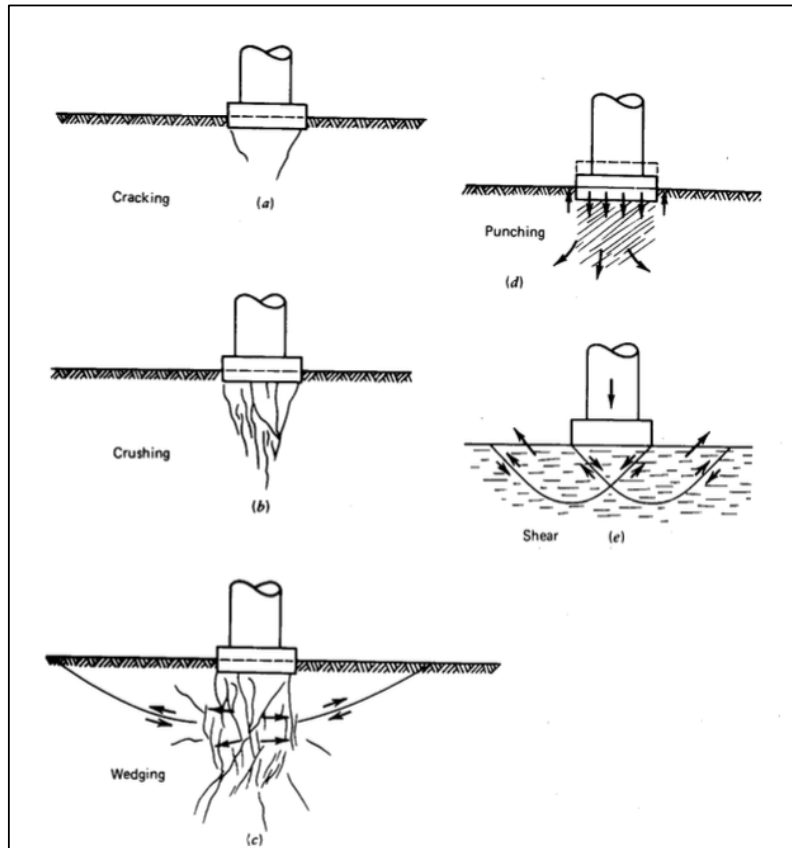


Figura 2.19 – Modos de ruptura de rocha (GOODMAN, 1989).

Os ensaios de laboratório realizados por PELLIS e TURNER (1980) mostraram que os blocos de arenitos confinados ou não com carregamento axial na superfície apresentavam o seguinte mecanismo de ruptura: zona de deformação/esmagamento seguida de fissuras radiais e, com o aumento do carregamento, ocorrência de desprendimentos de lascas de rocha na área carregada.

WILLIAMS *et al.* (1980b) realizaram provas de carga em estacas em argilito com solicitação apenas de ponta até a ruptura. Os resultados indicaram que a maioria das estacas apresentava ruptura abrupta do maciço para razões de embutimento L/D iguais a zero. Por outro lado, estacas com $L/D \geq 2$ mostraram uma taxa crescente de resistência que dependia da razão L/D e que aumentava mesmo para recalques relativos de $\rho/D \geq 25\%$. Esse último tipo de ruptura foi classificada pelos autores como ruptura por puncionamento, esquematizado na Figura 2.20.

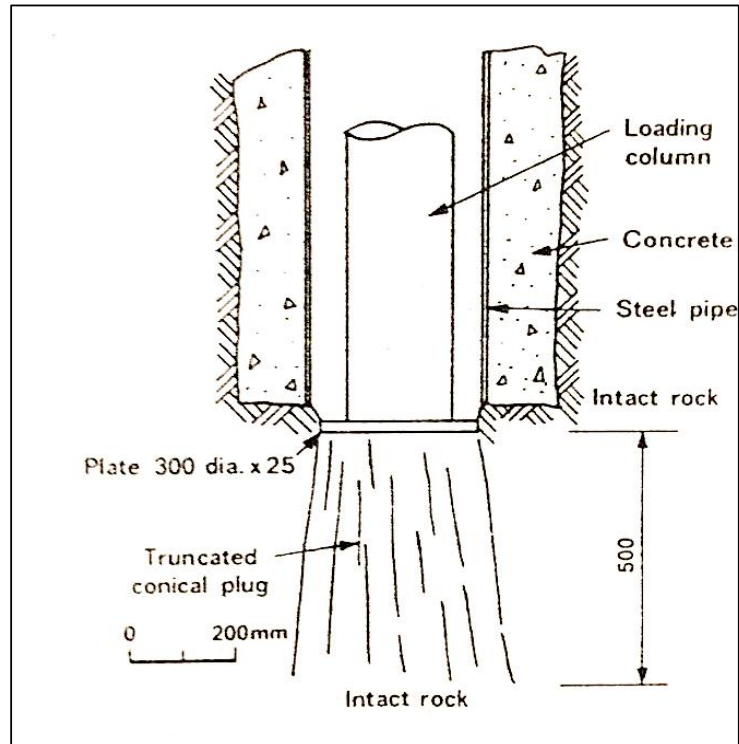


Figura 2.20 – Típico mecanismo de ruptura por punção na base da estaca com $L/D \geq 2$ (Adapt. WILLIAMS *et al.*, 1980b).

GOODMAN (1989), por meio de conceitos da teoria da elasticidade aplicados à estaca e à rocha, propôs expressão que determina a tensão mobilizada ao longo do fuste da estaca:

$$\sigma_y = q_t \exp\left(\frac{-4v_c\mu}{1-v_c+(1+v_r)E_c/E_r D} y\right), \quad (2.19)$$

Onde os subscritos c e r significam concreto e rocha, respectivamente, e y é a profundidade, D é o diâmetro da estaca, $\mu (= \text{tg}\phi)$ é o coeficiente de atrito na lateral para uma situação sem adesão e apenas com atrito, q_t é pressão total aplicada na superfície da estaca, σ_y é a tensão na profundidade y.

Na profundidade $y = L$, a tensão σ_y é a tensão aplicada na ponta da estaca e deve ser menor ou igual à tensão de projeto para a resistência da rocha na base do furo.

GOODMAN (1989) não indica uma tensão máxima permitida na ponta da estaca, q_{max} , mas para fundação superficial em rocha homogênea, ele sugere que essa tensão não será menor que a tensão de resistência à compressão uniaxial da rocha, σ_c , e afirma que o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é adequado para descrever a capacidade de carga da rocha, como se segue:

$$q_{max} = \sigma_c (N_\phi + 1), \quad (2.20)$$

onde $N_\phi = \tan^2(\phi/2 + 45^\circ)$

No entanto, situações tais como maciços rochosos fraturados, não homogêneos, com intercalação de diferentes camadas, não são representadas adequadamente pelo critério de Mohr-Coulomb e, portanto, a capacidade de carga máxima da Equação 2.20 não mais representa uma condição de projeto.

GOODMAN (1989) sugere que, para uma carga aplicada em um maciço rochoso com juntas verticais com espaçamento, S , da mesma distância da dimensão da fundação, B , a tensão máxima de compressão aplicada não seja maior que a resistência à compressão uniaxial da rocha, q_u . Para a situação onde $B < S$ e as juntas estão abertas, propõe a expressão:

$$q_{max} = q_u \left\{ \frac{1}{N_\phi - 1} \left[N_\phi \left(\frac{S}{B} \right)^{(N_\phi - 1)/N_\phi} - 1 \right] \right\} \quad (2.21)$$

A capacidade de carga da Equação 2.21 é teoricamente demonstrada para fundação superficial em rocha fraturada. No entanto, ela pode ser útil para estimativas iniciais da resistência de ponta de estacas em rocha, uma vez que a desconsideração do embutimento estaria a favor da segurança.

PELLS e TURNER (1980) dividem em três tipos as abordagens de capacidade de carga da fundação em rocha, seja fundação profunda ou superficial:

i. Método Plástico

Assume-se que a rocha tem comportamento plástico e obedece ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}, \quad (2.22)$$

com $N_\phi = \tan^2(\phi/2 + 45^\circ)$.

Os autores adotam a solução de TERZAGHI, na qual a capacidade de carga última de solos plásticos e ideais é igual ao somatório das parcelas devidas à coesão, sobrecarga e peso específico do material, $q_f/B = cN_c + pN_q + \gamma B/2 N_\gamma$). Considerando a parcela devida à coesão cN_c dominante, a capacidade de suporte última da rocha é dada por:

$$q_f = \sigma_c \frac{N_c}{2\sqrt{N_\phi}} \quad (2.23)$$

Ressalte-se que a coesão c é determinada com a expressão do critério de ruptura de Mohr-Coulomb e igual a $c = \sigma_c/2\sqrt{N_\phi}$.

Alguns trabalhos posteriores ao de Terzaghi contribuíram com expressões simples, especialmente para sapatas circulares com fator de forma de 1,3, adotadas para a ponta de estacas, tal como (DAS, 2011):

$$q_f = \sigma_c 1,3 \frac{N_c}{2\sqrt{N_\phi}} \quad (2.24)$$

onde $N_c = \frac{228+4,3\phi}{40-\phi}$.

ii. Método Modificado de BELL (1915)

Esse modelo permite analisar semi-quantitativamente o grau de fragilidade da rocha sob carregamento vertical da ponta da estaca. O modelo de BELL (1915), também conhecido como Modelo de Caixa, foi modificado de forma a

considerar que a rocha sob a ponta da estaca se encontra em estado residual, com a coesão destruída, mas com o mesmo ângulo de atrito que no estado intacto, levando em consideração, portanto, a fragilidade da rocha. Assim tem-se:

$$q_f = 2c \tan^3(\phi/2 + 45^\circ) \quad (2.25)$$

iii. Método da expansão de cavidade da zona alterada sob a fundação

Nessa abordagem, adota-se a teoria da expansão de cavidade esférica da zona de rocha com esmagamento/fissuração devido ao carregamento de LADANYI (1967) e assume-se que a tensão inicial na rocha é nula, a variação de volume entre a rocha fissurada sob a ponta da estaca e vizinhança intacta também é nula e a rocha fissurada não tem coesão. Desta forma, tem-se,

$$q_f = \sigma_c \left[\frac{E_m N_\phi^{1/4}}{\sigma_c \left[N_\phi^{1/4} - \frac{1-\nu}{2\sqrt{2}} \right] (S + B)} \right]^\alpha \quad (2.26)$$

onde $\alpha = \frac{4\sin\phi}{3(1+\sin\phi)}$, $N_\phi = \tan^2(\phi/2 + 45^\circ)$, S é o recalque, B é o raio da fundação e E_m é o módulo de deformabilidade da rocha.

PELLS e TURNER (1980) realizaram várias provas de carga em arenitos Hawkesbury, em Sidney, Austrália e compararam os valores medidos com os teóricos segundo os métodos por eles propostos. A conclusão mais relevante reside na constatação de que os modelos que consideram a fragilidade da rocha apresentaram valores que se aproximaram dos medidos nas provas de carga. No entanto, o modelo plástico clássico fornece valores muito elevados, superestimando a capacidade de carga última da rocha sob as estacas ensaiadas.

Além disso, o Método Modificado de BELL (1915) apresentou boa concordância de resultados calculados de tensão em função de recalques em relação aos medidos nas provas de carga. Ainda nessa análise, foi verificado que os ensaios apresentaram relação

entre a resistência de ponta última e a resistência à compressão uniaxial do arenito intacto igual a 11, confirmando o valor calculado com o modelo teórico.

2.5 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Vários autores mostram que a resistência lateral é dominante na mobilização de carregamento axial de estacas. Somente após a ocorrência de deslocamentos por atrito na interface estaca-rocha, há a distribuição de carregamento para a ponta da estaca (LADANYI e DOMINGUE, 1980; WILLIAMS e PELLIS, 1981; ROWE e ARMITAGE, 1987b).

ROSENBERG e JOURNEAUX (1976) propuseram um método prático de dimensionamento de estacas usando o conceito de distribuição elástica de carga proposto por OSTERBERG e GILL (1973). Esse método foi expandido por LADANYI (1977) e por PELLIS e TURNER (1978). Esses métodos assumem um valor máximo para a resistência lateral e distribuem o excedente para a ponta da estaca.

WILLIAMS *et al.* (1980a) instrumentaram quatro estacas em argilitos moderadamente intemperizados, com relação L/D entre 2,7 e 11,8 e executaram as provas de cargas com o monitoramento das tensões mobilizadas nas estacas. Os resultados foram comparados com as distribuições de tensão vertical e de cisalhamento lateral ao longo do comprimento da estaca, determinadas por modelagem numérica com o método de elementos finitos e apresentadas por DONALD *et al.* (1980).

A Figura 2.21 apresenta os resultados do carregamento axial da estaca dentro do limite elástico e compara com os resultados obtidos das análises por elementos finitos. As diferenças são inferiores a 5%, o que pode ser considerado negligenciável para fins práticos de estimativas da tensão lateral.

Ainda na Figura 2.21, para as regiões a D/2 da base e do topo da estaca, observa-se a não linearidade da tensão vertical ao longo do raio da estaca. Esse comportamento não linear gera uma diferença menor que 20 a 30% quando comparados aos valores medidos e obtidos numericamente. Esta diferença pode ser desconsiderada, tendo em vista a

hipótese de distribuição uniforme da tensão vertical ao longo da estaca na região central.

WILLIAMS *et al.* (1980a) mostram que no início do carregamento o sistema estaca-rocha se comporta elasticamente e tanto a distribuição da tensão vertical como a de cisalhamento é praticamente linear com a profundidade (Figura 2.22). Quando o carregamento aumenta, atingindo o regime plástico, a tensão de cisalhamento também aumenta, para em seguida se manter constante (residual) ao longo do comprimento da estaca, atingindo o estado residual, pós ruptura. A partir destas condições, uma fração do carregamento é então transferida para a ponta, fato observado pelo aumento da tensão vertical na base da estaca. Comportamento similar é reportado por ROWE e ARMITAGE (1987b).

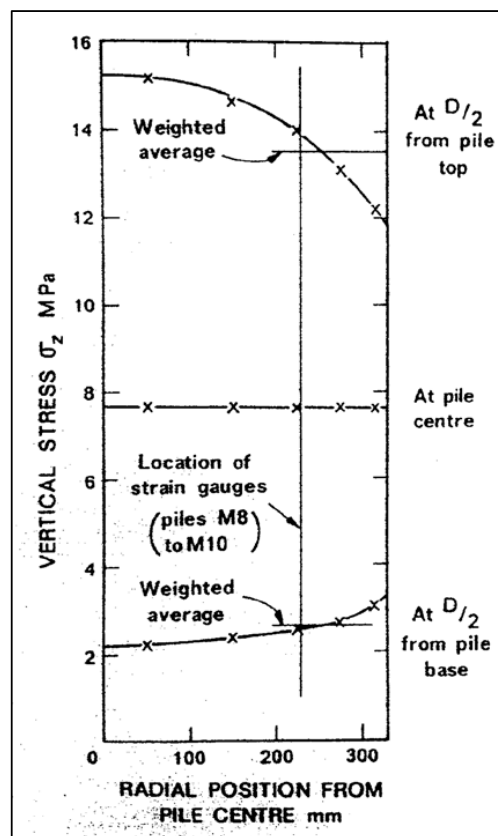


Figura 2.21 – Distribuição de tensão vertical ao longo da direção radial (WILLIAMS *et al.*, 1980a).

WILLIAMS *et al.* (1980a, b), a partir das provas de cargas das estacas, confirmam que a resistência total da estaca (ponta + lateral) é exatamente o somatório da resistência da estaca quando solicitada apenas na lateral com a resistência da estaca solicitada apenas na ponta (Figura 2.23).

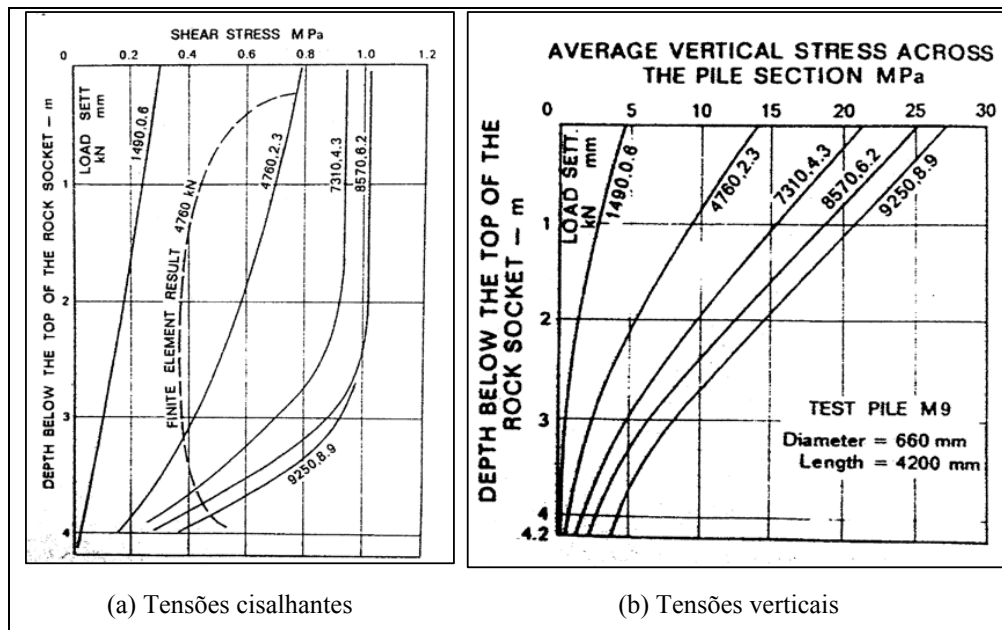


Figura 2.22 – Distribuição de tensões ao longo do eixo da estaca (WILLIAMS *et al.*, 1980a).

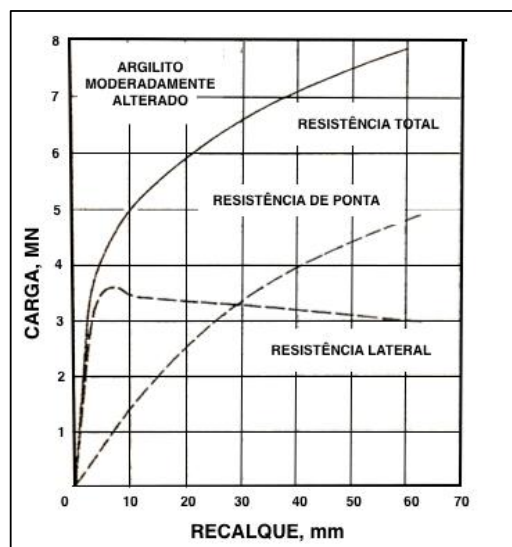


Figura 2.23 – Relação entre carga na ponta, fuste e topo e recalque (WILLIAMS *et al.*, 1980b).

HORVATH *et al.* (1983) também analisaram a distribuição da tensão aplicada na estaca ao longo da lateral e na ponta. A Figura 2.24 apresenta o caso de estacas escavadas com fuste liso, notando-se a distribuição uniforme da carga ao longo do embutimento quando apenas a lateral é mobilizada (Figura 2.24a). Essa uniformidade é perdida quando a ponta também é solicitada (Figura 2.24b). Para carregamentos reduzidos, apenas pequena parte da carga é transferida para a ponta, sendo maior a mobilização da interface. No entanto, para carregamentos elevados, ocorre a transferência para a ponta, com o aumento crescente de carga na ponta à medida que a resistência lateral atinge o estado residual.

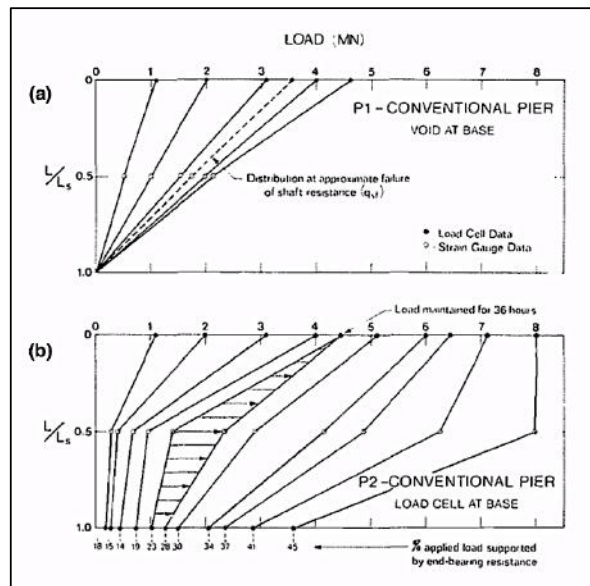


Figura 2.24 – Distribuição da carga aplicada ao longo do eixo axial da estaca: (a) Mobilização de fuste e (b) Mobilização de fuste e ponta (HORVATH *et al.*, 1983).

Observa-se também na Figura 2.24b a variação da distribuição de carga do fuste para a ponta em função do tempo. HORVATH *et al.* (1983) constataram que, quando o carregamento é mantido por longo período, parte dele é transferido do fuste para a ponta da estaca. Nota-se o aumento de 40% na carga transferida para a ponta (ou 10% da carga aplicada na estaca), mesmo valor observado por LADANYI (1977) ao longo de 4 anos.

HORVATH e CHAE (1989) realizaram ensaios em sete modelos reduzidos de estacas em argilotos para investigação do efeito do tempo no recalque e na distribuição de carga

ao longo da estaca. A fluência da estaca, da rocha e da interface estaca-rocha observada em 200 dias de carregamento constante é responsável pelo aumento do recalque.

Independentemente do grau de rugosidade, os autores verificaram que (Figura 2.25): (1) a fluência primária corresponde a 70 a 80% do recalque total, alcançado entre 66 e 130 dias, e decresce com o aumento da rugosidade; e (2) a fluência secundária é muito menor que a primária e aparentemente não é função da rugosidade, apenas das propriedades da rocha.

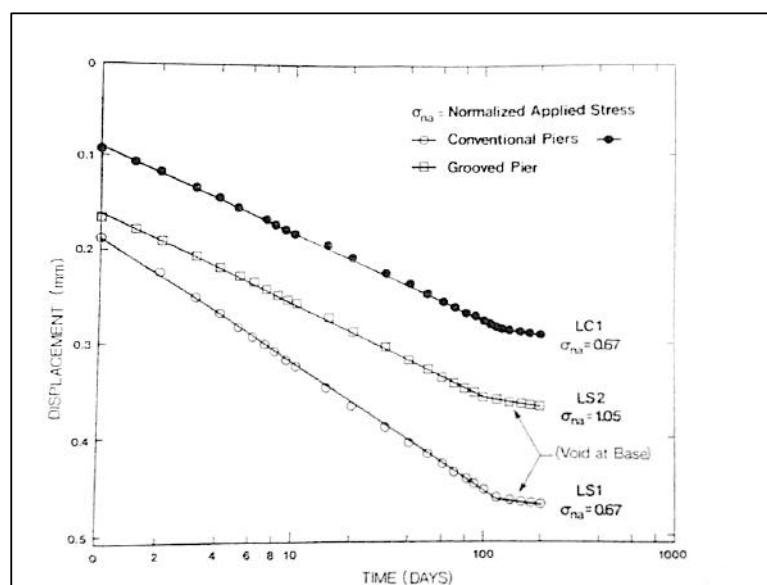


Figura 2.25 – Efeito do tempo na distribuição da carga aplicada na estaca (HORVATH e CHAE, 1989).

Segundo os testes de HORVATH e CHAE (1989), o efeito da fluência na redistribuição das tensões correspondeu ao aumento da transferência de carga para a ponta, igual a 14,0% para as estacas lisas e 6,8% para estacas rugosas. LADANYI (1977) e HORVATH *et al.* (1983) também verificaram cerca de 10% de aumento da carga na ponta ao longo de 200 dias.

2.6 MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS

O dimensionamento de estacas é geralmente muito conservador, visto os raros eventos de ruptura de estacas, inclusive em provas de carga para medição da capacidade de

suporte última da estaca. Na maioria dos casos, o critério de dimensionamento de estacas é associado a um valor máximo para o recalque que representa um deslocamento por atrito na interface estaca-rocha (ROWE e ARMITAGE, 1987a).

Em rochas duras muito competentes é a resistência do concreto que governa o dimensionamento de estacas, com comportamento tensão-deformação elástico. No entanto, para rochas brandas, o dimensionamento é governado pela capacidade de suporte da rocha e, por questões econômicas, é aconselhável trabalhar em regime plástico para estacas com fuste rugoso (WILLIAMS *et al.*, 1980a).

Na literatura geotécnica apresenta diversos métodos clássicos de dimensionamento de estacas em rocha. Os métodos se baseiam em hipóteses e consistem em uma sequência de etapas, que visam geralmente a determinação do comprimento de projeto da estaca. Os principais métodos de dimensionamento são descritos nesse item e apresentados em detalhes no Apêndice 1.

2.6.1 MÉTODO DE LADANYI (1977)

LADANYI (1977) propôs uma metodologia de dimensionamento de estacas escavadas em rocha, baseada na distribuição de carga de OSTERBERG e GILL (1973).

Esses autores mostram que para um sistema estaca-rocha com comportamento elástico, a distribuição de carga ao longo da estaca depende essencialmente da taxa de embutimento (L/D) e da razão entre os módulos de elasticidade da rocha e do concreto (E_r/E_c), conforme pode ser verificado na Figura A1.1 do Apêndice 1. Esse trabalho teve a corroboração de instrumentação de estacas escavadas em folhelho fraturado e estratificado, com RQD variando até 39%.

2.6.2 MÉTODO DE PELLIS E TURNER (1979)

PELLIS e TURNER (1979) apresentam soluções elásticas para o projeto de estacas por meio de integração numérica da equação de Mindlin (POULOS e DAVIS, 1968) e de análises numéricas por elementos finitos. Eles consideram que a estaca é

completamente solidária com a rocha e não ocorre deslizamento relativo entre estaca e rocha e, portanto, o sistema se encontra em regime linear elástico. As soluções propostas foram confirmadas por provas de carga de estacas escavadas em folhelho altamente alterado.

Os autores também introduziram cálculos para recalques equivalentes às solicitações de projeto, por meio de um fator de influência de recalque, I_p , definido para levar em consideração o embutimento da estaca (Figura A1.3 do Apêndice 1).

2.6.3 MÉTODO DE KULHAWY E GOODMAN (1980)

KULHAWY e GOODMAN (1980) propõem um método de dimensionamento de estacas que associa os parâmetros geomecânicos do maciço. Eles advogam que a descrição e caracterização geomecânica são de extrema importância para se ter estimativas da deformabilidade e resistência do material onde se assentará a fundação.

2.6.4 MÉTODO DE ROWE E ARMITAGE (1987a)

O método para dimensionamento de estacas sugerido por ROWE e ARMITAGE (1987a) emprega elementos finitos na modelagem do problema e foi verificado a partir de provas de carga em estacas escavadas em folhelhos com sucesso, visto as diferenças entre resultados numéricos e medidos serem de cerca de 5 a 10%.

ROWE e ARMITAGE (1987b) apresentaram uma série de soluções numéricas, relacionando o fator de influência de recalque, I_p , no topo da estaca com a proporção de carga transferida para a ponta, Q_p/Q_t , para diferentes relações de módulos de elasticidade, E_c/E_m .

2.6.5 MÉTODO DE GOODMAN (1989)

O método proposto por GOODMAN (1989) para a distribuição da carga ao longo da estaca (lateral + ponta) é basicamente a reprodução do método de LADANYI (1977). É um método de dimensionamento elástico, sendo que o diferencia a análise das

resistências de ponta e lateral máximas admissíveis e o cálculo do recalque na ponta da estaca.

2.6.6 MÉTODO DE WILLIAMS *et al.* (1980b)

Esse método semi-empírico é resultado de uma extensa campanha de 44 provas de carga de estacas em argilitos de Melbourne, Austrália. Além das provas de carga que atingiram a ruptura seguidas de inspeção/exumação, o desenvolvimento desse método teve a contribuição de ensaios de laboratório para a determinação dos parâmetros da rocha e análises teóricas e numéricas realizadas por DONALD *et al.* (1980).

A principal vantagem desse método em relação aos existentes na época é que adota o regime elástico para o carregamento inicial e o regime elasto-plástico para deslocamentos elevados da estaca, elegendo o recalque como parâmetro limitante do dimensionamento. Os outros métodos restringem o dimensionamento pela carga máxima permitida e verificam o recalque máximo.

2.6.7 MÉTODO DE HORVATH *et al.* (1983)

HORVATH *et al.* (1983) instrumentaram 6 estacas em argilito de diâmetro igual a 710mm e comprimento igual a 1370mm e analisaram mais de 200 testes (HORVATH, 1982), objetivando avaliar a importância da resistência à compressão uniaxial da rocha e da rugosidade na resistência ao cisalhamento lateral.

Sugerem uma correlação empírica entre a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, σ_{ci} , e a resistência lateral no início do comportamento não linear (plastificação e ruptura).

2.7 IMPORTÂNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO MACIÇO

Todas as metodologias de dimensionamento de estacas apresentadas consideram os módulos de elasticidade do concreto e da rocha (ou deformabilidade do maciço). No entanto, diferentemente do concreto, material artificial contínuo, homogêneo, isotrópico, linear e elástico, a rocha ou maciço rochoso é um material natural,

geralmente heterogêneo, anisotrópico, não linear elástico. Desta forma, o módulo de deformabilidade do maciço tem determinação complexa e, muitas vezes, hipóteses são adotadas para a obtenção de um módulo equivalente representativo do maciço.

A literatura apresenta diversos métodos de determinação do módulo de deformabilidade do maciço. HORVATH *et al.* (1983) recomendam preferencialmente o uso de valores obtidos de ensaios de campo em escala real ou reduzida. Na ausência desses ensaios, sugerem a realização de testes de laboratório para a determinação do módulo de elasticidade da rocha intacta, o qual é aproximado por estimativas ao módulo do maciço rochoso.

