

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL

LUCAS HOROCHOSKI

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE TORRES SOLICITADAS
A TRAÇÃO ASSENTADAS SOBRE ROCHA

CURITIBA
2014

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL

LUCAS HOROCHOSKI

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE TORRES SOLICITADAS
A TRAÇÃO ASSENTADAS SOBRE ROCHA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, da Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Geotecnia,

Orientador: Prof. Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann

CURITIBA
2014

H814c

Horochoski, Lucas

Cr terios de dimensionamento de funda es de torres solicitadas a tra o assentadas sobre rocha / Lucas Horochoski. – Curitiba, 2014.
1144f. : il. color. ; 30 cm.

Disserta o (mestrado) - Universidade Federal do Paran , Setor de Tecnologia, Programa de P s-gradua o em Engenharia de Constru o Civil - Geotecnia, 2014.

Orientador: Alessandro Christopher Morales Kormann.
Bibliografia: p. 107-1118.

1. Funda es (Engenharia). 2. Linhas el tricas. 3. Tirantes de rocha.
I. Universidade Federal do Paran . II. Kormann, Alessandro Christopher Morales. III. T tulo.

CDD: 624.15

TERMO DE APROVAÇÃO

LUCAS HOROCHOSKI

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE TORRES SOLICITADAS A TRAÇÃO ASSENTADAS SOBRE ROCHA

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de Concentração: Geotecnia, Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:

Prof. Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil - UFPR

Examinadores:

Prof. Dr. Sidnei Helder Teixeira
Programa Pós-Graduação em Engenharia de Produção - UFPR

Prof. Dr. Luiz Russo Neto
Departamento de Engenharia Civil - PUC-PR

Curitiba, 22 de abril de 2014

A felicidade é sempre uma ideia nova.

RESUMO

Na busca de dar sua contribuição ao desenvolvimento do estudo de fundações submetidas ao esforço de tração, esta dissertação apresenta, tanto da literatura como diretamente dos projetistas, os métodos de cálculo e premissas de projeto mais utilizadas no Brasil. Atenção especial foi dada para torres metálicas de linhas de transmissão.

Sugere-se que para um dimensionamento fidedigno sejam determinadas as cargas reais atuantes na fundação, assim como deve-se efetuar a classificação RMR do maciço rochoso, o que implica na execução de sondagens rotativas, estudo das descontinuidades e determinação da resistência a compressão simples da rocha. Adicionalmente, a determinação do peso específico da rocha e a resistência última de aderência em campo.

Com esses parâmetros em mãos, propõe-se que o dimensionamento deve proceder segundo o método de Serrano e Olalla. De maneira complementar, duas outras verificações devem ser feitas: a resistência da barra de aço do tirante frente ao esforço de tração e, do efeito de grupo de tirantes muito próximo, que pode ser muito pronunciado em rochas brandas.

Palavras-chave: Fundações sob tração. Linhas de transmissão. Atirantamento em rocha.

ABSTRACT

In seeking to give its contribution to the development of the study of foundations subjected to tensile load, this dissertation presents both the literature and directly from engineers of project, calculation methods and assumptions used in the design in Brazil. Special attention was given to steel towers of transmission power lines.

It is suggested that for a trustworthy dimensioning, the determination the actual loads acting on the foundation, and should be done the RMR classification of the rock mass, which implies the implementation of rotary investigation, study of discontinuities and determination of the compressive strength of intact rock. Additionally, determining the specific weight of the rock and the ultimate bond strength on the field.

With these parameters in hand, it is proposed that the design must proceed according to the Serrano & Olalla's method. In a complementary manner, two other checks should be done: the strength of the steel bar over the tensile load and the group effect of very close anchors, which can be very pronounced in weak rocks.

Key words: Tensioned foundations. Transmission power lines. Rock anchor.

ÍNDICE

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	i
LISTA DE TABELAS	iii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	v
1 INTRODUÇÃO	7
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA	8
1.2 HIPÓTESE	11
1.3 OBJETIVO	12
1.4 JUSTIFICATIVA	12
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 ESFORÇO DE TRAÇÃO EM FUNDAÇÕES	14
2.2 ROCHAS	15
2.2.1 Descrição Geotécnica Básica de maciços rochosos	16
2.2.2 Caracterização laboratorial	21
2.2.3 Variações nos valores de resistência	22
2.2.4 Sistema de classificação geomecânica do Maciço Rochoso (RMR).....	23
2.2.5 Índice de Resistência Geológica (GSI).....	27
2.2.6 Comportamento de maciços rochosos	29
2.2.7 Projeção estereográfica.....	33
2.3 LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ALTA TENSÃO	34
2.3.1 Remuneração da Aneel em função da segurança da LT.....	34
2.3.2 Tipos de torres de transmissão de energia elétrica	37
2.3.3 Fundações de torres de LTs.....	38
2.3.4 Investigação geotécnica.....	40
2.4 ATIRANTAMENTO EM ROCHA	45
2.4.1 Classificações do atirantamento	45
2.4.2 Efeitos da composição do graute no atirantamento	46
2.4.3 A prática do atirantamento em torres de telecomunicação.....	50
2.4.4 O esforço de ancoragem em tirantes ativos	50
2.4.5 Estudos sobre o comportamento de tirantes	50
2.5 EXPLOSÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS	62
3 MÉTODO DE PESQUISA	64
3.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA	64