PELLS e TURNER (1979) propõem ensaios de tração ou compressão de estacas mobilizadas apenas pelo fuste e com a base preenchida por material compressível para se estimar o módulo de elasticidade *in situ* da rocha, E_R . Assim, por meio do recalque na cabeça da estaca, ρ , e do fator de influência para o recalque de PELLs e TURNER, I_ρ , o módulo de elasticidade da rocha para um comportamento elástico pode ser determinado, como segue:

$$E_m = \frac{Q I_\rho}{\rho D/2} \quad (2.27)$$

Contudo, são ensaios onerosos, demorados e complexos, o que torna sua realização mais rara.

Os sistemas de classificação de maciços rochosos podem ser empregados para estimativas da deformabilidade. São sistemas que conferem notas ou cotas associadas à parâmetros que informam direta ou indiretamente a qualidade do maciço rochoso. Destacam-se sistemas de classificação empíricos RMR (Rock Mass Rating), Q e GSI (*Geological Strength Index*).

O sistema de classificação RMR (Rock Mass Rating) foi desenvolvido pioneiramente por BIENIAWSKI (1976, 1989) e um dos parâmetros básicos é representado pelo RQD. Em função das faixas de valores de RQD, Bieniawski (1989) atribuiu notas ou cotas, indicativas da resistência mecânica do maciço, conforme apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Contribuição do RQD na cota RMR.

RQD (%)	COTA do RQD
90 - 100	20
75 - 90	17
50 - 75	13
25 - 50	8
<25	3

Os outros parâmetros para a determinação da cota RMR são a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (15, 12, 7, 4, 2, 1 e 0 para resistência de 250, 100 – 250, 50 – 100, 25 – 50, 5 – 25, 1 – 5 e <1 MPa, respectivamente), o espaçamento das juntas (20, 15, 10, 8 e 5 para espaçamentos >2, 0,6 – 2, 0,2 – 0,6, 0,06 – 0,2 e <0,06m, respectivamente), condição das juntas (30, 25, 20, 10 e 0 para juntas de superfície rugosa, sem separação e alteração; juntas pouco rugosas, parede pouco alterada e separação < 1mm, juntas pouco rugosa, parede muito alterada e separação < 1mm; juntas lisas ou separação de 1-5mm; e juntas com separação > 5mm; respectivamente) e presença de água/umidade (15, 10, 7, 4 e 0 para condições completamente seco, úmido, molhado, gotejante e fluindo, respectivamente). O somatório dos valores desses parâmetros corresponde ao valor do RMR básico.

A cota RMR também se correlaciona ao módulo de deformabilidade do maciço rochoso E_m (GPa), por meio das expressões empíricas:

- i. BIENIAWSKI (1978), para RMR > 50:

$$E_m = 2RMR - 100 \quad (2.28)$$

- ii. SERAFIM e PEREIRA (1983), para RMR < 50:

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40} \quad (2.29)$$

- iii. HOEK e BROWN (1998):

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (2.30)$$

Um sistema de classificação de maciços rochosos bastante utilizado tem sido o proposto originalmente por HOEK *et al.* (1995), chamado GSI (*Geological Strength Index*), Índice de Resistência Geológica. O Capítulo 3 apresenta o sistema de classificação GSI, adotado para a determinação da qualidade do maciço rochoso representativo das análises numéricas da presente pesquisa.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA PROPOSTA

O presente capítulo apresenta os objetivos da pesquisa e a metodologia desenvolvida para obter e analisar uma correlação simples e prática entre a resistência à compressão uniaxial de rocha branda intacta e a relação geométrica raio/comprimento (R/L) de estaca, para a condição de fuste liso. A correlação tem como condições principais o uso de parâmetros de obtenção fácil, rápida e pouco onerosa, ampla aplicação a rochas brandas e estimativa da geometria de estacas de fuste liso. Foi adotado o método numérico por Elementos Finitos como ferramenta básica para as análises de distribuição de carga aplicada à estaca em rocha branda, caracterizada com simples aplicação do Sistema de Classificação de Maciços GSI, *Geological Strength Index* de Marinos *et al.* (2005).

3.1 CONCEITO DA METODOLOGIA

As várias metodologias clássicas de dimensionamento de estaca (LADANYI, 1977; PELLIS e TURNER, 1979; KULHAWY e GOODMAN, 1980; WILLIAMS *et al.*, 1980b; HORVATH *et al.*, 1983; ROWE e ARMITAGE, 1987a; GOODMAN, 1989) 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 (E_m) envolve ensaios de campo complexos, caros e demorados, além de pouco representativos em se tratando de maciços heterogêneos, não lineares elásticos e anisotrópicos. Isto dificulta e restringe a realização de ensaios em campo para determinação da deformabilidade do maciço, resultando em limitações do emprego dessas metodologias de dimensionamento de estacas.

Desta forma, a proposta da presente pesquisa consiste em desenvolver uma correlação da carga de ruptura da estaca em função da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, sem a necessidade de se determinar o módulo de deformabilidade do maciço rochoso. A vantagem deste tipo de correlação reside na maior facilidade de se determinar a resistência à compressão uniaxial por meio de ensaio de laboratório de testemunhos de sondagem, recuperados na área da implantação da obra estaqueada. Este tipo de correlação pode representar uma ferramenta fácil e rápida para o dimensionamento preliminar de estacas.

A metodologia consiste em fazer simulações numéricas de provas de carga de estacas de diversas geometrias embutidas em maciço rochoso composto de rocha branda sedimentar. A condição de fuste liso é adotada por ser a mais crítica e menos favorável, e recomendada em pré-dimensionamento de estacas.

O programa numérico selecionado para as análises é o programa de elementos finitos PLAXIS, que dispõe de diversos modelos constitutivos, os quais exigem parâmetros de resistência e de deformabilidade para se desenvolver as simulações numéricas. Adotando-se o modelo de Mohr-Coulomb, o programa requer valores do módulo de deformabilidade, ângulo de atrito interno, intercepto coesivo da rocha, coeficiente de Poisson e o ângulo de dilatância. É importante ressaltar que esses parâmetros podem ser estimados por correlações empíricas em função da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

Correlações clássicas entre resistência à compressão uniaxial e módulo de deformabilidade são propostas por DEERE e MILLER (1966) para rochas ígneas, metamórficas e sedimentares (Figura 3.1) e TATSUOKA e SHIBUYA (1992) para vários tipos de materiais usados na engenharia, inclusive rochas sedimentares (Figura 3.2).

A literatura também apresenta expressões para determinação do módulo de deformabilidade em função das cotas do maciço rochoso, estabelecidas com os sistemas de classificação RMR, Q e GSI, sumariadas na Tabela 3.1.

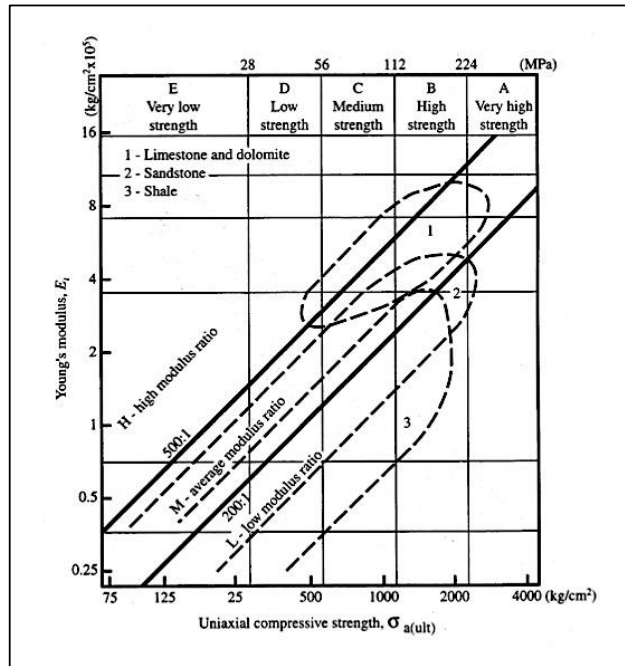


Figura 3.1 – Relação entre resistência à compressão uniaxial e módulo de deformabilidade de rochas sedimentares (DEERE e MILLER, 1966).

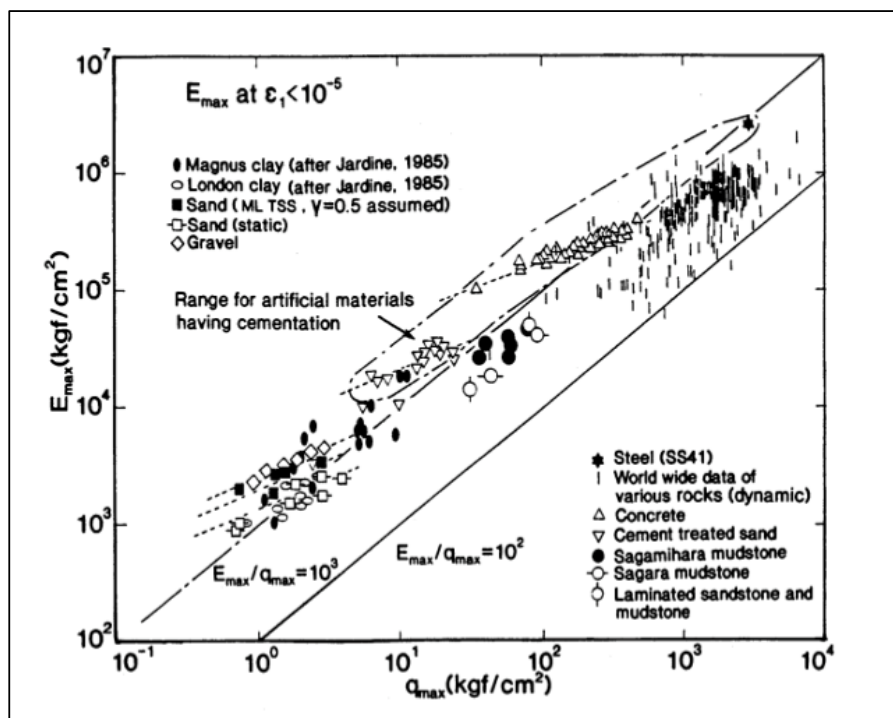


Figura 3.2 – Relação entre resistência à compressão uniaxial e módulo de deformabilidade de diversos materiais (TATSUOKA e SHIBUYA, 1992).

Tabela 3.1 – Estimativas de Módulo de deformabilidade de maciços rochosos em função das cotas RMR, Q e GSI (adapt. FHWA, 2002).

Métodos Empíricos para Determinação do Módulo de Deformabilidade de Maciço Rochoso

uniaxial rocha intacta.	ncia à compressão
-------------------------	-------------------

Nesta pesquisa, é adotado o sistema de classificação de maciço rochoso GSI de HOEK e BROWN (1995) e atualizado por MARINOS e HOEK (2000). Os parâmetros de resistência correspondentes à coesão e ao ângulo de atrito do maciço são obtidos a partir do critério de ruptura de Hoek e Brown, nas versões mais atualizadas (HOEK e BROWN, 1997 e HOEK et al., 2002).

3.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO E CRITÉRIO DE RUPTURA ADOTADOS

Os sistemas de classificação de maciços rochosos conferem notas ou cotas associadas a parâmetros que informam direta ou indiretamente a qualidade do maciço rochoso. Destacam-se os sistemas de classificação:

- i. RMR (*Rock Mass Rating*), desenvolvido pioneiramente por BIENIAWSKI (1976, 1989) na África do Sul;
- ii. Q elaborado por BARTON et al. (1974) na Noruega;
- iii. GSI (*Geological Strength Index*), proposto originalmente por HOEK *et al.* (1995).

O sistema de classificação de maciços rochosos GSI, Índice de Resistência Geológica, surgiu da necessidade dos autores em correlacionar os parâmetros mecânicos de maciços rochosos ao critério de resistência de Hoek-Brown, também desenvolvido por Hoek e colaboradores.

Uma rápida e simples avaliação do GSI do maciço pode ser feita em campo por meio de ábaco específico, baseado na qualidade do maciço sem e com estruturas geológicas e na qualidade da superfície da rocha. A Figura 3.3 apresenta a versão mais moderna do sistema GSI, proposta por MARINOS e HOEK (2000).

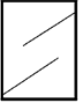





GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80				
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70				
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60				
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50				
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	40				
		30				
		20				
		10				
		N/A	N/A			

Figura 3.3 – Sistema GSI para estimativa da qualidade do maciço rochoso (MARINOS et al., 2005).

A partir das cotas do sistema GSI, é possível determinar os parâmetros importantes para a metodologia proposta nesta pesquisa, tais como coesão, ângulo de atrito e deformabilidade do maciço rochoso.

Os parâmetros de resistência correspondentes à coesão e ao ângulo de atrito do maciço são obtidos por meio do critério de ruptura de Hoek e Brown, nas versões mais atualizadas (HOEK e BROWN, 1997 e HOEK et al., 2002) em função da cota GSI, D , m_i (constante da rocha intacta) e da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

HOEK e BROWN (1980) desenvolveram um critério de ruptura com objetivo de representar o comportamento geomecânico da rocha intacta e do maciço rochoso em distintas condições de resistência. O critério na sua versão inicial considerava o estado de tensões principais σ'_1 e σ'_3 , a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta σ_{ci} e duas constantes empíricas representativas das condições da rocha intacta ou do maciço rochoso, m e s .

Várias versões do critério original de HOEK e BROWN (1980) foram apresentadas nas décadas seguintes, associando melhorias e ajustes advindos de mais resultados de ensaios e experiência dos autores e colaboradores. Em versão de 1990, o critério propõe a determinação das constantes m e s do maciço rochoso em função da cota RMR, considerando os efeitos de danos de escavação. No entanto, para valores de RMR inferiores a 25, as expressões propostas não mostraram bons resultados, levando os autores ao desenvolvimento do Sistema de Classificação GSI e, portanto, do critério de ruptura baseado nas cotas GSI.

A primeira versão do critério de ruptura baseado nas cotas GSI foi publicada por (HOEK et al., 1995). Em versão mais recente, conhecida por critério de Hoek & Brown generalizado (HOEK et al., 2002), os autores associam o parâmetro indicativo de danos provocados por processos de escavação, Coeficiente de Danos D e novas expressões para a determinação das constantes do critério. As expressões do critério de ruptura generalizado de Hoek e Brown são as seguintes (HOEK et al., 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.1)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (3.2)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3.3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (3.4)$$

Onde:

σ_{ci} : Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

m_b : Parâmetro m do maciço rochoso;

m_i : Parâmetro m da rocha intacta (valores propostos na Tabela 3.2);

s, a : Constantes de ajuste em função da qualidade do maciço rochoso indicada pelo valor de GSI (*Geological Strength Index*) determinado por inspeção visual do maciço;

D : Coeficiente de danos do maciço, provocado por escavações a fogo e mecânicas (valores entre 0 a 1, sendo a unidade o maior dano provocado por desmonte a fogo não cuidadoso);

GSI : Cota do maciço no Sistema de Classificação GSI.

A coesão, c' , e o ângulo de atrito interno, ϕ' , do critério de ruptura de Mohr-Coulomb podem ser determinados a partir do critério de ruptura de Hoek e Brown (HOEK *et al.*, 2002), por meio das seguintes expressões:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (3.5)$$

$$c' = \frac{\sigma_c[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (3.6)$$

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}} \quad (3.7)$$

$\sigma'_{3\max}$ é determinado para túneis e taludes por meio das respectivas expressões:

$$\sigma'_{3\max} = \sigma'_{ci} 0,47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94} \quad (3.8)$$

$$\sigma'_{3\max} = \sigma'_{ci} 0,72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,91} \quad (3.9)$$

Além disso, a resistência à tração uniaxial do maciço é sugerida como:

$$\sigma_{tm} = - \frac{S\sigma_{ci}}{m_b} \quad (3.10)$$

Tabela 3.2 – Valores da constante m_j para rocha intacta (MARINOS et al., 2005).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic				Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated*		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_j will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Anteriormente ao desenvolvimento analítico, HOEK e BROWN (1997) propuseram curvas de correlação entre GSI, m_i e c' , assim como correlações entre GSI, m_i e ϕ' , conforme apresentadas na Figura 3.2. Essas correlações são resultados da retroanálise de casos práticos e experiência dos autores.

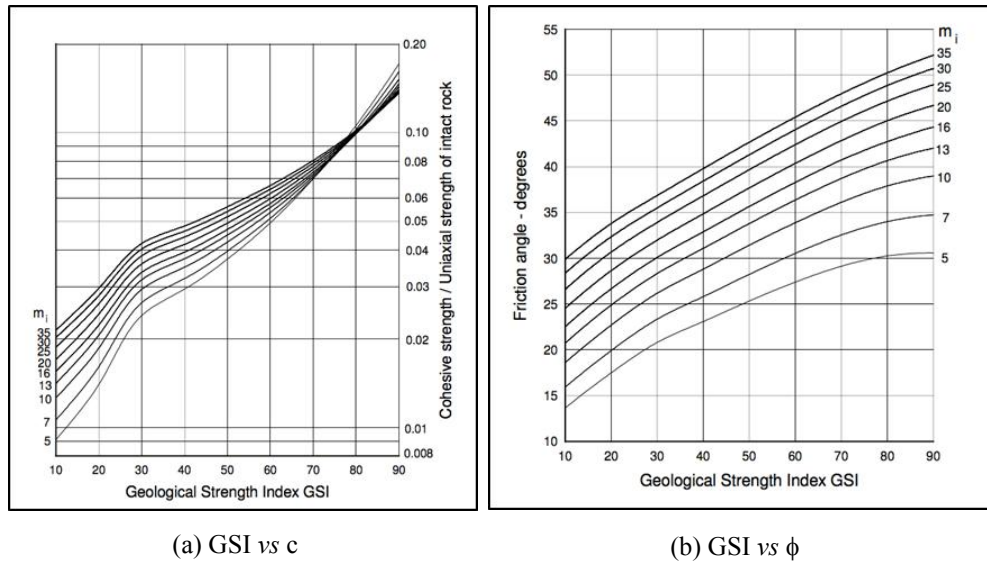


Figura 3.4 – Correlações entre cotas GSI e parâmetros de resistência: coesão c e ângulo de atrito ϕ (HOEK e BROWN, 1997).

As cotas do sistema GSI também são utilizadas para a determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso:

i. HOEK et al. (1999)

$$E_m(GPa) = (0,01\sigma_c)10^{\frac{GSI-100}{40}} \quad (3.11)$$

ii. HOEK et al. (2002)

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (3.12)$$

iii. HOEK e DIEDERICHS Simplificado (2006)

$$E_m(MPa) = 1000000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{\frac{75+25D-GSI}{11}}} \right) \quad (3.13)$$

iv. HOEK e DIEDERICHS (2006)

$$E_m(\text{MPa}) = MR\sigma_c \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right) \quad (3.14)$$

Onde σ_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, MR é o fator de redução do módulo de elasticidade da rocha intacta para o maciço rochoso, estimado para cada tipo de rocha intacta, como apresentado na Tabela 3.3 e D é o Coeficiente de danos do maciço provocados por escavações mecânicas e a fogo.

Tabela 3.3 – Fator de redução do módulo do maciço rochoso MR (HOEK e DIEDERICHS, 2006).

Guidelines for the selection of modulus ratio (MR) values in Eq. (3)—based on Deere [24] and Palmstrom and Singh [15]						
Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 ^a Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350) ^b	Anhydrite (350) ^b	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750 ^a	
	Foliated ^a			Schists 250-1100 ^a	Phyllites/Mica Schist 300-800 ^a	Slates 400-600 ^a
Igneous	Plutonic	Light	Granite ^c 300-550 Granodiorite ^c 400-450	Diorite ^c 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400) ^b	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) ^b	Tuff 200-400	

^aHighly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.
^bNo data available, estimated on the basis of geological logic.
^cFelsic Granitoids: coarse grained or altered (high MR), fined grained (low MR).

Observa-se que as relações para módulo de deformabilidade são muito diferentes entre si. HOEK e DIEDERICHS (2006) analisaram diferentes relações, incluindo expressões clássicas da literatura para determinação do módulo em função da cotas do sistema RMR (BIENIAWSKI, 1978; SERAFIM e PEREIRA, 1983; HOEK e BROWN, 1998).

A Figura 3.5 apresenta e compara as dispersões obtidas na determinação dos módulos considerando o Coeficiente de danos igual a 0,5. Os autores concluem que a expressão proposta por eles em 2006 fornece melhores resultados (Equação 3.14).

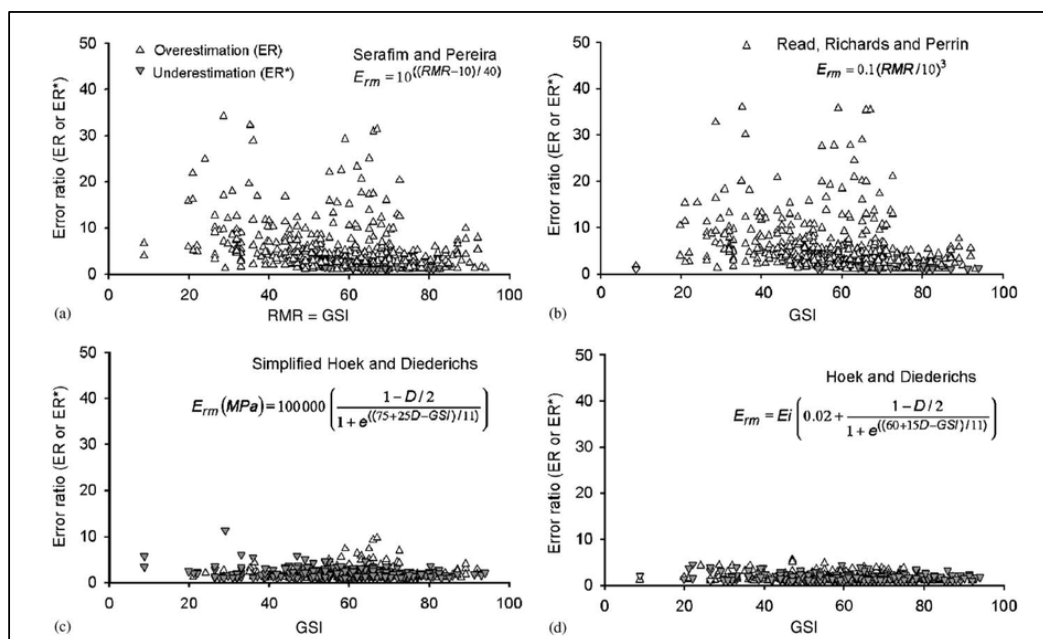


Figura 3.5 – Comparação entre correlações para estimativas do módulo de deformabilidade do maciço (HOEK e DIEDERICHS, 2006).

Desta forma o módulo de deformabilidade adotado para o desenvolvimento das análises da presente pesquisa é determinado com a expressão de HOEK e DIEDERICHS (2006) em função dos parâmetros GSI (Cota do maciço), D (coeficiente de danos provocados pela escavação e alívio de tensões do maciço), MR (fator de redução do módulo, estimado para cada tipo de rocha intacta) e a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

3.3 MACIÇO ROCHOSO REPRESENTATIVO

A metodologia desta pesquisa exigiu a adoção de um único maciço rochoso, visto que seria praticamente impossível analisar todos os tipos propostos no sistema GSI, amplamente variáveis, assumindo diferentes valores para cada tipo de rocha e grau de alteração do maciço.

Dessa maneira, faz-se necessário realizar uma análise do amplo espectro de variabilidade dos parâmetros do sistema GSI para obtenção do maciço representativo e o modelo de Mohr-Coulomb equivalente. Essa análise foi feita levando em consideração a proposta inicial de restringir esse estudo aos maciços compostos de rochas sedimentares brandas.

A respeito da cota GSI do maciço, MARINOS e HOEK (2000) fazem algumas observações/recomendações sobre uso e limitações do sistema GSI. Especificamente, acerca de rochas brandas sedimentares de baixa resistência, tais como margas, argilitos, calcários e arenitos. Os autores reportam que quando são formadas sob condições estáveis ou sob ambiente de pós-tectonismos, elas apresentam uma estrutura simples com poucas descontinuidades. Em tais casos, o maciço rochoso pode ser classificado como fraturado (*blocky*) ou intacto (*massive*).

Entretanto, apesar das descontinuidades serem limitadas em número, as condições de superfície não podem ser classificadas como muito boas (*very good*) ou boas (*good*) e assumem normalmente a classificação de razoáveis (*fair*) ou ruins (*poor*).

Adotando-se essas considerações, o maciço de rocha branda sedimentar apresenta cota GSI entre 40 e 60, consistente com o fato de que a baixa resistência do maciço rochoso resulta da baixa resistência da rocha intacta e da constante m_i .

Portanto, para os fins desta pesquisa, foi assumido uma cota $GSI = 50$, como valor médio e representativo do maciço de rocha sedimentar branda que se pretende modelar.

O coeficiente de danos D é determinado em função do tipo de escavação do maciço rochoso (HOEK *et al.*; 2002). No caso dos furos em rocha para embutimento de estacas,

as escavações são realizadas mecanicamente, resultando então em perturbações mínimas no maciço rochoso circundante e, portanto, o coeficiente de danos é assumido igual a zero ($D = 0$).

Como visto anteriormente, os parâmetros m_i e MR de rochas sedimentares assumem valores em intervalos consideravelmente amplos. Essa variabilidade representa uma dificuldade quando do estabelecimento de um modelo genérico de rocha branda sedimentar. Foi então realizada uma análise estatística dos valores de MR e m_i das principais rochas sedimentares, cujos resultados são apresentados nas Figuras 3.6 e 3.7, respectivamente.

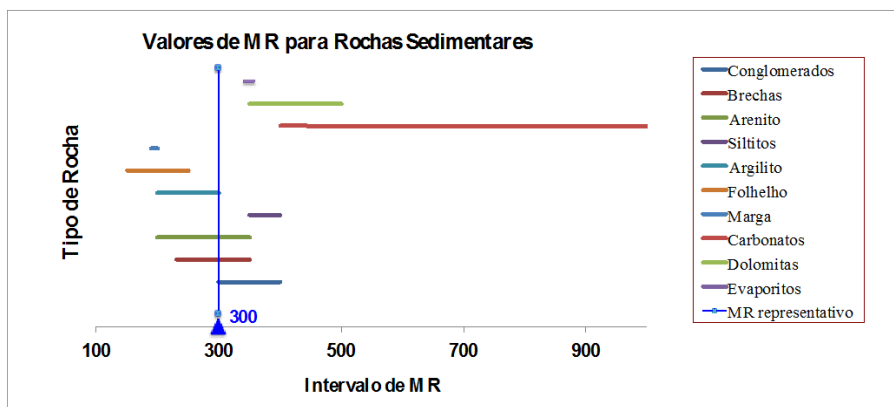


Figura 3.6 – Variação dos valores de MR em função dos tipos de rochas sedimentares.

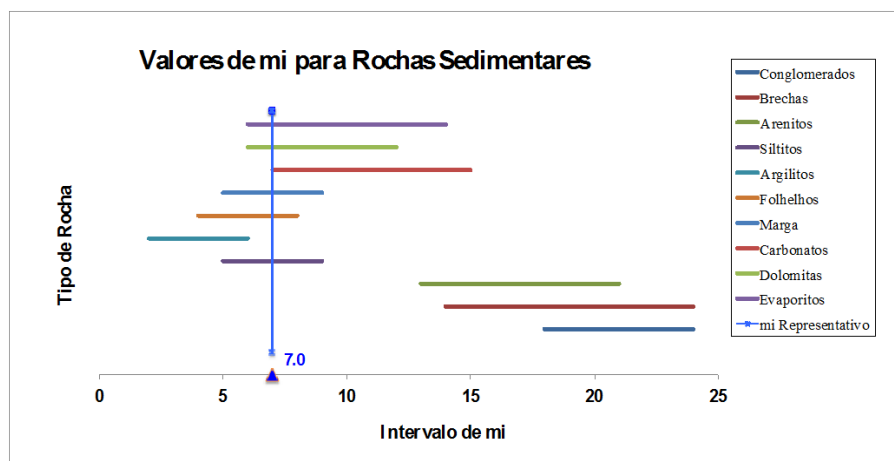


Figura 3.7 – Variação dos valores de m_i em função dos tipos de rochas sedimentares. Observa-se das análises que os valores para MR e m_i adotados como representativos de um modelo genérico de maciço de rocha sedimentar branda (linhas verticais nas

Figuras 3.6 e 3.7) são iguais a 300 e 7, respectivamente. O critério de escolha desses valores foi a sua representatividade no conjunto de intervalos, considerando um valor que englobe a maior quantidade de tipos de rochas e esteja no limite inferior do intervalo de maiores valores do conjunto analisado.

Um parâmetro fundamental no sistema GSI para obtenção do modelo de Mohr-Coulomb equivalente é a resistência à compressão da rocha intacta. MARINOS *et al.* (2005) constatam que esse parâmetro em maciços de rochas brandas é responsável por atribuir baixas resistências do maciço.

Para ROWE e ARMITAGE (1987a) e NUNES (2006), as rochas brandas apresentam resistência à compressão uniaxial menor que 30MPa. Este valor se reduz a 25MPa para ISRM (1981), NUNES (1989), HOEK e BROWN (1997), HOEK (1999) e FHWA (2002). Ainda, para COATES (1964), as rochas brandas têm resistência menor que 35 MPa e para KULHAWY *et al.* (1991) menor que 20 MPa. Nesse estudo a resistência à compressão uniaxial das rochas brandas foi adotada variando entre 1 e 30MPa.

O Coeficiente de Poisson ν foi estimado considerando as recomendações de HOEK *et al.* (1995) para maciço fraturado ou intacto e condição de superfície razoável a ruim ($GSI = 50$). Para essa condição, $\nu = 0,3$. Ressalte-se que HOEK e BROWN (1997) confirmam este valor para maciços rochosos compostos de rocha de baixa qualidade (branda).

O ângulo de dilatância ψ é assumido nulo, seguindo a recomendação de HOEK e BROWN (1997), que sugerem ψ variando de um quarto do ângulo de atrito, para rochas de boa qualidade, a zero, para rochas de baixa qualidade.

3.4 MATERIAL DA ESTACA REPRESENTATIVA

O método executivo das estacas embutidas em rocha pressupõe que elas sejam moldadas *in loco*, sendo, portanto, executadas no local com concreto armado (ou não). Assim, considera-se que o material das estacas é isotrópico e linear elástico. Esse tipo

de material é representado no programa *PLAXIS* por meio dos parâmetros de deformabilidade do concreto, módulo de elasticidade E_c e coeficiente de Poisson ν_c .

O módulo de elasticidade do concreto da estaca E_c é então estimado segundo a ABNT NBR 6118:2014, considerando que as estacas são compostas de concreto com $f_{ck} = 20MPa$ (a favor da segurança), como segue:

$$E_c = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80}\right) 5600\sqrt{f_{ck}} = 21290 MPa \quad (3.15)$$

O coeficiente de Poisson do concreto da estaca ν_c foi adotado igual a 0,2, também segundo a ABNT NBR 6118 (2014).

3.5 MODELO NUMÉRICO REPRESENTATIVO DO SISTEMA MACIÇO-ESTACA

Uma vez definidos os parâmetros dos materiais a serem inseridos no programa de modelagem *PLAXIS*, procedeu-se à montagem da malha com características mais fieis possíveis à situação real de carregamento de uma estaca embutida em um maciço de rocha.

Devido ao formato cilíndrico comum das estacas, optou-se por um modelo numérico em duas dimensões e de geometria axi-simétrica com dimensão $L/D = 2$, apresentado na Figura 3.8.

As condições de contorno do modelo foram assumidas como fronteiras indeslocáveis na lateral, no eixo de simetria e na cota de profundidade do maciço (Figura 3.8).

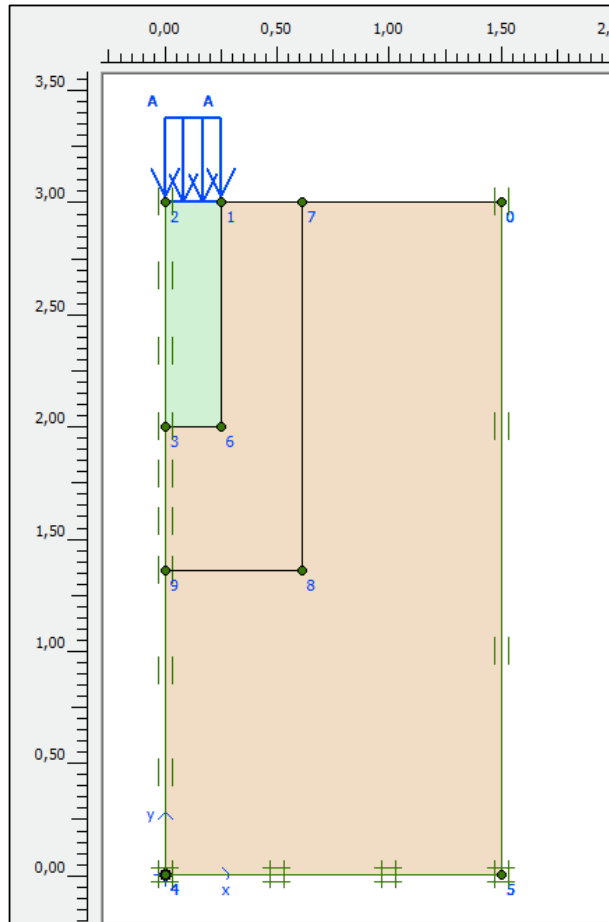
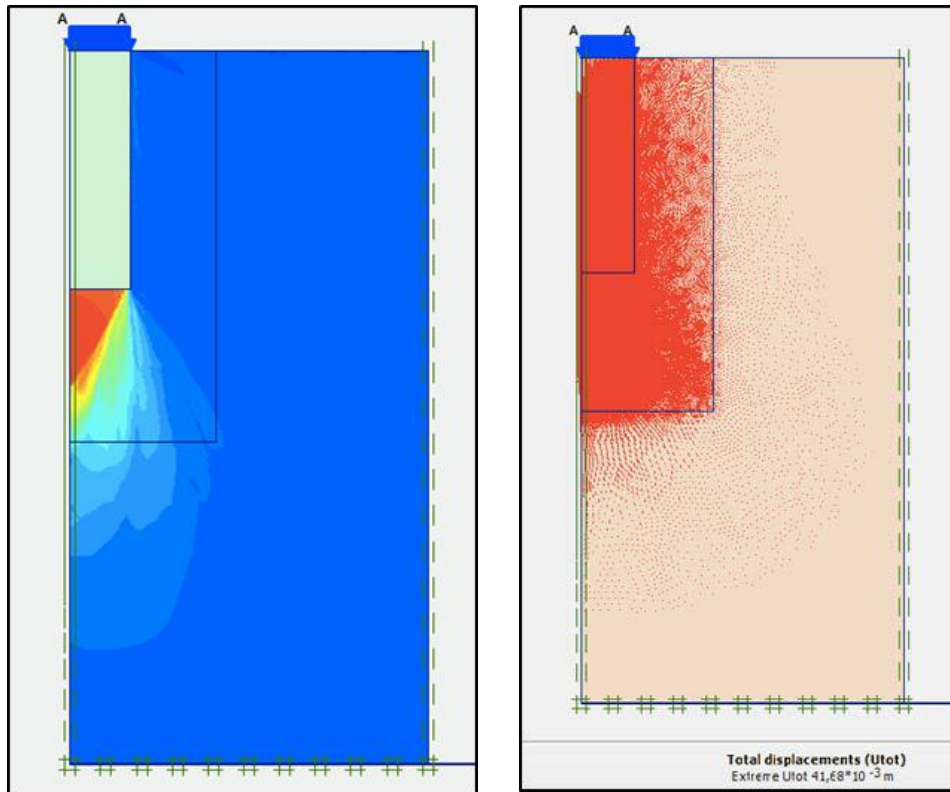


Figura 3.8 – Geometria do modelo numérico maciço-estaca com $L/D=2$.

As condições de contorno do modelo foram assumidas como fronteiras indeslocáveis na lateral, no eixo de simetria e na cota de profundidade do maciço (Figura 3.8). As extensões lateral e vertical do modelo são três vezes o diâmetro e três vezes o comprimento da estaca, respectivamente. Essa escolha atendeu ao critério da menor perturbação possível na fronteira lateral e na base do maciço. A Figura 3.9 confirma a adequação do tamanho da malha, visto que não há perturbações das fronteiras nos campos de deslocamentos e tensões do modelo da estaca no momento da ruptura.

Especificamente para o material rochoso da interface estaca-rocha, foi aplicado o fator de redução das suas propriedades de resistência, R_{inter} , igual a 0,75, conforme análises e recomendações de COSTA (2005). Essa redução se deve aos processos de alteração e danos decorrentes da perfuração do fuste.



(a) Campo de tensões

(b) Campo de deslocamentos

Figura 3.9 – Campos de tensão e deslocamento do modelo estaca-rocha com $L/D=2$ após ruptura, sem perturbação das fronteiras.

Além disso, o maciço foi dividido em duas regiões: uma na circunvizinhança da estaca; e outra na parte mais afastada. Isso se deveu à necessidade de refinar a malha nessa primeira região, economizando tempo de processamento. A Figura 3.10 apresenta a malha típica adotada, com o dobro de refinamento na região da estaca e da região circunvizinha.

Foram adotados elementos triangulares com 15 nós, 5 nós em cada linha (lado) do triângulo. O desenvolvimento das funções de interpolação dos elementos é apresentado nos itens 5.1 a 5.6 do manual científico do PLAXIS (*Scientific Manual V8*). Como a geometria modelada é diferente para cada relação L/D simulada, o número de elementos gerados cresce com o crescimento do comprimento da estaca. A Figura 3.11 exemplifica o tipo, número de nós e a quantidade de elementos para uma geometria $L/D = 2$.

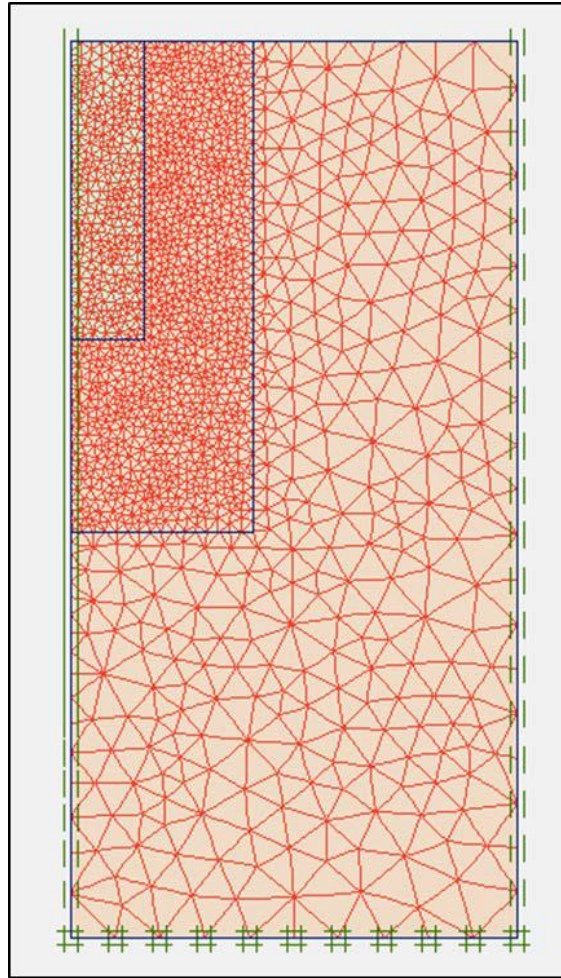


Figura 3.10 – Malha de elementos finitos do modelo numérico.

General info	
Project File name : L_D 2 RO 10 Directory : C:\Users\Marcelo Mascarenhas Title : EstacaP2	General Model : Axisymmetry Elements : 15-Noded
Comments : <div style="border: 1px solid black; height: 40px; width: 100%;"></div>	Mesh Number of elements : 3228 Number of nodes : 26109 Number of stress points : 38736 Average element size: $37,34 \cdot 10^{-3}$ m
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Help"/>	

Figura 3.11 – Informações gerais da malha para a estaca com geometria $L/D = 2$.

A relação L/D é uma variável do modelo proposto e, portanto, deve ser simulada para diferentes valores, assumidos entre 1 e 10. No entanto, a variação de L/D pode ser feita variando unicamente L (ou D) ou variando L e D simultaneamente. Essa segunda opção é mais trabalhosa, pois demanda a construção de mais geometrias. Ao passo que a primeira, com a variação apenas de L ou D é mais simples. No entanto, existe possibilidade de se ter resultados de distribuição de carga aplicada para a base da estaca diferentes para uma mesma relação L/D obtida de diferentes L e D .

Para avaliar a possível sensibilidade do PLAXIS ao simular a distribuição de cargas na estaca para diferentes geometrias e, especificamente diferentes diâmetros, foram realizadas análises com diâmetros iguais a 0,25, 0,50, 0,75 e 1,00m, obtendo-se relações L/D de 2, 6 e 10. Os resultados são apresentados nas Figuras 3.12 e 3.13.

Verifica-se que variações de diâmetro praticamente não afetam os resultados de distribuição de carga e tensão de ruptura, as quais são mais influenciadas pela variação da relação L/D . Ainda, nota-se que para diâmetros maiores, para uma mesma relação L/D , os valores da relação tensão de ruptura/resistência à compressão uniaxial e distribuição de carga para a ponta da estaca praticamente coincidem, exceto para o diâmetro de 0,25m e relação L/D igual a 2, com maior dispersão, mas muito reduzida.

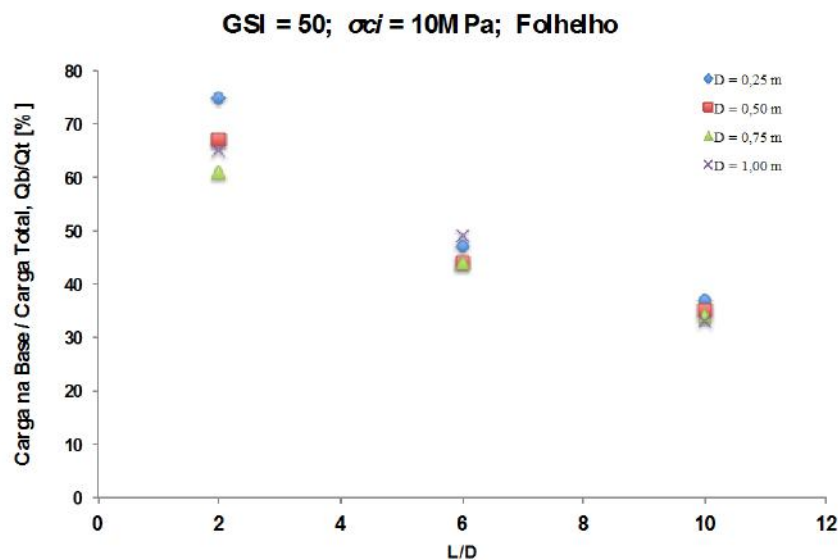


Figura 3.12 – Variação da relação de distribuição de carga aplicada para a base da estaca em função de L/D , para $D = 0,25, 0,50, 0,75$ e $1,00\text{m}$.

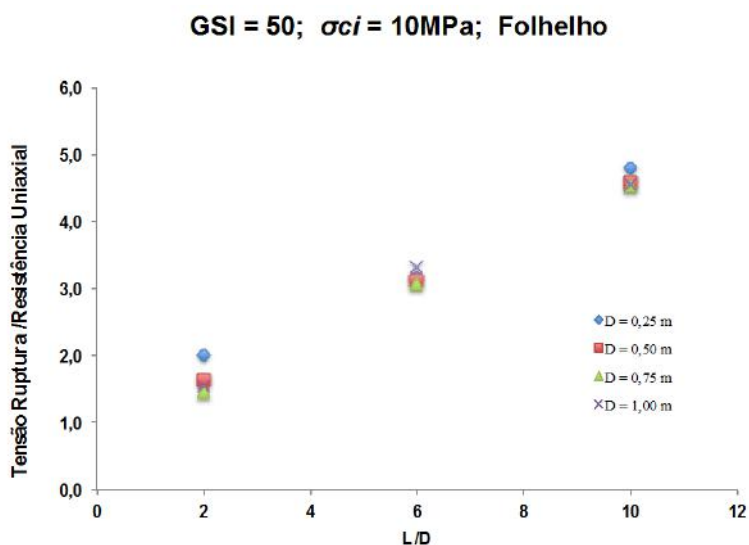


Figura 3.13 – Variação da relação de tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial da rocha em função de L/D, para D = 0,25, 0,50, 0,75 e 1,00m.

Portanto, para fins práticos, qualquer valor de diâmetro poderia ser adotado para o desenvolvimento das análises numéricas. Finalmente, procurou-se avaliar geometrias típicas de estacas executadas e apresentadas na literatura, conforme sumariado na Tabela 3.4. Diante disso, foi adotado diâmetro de 0,5m para todas as estacas de diferentes relações L/D, que variam entre 1 e 10.

Tabela 3.4 – Diâmetros típicos de estacas em rochas brandas.

Referência	Características da estaca		
	Diâmetro D (m)	Comprimento L (m)	L/D
LADANYI (1977)	0,885	4,57	5
PELLS e TURNER (1979)	0,45	3,5	8
WILLIAMS <i>et al.</i> (1980b)	0,3 – 1,5	-	0 – 22
HORVATH <i>et al.</i> (1983)	0,71	1,35	2
BRASFOND	0,7 – 2,0	-	-
SERKI (Estacas em solos)	0,25 – 1,5	-	-
SONDADRIL	Até 0,41m	-	-
WILLIAMS <i>et al.</i> (1980b)	0,3 – 1,5	-	0 – 22
HORVATH <i>et al.</i> (1983)	0,71	1,35	2

As análises numéricas foram realizadas considerando a variação da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta σ_{ci} entre 1 e 30 MPa, adotados incrementos de 5MPa.

Essa simplificação foi verificada por análises iniciais das modelagens para a condição específica de arenito com GSI igual a 50 e condição de fuste liso. Nesses estudos, as resistências à compressão uniaxial foram iguais a 1, 2, 4, 5, 7, 8, 10, 13, 15, 18, 20, 23, 25, 28, 30MPa.

A Figura 3.14 indica que cada conjunto de resultados (pontos com diferentes σ_{ci}) correspondentes a uma razão específica L/D tende a convergir para um resultado médio. Desta forma, ampliou-se o intervalo de valores de σ_{ci} a serem analisados, reduzindo tempo e esforços computacionais.

Em relação aos parâmetros da rocha e estaca exigidos pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para as simulações numéricas com o Plaxis, foram adotados os valores apresentados na Tabela 3.5.

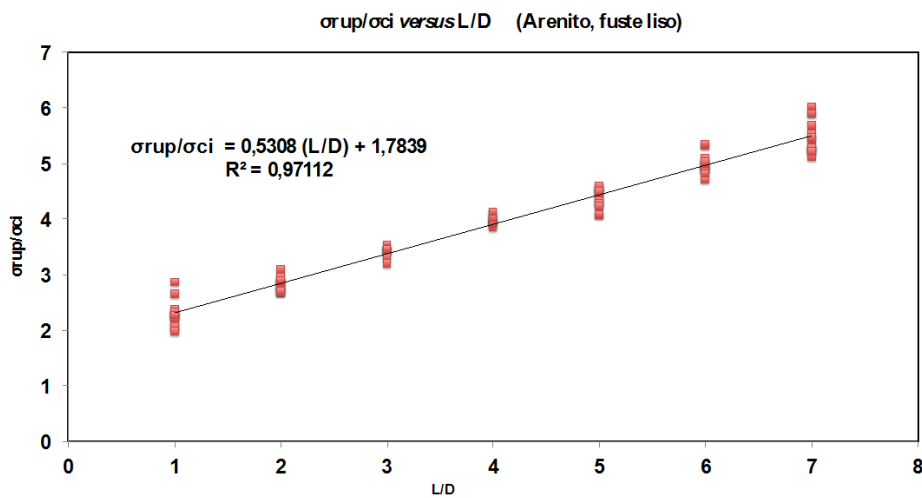


Figura 3.14 – Variação da relação entre tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial em função de L/D em estacas de fuste liso em arenito.

Tabela 3.5 – Parâmetros do maciço rochoso e da estaca adotados para as análises numéricas.

Parâmetro	Valor		
<i>Estaca</i>			
Módulo de elasticidade E_c	21290 MPa		
Coefficiente de Poisson ν_c	0,20		
<i>Maciço rochoso</i>			
Cota GSI	50		
Ângulo de atrito ϕ	27°		
Ângulo de dilatação ψ	0°		
Coefficiente de Poisson ν	0,30		
	σ_{ci} (MPa)	c_m (MPa)	E_m (MPa)
	1	0,045	92
	5	0,224	461
Resistência à compressão uniaxial σ_{ci}	10	0,447	922
Coesão c_m	15	0,671	1382
Módulo de deformabilidade E_m	20	0,895	1843
	25	1,118	2304
	30	1,342	2765

Desta forma, tem-se 7 diferentes modelos de maciço rochoso em função das diferentes resistências à compressão uniaxial da rocha branda genérica, a serem estudados com o Plaxis. Em relação às estacas, foram adotadas relações L/D variando de 1 a 10, totalizando 10 relações L/D. Portanto, são realizadas 70 simulações numéricas de provas de carga de estacas.

Os estudos da literatura e análises de provas de carga de estacas em arenitos apresentados no Capítulo 2 indicam que a ruptura das estacas não é abrupta, sendo caracterizada pela ocorrência de recalques superiores aos valores admissíveis. Este aspecto é importante para a definição de uma condição de ruptura numérica com o PLAXIS.

A Figura 3.15 apresenta uma curva típica de carga *versus* recalque, obtida da simulação numérica da estaca de fuste liso com 50mm de diâmetro e $L/D = 3$. Nota-se que o programa PLAXIS identifica a ruptura para recalques elevados, da ordem de 70mm, que geralmente excedem o máximo admissível de estacas.

Ressalte-se que a norma NBR 6122 indica uma carga de ruptura de 1,19MN com 65% de distribuição da carga aplicada para a ponta da estaca e recalque de 19mm (3,8%D), enquanto a simulação numérica determina a carga de ruptura de 1,86MN com 80% de distribuição da carga aplicada para a ponta da estaca e recalque de 71mm (14,2%D).

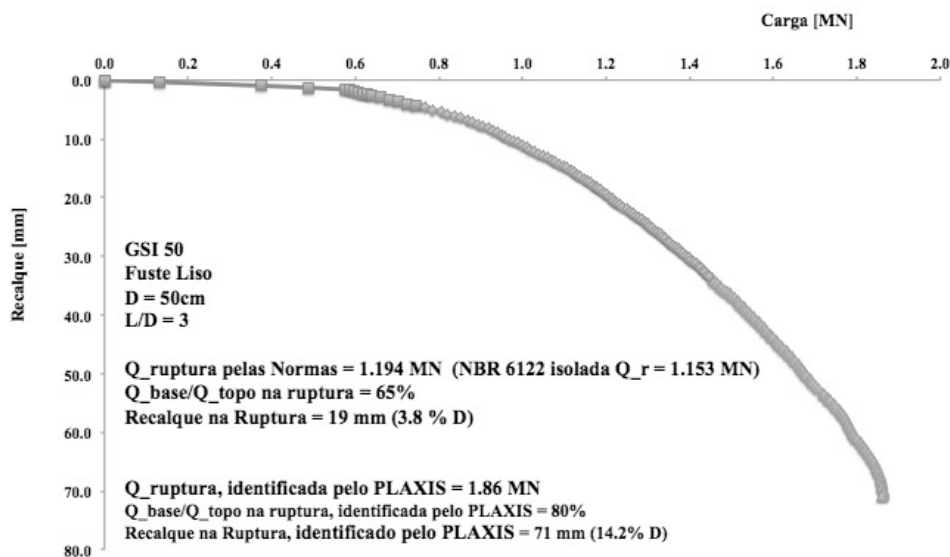


Figura 3.15 – Curva típica carga *versus* recalque obtida da simulação numérica da prova de carga de estaca com o programa Plaxis.

Outra particularidade do PLAXIS é representada pela anormalidade de resultados para resistência do maciço muito reduzida ($\sigma_{ci} = 1MPa$), visto que o processo iterativo determina pontos da curva muito afastados entre si, conforme indicado na Figura 3.16. Isso se deve à instabilidade do procedimento iterativo da análise não-linear no PLAXIS, discutido por BRINKGREVE (2002) no manual do programa.

No entanto, o manual do PLAXIS, para material pouco resistente, sugere simular carregamentos com menores tolerâncias ao erro iterativo, em comparação com o *default* do programa e igual a 0,03, recomendado para a grande maioria dos casos. Assim, novas simulações foram realizadas considerando erros de 0,003, 0,01 e 0,04, indicando o aumento da estabilidade na convergência para erros reduzidos (Figura 3.17).

Outro ponto importante verificado no processo iterativo e que interfere consideravelmente nos resultados das simulações em maciços de baixa resistência também pode ser observado na Figura 3.17: são três simulações com mesmos parâmetros do maciço e da estaca e mesmo embutimento com cargas de ruptura identificadas pelo PLAXIS diferentes, contrariando o esperado.

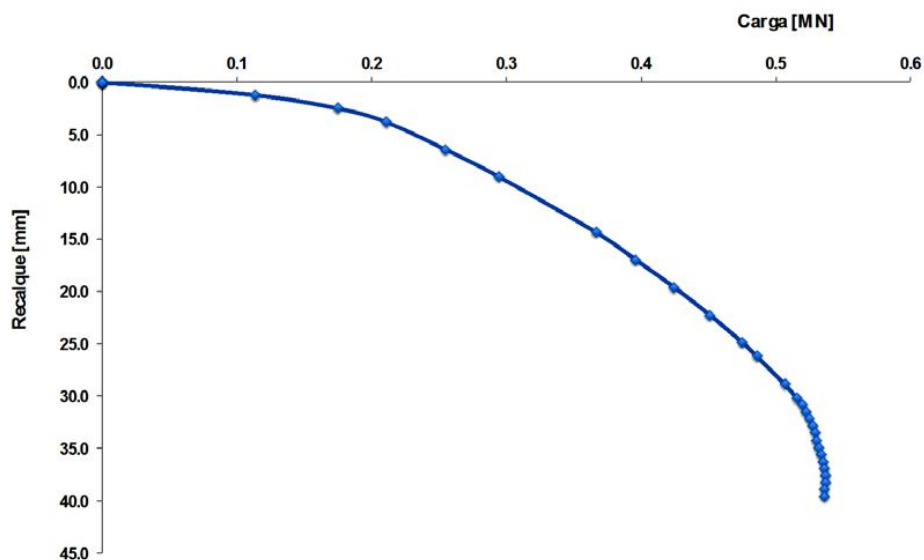


Figura 3.16 – Curva carga *versus* recalque obtida da simulação numérica da prova de carga de estaca em maciço de baixa resistência com instabilidades numéricas.

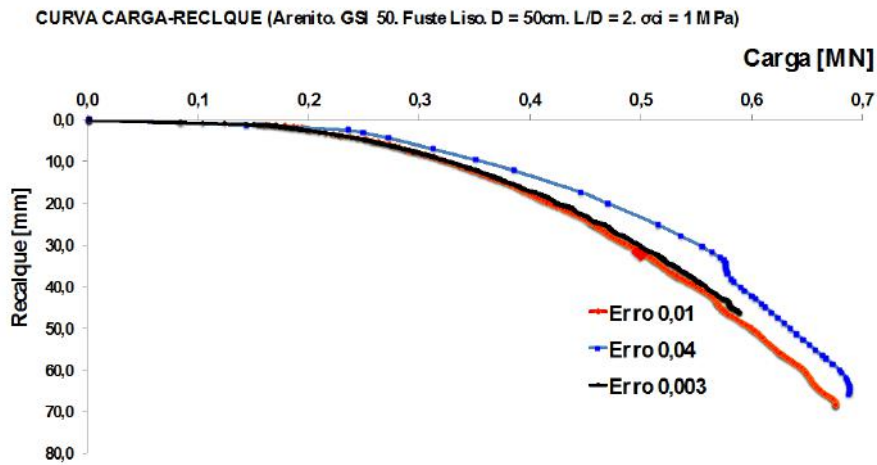


Figura 3.17 – Curvas carga *versus* recalque da prova de carga da estaca em função da variação da tolerância ao erro numérico.

Isso se deve ao fato do PLAXIS assumir como condição de ruptura a ocorrência simultânea de acréscimos de deslocamentos (recalques) e significativa variação negativa da carga aplicada em duas etapas sucessivas de cálculo, e por considerar como “significativa” justamente o erro tolerável que o usuário estabelece nas entradas de dados (BRINKGREVE, 2002). Então, as simulações com maior tolerância ao erro numérico avançam mais, atingindo maiores recalques em comparação com as de menor tolerância. Este aspecto poderia comprometer a confiabilidade na carga de ruptura determinada pelo programa. Contudo, é importante notar que o comportamento carga-recalque das estacas é o mesmo para os três casos, apenas são interrompidos em níveis de recalques e cargas diferentes (Figura 3.17).

As simulações iniciais das provas de carga da estaca em arenito foram realizadas com tolerância ao erro maior (0,03) e mostram a maior sensibilidade do programa para maciços menos resistentes.

A Figura 3.18 revela que para maciços com baixas σ_{ci} , independentemente da relação de embutimento, o recalque na ruptura é muito variável e atinge valores elevados se comparados com os demais casos. Conseqüentemente, a carga de ruptura acompanha esse comportamento do recalque.

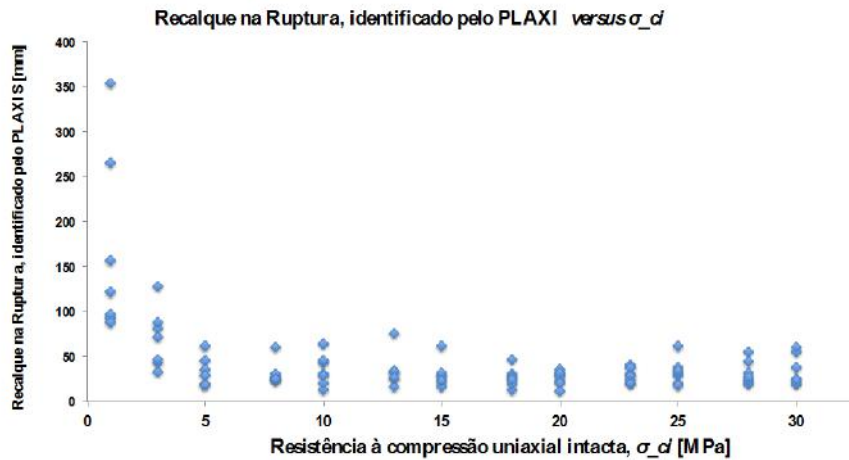


Figura 3.18 – Variação dos recalques na ruptura em função da resistência à compressão do maciço.

Diante desse fato, para as simulações da pesquisa considerando o maciço genérico composto de rocha sedimentar branda, a tolerância ao erro foi ajustada, para os casos de baixas σ_{ci} , para o valor de 0,003 (10% do sugerido pelo programa), na tentativa de se atingir certa uniformidade/tendência nos valores da carga de ruptura identificada pelo PLAXIS.

No entanto, verificou-se que mesmo limitando o avanço da aplicação da carga, ainda assim se obtém curvas com recalques considerados. Desta forma foram consideradas as cargas de ruptura convencionadas e consagradas na literatura pelos métodos de LOPES (1979), O’ROURKE e KULHAWY (1985) e HIRANY e KULHAWY(1988), além do preconizado pela NBR 6122 (2010), BRITISH STANDARD (2004) e Norma Canadense (DAVISSON, 1972).

Portanto, a carga de ruptura foi adotada como sendo a média dos valores em torno de um desvio padrão da média inicial das rupturas definidas pelos métodos e normas supracitados. Também foi calculada isoladamente a carga de ruptura recomendada pela NBR 6122.