3.2	SELEÇÃO DAS AMOSTRAS	65
3.3	PROTOCOLO DE COLETA DE DADOS	65
3.4	MÉTODOS DE CÁLCULO PARA O ATIRANTAMENTO	67
3.4.1	Método de Farmer	67
3.4.2	Método de Ukhov <i>et. al.</i>	74
3.4.3	Método de Ismael <i>et. al.</i>	78
3.4.4	Método de Serrano e Olalla	81
4	RESULTADOS E ANÁLISE.....	88
4.1	QUESTIONÁRIO 1	88
4.1.1	Análise do resultado	88
4.2	QUESTIONÁRIO 2	89
4.2.1	Análise do resultado	91
4.3	DIMENSIONAMENTOS	92
4.3.1	Cargas adotadas	92
4.3.2	Dados de rocha adotados	93
4.3.3	Resultados dos modelos	94
4.3.4	Análise dos resultados	100
5	CONCLUSÕES.....	102
5.1	CONCLUSÕES GERIAS	102
5.1.1	Questionário 1	102
5.1.2	Questionário 2	103
5.1.3	Dimensionamentos	104
5.2	CONCLUSÃO.....	105
5.3	SUGESTÃO TRABALHOS FUTUROS	106
6	REFERÊNCIAS	107
7	APÊNDICES.....	112
7.1	QUESTIONÁRIO 1	112
7.2	QUESTIONÁRIO 2	113

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1	- EXEMPLO DE ESFORÇOS EM UMA VIGA-ALAVANCA	8
FIGURA 2	- EXEMPLO DE ESFORÇOS EM TORRES DE SUPORTE DE LT	9
FIGURA 3	- EXEMPLO DE TORRES DE LINHA DE TRANSMISSÃO	10
FIGURA 4	- EXEMPLO DE CÁLCULO DO ÍNDICE VOLUMÉTRICO J_v	20
FIGURA 5	- CARACTERÍSTICAS SUGERIDAS PÓS-RUPTURA PARA DIFERENTES QUALIDADES DE MACIÇOS ROCHOSO	32
FIGURA 6	- PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DE UM MACIÇO DE ANDESITO	33
FIGURA 7	- FLUXOGRAMA DAS ETAPAS DIRETAMENTE RELACIONADAS AO PROJETO DE FUNDAÇÕES DE UMA LT	34
FIGURA 8	- DISPOSIÇÃO DOS CONDUTORES: (A) TRIANGULAR, (B) VERTICAL E (C) HORIZONTAL	37
FIGURA 9	- FUNÇÃO DA LINHA: (A) TORRE DE SUSPENSÃO, (B) TORRE DE ANCORAGEM.	38
FIGURA 10	- TRADOS MANUAIS SEGUNDO A NBR 9603	42
FIGURA 11	- ETAPAS NA EXECUÇÃO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO	43
FIGURA 12	- ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DE SONDA ROTATIVA	44
FIGURA 13	- RESISTÊNCIA A TRAÇÃO DAS MISTURAS EM FUNÇÃO DO TEMPO	48
FIGURA 14	- GRÁFICO TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA BARRA ROSCADA	49
FIGURA 15	- GRÁFICO TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA CORDOALHA	49
FIGURA 16	- VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DE CISALHAMENTO COM A PROFUNDIDADE	56
FIGURA 17	- DISTRIBUIÇÃO DA TENSÃO AXIAL AO LONGO DO TIRANTE	58
FIGURA 18	- COMPONENTES DE TENSÃO EM UMA SEÇÃO INFINITESIMAL DO TIRANTE	59
FIGURA 19	- TENSÃO DE CISALHAMENTO NA BARRA DE AÇO CALCULADAS	60
FIGURA 20	- DISTRIBUIÇÃO DA TENSÃO DE CISALHAMENTO AO LONGO DE TIRANTES SUBMETIDOS A CARREGAMENTO AXIAL	61
FIGURA 21	- RESULTADO DA SIMULAÇÃO 3-D DE UMA CRATERA DE EXPLOSÃO A 5 MS	63
FIGURA 22	- FLUXOGRAMA DA ESTRATÉGIA DE PESQUISA	65
FIGURA 23	- LT-A, B E C NO MAPA DO PARANÁ	66
FIGURA 24	- ESTADO DAS TENSÕES EM UM ATIRANTAMENTO	69
FIGURA 25	- RESULTADO COM TIRANTE DE 500 MM EM CONCRETO	70
FIGURA 26	- RESULTADO COM TIRANTE DE 350 MM EM CONCRETO	71
FIGURA 27	- RESULTADO COM TIRANTE DE 500 MM EM CÁLCÁRIO	72

FIGURA 28	- RESULTADO COM TIRANTE DE 700 MM EM GIPSITA	73
FIGURA 29	- DISTRIBUIÇÃO TEÓRICA DA TENSÃO AO LONGO DO TIRANTE PREENCHIDO COM RESINA	74
FIGURA 30	- POSSÍVEIS FORMAS DE PERDA DE ESTABILIDADE DO TIRANTE	75
FIGURA 31	- NOMOGRAMA PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE TIRANTE.....	78
FIGURA 32	- MODOS DE FALHA DE TIRANTES EM ROCHA.....	79
FIGURA 33	- DADOS GEOMÉTRICOS DE UM PLANO DE CÁLCULO GENÉRICO: TIRANTE LONGO E CURTO	82
FIGURA 34	- PARÁBOLA DE HOEK E BROWN ILUSTRANDO OS PARÂMETROS BÁSICOS	83
FIGURA 35	- ILUSTRAÇÃO DO ESTUDO DE SERRANO E OLLALA	86
FIGURA 36	- VARIAÇÃO DO COEFICIENTE C.	87
FIGURA 37	- GRÁFICO DO TIPO DE ROCHAS X VALOR DE RESISTÊNCIA CALCULADO POR CADA MÉTODO PARA TIRANTE.....	95
FIGURA 38	- RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO FAMER.....	96
FIGURA 39	- RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO UKHOV ET. AL.	97
FIGURA 40	- RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO ISMAEL ET. AL.	98
FIGURA 41	- RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO SERRANO E OLALLA	99