A definição da carga aplicada no topo e a fração transferida para a ponta da estaca ao longo do carregamento foi realizada por meio de “pontos amostrais” em localização específica no modelo da estaca, visando obter deslocamento/deformação e tensão. O

recalque e a carga aplicada (carga distribuída) no topo são então obtidos no Ponto A localizado no topo da estaca (Figura 3.19). O Ponto C se situa na interface entre a ponta da estaca e o maciço e permite a obtenção da tensão vertical na ponta da estaca (Figura 3.19). Assim, sabendo-se a tensão vertical na ponta e a área da seção da estaca, é possível calcular a carga transmitida para a base. A diferença entre a carga na base e na ponta é a parcela de carga aplicada resistida pelo fuste da estaca. Importante ressaltar que essa metodologia considera o fundo do furo adequadamente limpo e, portanto, a estaca tem contato direto com o maciço.

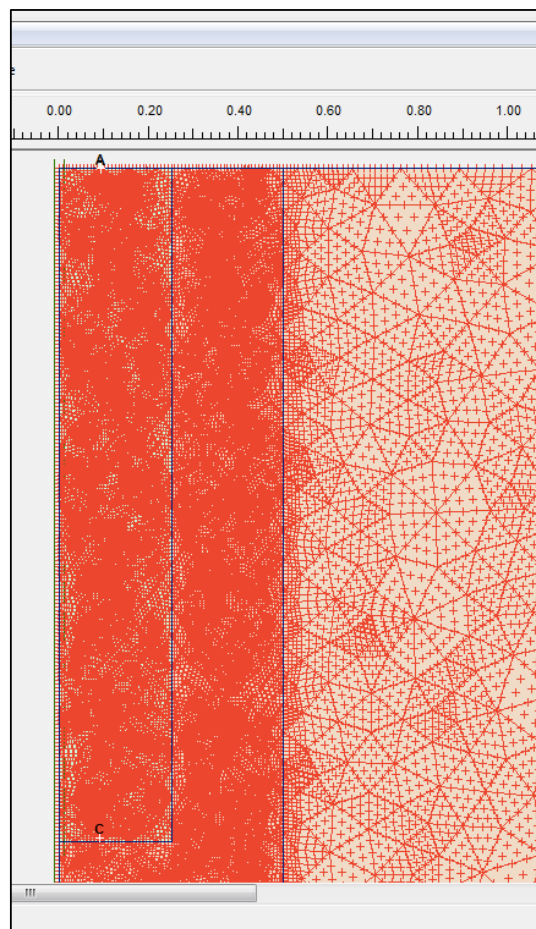


Figura 3.19 – Posicionamento dos pontos amostrais A e C de tensão e deformação no modelo numérico.

Finalmente, as simulações numéricas desenvolvidas com o PLAXIS, considerando as condições apresentadas, possibilitam definir uma correlação entre a resistência à

compressão uniaxial do maciço e a relação L/D da estaca para fins de pré - dimensionamento.

3.6 VALIDAÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA

A metodologia apresentada para a simulação numérica de provas de carga de estaca de fuste liso em maciço rochoso representativo foi verificada por meio da comparação de provas de carga em estacas em folhelhos executadas por HORVATH *et al.* (1983). As provas de carga reais foram simuladas numericamente com metodologia dessa pesquisa e seus resultados foram comparados aos valores medidos no campo.

Os autores descrevem o maciço de folhelho com juntas pouco desenvolvidas e espaçamento variando de 0,5 a 1,0m em profundidades superficiais, tornando-se massivo/intacto com o aumento da profundidade. Apresenta orientação predominante horizontal e ocasionalmente oblíqua, com lentes de argilas de até 37mm de espessura, umidade de 4,6% e RQD entre 29 e 88%, com média em torno de 70%.

Os ensaios para obtenção dos parâmetros geomecânicos dos folhelhos foram realizados até a profundidade de 6,5m, sendo concentrados nas profundidades de 0,5 a 3,0 m. A Tabela 3.6 resume os parâmetros mais relevantes do maciço de folhelho.

Os parâmetros de resistência e deformabilidade das estacas e maciço de folhelho de HORVATH *et al.* (1983) também foram determinados de maneira análoga aos parâmetros da estaca e maciço representativos da modelagem numérica, segundo as expressões de Hook *et al.* (2002) e HOEK e DIEDERICHS (2006). A Tabela 3.7 apresenta os valores de resistência à compressão uniaxial e módulo de elasticidade da rocha intacta correspondentes aos maciços nos quais foram executadas as estacas ensaiadas (P1, P2, P3, P4 e P5).

As estacas P1 e P2 são de fuste lisos, P1 com $RF = 0,036$ e P2 com $RF = 0,025$). P1 é solicitada apenas na lateral e P2 é solicitada na lateral e ponta. As estacas P3 e P4 são

de fustes rugosos, P3 com RF = 0,076 e P4 com RF = 0,083). P3 é solicitada apenas na lateral e P4 é solicitada na lateral e ponta.

Tabela 3.6 – Propriedades geomecânicas do maciço de folhelho de HORVATH *et al.* (1983).

Maciço			Estaca P1	Estaca P2	Estaca P3	Estaca P4
Parâmetro	Intervalo Variação	Valor Médio				
γ (kN/m^3)	25,8 – 26,1	25,9				
w (%)	4,1 – 4,8	4,6				
RQD (%)	29 – 88	70				
σ_t (MPa)	0,21 – 1,03	0,64				
σ_c (MPa)	4,7 – 11,1	6,75	5,4	11,1	5,6	5,5
E_s (MPa)	400 - 1180	695	405	419	412	497
ν	0,19 – 0,35	0,3				
c' ($\sigma'_3 = [0,7; 3,5]$ MPa) (MPa)	-	1,2				
ϕ' (°)	-	43				

Tabela 3.7 – Valores de resistência à compressão uniaxial e módulo de elasticidade das rochas intactas dos maciços com estacas de HORVATH *et al.* (1983).

Estaca	σ_c [MPa]	E_i [MPa]
P1	5,4	405
P2	11,1	419
P3	5,6	412
P4	5,5	497
P5	10,4	390
Média	7,6	424,6
Desvio	2,89	41,87

Os parâmetros do critério de Hoek e Brown também foram determinados para o maciço de folhelho das estacas ensaiadas nas provas de carga de HORVATH *et al.* (1983). A Tabela 3.8 apresenta os valores das constantes m_b e m_i , a e s , além dos valores

calculados de coesão e ângulo de atrito médios, módulo de deformabilidade e resistência à tração do maciço rochoso.

Tabela 3.8 – Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb do maciço rochoso de folhelho segundo o critério de ruptura de Hoek e Brown.

Parâmetro	Valor
Constante m_i da rocha intacta	4 a 8
Constante m_b do maciço	2 a 4
Constante s do maciço	0,0039
Constante a do maciço	0,506
Coesão do maciço c	0,532 MPa
Ângulo de atrito do maciço ϕ	27,53
Módulo de deformabilidade do maciço E	129 MPa
Resistência à tração do maciço σ_{tm}	0,039 MPa

Uma vez determinadas as propriedades do maciço de folhelho, o sistema estaca-maciço foi modelado no PLAXIS, considerando especificamente as características da Estaca P2 de HORVATH et al. (1983), conforme apresentado na Figura 3.20. O fuste dessa estaca apresenta valor de rugosidade igual a $RF = 0,025$ e, portanto, tal rugosidade foi implementada na interface: $R_s = 355mm$, $\Delta R = 6mm$, $L_s = 12mm$ e $L_t = 18mm$ (calculados com a Eq. 2.5).

A Figura 3.21 apresenta os resultados da simulação da prova de carga e os valores medidos na prova de carga real da Estaca P2, por meio de curvas carga vs recalque. Observa-se a coincidência dos pontos simulados e reais para o estágio inicial (elástico linear). Com o aumento dos deslocamentos relativos na interface e da sua plastificação, os valores simulados se afastam dos medidos na prova de carga real, apesar da tendência ser mantida.

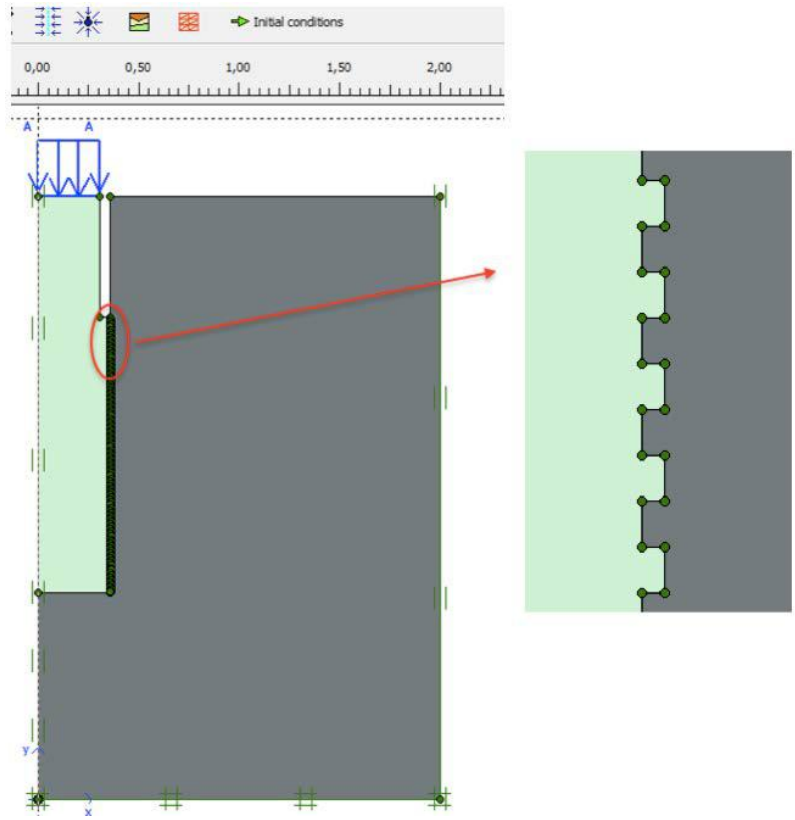


Figura 3.20 – Estaca P2 e interface com $RF = 0,025$.

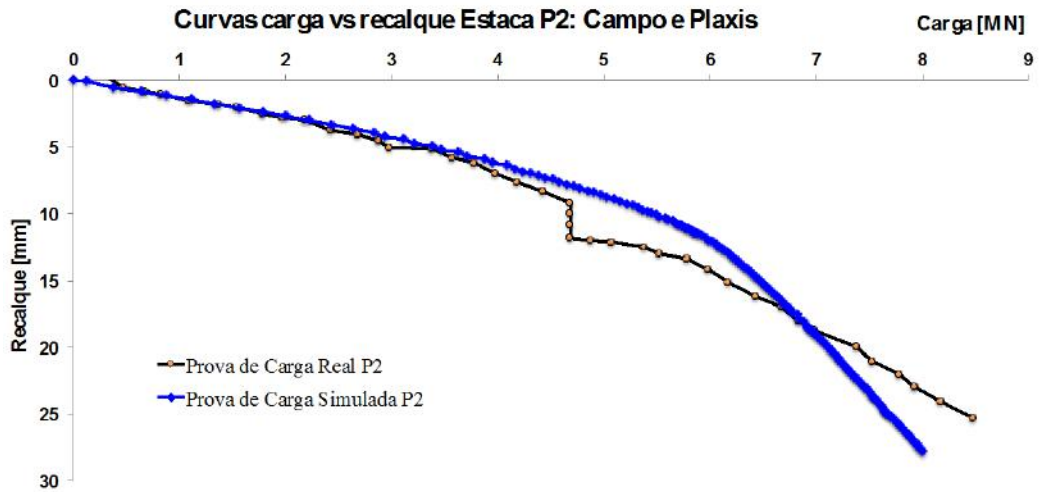


Figura 3.21 – Curvas de campo e da simulação da prova de carga da estaca P2.

A Tabela 3.9 apresenta os resultados das simulações numéricas com o PLAXIS das provas de carga das estacas P1 a P4 e compara os valores obtidos numericamente com os valores medidos nas provas de carga de campo.

Tabela 3.9 – Resultados numéricos e medidos em campo das provas de carga das estacas de HORVATH *et al.* (1983).

Características da estaca			Carregamento final: 8 MN			Início da Ruptura		
Estaca	Fuste	Solicitação	Medida	ρ (mm)	$\frac{Q_p}{Q_t}$ [%]	ρ (mm)	Q_t (MN)	$\frac{Q_p}{Q_t}$ [%]
P1	liso	fuste	Campo	27	-	5	3,4	-
			Plaxis	10	-	4	3,5	-
P2	liso	fuste + ponta	Campo	26	46	6	3,5	18
			Plaxis	28	39	5	3,9	19
P3	rugoso	fuste	Campo	32	-	15	6,1	-
			Plaxis	27	-	23	5,3	-
P4	rugoso	fuste + ponta	Campo	15	46	14	8,0	35
			Plaxis	15	44	15	8,0	44

Obs.: ρ : recalque; Q_p : carga transferida para ponta; Q_t : carga aplicada total.

Os resultados das simulações numéricas das provas de carga das estacas com valores médios dos parâmetros do modelo Mohr-Coulomb equivalente do maciço de folhelho fornecem cargas de ruptura, recalques finais e na ruptura, além de percentual de carga distribuída para a ponta e fuste consistentes com os medidos nas provas de carga reais. Na condição do carregamento final, a distribuição de carga para a ponta e recalques obtidos das simulações apresentam valor ligeiramente menor que os medidos no campo. Uma possível explicação reside na condição imposta para a interface estaca-rocha na modelagem com PLAXIS, adotada ideal, em contrapartida à situação de campo da interface alterada e irregular.

Na situação de ruptura, os valores da distribuição de carga para a ponta obtidos das simulações são consistentes com os valores medidos. No entanto, os valores do recalque são novamente menores do que os observados, provavelmente devido à condição de interface estaca-rocha adotada para as simulações no PLAXIS.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo apresenta os resultados e análises das simulações numéricas das provas de carga conforme a metodologia proposta no capítulo anterior e desenvolvidas com o programa PLAXIS. Os resultados numéricos de distribuição de carga de carga para o fuste e ponta são comparados com os métodos semi-empíricos clássicos de LADANYI (1977), PELLIS e TURNER (1979), WILLIAMS et al. (1980) e HORVATH et al. (1983). As cargas de rupturas obtidas das simulações das provas de carga também são comparadas com os valores calculados por meio dos métodos de LADANYI (1977), PELLIS e TURNER (1979), KULHAWY e GOODMAN (1980), WILLIAMS et al. (1980b) e HORVATH et al. (1983), ROWE e ARMITAGE (1987^a) e GOODMAN (1989). Apresenta ainda uma correlação prática, simples e rápida entre resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e geometria da estaca para uso em pré-dimensionamentos.

4.1 MOBILIZAÇÃO DO FUSTE

A partir dos resultados das simulações foi possível a identificação de níveis de sollicitação ao longo do fuste da estaca carregada consistentes com os reportados por PEASE e KULHAWY (1984) e KULHAWY e CARTER (1992b).

As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam a evolução típica da região plastificada na interface estaca-macço ao longo do carregamento, para a condição de fuste liso e rugoso, respectivamente. A estaca apresenta relação $L/D = 2$ e a resistência à compressão uniaxial da rocha é igual a 15MPa. Observa-se que, mesmo no início do carregamento, a ponta da estaca já é sollicitada. Isso acontece muito provavelmente devido à diferença elevada de rigidez entre estaca e macço de rocha branda e também pelo efeito de Poisson, visto que a deformação (e, conseqüentemente mobilização) axial na estaca é maior que a radial. Além disso, a condição de fuste liso contribui para a sollicitação precoce da ponta.

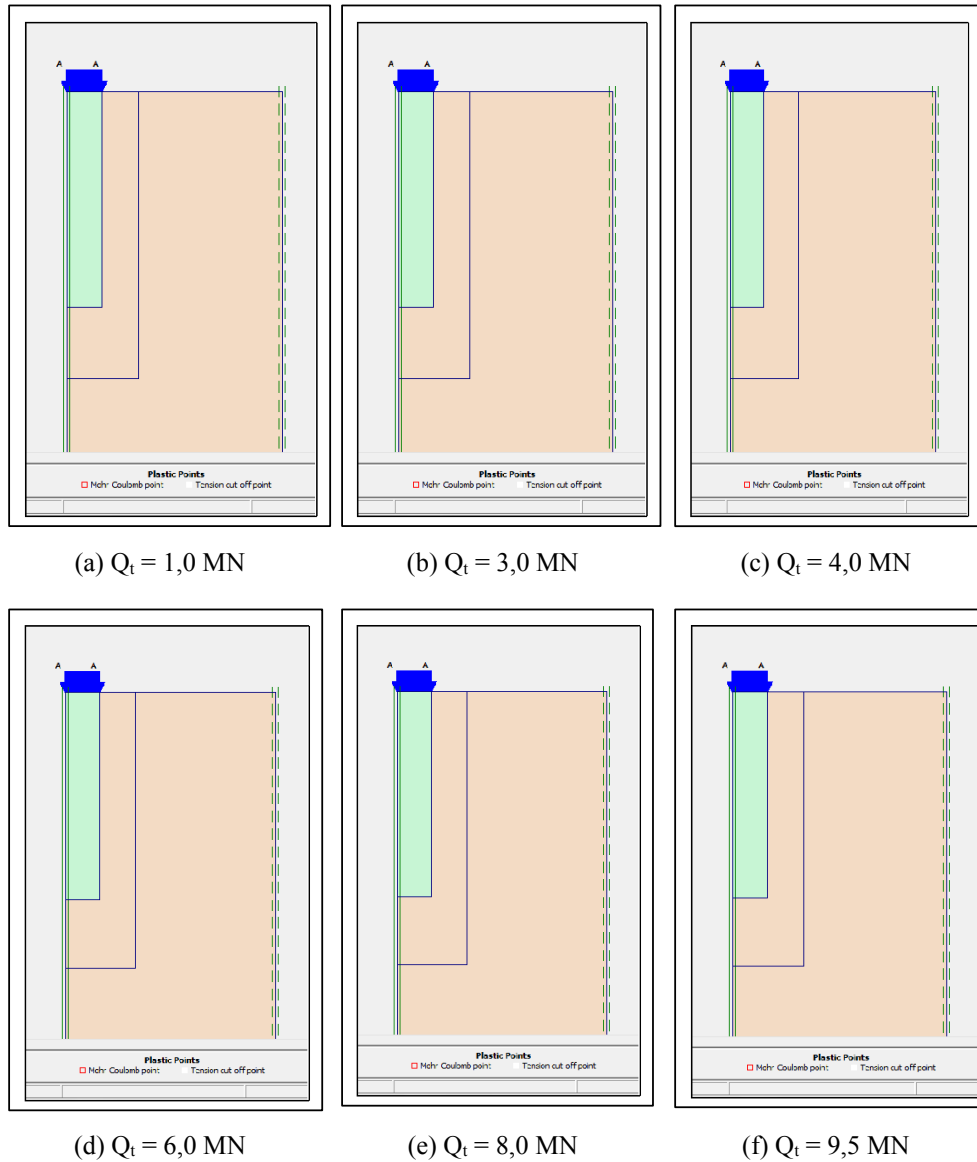


Figura 4.1 – Evolução da zona plastificada na interface da estaca com $L/D = 2$ e maciço com $\sigma_{ci} = 15 \text{ MPa}$ - Fuste liso.

Na condição de fuste rugoso (Figura 4.2), a evolução da região plastificada ocorre em níveis de carga aplicada maiores quando comparados com aqueles da estaca com fuste liso (Figura 4.1), mostrando a maior mobilização de fuste rugoso, também observada em provas de carga reais. Verifica-se ainda que a sollicitação do fuste rugoso é maior que a do fuste liso, conforme indicado na Figura 4.3. Essa constatação também é corroborada por ROSENBERG e JOURNEAUX (1976), KENNY (1977), DONALD et al. (1980), PELLIS et al. (1980), WILLIAMS et al. (1980b); WILLIAMS e PELLIS

(1981) e HORVATH et al. (1983). Além disso, as estacas de fuste liso atingem sua resistência lateral máxima para recalques menores quando comparadas com os valores máximos das estacas de fuste rugoso, evidenciando novamente a maior transferência de carga para a ponta de estacas de fustes lisos quando comparadas com as de fuste rugoso.



Figura 4.2 – Evolução da zona plastificada na interface da estaca com $L/D = 2$ e maciço com $\sigma_{ci} = 15 \text{ MPa}$ - Fuste rugoso.

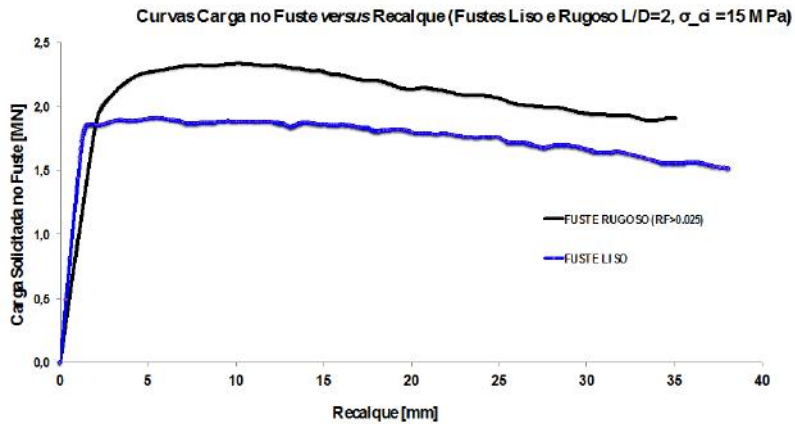


Figura 4.3 - Curvas de carga mobilizada no fuste em função do recalque para estacas lisa e rugosa ($L/D = 2$ e $\sigma_{ci} = 15 \text{ MPa}$).

4.2 RESISTÊNCIAS LATERAL E DE PONTA

As simulações numéricas possibilitam a determinação da distribuição de carga para fuste e ponta das estacas. Os resultados das 70 simulações das provas de carga são resumidos na Figura 4.4. Os valores médios das razões entre tensão mobilizada no fuste e na ponta da estaca e resistência à compressão uniaxial da rocha são iguais a $\sigma_{lateral}/\sigma_{ci} = 0,08\sigma_{ci}$ e $\sigma_{ponta}/\sigma_{ci} 1,48\sigma_{ci}$.

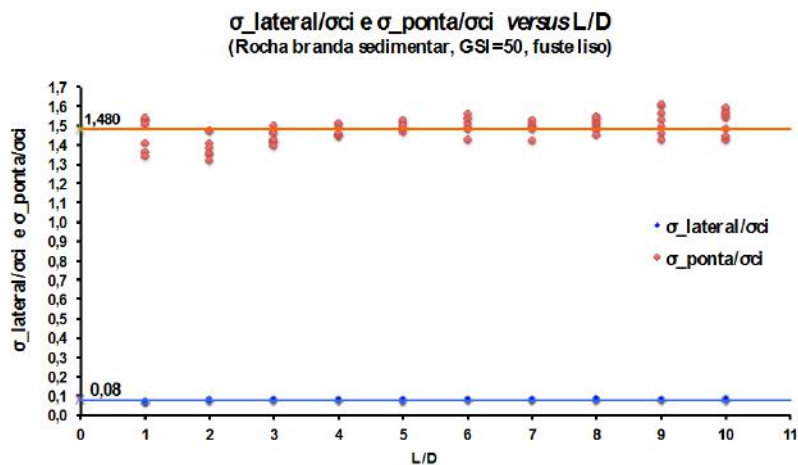


Figura 4.4 – Variação das razões entre tensão mobilizada no fuste $\sigma_{lateral}/\sigma_{ci}$ e ponta da estaca $\sigma_{ponta}/\sigma_{ci}$ e resistência à compressão uniaxial da rocha em função de L/D .

É interessante comparar os valores das razões de distribuição de carga para fuste e ponta obtidos numericamente com aqueles propostos pelos diferentes métodos da literatura, conforme resumidos nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2, respectivamente.

Tabela 4.1 – Coeficientes de correlação α e β entre resistência de fuste da estaca e resistência à compressão uniaxial da rocha branda (Adapt. NUNES, 211).

Referência	$\alpha = \tau_f / \sigma_{ci}^\beta$	
	α	β
ROSENBERG e JOURNEAUX, 1976	0,34	0,51
KENNY, 1977	0,10	1,00
PELLS e TURNER, 1979	0,05	1,00
HORVATH e KENNY, 1979	0,21	0,50
REYNOLDS e KADERBECK, 1980	0,30	1,00
WILLIAMS et al., 1980	0,44	0,36
PELLS <i>et al.</i> , 1980	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	0,50
	0,1	1,00
GUPTON e LOGAN, 1984	0,20	1,00
	0,40	0,57
ROWE e ARMITAGE, 1984	0,08 – 0,45	1,00
	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	1,00
	($\phi = 27^\circ$)	
ZHANG e EINSTEIN, 1998	0,04 – 0,2	1,00
NUNES e CASTILHOS, 2002	0,36	0,70
JUVÊNCIO, 2015	0,20	0,50

Tabela 4.2 – Coeficientes de correlação γ e λ entre resistência de ponta da estaca e resistência à compressão uniaxial da rocha branda (Adapt. NUNES, 2011).

Referência	$\gamma = \tau_p / \sigma_{ci}^\lambda$	
	γ	λ
BELL, 1915	2,7	1,00
PELLS e TURNER, 1980	2,8	1,00
GOODMAN, 1989	3,7	1,00
ZHANG, 1997	4,5	0,57

Note-se das tabelas que os valores dos coeficientes de correlação α e β entre resistência de fuste da estaca e coeficientes γ e λ entre resistência de ponta da estaca e resistência à compressão uniaxial da rocha branda dos autores são superiores e bastante conservadores em relação aos valores obtidos das simulações numéricas para as condições críticas de fuste liso e maciço rochoso brando.

A Tabela 4.3 apresenta os resultados das análises numéricas das provas de carga em função da distribuição de carga aplicada para ponta e compara os valores obtidos com os determinados pelos métodos da literatura.

Tabela 4.3 – Comparação de valores da relação de distribuição de carga total para a ponta obtidos numericamente e pelos métodos clássicos da literatura.

Pesquisador	Caracterização do Maciço	Condição do Fuste	L/D	Literatura	Este Estudo (Figura 4.5)
WILLIAMS <i>et al.</i> , 1980	Argilitos moderadamente intemperizados	Não Informada	6	15	40
HORVATH <i>et al.</i> (1983)	Folhelho altamente alterado e frágil	fustes convencionais (RF \approx 0.03)	2	45	70
LADANYI (1977)	Folhelho fraturado e horizontalmente estratificado, com RQD variando de 0 a 39%	Não Informada	2	20	70
PELLS e TURNER (1979)	Folhelho altamente alterado	Não Informada	4	10 - 20	55

Os resultados da Tabela 4.3 evidenciam que, para as condições de fuste liso das estacas das simulações numéricas, a maior parte da carga é transferida para a ponta, variando de 40% a 70%. Ao comparar os resultados é importante ressaltar que as condições das estacas reais das provas de carga no campo são geralmente de fuste rugoso, o que explica as menores transferências de carga para a ponta nessas estacas rugosas.

O comportamento da transferência de carga no decorrer dos recalques até a ruptura (recalques de 3 a 7%) também é analisado e ilustrado na Figura 4.5. Observa-se a maior transferência de carga para ponta com o aumento dos recalques, independentemente da razão L/D. Para recalques muito pequenos, grande parte da carga aplicada é suportada pela lateral da estaca, mesmo para embutimentos reduzidos.

No entanto, para 1% de recalque, a estaca atinge o estado residual no fuste e parte significativa da carga é transferida para a ponta. Na condição de ruptura, os recalques são ainda maiores, conforme apresentado na Figura 4.6. Este comportamento coincide com GOODMAN (1989), que reportou que a mobilização total da resistência de ponta requer recalques da ordem de 30 a 40mm ou mais (tipicamente de 4 a 6% do diâmetro da estaca).

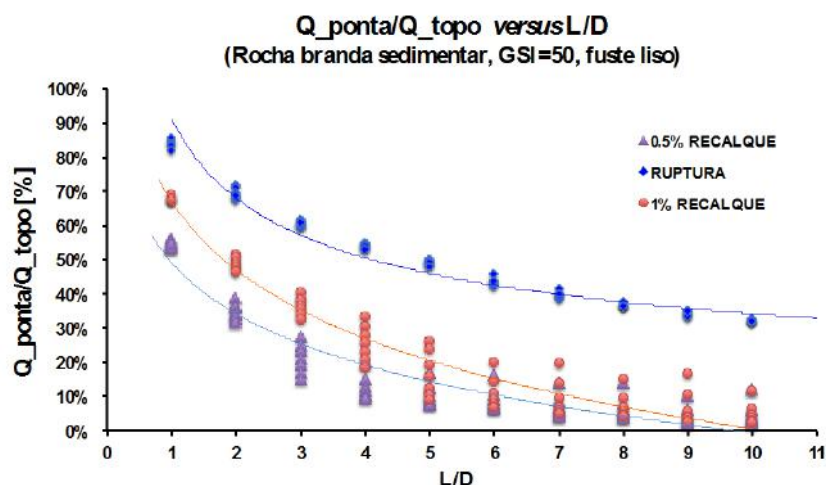


Figura 4.5 – Variação da distribuição de carga aplicada para a ponta da estaca em função de L/D e recalques iguais a 0,1% e 0,5%D e na ruptura.

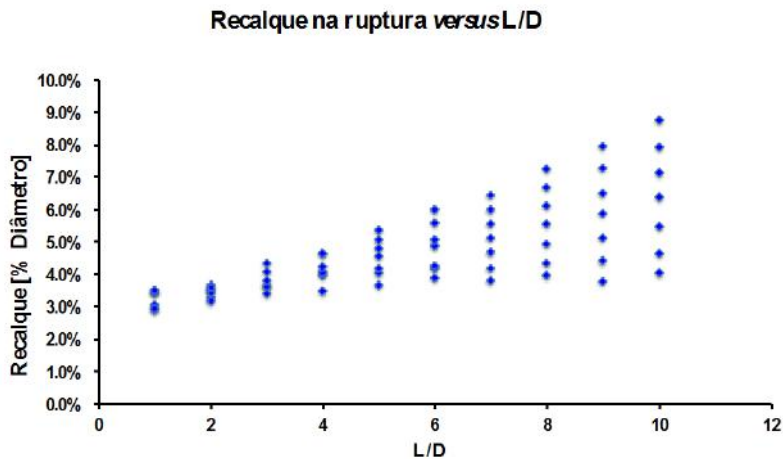


Figura 4.6 – Variação de recalque em função de L/D da estaca na condição de ruptura.

4.3 RELACÃO PROPOSTA PARA PRÉ DIMENSIONAMENTO DE ESTACA

Os 7 diferentes modelos de maciço inseridos no PLAXIS, com 10 relações L/D (1 a 10) cada, possibilitam o estudo de uma correlação entre a tensão de ruptura e a relação L/D da estaca. A Figura 4.7 apresenta os resultados da tensão de ruptura, determinada conforme as recomendações da NBR 6122 (2010) em função da razão L/D para as estacas de fuste liso embutidas em maciço de rocha branda com GSI = 50.

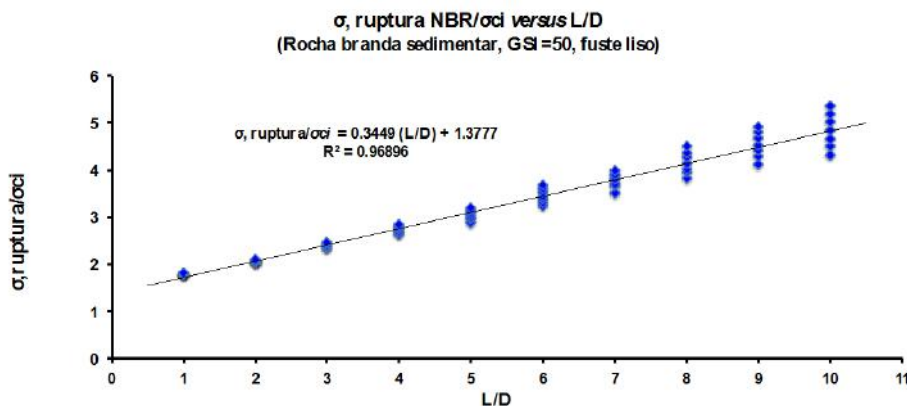


Figura 4.7 – Correlação entre a tensão de ruptura conforme NBR 6122 (2010) e a relação L/D da estaca.

Observa-se que os diversos pontos resultantes das simulações convergem para um único valor para embutimentos reduzidos. Quando a relação L/D é maior, nota-se uma

pequena dispersão dos pontos, evidenciando o afastamento proporcional à resistência à compressão da rocha intacta da correlação linear estabelecida inicialmente para baixos valores de L/D.

No entanto, verifica-se que a relação entre tensão de ruptura da estaca normalizada pela resistência à compressão uniaxial da rocha intacta em função da própria resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e razão de embutimento não é significativa, conforme verificado nas análises apresentadas na Figura 4.8. Usando regressão por curvas polinomiais, obtém-se um coeficiente do termo quadrático próximo de zero, predominando o coeficiente do termo linear, o que praticamente restabelece a relação linear proposta na Figura 4.7.

De forma a simplificar a não linearidade das relações, estabeleceu-se um limite inferior para a correlação, conforme indicado na Figura 4.9. Desta forma, duas correlações podem ser estabelecidas, a primeira considerando valores médios e a segunda com valores mínimos:

$$\frac{\sigma_{ruptura}}{\sigma_{ci}} = 0,35 \frac{L}{D} + 1,38 \quad (4.1)$$

$$\frac{\sigma_{ruptura}}{\sigma_{ci}} = 0,29 \frac{L}{D} + 1,47 \quad (4.2)$$

Ainda, foi possível obter uma correlação para tensão de ruptura segundo os métodos de cálculo de tensão de ruptura da literatura (LOPES, 1979; O'ROURKE e KULHAWY, 1985; HIRANY e KULHAWY, 1988; NBR 6122:2010; BRITISH STANDARD:2004; e Norma Canadense: DAVISSON, 1972), apresentados no Capítulo 3 (Item 3.5).

A Figura 4.10 resume os resultados e a correlação obtida das tensões de ruptura da estaca calculadas com os métodos da literatura, que praticamente nada difere da elaborada segundo o critério único da NBR 6122:2010.

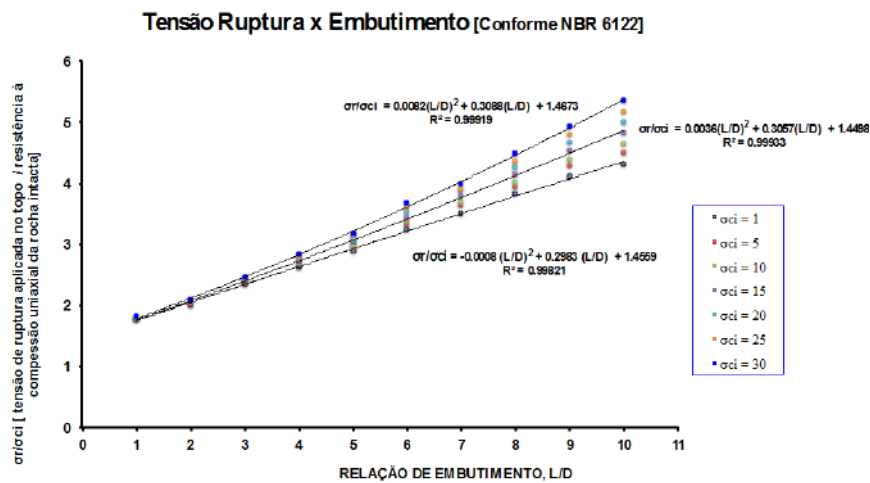


Figura 4.8 – Análise da não-linearidade da correlação entre a tensão de ruptura e a relação L/D da estaca.

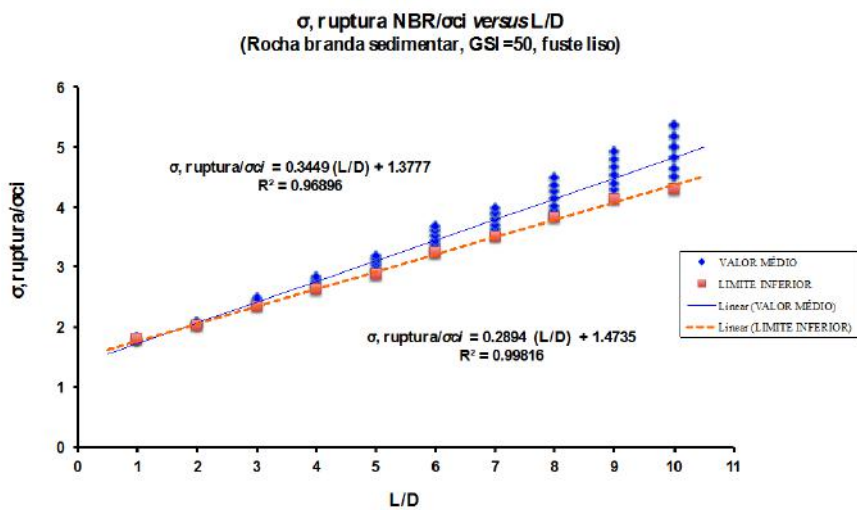


Figura 4.9 – Limite inferior da correlação entre a tensão de ruptura e a relação L/D da estaca metodologia proposta.

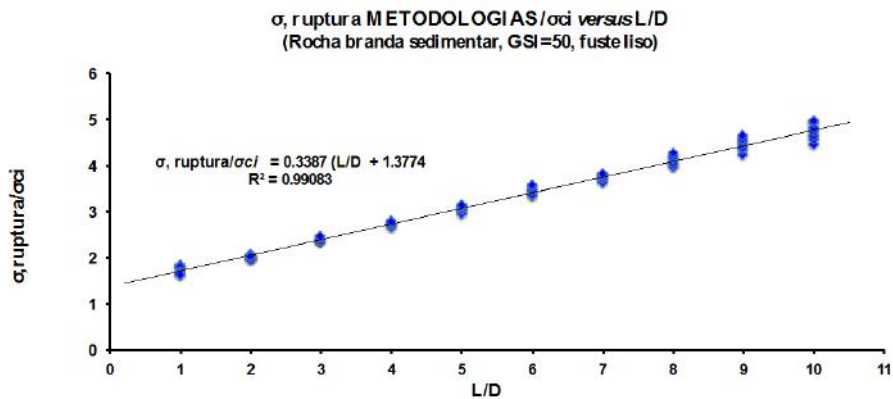


Figura 4.10 – Correlação entre tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial segundo os métodos da literatura.

A Tabela 4.4 apresenta as cargas de ruptura calculadas com os diversos métodos da literatura para o maciço rochoso representativo com $\sigma_{ci} = 30 \text{ MPa}$ e compara os resultados assim obtidos com os valores determinados com a correlação proposta nesta pesquisa (Equação 4.1).

Tabela 4.4 – Comparativo entre cargas de ruptura dos métodos clássicos de dimensionamento e deste estudo.

Método	Carga de ruptura (MN)		
	Método	Correlação Eq. 4.1	Diferença
Ladanyi, 1977	3,0	12,3	310%
Pells e Turner, 1979 – Modo I	4,7	15,5	230%
Pells e Turner, 1979 – Modo II	4,7	15,6	232%
Kulhawy e Goodman, 1980	5,0	13,2	164%
Williams et al., 1980b	5,0	14,2	184%
Horvath et al., 1983	5,0	12,9	158%
Rowe e Armitage, 1987a	5,0	14,0	180%
Goodman, 1989	5,0	11,6	132%

De fato, os modelos clássicos teóricos ou semi-empíricos se mostraram conservadores em relação às cargas de ruptura determinadas por meio da correlação desse estudo, conforme se verifica nas grandes diferenças observadas entre a carga calculada pela correlação e pelos métodos clássicos (Tabela 4.4).

Possivelmente a diferença se deve ao fato dos modelos numéricos da literatura tratarem de comportamento puramente elástico, ao passo que este estudo considera o comportamento de plastificação da interface estaca-rocha. Ainda, os modelos de dimensionamento costumam impor condições admissíveis de recalques reduzidos, em torno de 1%.

Desta forma, procedeu-se à realização de novas análises considerando a condição de recalques iguais a 1% e foram determinadas as razões entre tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial, conforme apresentado na Figura 4.11. A partir desses resultados foi estabelecida uma nova correlação expressa em função de recalques máximos iguais a 1%:

$$\frac{\sigma_{ruptura \rho=1\%}}{\sigma_{ci}} = 0,14 \frac{L}{D} + 0,99 \quad (4.3)$$

Portanto, novos valores de carga de ruptura foram calculados com a correlação da Equação 4.3 e comparados novamente com os valores determinados com os métodos da literatura, conforme a Tabela 4.5. Note-se que com recalques limitados a 1%, os valores determinados pelos métodos se aproximam dos valores obtidos com a correlação da Eq. 4.3. As diferenças percentuais obtidas diminuem significativamente e os valores de carga calculados pelos dois procedimentos se aproximam, conforme se observa na Tabela 4.5.

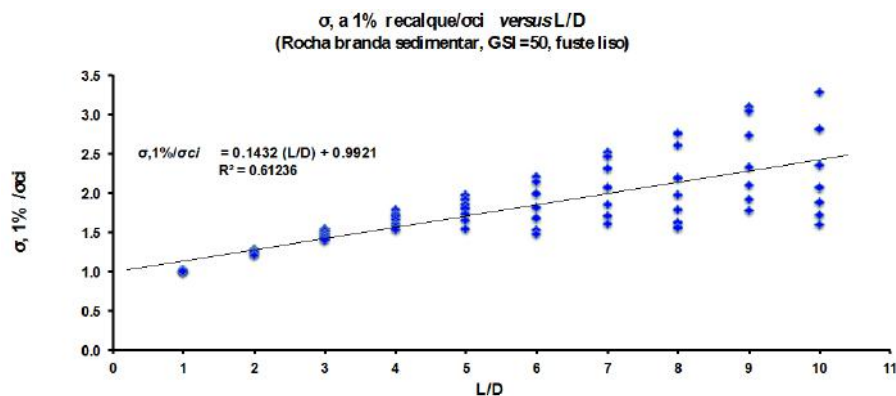


Figura 4.11 – Análise de resultados para a correlação entre tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial para 1% de recalque.

Tabela 4.5 – Comparativo entre cargas de ruptura obtidas dos métodos da literatura da correlação da Eq. 4.3 com restrição de recalque a 1%.

Método	Carga de ruptura (MN)		
	Método	Correlação Eq. 4.3	Diferença
Ladanyi, 1977	3,0	7,6	153%
Pells e Turner, 1979 – Modo I	4,7	8,9	89%
Pells e Turner, 1979 – Modo II	4,7	9,0	91%
Kulhawy e Goodman, 1980	5,0	8,0	60%
Williams et al., 1980b	5,0	8,4	68%
Horvath et al., 1983	5,0	7,8	56%
Rowe e Armitage, 1987a	5,0	8,3	66%
Goodman, 1989	5,0	7,3	46%

4.4 TESTE DE ADERÊNCIA DA CORRELAÇÃO PROPOSTA

Uma análise mais específica foi realizada considerando uma prova de carga em escala real em maciço de folhelho intensamente alterado e brando, reportada por HORVATH et al. (1983) e apresentada na Figura 4.12. A estaca de fuste liso tem diâmetro igual a 0,71m e comprimento de 1,37m e a resistência à compressão rocha intacta é de 11,1MPa.

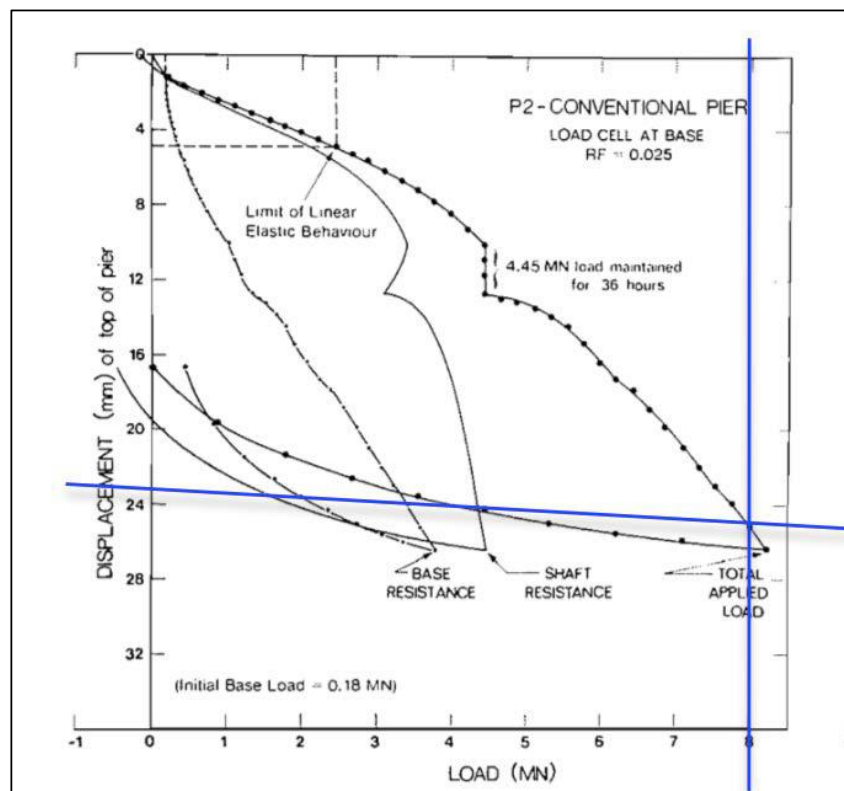


Figura 4.12 – Curva de carga vs recalque da prova de carga da estaca de fuste liso em maciço de folhelho (HORVATH et al., 1983).

Adotando os procedimentos normatizados pela NBR 6122:2010, a carga no topo e a tensão de ruptura são:

$$Q_{\text{topo,NBR}} = 8,0 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{ruptura,NBR}} = \frac{8}{(\pi D^2/4)} = 20,2 \text{ MPa}$$

Os valores calculados por meio da correlação desenvolvida nessa pesquisa são:

$$\frac{\sigma_{ruptura}}{\sigma_{ci}} = 0,35 \left(\frac{1,37}{0,71} \right) + 1,38 = 2,04$$

$$\sigma_{ruptura} = 2,04 \cdot 11,1 = 22,68 \text{ MPa}$$

Note-se que os valores de tensão de ruptura são próximos, com diferença de apenas 10,9% e, portanto, pode-se concluir que a correlação proposta nessa pesquisa determina um valor muito consistente da tensão de ruptura para o caso analisado.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve por objetivo principal o desenvolvimento de uma correlação simples para pré-dimensionamento de estacas em rochas brandas, em função de parâmetros de obtenção fácil, rápida e pouco onerosa.

A metodologia empregada para o estabelecimento da correlação consistiu em simulações numéricas com o programa de elementos finitos PLAXIS de provas de carga de estaca em maciço representativo de rochas brandas. O Sistema de Classificação de Maciços Rochosos GSI e o critério de ruptura de Hoek e Brown foram adotados para a determinação dos parâmetros essenciais para as simulações numéricas.

Os resultados das simulações das provas de carga de estacas de diferentes geometrias e resistências do maciço possibilitaram análises da mobilização de cargas no fuste e ponta, as quais foram comparadas com métodos da literatura. A correlação entre tensão de ruptura e resistência à compressão uniaxial da rocha obtida por meio das simulações também foi comparada com os métodos de dimensionamento e uma prova de carga de estaca em folhelho brando.

A partir das análises realizadas nesta pesquisa, algumas conclusões podem ser reportadas:

- i. O programa PLAXIS é capaz de simular o carregamento de estacas embutidas em rocha;
- ii. Nas simulações foi possível verificar qualitativamente a influência do grau de rugosidade do fuste no comportamento da estaca. No entanto, não foi possível estabelecer quantitativamente essa interferência, devido às limitações adotadas para esta pesquisa e referentes ao estudo específico de estacas de fuste liso;
- iii. Para a situação de fuste liso, parte da carga é distribuída para a ponta, mesmo para recalques reduzidos, sem ocorrência de ruptura;
- iv. Estacas de fuste liso atingem sua resistência lateral máxima para recalques

- menores que o de estacas de fuste rugoso, evidenciando a evolução da mobilização de carga lateral para a ponta da estaca para recalques reduzidos;
- v. A resistência lateral de estaca de fuste liso atinge o estado residual para recalques de 1%, acarretando a transferência de carga expressiva para a ponta. Contudo, a mobilização total da estaca somente ocorre para recalques da ordem de 3 a 6%;
 - vi. As tensões de sollicitação do fuste e ponta máximas para estacas de fuste liso escavadas em rocha branda são $0,08\sigma_{ci}$ e $1,48\sigma_{ci}$, respectivamente, pelo critério de ruptura em prova de carga da NBR 6122 (2010);
 - vii. As simulações numéricas possibilitam o estabelecimento de correlação linear ($R^2 = 0,969$) entre a tensão de ruptura, normalizada pela resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, e a relação geométrica L/D da estaca, expressa por:

$$\frac{\sigma_{ruptura}}{\sigma_{ci}} = 0,3449 \left(\frac{L}{D} \right) + 1,3777$$

- viii. A comparação das tensões de ruptura calculadas com a correlação proposta na pesquisa e com os métodos clássicos de dimensionamento de estacas indica que os métodos são muito conservadores;
- ix. Teste de aderência com prova de carga de estaca em folhelho indica ser consistente a correlação proposta entre a tensão de ruptura, normalizada pela resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, e a relação geométrica L/D da estaca. Os valores de tensão de ruptura calculados e medidos diferem de apenas 10,9%.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Os resultados obtidos neste trabalho representam apenas uma pequena contribuição para o entendimento do comportamento de estacas embutidas em rochas brandas. Diversos aspectos e questões surgiram no decorrer desse estudo, incentivando mais pesquisas no assunto. Algumas sugestões para pesquisas futuras são apresentadas:

- i. Realizar simulações numéricas das provas de carga com diferentes cotas GSI e comparar o comportamento da estaca em função da variação da qualidade

- do maciço rochoso;
- ii. Realizar simulações numéricas das provas de carga com diferentes resistências à compressão uniaxial da rocha intacta e desenvolver correlações de pré-dimensionamento específicas, inclusive para rochas duras;
 - iii. Realizar simulações numéricas de estacas de fustes com diferentes graus de rugosidade;
 - iv. Por meio das simulações numéricas de provas de carga, analisar qualitativamente a distribuição de carga para fuste e ponta de estacas rugosas e comparar com os métodos clássicos existentes na literatura;
 - v. Estudar o comportamento da tensão de ruptura assumida pelo PLAXIS para situações de diferentes refinamentos da malha de elementos finitos;
 - vi. Verificar a validade da correlação de pré-dimensionamento proposta por meio de mais provas de carga de estacas reais em diferentes maciços rochosos brandos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARTON, N. 1973. Review of a new shear strength criterion for rock joints. **Eng. Geol.**, 7. 287-332 pp.
- BARTON, N. e CHOUBEY, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock Mechanics**, 10, pp. 1-54.
- BARTON, N., LIEN, R., e LUNDE, J., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, **Rock Mechanics**, Vol. 6, pp. 189-236.
- BELL, A. L. 1915. The lateral Pressure and Resistance of Clay, and the Supporting Power of Clay Foundations. **Proc. Inst. Civ. Engers.**, Londres, pp. 233-272.
- BIENIAWSKI, Z.T., 1976. Rock Mass Classification in Rock Engineering. **Proc. Symp. on Exploration for Rock Engineering**, ed. Z.T. Bieniawski, Balkema, Rotterdam, pp. 97-106.
- BIENIAWSKI, Z.T., 1978. Determining Rock Mass Deformability; Experience from Case Histories, **International J. Rock Mech. Min. Sci.**, Vol. 15, pp. 237-247.
- BISHNOI, B. L., 1968. **Bearing capacity of a closely jointed rock**, *Ph.D.* Dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 120 pp.
- BRINKGREVE, R. B. J., 2002. **Finite Element Code for Soil and Rock Analyses- PLAXIS - 2D (Version 8) user's manual**. Rotterdam, Netherlands, Balkema.
- BRITISH STANDARD. BS 8004:1986. 2004. **Code of practice for Foundations**. p. 131.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N., TSUHA, C. H. e GIACHETI, H. L. 2009. **Fundações: Ensaio estáticos e dinâmicos**. 1. Edição. São Paulo, SP.
- COATES, D. F., 1964. Classification of rocks for rock mechanics. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, vol. 1, pp. 421-429.
- COSTA, C. A., 2005. **Estudos numéricos de estacas em rochas brandas**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

- DAS, B. M. 2011. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 7ª Edição Americana. Editora Cengage Learning. São Paulo SP.
- DAVIS, E. H. 1968. **Theories of Plasticity and Failure of Soil Masses**. Soil Mechanics – Selected Topics. L. K. Lee. Butterworths. Londres. England, Cap. 6.
- DAVISSON, M.T. (1972). High Capacity Piles, **Proc. Lecture Series on Innovations in Foundation Construction**, Soil Mech. Div., Illinois Sec.-ASCE, Chicago, 81-112.
- DÉCOURT, L. A. 1996. Ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: **seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia**, III SEFE, 1996, São Paulo: ABEF e ABMS, v.1, p. 215-224.
- DEERE, D.U. e DEERE, D. W., 1989. Rock Quality Designation (RQD) After Twenty Years. **US Army Corps of Engineers**. Washington, DC.
- DEERE, D.U., HENDRON, A.J., Jr., PATTON, F.D., e CORDING, E.J., 1967. Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock: Failure and Breakage of Rock, ed. C. Fairhurst, **Soc. of Min. Eng., AIME**, N.Y., pp. 237-302.
- DONALD, I. B., SLOAN, S. W., CHIU, H. K., 1980. Theoretical analyses of rock socketed piles. Proc. **Int. Conf. on Struct. Found. on Rock**, Sidney, Australia.
- FHWA, 2002. Subsurface investigations — Geotechnical site characterization. Reference Manual. **Federal Highway Administration. U.S. Department Publication of Transportation**.
- FOSTER, R. S., 1975. **Physical Geology**, Merrill Publishing, Columbus, OH.
- FRANCISCO, J. B. M., ATENCIO, D. e McREATH, I. 2000. Minerais e rochas: constituintes da terra sólida. In: TEIXEIRA, W.; FAIRCHILD, T.R.; TOLEDO, M.C.; TAIOLI, F. ed. **Decifrando a Terra (capítulo 2)**. São Paulo, Oficina de Textos. p.27-42.
- GILL, S. A., 1970. **Load Transfer Mechanism for Caissons Socketed into Rock**. PhD Thesis, Northwestern University.
- GOODMAN, R. E. 1980. **Introduction to Rock Mechanics**. 1st Ed. California, John Wiley & Sons.

- GOODMAN, R. E. 1989. **Introduction to Rock Mechanics**. 2nd Ed., pp. 341-388. California, John Wiley & Sons.
- HIRANY, A. & KULHAWY, F.H. (1988). Conduct & Interpretation of Load Tests on Drilled Shaft Foundations: Detailed Guidelines, **Rpt. EL5915(1)**, Electric Power Research Inst., Palo Alto.
- HIRANY, A. e KULHAWY, F.H. (2002). On the Interpretation of Drilled Foundation Load Test Results, **Deep Foundations 2002 (GSP 116)**, Ed. M.W. O'Neill & F.C. Townsend, ASCE, Reston, 1018-1028.
- HIRANY, A., e KULHAWY, F.H. 1989. Interpretation of load tests on drilled shafts, Part 1: Axial compression. *In* **Foundation engineering: Current principles and practices (GSP 22)**, Edited by F.H. KULHAWY. ASCE, New York. pp. 1132–1149.
- HOEK, E. e BROWN, E. T., 1980. **Underground Excavations in Rock**, Institution of Mining and Metallurgy, London
- HOEK, E. E BROWN, E. T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Vol 34, No 8, p. 1165-1186.
- HOEK, E. e DIEDERICHS, M.S. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 43, 203–2.
- HOEK, E. e MARINOS, P. 2007. A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. **Soils and Rocks**, No. 2., November 2007.
- HOEK, E., 1983. Strength of jointed rock masses. British Geological Society in London on February 23, 1983 and published in **Géotechnique**, Vol. 23, No. 3, 1983, pp. 187-223.
- HOEK, E., 1990. Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the hoek-brown failure criterion. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, vol. 27, N° 03, pp. 227-229.
- HOEK, E., 1995. Strength of rock and rock masses. **ISRM News Journal**, v.1, n.2, p.4-16.

- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. e CORKUM, B., 2002. Hoek-Brown criterion – 2002 edition. **5th North American Rock Mechanics Symposium**. Toronto, Canada. Vol. 1, p.267-273.
- HOEK, E.; KAISER, P.K. e BAWDEN, W.F., 1995. **Support of underground excavations in hard rock**. Rotterdam, Balkema. 215p.
- HOEK, E.1999. LECTURE - Putting numbers to geology – an engineer’s viewpoint. The Second Glossop Lecture – presented to the Geological Society, London. Published in the **Quarterly Journal of Engineering Geology**, Vol. 32, No. 1, 1999, pages 1 – 19.
- HORVATH, R. G. 1978. **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).
- HORVATH, R. G., 1982. **Drilled piers socketed into weak shale – methods of improving performance**. Ph. D. thesis. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ont.
- HORVATH, R. G., CHAE, K. J., 1989. Long-term settlement of model rock-socketed piers. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 26, pp. 348-358.
- HORVATH, R. G., e KENNEY, T. C., 1979. Shaft resistance of rock-socketed drilled piers, **Proc. Symp. Deep Found.**, ASCE. New York, pp. 182-214.
- HORVATH, R. G., KENNEY, T. C. e KOZICKI, P., 1984. Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock. **Can. Geot. J.**, 20, 4, 758-772.
- HORVATH, R. G., KENNY, T. C. e KOZICKI, P. 1983. Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock. **Canadian Geotechnical Journal** 20. pp. 758-772.
- JAEGER, J. C., 1971, Friction of Rocks and the Stability of Rock Slopes, **Geotechnique**, 21(2), Jun, 97-134.
- JUVÊNCIO, E. L., 2015. **Avaliação do comportamento de estacas parcialmente embutidas em rocha gnáissica**. Tese de doutorado do Programa de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

- KENNY, T.C., 1977. Factors to be considered in the design of piers socketed into rock. **Conf. on the Design and construction of Deep Foundations**, Canadian Soc. For Civil Engrg, Sudbury, Ontario, pp. 11-39.
- KULHAWY e PRAKOSO. 2007. Issues in Evaluating Capacity of Rock Socket Foundations. **Proceedings of 16th Southeast Asian Geotechnical Conference**, Kuala Lumpur, 2007, 51-61.
- KULHAWY, F. H. e CARTER, J. P., 1992a. Settlement and bearing capacity of foundations on rock masses. Chapter 12 in *Engineering in Rock Masses*, F. G. BELL. (ed.) Butterworth Heinemann, Oxford, London.
- KULHAWY, F. H. e CARTER, J. P., 1992b. Socketed foundations in rock masses. Chapter 25 in *Engineering in Rock Masses*, F. G. BELL. (ed.) Butterworth Heinemann, Oxford, London
- KULHAWY, F. H. e GOODMAN, R. E. 1987. Foundation in Rock. **Ground Engineering References Book**. F. G. BELL (ed.), Butterworth, London, 55/1-55/13.
- KULHAWY, F. H. e GOODMAN, R. E., 1980. Design of Foudations on discontinuous rock. **International Conference on Structural Foundations on Rock**, v. 1, pp. 209-220, Sydney, Austrália.
- KULHAWY, F. H. e GOODMAN, R. E., 1987. 'Foundations in rock', Chapter 55 in *Ground Engineers Reference Book*, F. G. Bell (ed.) Butterworths, Oxford, London.
- KULHAWY, F. H. e HIRANY, A. 2009. Interpreted Failure Load for Drilled Shafts via Davisson and L1-L2 . **ASCE. International Foundation Congress and Equipment Expo**.
- KULHAWY, F. H., 1978. Geomechanical model for rock foundation settlement, **J. Geotech. Engg. Div.**, ASCE, 104, GT2, 211-227
- KULHAWY, F.H. (2004). On the Axial Behavior of Drilled Foundations, **GeoSupport 2004 (GSP 124)**, Ed. J.P. Turner & P.W. Mayne, ASCE, Reston, 34-51.
- LADANYI, B. e ROY, 1972. Some aspects of bearing capacity of rock masses. Proc. **7th Canadian Symposium on rock Mechanics**, Edmonton.