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - ESTADO DE ALTERAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO.	17
TABELA 2 - ESTADO DE FRATURAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO (ISRM, 1981).	17
TABELA 3 – ESPESSURA DAS CAMADAS.....	18
TABELA 4 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL DA ROCHA.....	18
TABELA 5 - ÂNGULO DE ATRITO DAS DESCONTINUIDADES.....	18
TABELA 6 - CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO SEGUNDO A PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO.....	19
TABELA 7 - QUALIDADE DO MACIÇO SEGUNDO O ÍNDICE RQD.....	20
TABELA 8 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM ROCHAS.....	21
TABELA 9 – SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA RMR.....	25
TABELA 10 - ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA GSI.....	28
TABELA 11 – ESTIMATIVA DE CAMPO PARA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL.....	31
TABELA 12 - VALORES PARA KO E KP.....	37
TABELA 13 – COMPOSIÇÃO DOS GRAUTE TESTADOS POR BENMOKRANE <i>ET. AL.</i>	47
TABELA 14 – CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS GRAUTE TESTADOS POR BENMOKRANE <i>ET. AL.</i> APÓS 3 E 28 DIAS.....	47
TABELA 15 – VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE ADERÊNCIA NA INTERFACE BARRA DO TIRANTE / GRAUTE.....	47
TABELA 16 - GEOMETRIA DO CONE RELACIONADO A TIRANTES EM ROCHA EMPREGADOS NA PRÁTICA.....	51
TABELA 17 - MÁXIMAS TENSÕES DE CISALHAMENTO PERMITIDAS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE TIRANTES USANDO A TEORIA DO CONE.....	53
TABELA 18 - COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM PARA TIRANTES GRAUTEADOS RECOMENDADOS NA PRÁTICA.....	54
TABELA 19 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS USADOS NO MEF.....	55
TABELA 20 - COMPARAÇÃO ENTRE AS REGRAS EMPIRICAS DE PROJETO E ANÁLISE POR FEM DE YAP E RODGER.....	55
TABELA 21 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DOS TESTES EM TIRANTES.....	68
TABELA 22 - RESULTADOS DOS TESTES DE ARRANCAMENTO REALIZADOS PELA ONTARIO HYDRO.....	80
TABELA 23 - RESULTADO DO QUESTIONÁRIO 1.....	88
TABELA 24 - RESULTADO DO QUESTIONÁRIO 2.....	89
TABELA 25 – CARGAS MÁXIMAS, MÍNIMAS E MÉDIAS DAS LTS SELECIONADAS.....	93
TABELA 26 – DADOS DE ROCHA ADOTADOS.....	94

TABELA 27 – RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO FAMER	96
TABELA 28 – RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO UKHOV ET. AL.	97
TABELA 29 – RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO ISMAEL ET. AL.....	98
TABELA 30 – RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO SERRANO E OLALLA	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
CIGRÈ	<i>Conseil International des Grands Réseaux Électriques</i>
UFPR	Universidade Federal do Paraná
LT	Linha de transmissão
RAP	Receita Anual Permitida
W	Estado de alteração
L'	Espessura de camadas
F'	Espaçamento entre fraturas
σ_c	Resistência à compressão simples
ϕ	Ângulo de atrito
S	Classe de resistência da rocha
A	Classe do ângulo de atrito da rocha
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
ISRM	International Society for Rock Mechanics
I_v	Índice volumétrico
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
GSI	<i>Geological Strength Index</i>
CSIR	Conselho Sul Africano de Pesquisa Científica e Industrial
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
$\sigma_{c,i}$	Resistência à compressão simples da rocha intacta
m_i	Constante de Hoek-Brown
c'	Coesão efetiva
$\sigma_{c,m}$	Resistência à compressão do maciço rochoso
E_m	Módulo de elasticidade do maciço rochoso
$\sigma_{t,m}$	Resistência à tração do maciço rochoso
ν	Coefficiente de Poisson
α	Ângulo de dilatância
ϕ'_f	Ângulo de atrito efetivo após o pico de resistência
c'_f	Coesão efetivo após o pico de resistência
$E_{f,m}$	Módulo de elasticidade do maciço rochoso após o pico de resistência
$\sigma_{f,c,m}$	Resistência do maciço rochoso rompido
PV	Parcela variável
FT	Função transmissão
TR	Transformador
CR	Controle de reativo
REA	Reator
CRE	Compensador estático
CSI	Compressor síncrono

BC	Banco de capacitores
CSE	Compensador série
Kp	Fator de desligamento programado
Ko	Fator para outros desligamentos
DP	Duração da parada programada
DO	Duração das outras paradas
SPT	<i>Standard penetration test</i>
q_c	Medida de resistência de ponta do ensaio de CPT
u_o	Poropressão
N_{60}	Número de golpes do SPT corrigido para 60% da energia máxima teórica
f_{ck}	Resistência característica do concreto
T_{sd}	Carga de tração de trabalho
$\tau_{b/g}$	Tensão de aderência na interface barra de aço/graute
\varnothing_b	Diâmetro da barra de aço
l_b	Comprimento de engastamento da barra de aço
u_{br}	Tensão de aderência na interface graute/rocha
D	Diâmetro do furo do tirante
L	Comprimento de engastamento na rocha
σ_b	Tensão na barra do tirante
A_b	Área da seção transversal da barra de aço
τ_r	Resistência ao cisalhamento residual
τ_p	Resistência de pico
$T_{0\text{ máx}}$	Carga máxima de tração aplicada no carregamento
ω	Razão entre a resistência ao cisalhamento residual e a de pico
α'	Constante representando a propriedade de aderência da interface
G	Módulo de cisalhamento
T	Esforço de tração
T_{cr}	Esforço crítico de tração
$\tau_{máx}$	Esforço tangencial máximo
f_{bd}	Tensão de aderência de acordo com a NBR 6118
k_{uv}	Coefficiente da equação de Ukhov
γ_r	Peso específico da rocha
ζ	Coefficiente de dureza
τ^*	Tensão de cisalhamento normalizada
β	Módulo de resistência
ρ_0	Ângulo de atrito instantâneo
σ^*	Tensão normalizada
n	Índice de esbeltez
C	Parâmetro da fórmula de Serrano e Olalla
CPT	<i>Cone Penetrometer Test</i>

1 INTRODUÇÃO

Na prática da Engenharia civil, qualquer tomada de decisão é baseada numa previsão. Dessa forma, segundo Velloso e Lopes (2010), o engenheiro deve identificar previsões que são críticas para a segurança, funcionalidade e economia do projeto. É muito importante estimar a confiabilidade de cada uma de suas previsões, e utilizá-las adequadamente no projeto e construção. Além disso, devem-se determinar as consequências delas e, por fim, executar ações baseadas em comparações de situações reais com suas previsões.

Muitos conceitos na geotecnia encontram-se bastante consolidados, dando as previsões de engenharia um satisfatório grau de segurança. Entretanto, alguns pontos mais específicos ainda merecem estudos mais aprofundados, e é exatamente o caso de fundações tracionadas, quando essas têm que ser executadas diretamente sobre rocha.

É fato que fundações sob esforço de tração estão geralmente ligadas a estruturas muito leves e altas, que é o caso de torres de linhas de transmissão e torres de telecomunicação. Essa é a razão pela qual as principais informações acerca do assunto estão geralmente ligadas a essa classe de projeto, uma vez que as principais publicações estão em revistas e congressos ligados ao setor de transmissão de energia elétrica.

Buscando dar sua contribuição ao desenvolvimento dessa área de conhecimento, o estudo proposto traz, tanto da literatura como através de consultas diretas a projetistas, os métodos de cálculo mais utilizados e estuda-os individualmente. As premissas de cálculo assim como a aplicação direta dos métodos de cálculo selecionados foi avaliada com base em dados de resistência de maciços rochosos obtidos na literatura técnica científica.

Os resultados das análises fundamentaram a sugestão de alguns critérios para o dimensionamento dessa situação específica de fundações.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Quando se fala em projeto de fundações, um caso pouco usual é o arrancamento, ou seja, estruturas de fundação submetidas a esforço de tração ao invés do corriqueiro esforço de compressão. Isso se torna ainda mais evidente quando levamos em conta que, normalmente, toda a estrutura sustentada pelas fundações possui uma carga de compressão imensuravelmente maior do que qualquer esforço de tração. Sobretudo em obras de construção civil (e.g. edificações de vários pavimentos) isso fica fácil de perceber, pois caso exista algum resquício de carga de tração (que pode ser originária do vento, da disposição estrutural, ou qualquer outro motivo), ela será compensada pelo peso próprio da edificação.

Algumas situações todavia fogem a essa regra, que é o caso de sapatas unidas por viga-alavanca. Nesse caso, uma sapata submetida a uma carga no sentido vertical de cima para baixo (compressão), transmite até outra sapata, através da viga-alavanca, um esforço no mesmo sentido mas na direção contrária. Esse esforço vertical de baixo para cima é um esforço de tração, muito embora ele apenas cause um alívio na carga de compressão que essa segunda sapata deve suportar. Em uma situação hipotética, se a segunda sapata não estivesse submetida a nenhum outro esforço, ela estaria sendo tracionada, visto que suporta um esforço vertical de baixo para cima. Outro caso muito comum é o de cortinas atirantadas, onde o peso do talude contra a cortina tende a arrancar o tirante do solo.