- LADANYI, B., 1966. **Sort term behavior of clay around a circular tunnel**. Civil Engineering Department. Laval University. Québec.
- LADANYI, B., 1967. Expansion of cavities in brittle media. **International of rock mechanics & mining science**. Vol. 4, pp 301-328.
- LADANYI, B., 1968. ‘Rock failure under concentrated loading’, Chapter 13 in *Basic and Applied Rock Mechanics*, proc. **10th Symposium on Rock Mech.**, Austin, Texas.
- LADANYI, B., 1977. Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design: Discussion. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 14, pp. 153-155.
- LOPES, F. R. 1979. **The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method**. 1979. PhD Thesis - University of London, London.
- MARINOS, P. e HOEK, E. 2001. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Paper published in **Bull. Eng. Geol. Env. (2001)**. 60, 85-92.
- MARINOS, V., MARINOS, P e HOEK, E. 2005. The geological strength index: applications and limitations. Paper published in **Bull. Eng. Geol. Env. (2005)** 50, 55-65.
- NEW YORK CITY BUILDING CODE**. 2008. Chapter 18: soils and foundations. p. 388.
- NIYAMA, S., AOKI, N. e CHAMECKI, P. R. 2009. Verificação de desempenho. In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. S., FROTA, R. G. Q. e NIYAMA, S. **Fundações Teoria e Prática**, 2nd Edição, São Paulo: Editora Pini, p. 723-751.
- NUNES, A. L. L. S., (1989). **Um estudo sobre as características de resistência e deformabilidade de arenitos**. Rio de Janeiro, Dissertação de mestrado, 263 p., Departamento de Engenharia Civil da PUC-RJ.
- O’ROURKE, T.D. e KULHAWY, F.H. (1984). “Observations on Load Tests on Drilled Shafts”, **Drilled Piers & Caissons II**, Ed. C.N. Baker, ASCE, New York, 113- 128.

- PALMSTROM, A., 1982. The Volumetric Joint Count: A Useful and Simple Measure of the Degree of Rock Mass Jointing," **Proceedings of the 4th Congress of the International Association of Engineering Geologic**, 5:221-228.
- PEASE, K. A. e KULHAWY, F. H., 1984. Behavior Of Rock Anchors And Sockets. **The 25th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS)**, 25-27 June, Evanston, Illinois.
- PECK, R. B., HANSON, W. E. e THORNBURN, T. H., 1974. **Foundation Engineering**, 2^a Edição. Nova Iorque, Wiley.
- PELLS, P. J. N. e TURNER, R. M., 1979. Elastic solutions for the design and analysis of rock-socketed piles. **Canadian Geotechnical Journal**, vol 16, pag. 481-487.
- PELLS, P. J. N. e TURNER, R. M., 1980. 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., DOUGLAS, D. J., RODWAY, B., THORNE, C. P. e MACMAHON, B. R., 1978. Design loadings for Shales and Sandstones in the Sidney Region. **Australian Geomechanics Journal**, G8.
- PELLS, P. J. N., MOSTYN, G. e WALKER, B. F., 1998. Foundations on Sandstones in the Sidney Region. **Australian Geomechanics**. Dec 1998.
- PELLS, P. J. N., ROWE, R. K., TURNER, R. M., 1980. An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone. In: **Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock**, v. 1, pp. 291-302, Sydney, Austrália.
- PEREIRA, T. A. B. P. 2012. **Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a compressão axial. aplicações na região administrativa especial de Macau**. Tese de dissertação do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- PINTO, C. S. 2006. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3^a Edição. Editora Oficina de Textos. São Paulo.
- POULOS, H. G. e DAVIS, E. H., 1974. **Elastic solution for soil and rock mechanics**. , Wiley, New York.

- POULOS, H. G., DAVIS, E.H., 1968. The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. **G. Cotechnique**, 18(3), pp. 351-371.
- PRIEST, S.D., e HUDSON, J.A., 1976. Discontinuity Spacings in Rock, **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 13:135-148.
- ROSENBERG, P. e JOURNEAUX, N. L. 1976. Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. **Canadian Geotechnical Journal**, 13, pp. 324-333.
- ROWE, R. K. e ARMITAGE, H. H., 1987a. A Design Method for Drilled Piers in Soft Rock. **Canadian Geotechnical Journal** 24. pp. 126-142.
- ROWE, R. K. e ARMITAGE, H. H., 1987b. Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock. **Canadian Geotechnical Journal** 24. pp. 114-125.
- ROWE, R. K., BOOKER, J. R. e BALAAM, N. P. 1978. Application of the initial stress method to soil-structure interaction. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**. Vol. 12. pp. 873-880.
- ROWE, R. K., e ARMITAGE, H. H., 1984. **The design of piles socketed into weak rock**. Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London, Ont., Research Report GEOT-11-84
- SERAFIM, J.L., e PEREIRA, J.P., 1983. Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski," Proc. **Int. Symposium on Engineering Geology and Underground Construction**, LNEC, Lisbon, Portugal, Vol. 1, pp. II. 33 II. 42.
- SOWERS, G. F., 1979. **Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering** (4th edn), MacMillan, New York .
- VAN DER VEEN, C., 1953. The Bearing Capacity of a Pile, **Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Zurich, vol. II.
- VELLOSO, D. A. e LOPES, F. R. 2011. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Ed. Oficina de Texto. pp. 433 – 435.

- VESIC, A. S. (1977). Design of Pile Foundations. Washington: Transportation Research Board, **National Research Council**, synthesis of highway practice, 42 ed.
- WILLIAMS, A. F., DONALD, I. B., CHIU, H. K., 1980a. Stress distributions in rock socketed piles. In: **Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock**, v. 1, pp. 317-325, Sydney, Austrália.
- WILLIAMS, A. F., JOHNSTON, I. W., DONALD, I. B.,. 1980b. 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.
- ZHANG, L. e EINSTEIN, H. H. 1998. End bearing capacity of drilled shafts in rock. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. pp. 1106-1110.

APÊNDICE I
MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS EM
ROCHA

MÉTODO DE LADANYI (1977)

LADANYI (1977) propõe uma solução para a distribuição de carga entre lateral e ponta apresentada na Figura A1.

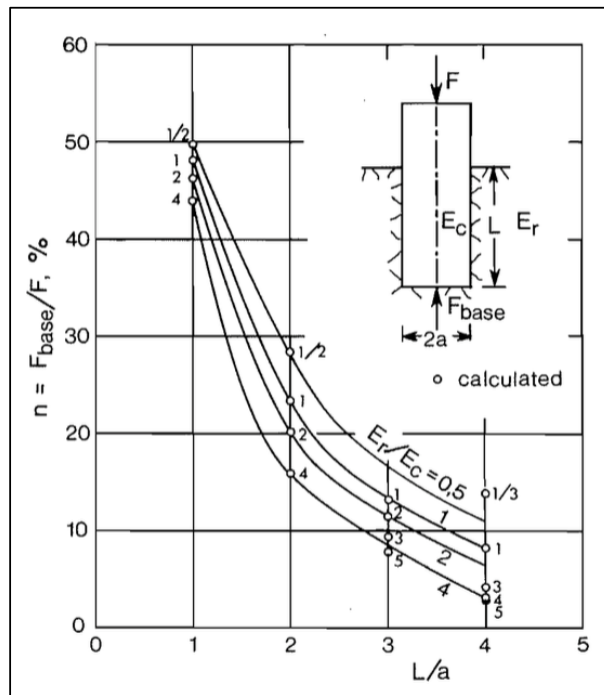


Figura A1 – Distribuição de carga na ponta em função da relação de embutimento L/R e da rigidez da rocha e estaca (LADANYI, 1977).

Assim, selecionado o diâmetro da estaca e determinados os módulos de elasticidade da rocha e do concreto da estaca, é possível estimar o percentual de carga mobilizada na ponta e no fuste e calcular o comprimento ótimo da estaca. Na Figura A1 observa-se que a resistência da ponta última só pode ser alcançada para relações de embutimento (L/a) muito baixas, representadas por estacas com diâmetros muito grandes ou profundidades de embutimento muito pequenas. Ambos os casos correspondem a condições de projeto inadequadas, visto que diâmetros muito grandes requerem ampla área e quantidade de material e pequenas profundidades podem acarretar em estaca

apoiada em rocha muito alterada. Assim, LADANYI (1977) sustenta que a estaca deve ser dimensionada preferencialmente com a capacidade de carga lateral próxima da capacidade última observada.

MÉTODO DE PELLIS E TURNER (1979)

De forma análoga à proposta por LADANYI (1977), PELLIS e TURNER (1979) apresentam ábaco para dimensionamento de estaca baseado na distribuição de carga aplicada para a base em função de diferentes razões de embutimento e rigidezes, indicado na Figura A2.

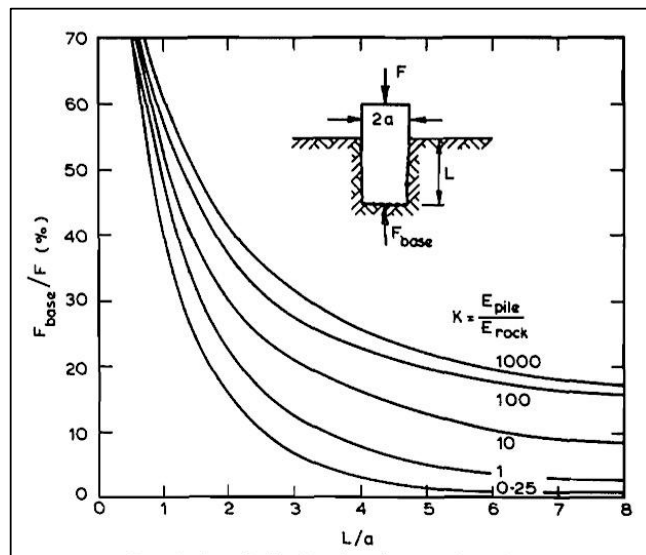


Figura A2 – Correlação entre carga na ponta e relação de embutimento L/R (PELLIS e TURNER, 1979).

Para o cálculo de recalques, ρ , de estacas escavadas em rocha os autores propõem as curvas de fator de influência de recalque, I_ρ , o qual é função da razão de embutimento (L/a) e da relação entre os módulos da estaca e da rocha (E_c/E_i), conforme apresentado na Figura A3.

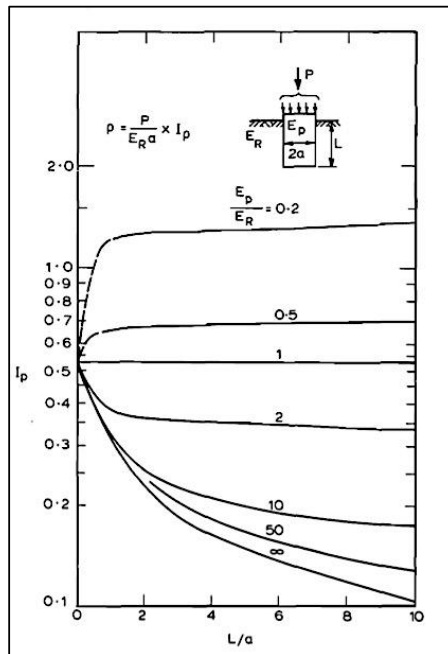


Figura A3 – Fator de recalque, I_p , de PELLIS e TURNER (PELLIS e TURNER, 1979).

Assim, o recalque é calculado por $\rho = P / (E_i a) I_p$, onde P é a carga vertical aplicada na estaca, E_R é o módulo de elasticidade da rocha e a é o raio da estaca.

Considerando que o coeficiente de Poisson de rochas geralmente varia entre 0,10 e 0,30, e o do concreto da estaca varia entre 0,15 e 0,30, não se observa variação significativa do I_p com a variação desse coeficiente e, desta forma, é usual adotar-se um valor igual a 0,25 para ambas, rocha e estaca. Os autores sugerem o cálculo do I_p para a solitação da resistência lateral apenas, por meio da Figura A4.

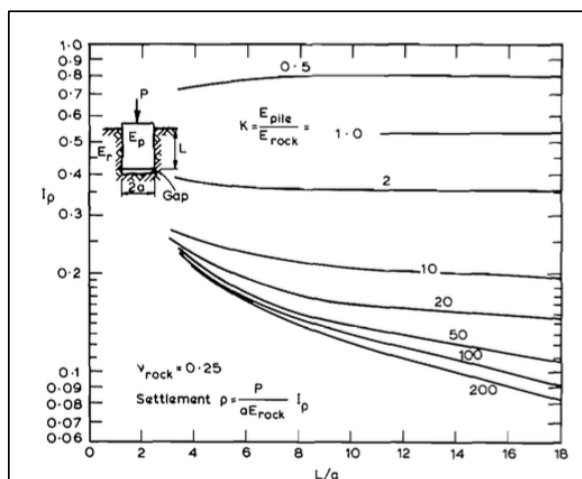


Figura A4 – Fator de recalque, I_p , para solitação de resistência lateral (PELLIS e TURNER, 1979).

As tensões admissíveis na ponta e na lateral da estaca podem ser determinadas em provas de carga ou estimadas por valores típicos determinados em ensaios de estacas em arenitos e folhelhos tabelados por PELLIS *et al.* (1978) e atualizados por PELLIS *et al.* (1998) e que são indicados nas Tabelas A1 e A2.

Tabela A1 – Valores para Resistência de Ponta em Arenitos (Adapt. PELLIS e TURNER, 1980; PELLIS *et al.*, 1978 ; e PELLIS *et al.*, 1998).

Classe	Descrição Geral de Campo	Grau de Fraturamento	Resistência a compressão uniaxial, q_u [MPa]	Resistência última de ponta [MPa]*	Resistência última de ponta Permitida [MPa]**	Resistência última de adesão lateral [kPa]***	Típico E de campo [MPa]
I	Arenito de alta resistente; amostras de 50mm de diâmetro não são quebrada manualmente; ranhuradas por metal afiado	Muito pouco fraturado ou intacto	>24	>120	12	3000	>2000
II	Arenito de resistência média a alta; seções de amostras são quebradas manualmente com dificuldade; facilmente ser ranhurada por metal afiado	Pouco fraturado	12 -24	60 - 120	0.5 q_u Max. 12	1500 - 3000	900 - 2000
III	Arenito de resistência média a alta; seções de amostras quebradas manualmente com facilidade; ranhurada por metal afiado	Fraturado	7 -12	20 - 40	0.5 q_u Max. 6	800 - 1500	350 - 2000
IV	Arenito de resistência baixa; seções de amostras são quebradas com facilidade; muito facilmente ser ranhurada ou cortadas por metal afiado	Fraturado	2 -7	4 -15	0.5 q_u Max. 3.5	250 - 800	100 - 700
V	Arenito de resistência muito baixa; estrutura evidente mas com zonas de esfrelamento comuns; desagregado facilmente com as mãos	Altamente fraturado ou fragmentado	Normalment e não medido	>3	1.0	150	50 - 100

* Valor último da resistência de ponta ocorre para altos recalques (>5% da menor dimensão da fundação)
**Tensão na ponta que causa recalque <1% da menor dimensão da fundação
***Furo limpo com rugosidade R2 ou melhor

Tabela A2 – Valores para Resistência de Ponta em Folhelho (Adapt. PELLIS e TURNER, 1980; PELLIS *et al.*, 1978 ; e PELLIS *et al.*, 1998).

Classe	Resistência última de ponta [MPa]*	Resistência última de ponta Permitida [MPa]**	Resistência última de adesão lateral [kPa]***	Típico E de campo [MPa]
I	>120	Max. 8	1000	>2000
II	30 - 120	0.5 q_u Max. 6	600 - 1000	700 - 2000
III	6 - 30	0.5 q_u Max. 3.5	350 - 600	200 - 1200
IV	>3	1.0	150	100 - 500
V	>3	0.7	50 - 100	50 - 300

* Valor último da resistência de ponta ocorre para altos recalques (>5% da menor dimensão da fundação)
**Tensão na ponta que causa recalque <1% da menor dimensão da fundação
***Furo limpo com rugosidade R2 ou melhor

Além dos valores indicados nas tabelas, os autores sugerem valores máximos admissíveis em função da resistência à compressão uniaxial da rocha σ_{ci} para as tensões lateral τ_f e da ponta q_f :

$$\tau_f = 0,05\sigma_{ci} \quad (A1.1)$$

$$q_f = 0,5\sigma_{ci} \quad (A1.2)$$

Em resumo, há dois modos de se dimensionar a estaca por esse método:

i. Modo I

Conhecidas as tensões admissíveis na ponta e lateral (assumidos recalques menores que 1% do diâmetro da estaca) e a solicitação de projeto, escolhe-se um diâmetro para a estaca e calcula-se a solicitação na ponta. O cálculo do comprimento da estaca se torna trivial, visto que é determinada a diferença entre solicitação de projeto e a da ponta. Finalmente, com as curvas $F_b/F_t, \% \times L/a$ e a razão E_p/E_R , pode-se conferir se a percentagem de carga que atinge a ponta é igual a calculada. Caso a solicitação na lateral exceda a admissível, devido ao comportamento elásto-plástico da tensão lateral, o excesso de tensão é transmitido para a base.

ii. Modo II

Conhecidos as tensões admissíveis (assumidos recalques menores que 1% do diâmetro da estaca) e os módulos de elasticidade da rocha e da estaca e de um diâmetro proposto, assume-se que a carga aplicada mobilize somente a resistência lateral. Assim, o comprimento da estaca é calculado por meio das curvas $F_b/F_t (\%) \times L/a$, considerando que $F_b/F_t (\%) = 100\%$. O comprimento L é determinado em função da razão E_p/E_r de projeto, do valor admissível para a tensão de cisalhamento lateral, em regime elástico. A carga em excesso é transferida para a ponta, a qual será comparada com a carga admissível da rocha na ponta da estaca.

Finalmente o recalque pode ser calculado a partir do fator de influência de recalque, I_p .

MÉTODO DE KULHAWY E GOODMAN (1980)

KULHAWY (1978) correlacionou o RQD do maciço com a relação entre rigidez normal das descontinuidades e o módulo da rocha, E_r/K_n , com o fator de redução do módulo, $\alpha_E = E_m/E_r$ (Figura A5), permitindo a determinação do módulo do maciço.

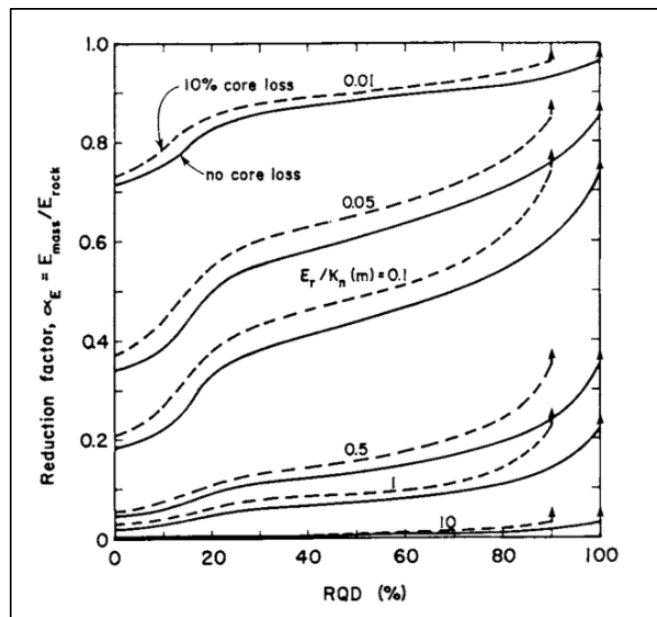


Figura A5 – Correlação RQD, E_r/K_n e E_m/E_r (KULHAWY, 1978).

Mais tarde, KULHAWY e GOODMAN (1980) estudaram a capacidade de carga última, q_{ult} (resistência de ponta), de maciços rochosos para os diferentes modos de ruptura propostos por SOWERS (1979) e apresentados na Figura A6.

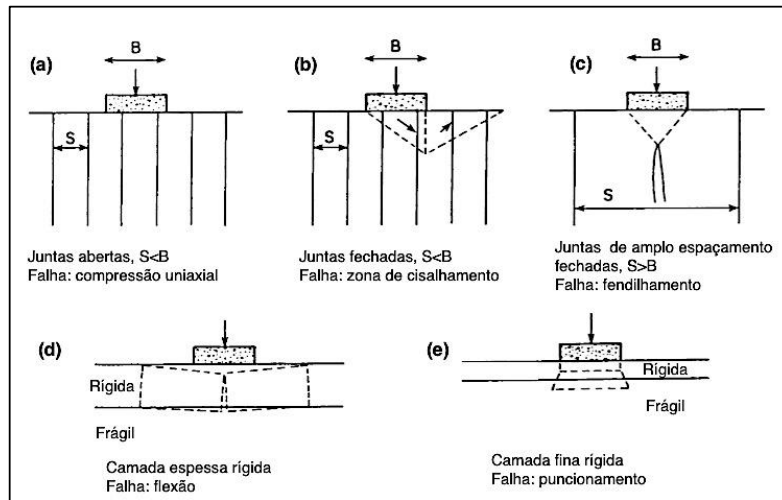


Figura A6 – Modos de ruptura do maciço rochoso sob carregamentos de fundações superficiais (Adapt. SOWERS, 1979).

KULHAWY e GOODMAN (1980) propõem expressões da capacidade de carga última em função do tipo de ruptura do maciço:

- i. Maciço com juntas abertas e pouco espaçadas e abertas com ruptura por compressão uniaxial segundo o critério de de Mohr-Coulomb:

$$q_{ult} = \sigma_c = 2 c \tan(45 + \phi/2) \quad (A1.3)$$

- ii. Maciço com juntas fechadas e pouco espaçadas com ruptura por cisalhamento segundo a solução de BELL apresentada por SOWERS (1979) e modificada por KULHAWY e CARTER (1992a) para englobar fatores de forma da fundação, $\zeta's$:

$$q_{ult} = \zeta_{cs} c N_c + \zeta_{\gamma s} \frac{B \gamma}{2} N_\gamma + \zeta_{qs} \gamma H N_q \quad (A1.4)$$

Onde:

B : largura da fundação (diâmetro no caso de estacas cilíndricas);

γ : peso específico da rocha;

H : profundidade;

c : intercepto coesivo do critério de Mohr-Coulomb; e

N_c, N_γ, N_q : fatores de capacidade de carga definidos por:

$$N_c = 2N_\phi^{0.5}(N_\phi + 1)c \quad (\text{A1.5})$$

$$N_\gamma = 2N_\phi^{0.5}(N_\phi^2 - 1); \quad (\text{A1.6})$$

$$N_q = N_\phi^2; \quad (\text{A1.7})$$

$$\zeta_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c}; \quad (\text{A1.9})$$

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2); \quad (\text{A1.8})$$

$$\zeta_{\gamma s} = 0.6; \text{ e} \quad (\text{A1.10})$$

$$\zeta_{qs} = 1 + \text{tang}(\phi). \quad (\text{A1.11})$$

Em fundação profunda, os termos $\zeta_{\gamma s} \frac{By}{2} N_\gamma$ e $\zeta_{qs} \gamma H N_q$ são comparativamente menores que $\zeta_{cs} c N_c$ e podem ser desprezados. Assim, uma capacidade de carga relativamente conservativa é:

$$q_{ult} = \zeta_{cs} c N_c \quad (\text{A1.12})$$

iii. Maciço com juntas fechadas e muito espaçadas com ruptura por fendilhamento e solução dada por BISHNOI (1968):

Para fundação circular:

$$q_{ult} = JcN_{cr} \quad (\text{A1.13})$$

$$\text{com } N_{cr} = \frac{2(N_\phi)^{0.5}}{N_\phi - 1} \left[N_\phi \left(\frac{S}{B} \right)^{\left(1 - \frac{1}{N_\phi} \right)} - 1 \right] \text{ (GOODMAN, 1980)} \quad (\text{A1.14})$$

Para fundação retangular:

$$q_{ult} = 0.85 JcN_{cr} \quad (A1.15)$$

Para fundação corrida ($L/B = 32$):

$$q_{ult} = \frac{JcN_{cr}}{(2.2 + 1.8 L/B)} \quad (A1.16)$$

Onde:

$$N_{cr} = \frac{2(N_\phi)^2}{1 + N_\phi} \cot(\phi) \left(\frac{S}{B}\right)^{\left(1 - \frac{1}{N_\phi}\right)} - N_\phi \cot(\phi) + 2(N_\phi)^{\frac{1}{2}} \quad (A1.17)$$

Neste caso, L é o comprimento superficial corrido da fundação e J é um fator de correlação, mostrado na Figura A7. Essa relação é válida para o intervalo $q_u < JcN_{cr} < JcN_c$.

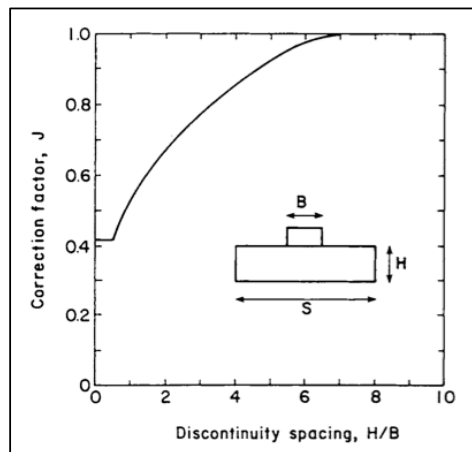


Figura A7 – Fator de correlação J (BISHNOI, 1968).

iv. Maciço com camada rígida espessa sobre camada frágil com ruptura por flexão, estimada em duas vezes a resistência à tração da rocha, que segundo KULHAWY e CARTER (1992a) se situa entre 10 e 15% de σ_c :

$$q_{ult} = 2T_0 \quad (A1.18)$$

v. Maciço com camada rígida fina sobre camada frágil com ruptura por puncionamento, estimada igual a resistência à tração da rocha:

$$q_{ult} = T_0 \quad (A1.19)$$

Portanto, a partir dos parâmetros de resistência c e ϕ do maciço, além de sua caracterização geomecânica, pode-se estimar a capacidade de carga de ponta da estaca.

KULHAWY e GOODMAN (1980) defendem que o mesmo fator de redução do módulo de elasticidade aplicado no módulo da rocha para se estimar o módulo do maciço (procedimento da Figura A5) pode ser realizado para reduzir c ou σ_c da rocha ao valor do maciço. Além disso, o ângulo de atrito do maciço ϕ deve ter valor compreendido entre 50 e 75% do ângulo de atrito da rocha intacta. KULHAWY e GOODMAN (1987) relacionaram parâmetros do maciço em função de dois intervalos de RQD, como apresentado na Tabela A3.

Tabela A3 – Parâmetros de resistência do maciço em função do RQD (KULHAWY e GOODMAN, 1987).

RQD (%)	Propriedades do Maciço Rochoso		
	Resistência à compressão Uniaxial	Coesão, c	Ângulo de Atrito
0 - 70	$0,33\sigma_c$	$0,1\sigma_c$	30^0
70 - 100	$0,33 - 0,8\sigma_c$	$0,1\sigma_c$	$30^0 - 60^0$

σ_c = resistência à compressão uniaxial da rocha intacta

KULHAWY e CARTER (1992a) sugerem calcular um limite inferior da resistência de maciços rochosos fraturados adotando o critério de ruptura de HOEK e BROWN (1980). Os pesquisadores alertam que esse critério é bastante empírico e sua aplicabilidade está intimamente relacionada ao grau de experiência do engenheiro geotécnico e seu poder de descrição das condições geomecânicas do maciço.

Nessa abordagem, para uma situação de ruptura, assume-se que o maciço sob a área da fundação corresponde a uma zona com tensão principal maior $\sigma_1 = \sigma_c$, enquanto o maciço vizinho apresenta tensão vertical nula, $\sigma_3 = 0$. Trata-se de uma hipótese que retrata a análise de limite inferior e a favor da segurança. Tendo em vista que $\sigma_1 = \sigma_{cm}$ = resistência à compressão uniaxial do maciço, na zona adjacente tem-se $\sigma_{cm} =$

$s^{0.5}\sigma_c$. Na zona abaixo da fundação, $\sigma_1 = q_{ult}$ para $\sigma_3 = \sigma_{cm} = s^{0.5}\sigma_c$, que aplicados no critério resulta em:

$$q_{ult} = \sigma_c [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}] \quad (A1.20)$$

KULHAWY e GOODMAN (1980) propuseram estimar capacidade de carga lateral adotando os valores sugeridos por HORVATH (1978), como sendo entre $0,025\sigma_c$ e $0,2\sigma_c$. Essa faixa de valores foi mais tarde atualizada por KULHAWY e CARTER (1992a), que propõem estimar a capacidade de carga lateral adotando os valores sugeridos por ROWE e ARMITAGE (1984):

$$\tau = 0.45\sqrt{\sigma_c} \text{ (para rugosidades R1, R2, R3);} \quad (A1.21)$$

$$\tau = 0.6\sqrt{\sigma_c} \text{ (para rugosidade R4); e} \quad (A1.22)$$

No entanto, os autores recomendam que τ não ultrapasse $0,15\sigma_c$, a menos que esse valor demonstre ser confiável e verificado em provas de carga e experiência local. Também sugerem usar as correlações empíricas de WILLIAMS *et al.* (1980b), que além de considerar a resistência uniaxial da rocha intacta também usa um fator de redução devido ao grau de alteração do maciço (Figura A18).