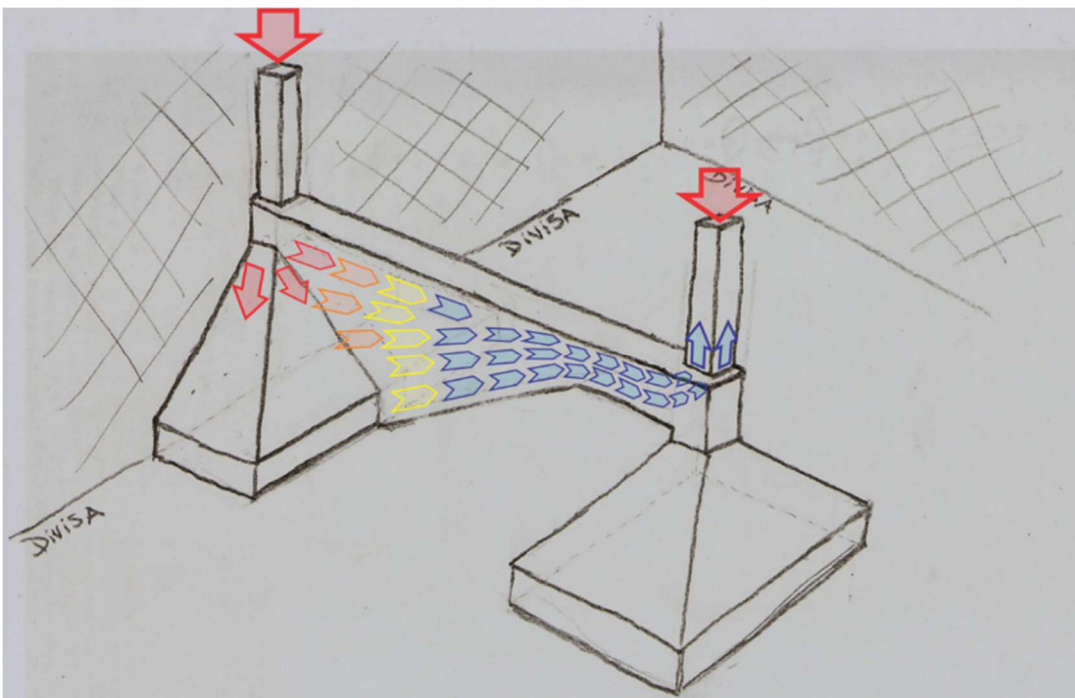


FIGURA 1 - EXEMPLO DE ESFORÇOS EM UMA VIGA-ALAVANCA

Fonte: O Autor (2014)

As torres de Linhas de Transmissão de alta tensão (LT), por exemplo, são estruturas muito altas e relativamente leves quando comparadas aos prédios. Devido ao baixo peso da estrutura metálica e a esbelteza da torre, essas estruturas são muito suscetíveis aos esforços do vento. A Figura 3 ilustra uma série de torres de LTs de diferentes tamanhos e tipos, quando comparadas a vegetação pode-se ter ideia do tamanho das estruturas. Em um caso típico de torre autoportante com quatro pernas, quando sujeita ao esforço do vento, tipicamente duas pernas estarão comprimidas e as outras duas tracionadas. Entre outros carregamentos, essas torres devem suportar as trações dos cabos e deflexões no traçado da LT. Tais cargas podem mudar a configuração dos esforços nas fundações, conforme exemplo da Figura 2 a seguir:

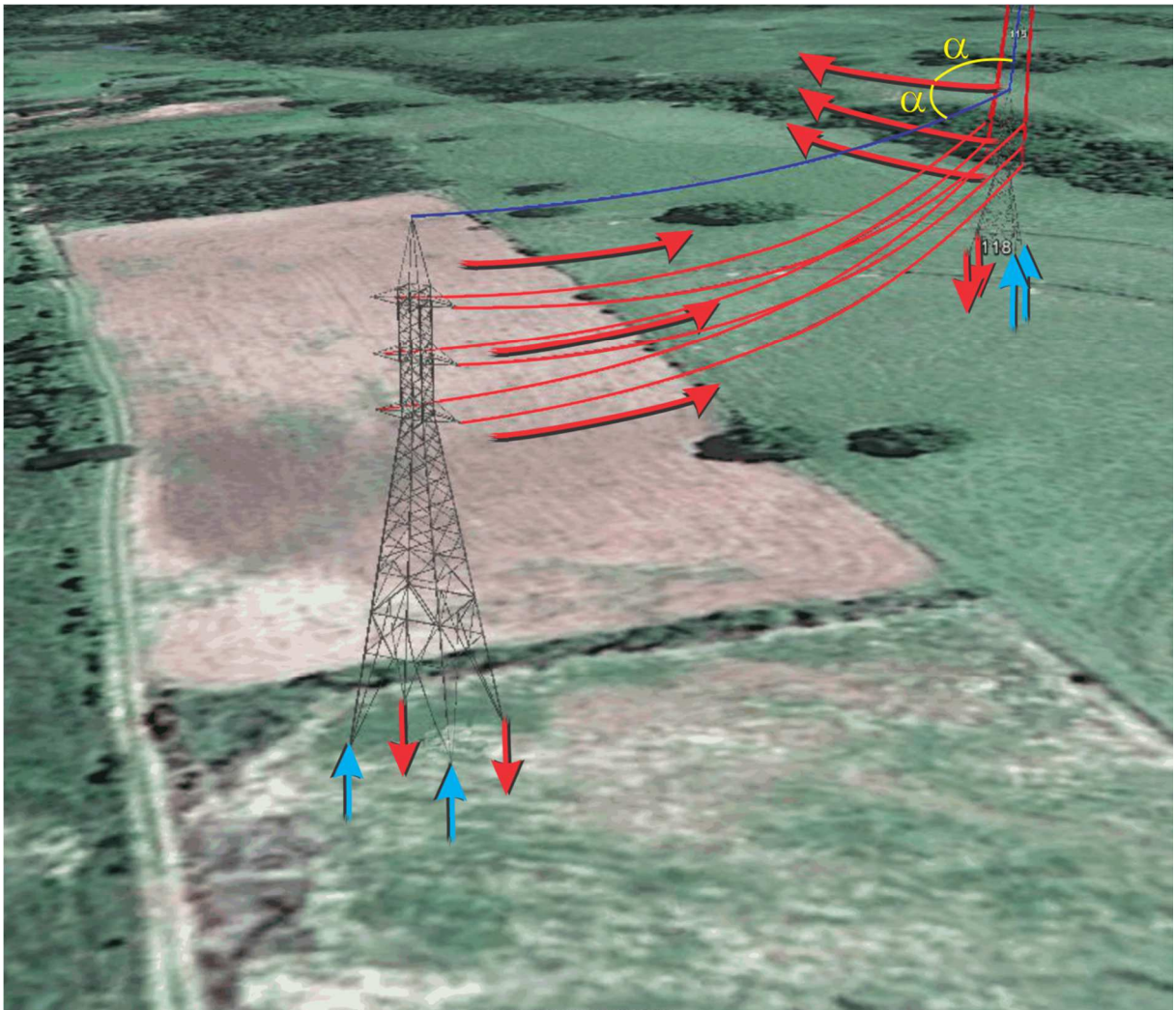


FIGURA 2 - EXEMPLO DE ESFORÇOS EM TORRES DE SUPORTE DE LT

Fonte: O Autor (2014)

Tendo tudo isso em mente, entende-se que fundação tracionada não é caso comum, mas por vezes acontece. Menos comum ainda é caso de ocorrer uma situação dessas sobre um terreno que apresenta rocha aflorada, ou leito rochoso muito próximo da superfície. Para todos os casos, e esse não é exceção, não basta basear-se em experiências anteriores ou senso comum, sempre é importante aprofundar o estudo da situação. Em vista disso, o foco do presente estudo é: fundações tracionadas assentadas sobre rocha.