Ainda segundo KULHAWY e CARTER (1992a), quando o concreto usado na estaca tem resistência à compressão uniaxial, f'_c , menor que a da rocha intacta, σ_c , o concreto então governa o comportamento da resistência lateral, que pode ser aproximada por $0.05f'_c$.

Fundação embutida em rocha

A capacidade de carga da ponta da estaca é estimada segundo os procedimentos determinadores pelos modos de ruptura do maciço rochoso (Figura A6), mas com a ressalva de que não pode ser superior a duas vezes a mesma resistência do maciço para carga aplicadas na superfície (fundação superficial, sem embutimento). O recalque também diminui com o embutimento (KULHAWY e GOODMAN,1980) e fator de redução de recalque para uma estaca rígida em meio elástico e isotrópico pode ser determinado conforme a Tabela A4 (POULOS e DAVIS, 1968).

Tabela A4 – Fator de recalque (Adaptado de POULOS e DAVIS, 1968).

Fator de Redução de Recalque						
Embutimento <i>Profundidade</i> <i>raio da estaca</i>	0	2	4	6	8	10
$\nu = 0,0$	1,0	1,4	2,1	2,2	2,3	2,4
$\nu = 0,3$	1,0	1,6	1,8	1,6	1,9	2,0
$\nu = 0,5$	1,0	1,4	1,6	1,6	1,7	1,8

Os pesquisadores sugerem que a determinação da distribuição da carga aplicada para o fuste e a ponta a partir da tensão σ_y em uma profundidade y , em função dos parâmetros de deformabilidade da rocha e estaca, da relação de embutimento e do ângulo de atrito representativo da interface, ϕ , por meio da expressão:

$$\sigma_y = \left[\sigma_{total} + \frac{c}{\mu Q} \right]^{-4\mu Q y / D} - \frac{c}{\mu Q} \quad (A1.23)$$

Onde $Q = \frac{\nu_c}{(1-\nu_c)+(1+\nu_r)E_c/E_r}$ (os subscritos c e r designam estaca e rocha, respectivamente), $\mu = \tan(\phi)$, D é o diâmetro da estaca e c é a coesão da interface.

A variação do ângulo de atrito na interface é um artifício capaz de simular o comportamento da estaca para diferentes integridades da interface. Os autores sugerem que $\phi = 70^\circ$ representa a solução para o estado elástico e com coesão ativa na interface (Figura A8). Essa solução foi confirmada pela comparação com a modelagem da interface coesa e linear elástica de PELLIS e TURNER (1979).

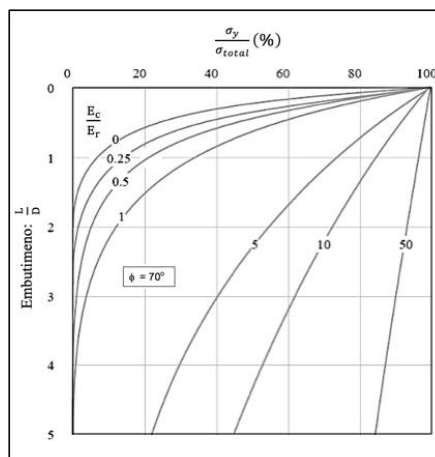


Figura A8 – Influência do ângulo de atrito da interface na distribuição de carga para a ponta da estaca (PELLIS e TURNER, 1979).

KULHAWY e GOODMAN (1980) observaram que para um mesmo comprimento e raio de estaca, cargas maiores que a necessária para mobilizar toda a resistência lateral e conseqüente deslizamento relativo (indicado pelo acréscimo de recalque) na interface fazem com que os pontos correspondentes a curva com $\phi = 70^\circ$ sejam transferidos para um curva com $\phi \approx 30^\circ$ (Figura A9). Logo, as curvas para $\phi \approx 30^\circ$ representam a relação entre a carga solicitada na lateral e ponta para a situação onde há perda da coesão da interface e maiores transferências de carga para a ponta devido ao deslizamento. Esse estágio é denominado “elástico-friccional” devido ao domínio da fricção na interface.

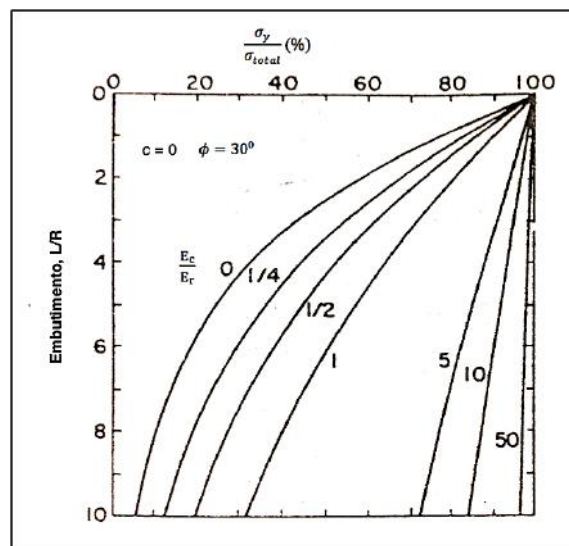


Figura A9 – Influência do ângulo de atrito da interface na distribuição de carga para a ponta da estaca KULHAWY e GOODMAN (1980).

De uma análise simples na Figura A9, constata-se que quanto mais rígida for a rocha em relação à estaca, menos carga é transferida para a ponta e a resistência lateral domina. Por outro lado, quando a resistência da rocha é muito baixa, praticamente toda a carga é transferida para a ponta.

O MÉTODO

KULHAWY e GOODMAN (1987) propuseram um método de dimensionamento enfatizando considerações práticas.

Recalque

O cálculo do recalque da fundação exige a caracterização geomecânica no maciço. No entanto, na maioria das situações práticas essa caracterização é inviável, levando à simplificações e uso de relações empíricas.

KULHAWY (1978) reporta que o fator de redução do módulo, $\alpha_E = E_m/E_r$ (Figura A5) varia entre 0,1 e 0,6. Desta forma, esse intervalo é usado para calcular uma estimativa inicial para o recalque em uma estaca em meio elástico e isotrópico, como segue:

$$\rho \approx \frac{0.4P}{\alpha_E E_r D^{0.5}} \quad (\text{A1.24})$$

Onde α_E varia entre 0,1 e 0,6, P é a carga axial, E_r é o módulo da rocha intacta, D é o diâmetro da estaca.

No entanto, esse recalque será reduzido para o caso de fundação em estacas devido aos efeitos do embutimento. Essa redução adotada pelos autores é a mesma de PELLIS e TURNER (1979), ilustrada na Figura A3, para a situação inicial onde a estaca ainda está solidária à rocha. E, para quando a estaca desliza, a proposta sugerida por POULOS e DAVIS (1968), conforme Tabela A4, e atualizada por POULOS e DAVIS (1974) na Figura A10 para o caso de uma estaca rígida em um meio elástico e isotrópico, é a adotada.

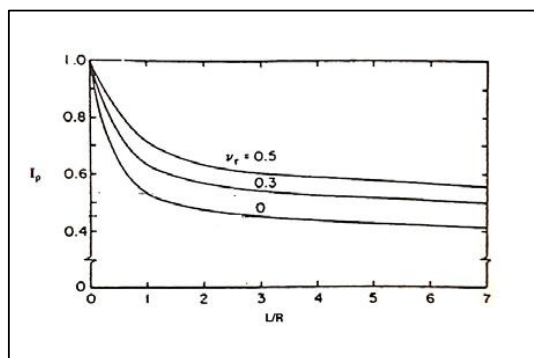


Figura A10 – Fator redutor de recalque devido ao embutimento (POULOS e DAVIS, 1974).

Capacidade de carga de ponta

A capacidade de carga da maciço é calculada segundo a abordagem feita pelos autores anos antes em KULHAWY e GOODMAN (1980) e ela depende o grau de fraturamento do maciço (conforme a Figura A6).

Com o decréscimo do espaçamento das descontinuidades, a q_{ult} varia até atingir um limite inferior, representando uma situação onde o maciço se comporta como um modelo de juntas abertas e de espaçamento reduzido. Esse limite é, portanto, σ_c e expresso por:

$$\sigma_c < JcN_{cr} < \zeta_{cs}cN_c \quad (A1.25)$$

Aconselha-se, no entanto, usar $q_{ult} = \sigma_c$ quando não se dispõe da caracterização geomecânica do maciço e fator de segurança entre 2 e 4.

Capacidade de carga lateral

Existem três propostas diferentes para o cálculo da estimativa da capacidade de carga lateral que pode ser adotada nesse método de dimensionamento.

A primeira se baseia em HORVATH e KENNEY (1979) e é também uma correlação experimental entre a resistência lateral e a resistência à compressão uniaxial do material menos resistente entre rocha e concreto. A Figura A11 mostra essa correlação.

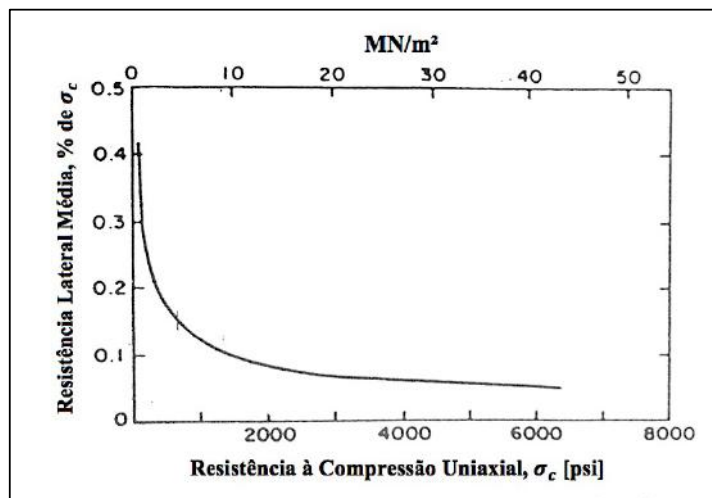


Figura A11 – Correlação experimental entre a resistência lateral e a resistência à compressão uniaxial (adapt. HORVATH e KENNEY (1979)).

A segunda é a de WILLIAMS *et al.* (1980b) e adota o ábaco indicado na Figura A18. A terceira e última proposta é a de ROWE e ARMITAGE (1984):

$$\tau = 0.45\sqrt{\sigma_c} \text{ (para rugosidades R1, R2, R3);} \quad (\text{A1.26})$$

$$\tau = 0.6\sqrt{\sigma_c} \text{ (para rugosidade R4); e} \quad (\text{A1.27})$$

Distribuição de carga na estaca

Para pequenos recalques, na ordem de 10 mm, o sistema estaca-rocha é elástico. Para recalques maiores, ocorre ruptura e relativo deslocamento entre estaca e rocha, resultando na perda do regime linear elástico. Para recalques entre 20 e 30 mm, a resistência lateral é residual e a ponta é solicitada até a sua capacidade máxima, que ocorre para recalques na ordem 5 a 10% do diâmetro da estaca.

No estágio elástico linear, a distribuição de carga adotada é a mesma de PELLIS e TURNER (1979), conforme a Figura A2.

No estágio residual, usa-se a metodologia sugerida pelos pesquisadores em KULHAWY e GOODMAN (1980) para modelagem do comportamento chamado “elástico-friccional”, conforme a Figura A9.

O uso dos dois dimensionamentos pode ser limitado pela capacidade de carga máxima da ponta e recalques admissíveis. Ainda, KULHAWY e CARTER (1992b) recomendam o dimensionamento da estaca em estado “elástico-friccional”, visto a vantagem econômica ser interessante.

Dimensionamento

O procedimento de dimensionamento é o a seguir:

1. Selecionar um diâmetro
2. Estimar as capacidades de carga máximas admissíveis na lateral e na ponta conforme Tabela A5.

Tabela A5 – Tensão máxima admissível (Adapt. KULHAWY e GOODMAN, 1980).

Condição do Maciço	Tensão de Ponta Máxima Admissível de Projeto , q_{ult}	Tensão Lateral Máxima Admissível de Projeto , τ_d		
		HORVATH e KENNEY (1979)	WILLIAMS <i>et al.</i> (1980b)	ROWE e ARMITAGE (1984)
Rocha intacta	$q_{ult} = 2ctan(45 + \phi/2)$	Figura A11	Figura A17	$\tau_d = 0,45\sqrt{\sigma_c}$ (Para rugosidades R1, R2, R3) ou $\tau_d = 0,6\sqrt{\sigma_c}$ (para rugosidade R4) Obs.: $\tau_d \leq 0,15\sigma_c$ Na falta de ensaios e experiência local
Juntas abertas $S < D$	$q_{ult} = 2ctan(45 + \phi/2)$ $q_{ult} = \sigma_c[s^3 + (m_b s^3 + s)^a]$			
Juntas fechadas $S < D$	$q_{ult} = \zeta_{cs} c N_c$			
Juntas fechadas $S > D$	$q_{ult} = J c N_{cr}$			
Maciço sem caracterização	$q_{ult} = \frac{\sigma_c}{FS}$ FS entre 2 e 4			

3. Estimar o recalque máximo

$$\rho \approx \frac{0.4P}{\alpha_E E_r D^{0.5}} \quad (A1.28)$$

com α_E determinado na Figura A5 .

4. Admitir que a carga aplicada mobiliza toda a resistência lateral e determinar

$L_{m\acute{a}x}$:

$$L_{m\acute{a}x} = \frac{P}{\pi D \tau_d} \quad (A1.29)$$

5. Selecionar a curva de distribuição de carga em função do comportamento da interface estaca-rocha, elástico com adesão (Figura A8) ou “elástico-friccional” (Figura A9) e determinar a proporção entre a carga lateral e de ponta. Verificar se a carga na ponta não ultrapassa a carga máxima admissível e o recalque admissível.

Sobre o recalque calculado inicialmente é aplicado o fator de redução devido ao embutimento conforme a Figura A3 ou a Figura A10

6. Com a nova distribuição de carga lateral, calcular novo L e nova relação entre as cargas laterais e de ponta. Verificar novamente se a carga de ponta máxima admissível é superior a calculada. Aplicar novo fator de redução no recalque calculado anteriormente.
7. Repetir o processo até que a carga de ponta seja próxima da máxima admissível, quando então o L calculado será o L ótimo.

MÉTODO DE ROWE E ARMITAGE (1987A)

ROWE e ARMITAGE (1987b) apresentaram uma série de soluções numéricas, relacionando o fator de influência de recalque, I_p , no topo da estaca com a proporção de carga transferida para a ponta, Q_p/Q_t , para diferentes relações de módulos de elasticidade, E_c/E_m . O coeficiente de Poisson da rocha foi assumido 0,3 e para a estaca de concreto isotrópico, homogêneo e elástico igual a 0,15. A Figura A12 ilustra uma das soluções para o caso de $E_c/E_m = 25$.

ROWE e ARMITAGE (1987a) caracterizam o problema como segue na Figura 2.50

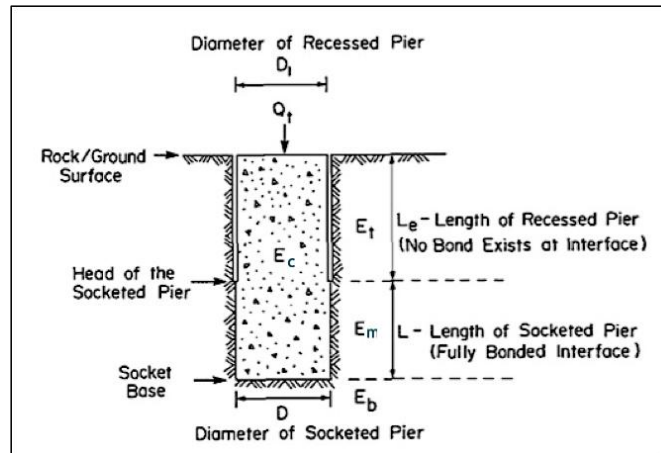


Figura A12 – Geometria e propriedades do sistema estaca-rocha modelado por ROWE E ARMITAGE (1987A).

O método é desenvolvido considerando: Carregamento axial e estático; Solicitação de ponte e lateral; Limpeza do fundo do furo e acumulação de detritos; Paredes do furo livres de lama e restos da perfuração; Paredes do furo em estado natural ou ranhuradas mecanicamente; Não há vazios nem cavidades ao longo do furo. Admite que o módulo da rocha e a tensão cisalhante máxima na interface estaca-rocha podem ser estimadas por correlações empíricas ou de testes de campo e a tensão cisalhante lateral é constante ao longo do comprimento da estaca, além da ruptura ocorrer somente na interface.

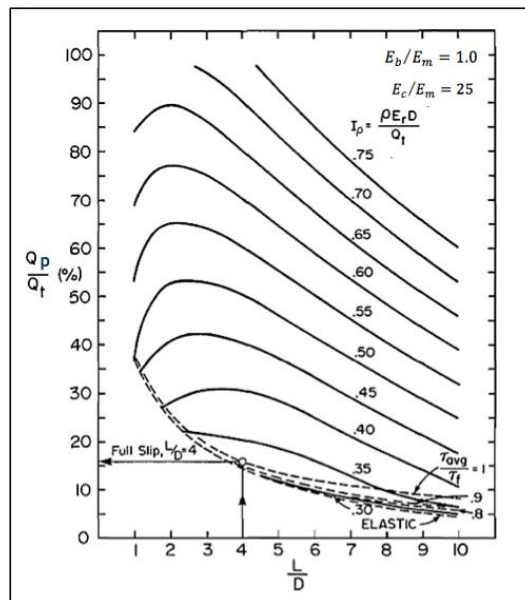


Figura A13 – Correlação entre distribuição de carga na estaca, L/D e fator de redução de recalque devido ao embutimento – para $E_b/E_m = 1,0$ (ROWE e ARMITAGE, 1987b).

Etapas do Método sem rebaixamento ($L_e = 0$, Figura A12)

- I. Adotar recalque máximo admissível, ρ_m (note-se que o recalque de projeto será $\rho_d = 0,5\rho_m$ devido ao recalque no tempo, após a construção); diâmetro da estaca, D ; módulo de elasticidade da estaca, E_c ; carga axial aplicada na estaca, Q_t ; e resistência à compressão uniaxial da rocha, σ_{ci} (obtida de ensaios de amostras representativas do maciço).
- II. Estimar a tensão de cisalhamento no fuste, τ_f , e o módulo da rocha, E_m . E determinar os parâmetros de dimensionamento, τ_d e E_d , com os fatores de redução parcial.

As estimativas iniciais do módulo de elasticidade da rocha, E_m , e da tensão de cisalhamento lateral mobilizada são obtidas conforme ROWE e ARMITAGE (1984), considerando as classes de rugosidade do furo R1, R2, R3 e R4, definidos por PELLIS *et al.* (1980), a partir das expressões (em MPa):

$$E_m = 215\sqrt{\sigma_{ci}} \quad (A1.30)$$

$$\tau_f = 0.45\sqrt{\sigma_{ci}} \text{ (para rugosidades R1, R2, R3)} \quad (A1.31)$$

$$\tau_f = 0.6\sqrt{\sigma_{ci}} \text{ (para rugosidade R4)} \quad (A1.32)$$

ROWE e ARMITAGE (1984) recomendam o uso de fatores de redução tanto para a resistência lateral quanto para o módulo da rocha para se obter os parâmetros de projeto, τ_d e E_d . Sustentam que a probabilidade do recalque ultrapassar o valor de projeto (ρ_d) é menor que 11% e 30% para os fatores de redução de 0,5 e 0,7, respectivamente. Além disso, a probabilidade do recalque ser o dobro do recalque de projeto é menor que 3%. Eles recomendam que seja usado, no mínimo, um fator de redução de projeto igual a 0,7. Logo:

$$\tau_d = f_\tau \tau_f = 0.7\tau_f \quad (A1.32)$$

$$E_{m,d} = f_E E_m = 0.7E_m \quad (A1.33)$$

- III. Calcular as razões entre os módulos $E_c/E_{m,d}$ e $E_b/E_{m,d}$.
- IV. Calcular o comprimento adimensional da estaca, $(L/D)_{m\acute{a}x} = Q_t/(\pi D^2 \tau_d)$, necessário para a mobilização lateral. Em seguida, calcular o fator de influência de recalque de projeto, $I_d = \rho_d E_{m,d} D / Q_t$. Finalmente estimar o percentual de camadas alteradas/compressíveis da lateral do fuste (se houver), $S = (\sum \text{comprimento da camada alterada}) / L = L_s / L$, e avaliar se:

- i. $L_s = 0$, prosseguir para a etapa V;
- ii. $L_s < D$, prosseguir para a etapa V e considerar Observação 1 da etapa VI;
- iii. $L_s > D$, estimar o módulo de elasticidade do material frágil dessas camadas, $E_s (\geq 0)$ e resistência ao cisalhamento da interface estaca-material frágil, τ_s ; e recalculer os parâmetros de entrada nas etapas anteriores a IV como segue:

$$\tau_d^* = f_\tau \tau^* = 0.7(S\tau_s + (1 - S)\tau) \quad (\text{A1.34})$$

$$(L/D)^*_{m\acute{a}x} = Q_t / (\pi D^2 \tau_d^*) \quad (\text{A1.35})$$

$$E_d^* = (1 - S + S(E_s/E_m))E_d \quad (\text{A1.36})$$

$$I_d^* = \rho_d E_d^* D / Q_t \quad (\text{A1.37})$$

Seguir para a etapa V e usar os parâmetros modificados*.

- V. Selecionar o gráfico de dimensionamento para os valores de $E_c/E_{m,d}$ e $E_b/E_{m,d}$ calculados na etapa III. No gráfico traçar a reta que liga os pontos de coordenadas $(L/D_{d,m\acute{a}x} = (L/D)_{m\acute{a}x} = Q_t/(\pi D^2 \tau_d), 0)$ e $(0, 100\%)$ com a curva correspondente ao I_d , como demonstrado na Figura A14.

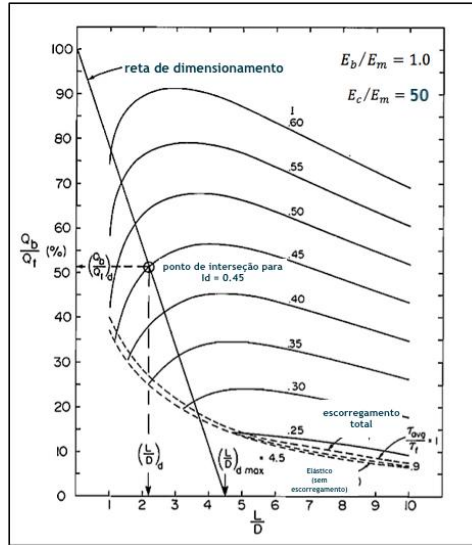


Figura A14 – Correlação entre distribuição de carga na estaca, L/D e fator de redução de recalque devido ao embutimento – para $E_c/E_m = 50$ (ROWE e ARMITAGE, 1987b).

A reta traçada, chamada “reta de dimensionamento”, resulta da suposição de que após o completo deslocamento por atrito da interface, a tensão lateral, τ , permanece constante (ROWE e ARMITAGE, 1987b). Então, $Q_b/Q_t = 1 - \pi DL\tau/Q_t$, pode ser expressa por:

$$Q_p/Q_t = 1 - 4 \left(\frac{L}{D} \right) \tau/q_t, \quad (A1.38)$$

Onde $q_t = Q_t/(\pi D^2/4)$ é a tensão aplicada na estaca.

O ponto de interseção $((L/D)_d, (Q_p/Q_t)_d)$ corresponde ao dimensionamento da estaca com abscissa igual a $L_d = (L/D)_d * D$, e coordenada igual a $q_b = (Q_p/Q_t)_d * q_t$. Seguir para a etapa VI.

Se não existe ponto de interseção no gráfico, o dimensionamento é elástico e um novo gráfico deve ser selecionado de acordo com a relação E_b/E_m (ex. Figura A15). Nesse gráfico, a partir do ponto $(0, I_d)$, traçar uma reta horizontal e avaliar:

- i. Se houver interseção da reta com a curva correspondente à relação $E_p/E_r = E_p/E_d$, tem-se na abscissa $(L/D)_d$ e, logo, $L_d = (L/D)_d * D$.

Entrar com $L/D = (L/D)_d$ no gráfico de dimensionamento correspondente a E_b/E_r que relaciona L/D , Q_p/Q_t e E_p/E_r , e então achar $(Q_p/Q_t)_d$. Logo, tem-se $L_d = (L/D)_d * D$ e $q_p = (Q_p/Q_t)_d * q_t$. Seguir para a etapa VI.

ii. Se não houver interseção, D não satisfaz o critério de recalque. Voltar para a etapa I e aumentar o diâmetro ou o recalque máximo admissível.

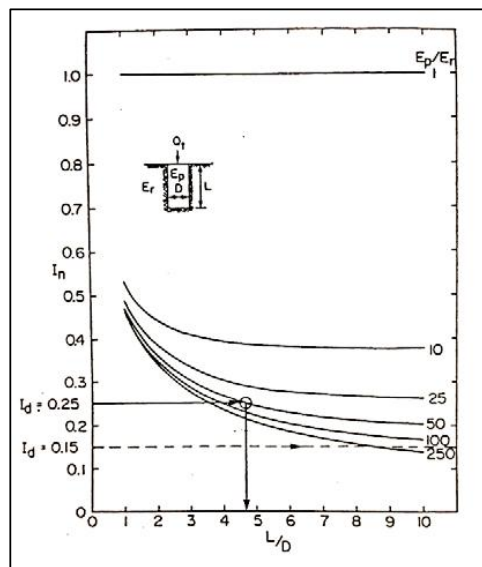


Figura A15 – Correlação entre L/D e fator de redução de recalque devido ao embutimento – para situação elástica (ROWE e ARMITAGE, 1987b).

VI. Verificar se a tensão na ponta da estaca q_p não excede valor máximo admissível $q_{pa} = \sigma_{ci}$, garantindo o fator de segurança para a rocha sob a estaca:

$$q_p \leq q_{pa} = \sigma_{ci} \quad (A1.39)$$

Para fins de análise das condições últimas, a tensão de compressão máxima suportada pela rocha, $q_{pm} = 2,5\sigma_{ci}$, tem que ser maior ou igual a máxima tensão aplicada na base, q_{bu} , com segue:

$$q_{pm} = 2.5\sigma_{ci} \geq q_{pu} = \begin{cases} q_t - 4f_s \frac{L}{D} \tau, & \text{para } q_t \geq 4f_s \frac{L}{D} \tau \\ q_t = 0, & \text{para } q_t < 4f_s \frac{L}{D} \tau \end{cases} \quad (A1.40)$$

Onde f_s é um fator de redução para condições últimas, adotado igual a 0,3, condição em que a probabilidade da tensão lateral mobilizada ser maior que a máxima suportada é menor que 0,5%.

Finalmente, o dimensionamento da estaca é concluído caso as duas condições sejam satisfeitas. Senão, pelo menos uma condição não satisfeita, a solicitação na ponta da estaca controla o dimensionamento e, portanto, L ou D (ou ambos) devem ser aumentados e as etapas então devem ser realizadas novamente.

Observação 1. Camadas de material alterado/compressível na parede do fuste. A presença desse material resulta em menor σ_{ci} e E_m , refletindo, portanto, em L maior. As seguintes possibilidades podem ser avaliadas:

- a) Após todo o processo de dimensionamento (etapas I - IV), se a extensão dessas camadas, $L_s = \sum$ camadas alteradas, for menor que D, recomenda-se aumentar o L_d , previamente dimensionado, até a profundidade $L_1 = L_d + L_s$.
- b) Se $L_s > D$ (e $L_d = L_d^*$), selecionar o menor valor entre L_d^* e L_1 .

Etapas do Método sem rebaixamento ($L_e > 0$, Figura A12)

- I. Apesar de fornecer valores conservativos, ignorar o recalque e dimensionar a estaca seguindo as etapas de I a IV descritas anteriormente com a seguinte alteração na etapa V:
 - i. Determinar L_e , E_t (módulo da rocha vizinha à estaca) e as relações L_e/D , E_t/E_m . Da Figura A16 obter o fator de redução do recalque, $(RF)_\rho$ e o valor ajustado de I_d , $I_d^* = I_d / (RF)_\rho$.
 - ii. Seguir os passos da etapa V adotando-se I_d^* .

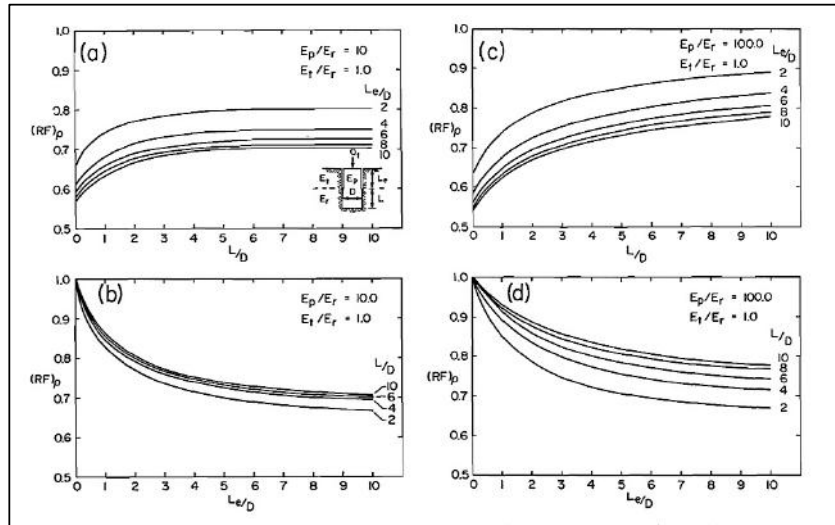


Figura A16 – Fator de redução do recalque, $(RF)_p$ (ROWE e ARMITAGE, 1987b).

MÉTODO DE GOODMAN (1989)

O método proposto por de GOODMAN (1989) para a distribuição da carga ao longo da estaca (lateral + ponta) é basicamente a reprodução do modelo de LADANYI (1977). É um método de dimensionamento elástico, sendo que o diferencia a análise das resistências de ponta e lateral máximas admissíveis e o cálculo do recalque na ponta da estaca. As tensões mobilizadas na ponta da estaca e na parede do furo são expressas respectivamente por:

$$\sigma_p = \sigma_t \exp\left(\frac{-4v_c\mu}{1+v_c+(1+v_r)E_c/E_r} \frac{L}{D}\right) \quad (\text{A1.41})$$

$$\tau_f = \sigma_{ci} \frac{\alpha}{2\tan(45^\circ + \phi_f/2)} \quad (\text{A1.42})$$

A tensão mobilizada na ponta da estaca tem que ser necessariamente maior que o valor da tensão solicitada na ponta calculado segundo a metodologia de LADANYI (1977) por:

$$\frac{4F_{ponta}}{\pi D^2} \leq \sigma_p; \quad (A1.43)$$

A tensão de cisalhamento mobilizada na parede do furo deve ser igual a tensão cisalhante calculada por LADANYI (1977), correspondendo à restrição para otimizar o comprimento L calculado:

$$(F - F_{base})/(\pi DL) = \tau_f \quad (A1.44)$$

Ainda, calcular o recalque na cabeça da estaca, com n sendo o fator de redução devido ao embutimento e o coeficiente de Poisson (Tabela A6):

$$\rho_{ponta} = \frac{(\pi/2)\sigma_p(1-\nu^2)D}{2E_r n} \quad (A1.45)$$

Tabela A6 – Fator de redução de recalque devido ao embutimento (GOODMAN, 1989).

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

MÉTODO DE WILLIAMS et al. (1980b)

Esse método semi-empírico é resultado de uma extensa campanha de 44 provas de carga de estacas em argilitos de Melbourne, Austrália. Além das provas de carga que atingiram a ruptura seguidas de inspeção/exumação, o desenvolvimento desse método teve a contribuição de ensaios de laboratório para a determinação dos parâmetros da rocha e análises teóricas e numéricas realizadas por DONALD *et al.* (1980)

A principal vantagem desse método em relação aos existentes na época é que adota o regime elástico para o carregamento inicial e o regime elasto-plástico para deslocamentos elevados da estaca, elegendo o recalque como parâmetro limitante do dimensionamento. Os outros métodos restringem o dimensionamento pela carga máxima permitida e verificam o recalque máximo.

WILLIAMS et al. (1980B) estudaram os possíveis fatores que influenciam a capacidade de carga da estaca. Os fatores que mais influenciam a resistência lateral e mais relevantes para o desenvolvimento do método de dimensionamento são:

i. Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta

Conforme verificado por diversos autores, a tensão de cisalhamento lateral, f_{su} , depende primariamente da resistência à compressão uniaxial da rocha, σ_{ci} (também chamada q_a).

Os autores então definem o fator de redução da resistência lateral, $\alpha = f_{su}/q_a$, e apresentam a correlação experimental da Figura A17. A curva de melhor ajuste é dada por $f_{su} = \alpha\beta q_a$, segundo PEREIRA (2012).

Os autores mostram que, para estacas em argilitos com fustes com rugosidades de profundidade da ranhura $S_h > 4\text{mm}$ e inclinação das ranhuras relativa ao eixo da estaca $S_i > 15^\circ$, a redução de resistência lateral é menor que 5%.

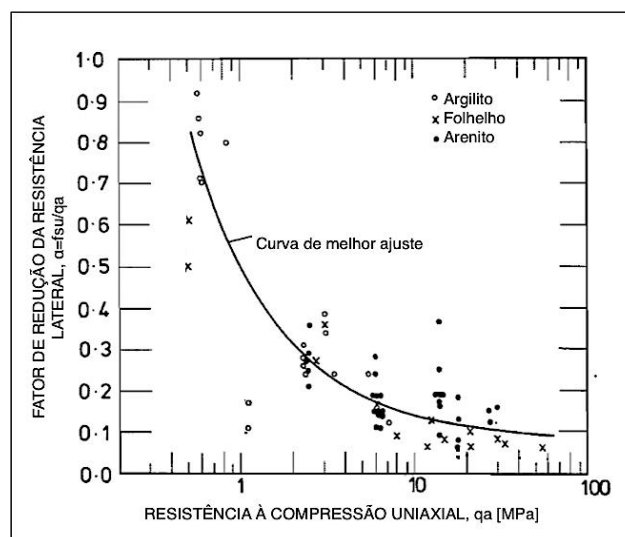


Figura A17 – Fator de redução da resistência lateral, $\alpha = f_{su}/q_a$ (WILLIAMS *et al.*, 1980b).

ii. Módulo do maciço rochoso

KULHAWY e CARTER (1992a) consideram o grau de alteração dos maciços rochosos, definindo o fator de redução da resistência lateral devido ao módulo do maciço, $\beta = \tau_f / (\alpha \sigma_{ci})$, e o $j = E_m / E_i$ como sendo a relação entre os módulos do maciço e da rocha intacta (Figura A18). Essa correlação foi subsidiada por ensaios de campo realizados pelos pesquisadores.

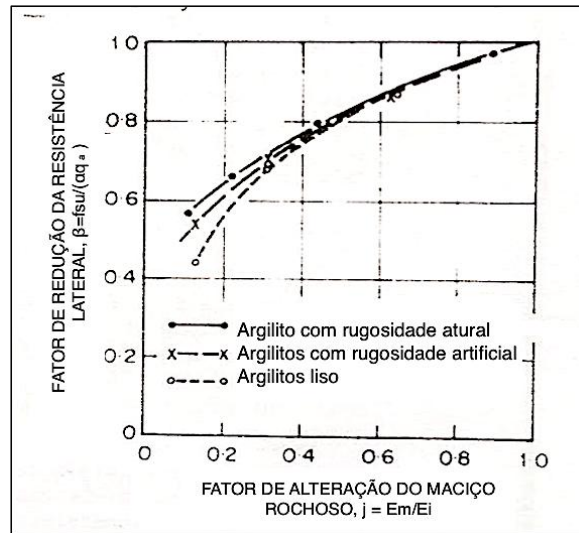


Figura A18 – Fator de redução da resistência lateral devido à alteração do maciço rochoso (WILLIAMS *et al.*, 1980b).

iii. Normalização da resistência lateral

Uma vez que o método proposto engloba parte da região plástica da tensão de cisalhamento lateral, é necessário normalizar a tensão, conforme esquematizado na Figura A19.

A curva normalizada para a modelagem, como vem do resultado de uma vasta quantidade de testes, já comporta propriedades da rocha, geometria da estaca e formato da curva tensão-deformação. No entanto, só é válida sua aplicação para estacas rugosas, com profundidade da ranhura $S_h \geq 4\text{mm}$ e inclinação da ranhura relativa ao eixo da estaca $S_i \geq 15^\circ$.

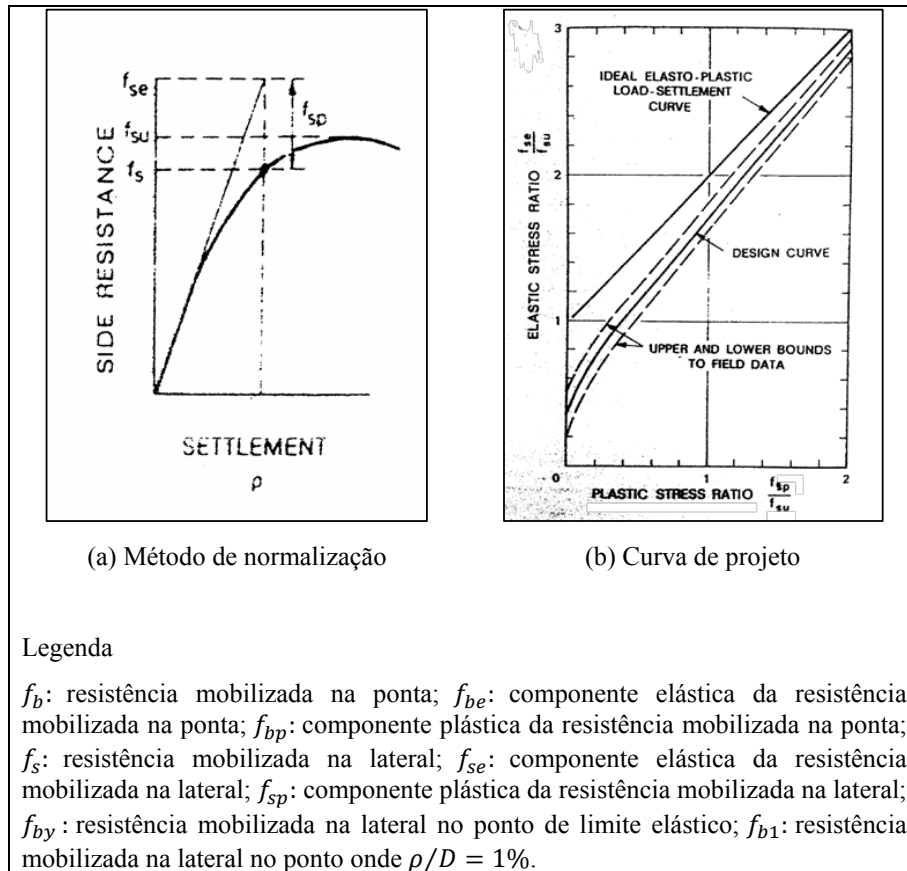


Figura A19 – Fator de normalização da tensão elasto-plástica (WILLIAMS *et al.*, 1980b).

Por sua vez, os fatores que mais influenciam a resistência da ponta e mais relevantes o desenvolvimento do método de dimensionamento proposto são:

i. Razão de embutimento, L/D

Da relação elástica clássica entre carga e recalque, $\rho = \frac{f_b D(1-\nu^2)}{E_m} I_\rho$, define-se o fator de capacidade de suporte $N_s = f_b/E_m$, que relaciona a tensão mobilizada na base, f_b , com o módulo do maciço rochoso, E_m . A Figura A20 apresenta os fatores de capacidade de suporte em função da razão entre recalque e diâmetro da estaca ρ/D , para diferentes razões de embutimento.

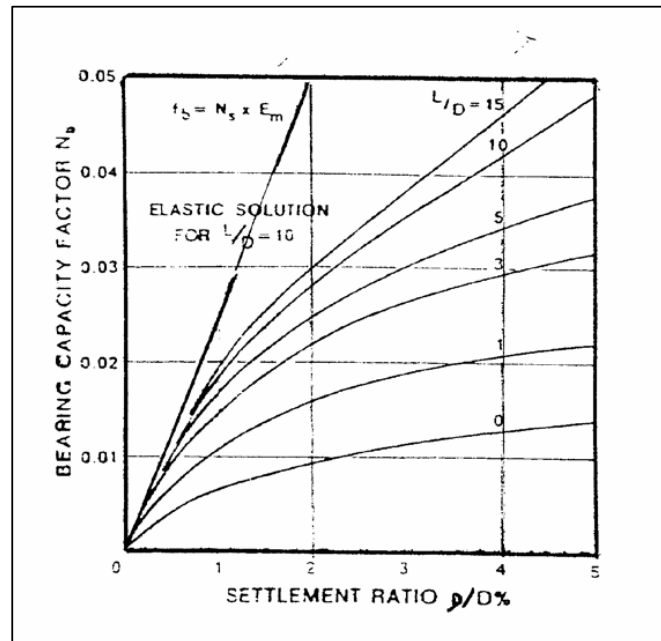


Figura A20 – Fator de capacidade de suporte, $N_s = f_b/E_m$ versus ρ/D (%) (WILLIAMS *et al.*, 1980b).

ii. Diâmetro

Análises da variação do diâmetro da estaca no fator de capacidade de suporte N_s indicam um reduzido descréscimo do fator com o aumento do diâmetro. Portanto, esse efeito é insignificante para diâmetros usuais maiores que 0,6m,

iii. Normalização da resistência de ponta

Um processo de normalização semelhante ao da resistência lateral é recomendado para a resistência de ponta. Adotou-se como parâmetro base para a normalização, a tensão para uma razão ρ/D igual a 1%, f_{b1} . A Figura A21 ilustra o processo de normalização.

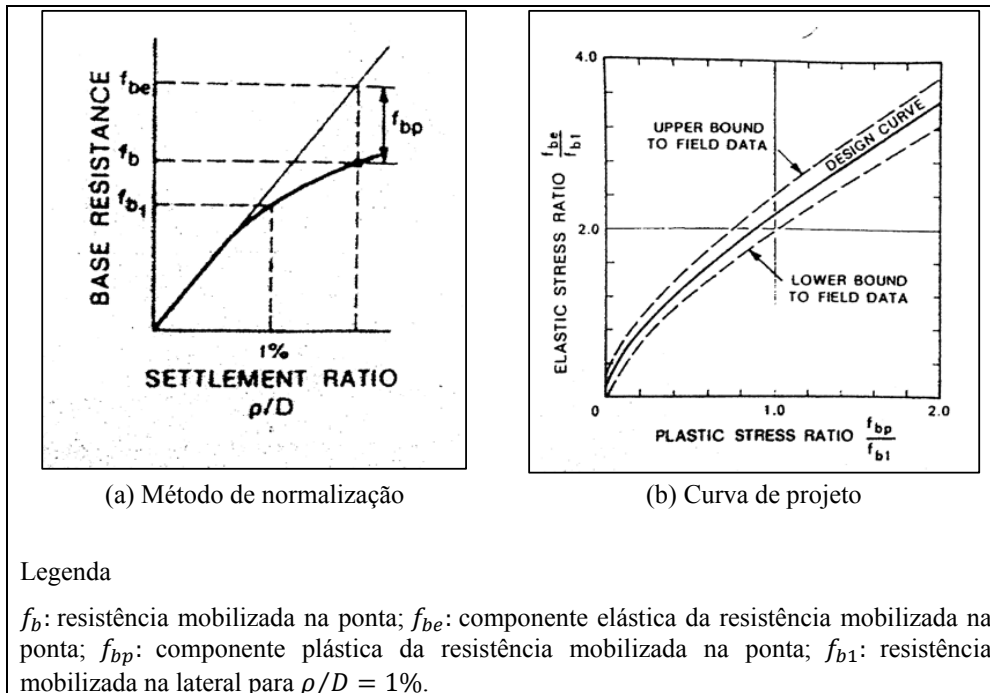


Figura A21 – Processo de normalização da tensão na ponta da estaca (WILLIAMS *et al.*, 1980b).

O método de WILLIAMS *et al.* (1980b)

O método de dimensionamento de WILLIAMS *et al.* (1980b) adota a seguinte notação:

- ρ_m : recalque máximo admissível;
- F_ρ : fator de segurança para o recalque;
- I_ρ : fator de influência para o recalque;
- E_m : módulo de elasticidade da rocha/maciço rochoso;
- Q_s : carga admissível mobilizada na lateral;
- Q_{su} : carga de pico mobilizada na lateral;
- Q : carga admissível total na estaca;
- D : diâmetro da estaca;
- F_c : fator de segurança para a capacidade de carga da estaca.

Resistência de Ponta e Resistência Lateral

Esse método considera a mobilização das resistências lateral e de ponta e adota o recalque como critério de dimensionamento. Tem como premissas principais: i. Condição drenada devido à rápida dissipação de poropressão; ii. Recalque admissível é o critério mais importante, seguido pela verificação da máxima capacidade de carga; iii. Comportamento não-linear; iv. Parâmetro de resistência à compressão uniaxial único, q_a (extrapolada de ensaios de compressão triaxial); e v. Ensaios de campo e de laboratório para determinação de parâmetros, além de análises teóricas.

São geralmente conhecidos do projeto o E_m , Q_d (carga de projeto), E_c (módulo do concreto), q_a ($= \sigma_{ci}$), o ρ_m (recalque máximo admissível), e o diâmetro, D (pode vir da restrição à carga máxima no concreto).

As etapas do método são as seguintes:

1. Determinar L inicial assumindo que toda a carga será suportada pela lateral da estaca, $f_s = f_{su}$ e, portanto:

$$L = \frac{Q_d}{f_{su}\pi D} \quad (\text{A1.46})$$

onde f_{su} é definido como $f_{su} = \alpha\beta q_a$ e α e β determinados pelas correlações das Figuras A17 e A18, respectivamente.

2. Para Fator de segurança relativo ao recalque $F_\rho = 2$ (sugerido pelos autores para associar o grau de incerteza na estimativa/cálculo de E_m) e I_ρ elástico da Figura A22 (relação L/D e E_c/E_m conhecidas), da relação $\rho \leq \frac{\rho_m}{F_\rho} = \frac{Q I_\rho}{D E_m}$, pode-se então calcular a carga total elástica, $Q_e = \frac{\rho_m D E_m}{F_\rho I_\rho}$.

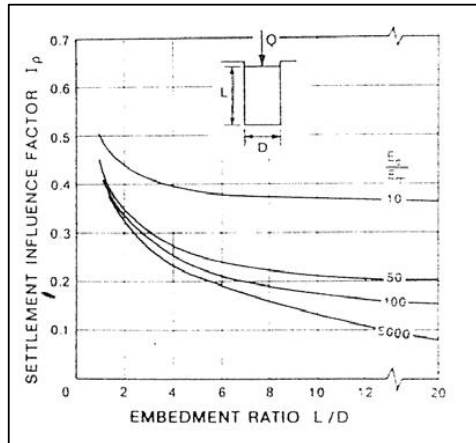


Figura A22 – Fator I_p obtido segundo resultados numéricos de DONALD *et al.* (1980).

3. Calcular a distribuição da carga para a base, Q_{be} , e lateral, Q_{se} , conforme Figura A23. Portanto são determinados Q_{be} (e $f_{be} = 4Q_{be}/(\pi D^2)$), Q_{se} (e $f_{se} = Q_{se}/(\pi DL)$) e f_{su} (passo 1)

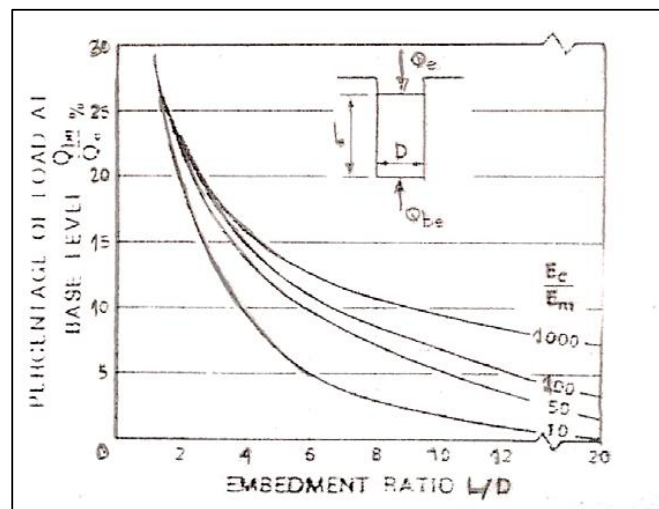


Figura A23 – Distribuição da carga aplicada para maciço rochoso homogêneo (DONALD *et al.*, 1980).

4. Determinar a componente não linear da tensão lateral, considerando a razão $\frac{f_{se}}{f_{su}}$ (passo 3) na Figura A22, que fornece $\frac{f_{sp}}{f_{su}}$ (componente elástica da tensão mobilizada). Conhecidos $\frac{f_{se}}{f_{su}}$ e $\frac{f_{sp}}{f_{su}}$, usa-se a relação de normalização da tensão

lateral $\frac{f_s}{f_{su}} = \frac{f_{se}}{f_{su}} - \frac{f_{sp}}{f_{su}}$ para calcular a tensão mobilizada na lateral f_s e a carga lateral, $Q_s = f_s * \pi DL$.

- Determinar a componente não linear da tensão na ponta, considerando a razão $N_s = f_b/E_m$ e da Figura A20 (para $\rho/D > 1\%$). Logo, obtém-se $N_s = f_{b1}/E_m$ e f_{b1} . Conhecido $\frac{f_{be}}{f_{b1}}$ (f_{be} do Passo 3) e Figura A21, obtém-se $\frac{f_{bp}}{f_{b1}}$. A partir da relação de normalização da tensão na ponta $\frac{f_b}{f_{b1}} = \frac{f_{be}}{f_{b1}} - \frac{f_{bp}}{f_{b1}}$, calcule-se a tensão mobilizada na ponta f_b e a carga lateral, $Q_b = f_b * \pi D^2/4$.
- Verificar a carga de projeto, Q_d por:

$$Q = Q_b + Q_s > Q_d \quad (A1.47)$$

Se o critério é satisfeito, prosseguir para o Passo 7. Do contrário, deve-se selecionar um L maior no Passo 1 e repetir o processo até satisfazer o critério.

- Verificar o fator de segurança da capacidade de carga, F_c . WILLIAMS *et al.* (1980b) recomendam $FS_c > 3$ e $f_{bu} = 5q_a$:

$$FS_c = \frac{\text{carga máxima suportada pela base + lateral}}{\text{carga total de projeto}} > 3$$

$$FS_c = \frac{f_{su}A_s + f_{bu}A_b}{Q_d} \quad (A1.48)$$

Se $FS_c > 3$, a estaca está dimensionada corretamente, senão repetir o Passo 1, adotando-se L maior e seguir o procedimento completo até obter L que satisfaça os critérios de recalque ($\rho/D > 1\%$) e de carga ($F_c > 3$).

Resistência Lateral

O método assume que toda a carga aplicada é suportada pela lateral da estaca e é geralmente adotado em situações nas quais não se tem certeza da mobilização da ponta devido à presença de cascalhos no fundo do furo.

Provas de carga mostram que, para rocha não intensamente fraturadas, a curva carga-recalque é razoavelmente linear para carregamentos superiores a 50% da tensão de pico, justificando o dimensionamento da estaca carregada apenas lateralmente por meio dos critérios de tensão e recalque máximos admissíveis. Desta forma, tem-se:

$$\rho \leq \frac{\rho_m}{F_p} = \frac{Q I_p}{D E_m} \quad (\text{A1.49})$$

$$Q = Q_s \leq \frac{Q_{su}}{F_c} \quad (\text{A1.50})$$

O valor de FS_p é fortemente influenciado pelo grau de confiança na determinação do E_m , uma vez que esse módulo é o principal parâmetro no critério de recalque máximo admissível (Q e D são parâmetros de projeto) e essencial para a determinação do I_p . WILLIAMS *et al.* (1980b) recomendam $FS_p = 2$, quando E_m é obtido de testes em laboratório ou *in situ*, e $FS_c = 3$.

O método consiste em seguir os Passos 1, 2, 4, 6 ($Q = Q_s > Q_d$) e 7 ($F_c = f_{su}A_s/Q_d$) do procedimento anterior.

A metodologia de WILLIAMS e PELLIS (1981) é de certa forma uma simplificação do método de WILLIAMS *et al.* (1980b), pois consideram apenas solicitação lateral em regime elástico. Assim, eles sugerem apenas os Passos 1, 6 ($Q = Q_s > Q_d$ e $Q_s = f_{su}A_s$) e 7. ($F_c = f_{su}A_s/Q_d$). O Passo 2 é realizado para a verificação da condição de recalque máximo admissível.

Resistência de Ponta

O método admite que toda a carga aplicada é suportada pela base da estaca e é geralmente utilizado quando não se tem certeza da mobilização da lateral devido à deterioração do fuste ou quando se tem pequenos embutimentos em rocha muito fraca. WILLIAMS *et al.* (1980b) sustentam que, mesmo para pequenos recalques, o sistema estaca-interface já se encontra em regime plástico. Além disso, para $L/D < 2$, faz-se necessário um fator de segurança para a resistência da ponta, apesar das provas de carga indicarem que a resistência de pico ocorre para valores maiores que $5q_a (=5\sigma_c)$. Para $L/D > 2$, a rocha começa a romper apenas para $\rho/D > 25\%$ e tem resistência de ponta maior que $10q_a (=10\sigma_c)$, não sendo obrigatório uso de fator de segurança para a resistência de ponta.

Com o intuito de verificar a adequação do método de dimensionamento, os pesquisadores compararam valores obtidos pelo método com valores determinados por modelagem numérica por elementos finitos, com excelente concordância de resultados (Figura A24).

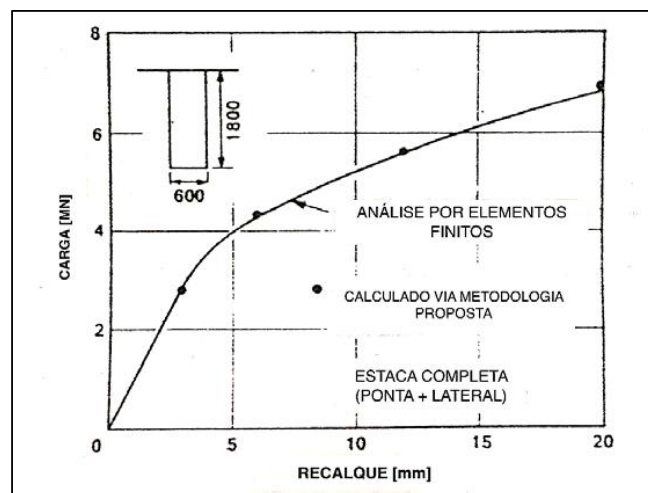


Figura A24 – Comparação de resultados calculados com o Método de WILLIAMS *et al.* (1980b) e obtidos de simulação numérica (WILLIAMS *et al.*, 1980b).

WILLIAMS *et al.* (1980b) sugerem algumas recomendações práticas:

- i. Limpeza da base do furo. Caso não haja inspeção visual e/ou garantia da limpeza pelo método de construção, deve-se considerar detritos acumulados na

base do furo e o dimensionamento da estaca realizado para mobilização lateral apenas, aumentando, portanto, L da estaca e custos da obra;

ii. Execução da estaca com presença de lama bentonítica e umidade do fuste. Resultados de provas de carga indicam que para parede rugosa, não há perdas significativas de resistência lateral;

iii. Limpeza da parede do furo em rocha alterada com fragmentos da perfuração por meio de circulação de água.

MÉTODO DE HORVATH et al. (1983)

HORVATH *et al.* (1983) instrumentaram 6 estacas em argilito de diâmetro igual a 710mm e comprimento igual a 1370mm e analisaram mais de 200 testes (HORVATH, 1982), objetivando avaliar a importância da resistência à compressão uniaxial da rocha e da rugosidade na resistência ao cisalhamento lateral.

Sugerem uma correlação empírica entre a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, σ_{ci} , e a resistência lateral no início do comportamento não linear (plastificação e ruptura), $q_{sf} = q_s$, para o caso de método construtivo convencional (Figura A25), como sendo:

$$q_s = b\sqrt{\sigma_{ci}} \quad (b = 0,2 \text{ a } 0,3) \quad \text{em MPa} \quad (\text{A1.51})$$

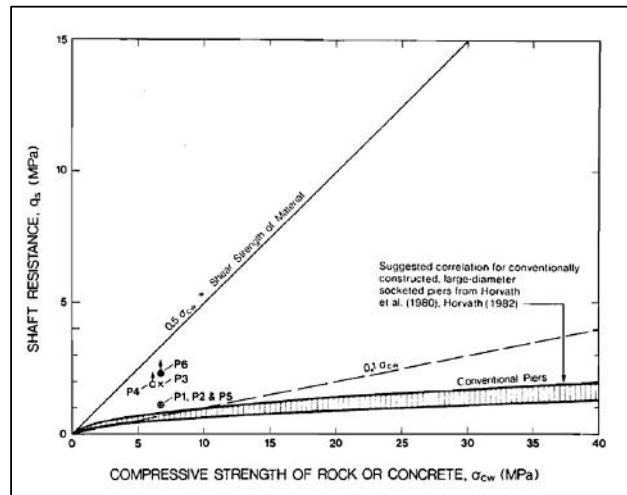


Figura A25 – Correlação entre resistência à compressão uniaxial da rocha intacta ou concreto e a resistência lateral (HORVATH *et al.*, 1983).

O dimensionamento de estacas proposto por HORVATH (1983) é composto por dois métodos em função do estado:

i. Método de dimensionamento no estado limite

É uma análise preliminar do comportamento da resistência da estaca (também sugerida por ROSENBERG e JOURNEAUX, 1976), onde a carga aplicada na estaca é distribuída para a ponta e a lateral da estaca. A resistência na ponta e o diâmetro são parâmetros assumidos, tendo como base as propriedades da rocha. Assim, a carga restante é transferida para a lateral da estaca, Q_s , e a resistência lateral determinada por $q_s = b 0,8RF^{0,45}(\sigma_{ci})^2$. Desta o comprimento da estaca L é calculado por:

$$L = \frac{Q_s}{\pi D q_s} \quad (A1.52)$$

ii. Método de dimensionamento no estado elástico

O método considera que a adesão perfeita da estaca na parede do furo, sem deslocamentos da interface. HORVATH *et al.* (1983) propõem uma combinação dos métodos de LADANYI (1977) e de PELLIS e TURNER (1979), a partir dos passos seguintes:

1. Selecionar um diâmetro D e calcular o comprimento máximo $L_{m\acute{a}x}$, negligenciando a contribuição da ponta (toda a carga Q_t é suportada pela lateral):

$$L_{m\acute{a}x} = \frac{Q_t}{\pi D (q_s / FS)} \quad (A1.53)$$

$$\text{com } q_s = b \cdot 0,8RF^{0,45} (\sigma_{cw})^{\frac{3}{2}}, \quad FS = 2 \text{ e } b = 0,2 \text{ a } 0,3$$

2. Determinar a distribuição de carga $n = Q_p / Q_t$ conforme PELLIS e TURNER (1979) considerando E_c / E_r e $L_d < L_{m\acute{a}x}$.

3. Calcular a capacidade de carga lateral por:

$$q_{sd} = \frac{(1 - n)Q_t}{\pi D L_d} \quad (A1.54)$$

4. Repetir os Passos 1 a 3 até $q_{sd} = q_s$, e assim determinar o comprimento de projeto L_d .