Buscou-se responder fundamentalmente as três questões abaixo:

- Existem apenas duas soluções para essa questão: atirantar na rocha ou utilizar explosivos e usar métodos convencionais de fundação direta?
- Quais são os métodos de cálculo para o atirantamento em rocha?
- Como adotar nos cálculos a resistência à tração das rochas?

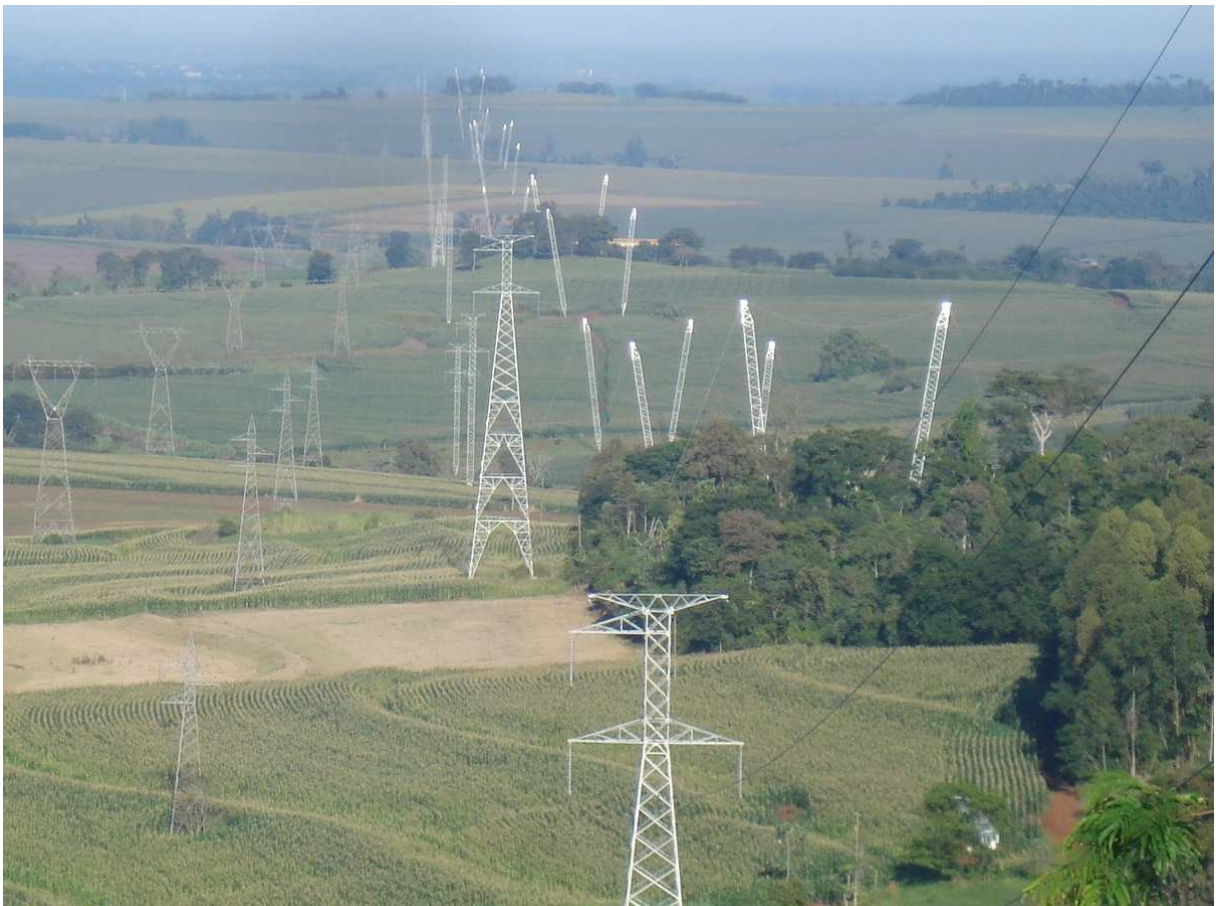


FIGURA 3 - EXEMPLO DE TORRES DE LINHA DE TRANSMISSÃO

Fonte: O Autor (2014)

1.2 HIPÓTESE

A hipótese que norteia esse trabalho é que cada projetista adota critérios próprios para dimensionar fundações sobre rocha, e conseqüentemente, os índices de segurança calculados são muito diferentes. Apesar disso, existe uma aparente convergência para as mesmas soluções de projeto.

1.3 OBJETIVO

Em relação a fundações tracionadas assentadas sobre rocha, o presente trabalho anseia sugerir critérios para o dimensionamento desse tipo de fundação. Em outras palavras, estudar métodos de cálculo da literatura técnica, compará-los à prática de projetistas brasileiros e propor uma padronização.

É importante ressaltar que cada projeto tem suas características particulares, havendo soluções diferentes para uma mesma situação problema. Portanto a escolha da melhor opção está ligada ao estudo da viabilidade de execução e, futuramente, à necessidade ou não de manutenção periódica.

1.4 JUSTIFICATIVA

Durante anos, diferentes tipos de projetos foram empregos para fundações submetidas ao esforço de arrancamento, porém algumas vezes os engenheiros viam-se obrigados a assentar suas fundações diretamente sobre rocha aflorada, e nesses casos as soluções se afinavam para poucas alternativas.

Uma solução muito utilizada era a detonação da rocha, entretanto, além dos perigos oriundos de uma explosão, o impacto poderia diminuir a resistência do material. Explosões desproporcionais poderiam fraturar a rocha além do desejado, tornando o material instável. Nessas condições, o atirantamento em rocha passou a ter o seu lugar de destaque.

Mediante isso o estudo proposto explora os métodos de cálculo e as respectivas soluções para fundações tracionadas assentadas sobre rocha. Além de apresentar as técnicas e peculiaridades dos métodos, fazem-se também comparações com valores de resistência publicadas em trabalhos científicos. Portanto, o trabalho é substancialmente relevante para todos os profissionais que buscam uma aproximação com o que foi pesquisado até o momento nesse tema.

Do ponto de vista econômico, obras como linhas de transmissão são de interesse de todos, uma vez que trazem benefícios para o sistema elétrico nacional como um todo, não apenas para uma concessionária específica. Ademais, a concessão para a prestação do serviço de transmissão de energia elétrica se dá através de leilões realizados pela Agência Nacional de Energia Elétrica (Aneel), a qual publica os editais estabelecendo um teto para remuneração anual sobre essa concessão. Tal remuneração é denominada Receita Anual Permitida (RAP), a qual é paga durante os anos de concessão independentemente dos custos de construção e

manutenção, com o agravante de ter uma parcela variável em função de períodos de mau funcionamento. Portanto, reduzir os custos da construção em terrenos rochosos e garantir a segurança das estruturas é de grande valia para esse ramo da engenharia.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo versa sobre temas essenciais para a perfeita compreensão do trabalho, abordando-se o esforço de tração, linhas de transmissão e as soluções técnicas de fundações, métodos de dimensionamento e investigação geotécnica.

2.1 ESFORÇO DE TRAÇÃO EM FUNDAÇÕES

Com a evolução da engenharia geotécnica, muito se tem estudado em todas as áreas que ela abrange. Até mesmo para o caso de fundações tracionadas, que ainda hoje merece bastante estudo, há muito já se apresentavam diversos pesquisadores. Exemplo disso, são Murray e Geddes (1987), que realizaram diversos ensaios de arrancamento em laboratório em areias médias e densas. Nos testes, foram empregadas placas retangulares variando nas proporções de 1:1 e 1:10 (largura:comprimento), sendo a largura de 50,8 mm e placas circulares com diâmetros entre 50,8 mm e 88,9 mm. Alguns ensaios foram realizados com placas lisas e outros com placas rugosas. Eles constataram que as curvas de carga-deformação para a areia densa apresentaram um pico característico, sendo que após o pico, a carga cai até atingir um valor constante. Já para as areias fofas não ocorre pico, pois uma vez atingido o valor máximo, este se mantém com o aumento das deformações e/ou ocorrem estágios de oscilação de tensão com incrementos de deformação. Para os ensaios realizados em areia densa, os autores verificaram que o fator de carga à tração e a deformação na ruptura aumentam com o embutimento e decresce com o aumento de comprimento. Ainda com os resultados, foi possível verificar que as cargas de ruptura nas fundações retangulares com relação 1:5 e 1:10 são muito próximas, sendo que para forma retangular com relação dimensional acima de 1:10, já pode ser considerada uma fundação contínua. Os autores também verificaram que, para a areia densa, o aumento na rugosidade de fundação aumenta o fator de carga à tração e a deformação na ruptura. Esse mesmo fator para a areia média é menor em comparação à areia densa, porém na areia média a deformação é maior. Os autores também verificaram que existe uma única relação do fator de carga à tração pela deformação, independente do diâmetro das fundações, para a areia densa. Por outro lado, para areia média, esta relação única não pode ser estabelecida.

Em fundações tracionadas, as tensões de cisalhamento são mais expressivas do que as deformações volumétricas, contribuindo para os deslocamentos. Nas fundações sob cargas compressivas, especialmente em solos menos resistentes, deformações volumétricas são predominantes, contribuindo para os recalques. Isso resulta que fundações tracionadas, com

reaterro bem compactado, produzem deslocamentos geralmente menores em comparação com fundações sob a mesma carga compressiva, no mesmo tipo de solo. Portanto, o projeto de fundações sob cargas de tração é concebido de acordo com critérios do limite de equilíbrio, na maioria dos casos. Contrastando com fundações comprimidas, em que as considerações de limite de equilíbrio e recalques são importantes. (PACHECO *et al.*, 2008)

A falta de concordância entre as várias teorias de capacidade de carga à tração se dá, o que se parece, à dificuldade de se prever a geometria da zona de ruptura. No caso da capacidade de carga à compressão as tensões se dão abaixo das fundações em um meio contínuo, que é assumido ser homogêneo e isotrópico: sendo assim, as zonas de ruptura são previstas e coerentes com a Mecânica dos Solos clássica. Na capacidade de carga última tração as tensões são distribuídas acima da base e sua distribuição parece ser única e influenciada pela superfície do terreno: o comportamento à tração de fundações profundas tem sido geralmente distinguido das fundações rasas. (AZEVEDO, 2009)

2.2 ROCHAS

Em Geologia, rochas são definidas como agregados de uma ou mais espécies de minerais e constituem unidades mais ou menos definidas da crosta terrestre. Sendo que o mineral é toda substância inorgânica natural, de composição química e estrutura definidas.

Existem as rochas simples, formadas por um só tipo de mineral (e.g. quartzitos, constituídos somente de quartzo); e as rochas composta, constituídas de mais de uma espécie de mineral (e.g. granitos, constituídos de quartzo, feldspato e micas).

Rocha não deve ser necessariamente todo material resistente e duro da crosta, como parece ser à primeira vista. Em Geologia, fala-se em rocha sem levar em conta a natureza ou o estado de coesão. Assim, são rochas tanto materiais resistentes como granitos, calcários, sienitos e gabros, como materiais mais moles e friáveis, como argilas, folhelhos, arenitos etc. (CHIOSSI, 2013, p. 31).

Outra definição importante é a de maciço rochoso, trata-se do conjunto formado pela matriz rochosa e por todas as descontinuidades nela contidas. Os maciços rochosos contém feições em geral planares, originadas por processos tectônicos ocorridos durante a evolução geológica e que apresentam propriedades de resistência e rigidez muito inferiores à matriz rochosa circunvizinha. Planos como juntas e falhas são exemplos típicos de descontinuidades

que influem as propriedades geotécnicas relevantes dos maciços rochosos (e.g. resistência, deformabilidade e permeabilidade).

2.2.1 Descrição Geotécnica Básica de maciços rochosos

De acordo com Gonçalves (2013), a Descrição Geotécnica Básica foi proposta pela ISRM em 1981, com o objetivo de classificar a qualidade do maciço rochoso para fins de engenharia. Ela se baseia em métodos expeditos de observação, contendo informação suficientemente vasta que torna possível a resolução de problemas práticos.

A utilização deste sistema de classificação leva em consideração os seguintes aspectos:

- 1 - Caracterização geológica: estado de alteração (W);
- 2 - Duas características estruturais dos maciços rochosos: espessura de camadas (L') e espaçamento entre fraturas (F');
- 3 - Duas características mecânicas: resistência à compressão simples do material rocha (σ_c) e o ângulo de atrito das descontinuidades (ϕ).

Classificação quanto ao estado de alteração

O estado de alteração do maciço é avaliado basicamente através da maior ou menor facilidade com que ele se parte, utilizando um martelo de mão, e também por meio da avaliação de sua coloração e brilho, como consequência da alteração de certos minerais. Via de regra, define-se cinco estados de alteração do maciço rochoso como apresentado na TABELA 1. Por questões de simplificação, algumas vezes, apresenta-se esta classificação com apenas três estados de alteração (W₁₋₂ - são a pouco alterado, W₃ - medianamente alterado, W₄₋₅ - muito alterado a decomposto).

TABELA 1 - ESTADO DE ALTERAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO.

SÍMBOLOS	DESIGNAÇÕES	CARACTERÍSTICAS
W ₁	São	A rocha não apresenta quaisquer sinais de alteração
W ₂	Pouco alterado	Sinais de alteração apenas nos planos e bordos das descontinuidades
W ₃	Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço (mudança de cor) mas a rocha não é friável
W ₄	Muito alterado	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W ₅	Decomposto	O maciço apresenta-se completamente friável (comportamento de solo)

Fonte: ISRM (1981).

Classificação quanto ao estado de fraturação

O estado de fraturação do maciço é caracterizado pelo espaçamento entre diáclases. A classificação está separada em cinco classes, entre muito pouco fraturado (caracterizado pelas diáclases muito afastadas) a fragmentado (caracterizado pelo afastamento entre diáclases muito próximas). Pode-se adotar também a simplificação em apenas três classes (F'₁₋₂ - Muito pouco fraturado a pouco fraturado, F'₃ - medianamente fraturado, F'₄₋₅ - muito fraturado a fragmentado). Na TABELA 2 encontra-se indicada a classificação elaborada pelo ISRM quanto ao estado de fraturação:

TABELA 2 - ESTADO DE FRATURAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO (ISRM, 1981).

SÍMBOLOS	INTERVALOS DE AFASTAMENTO (cm)	AFASTAMENTO DAS FRATURAS	ESTADO DE FRATURAÇÃO DO MACIÇO
F' ₁	> 200	Muito afastadas	Muito pouco fraturado
F' ₂	60 a 200	Afastadas	Pouco fraturado
F' ₃	20 a 60	Medianamente afastadas	Medianamente fraturado
F' ₄	6 a 20	Próximas	Muito fraturado
F' ₅	< 6	Muito próximas	Fragmentado

Fonte: ISRM (1981).

Classificação quanto à espessura de camadas

Para a espessura das camadas, são adotados valores idênticos ao estado de fraturação para descrever os limites das várias classes (TABELA 3). Numa versão simplificada, pode-se adotar: L'₁₋₂ - Muito espessas a espessas, L'₃ - medianamente espessas, L'₄₋₅ - delgadas a muito delgadas.

TABELA 3 – ESPESSURA DAS CAMADAS

SÍMBOLOS	INTERVALOS DE ESPESSURA (cm)	ESPESSURA DAS CAMADAS
L'₁	> 200	Muito espessas
L'₂	60 a 200	Espessas
L'₃	20 a 60	Medianamente espessas
L'₄	6 a 20	Delgadas
L'₅	< 6	Muito delgadas

Fonte: ISRM (1981).

Classificação quanto à resistência

Nas TABELAS 4 e 5 estão indicadas as classes referentes às características mecânicas: resistência à compressão uniaxial da rocha (σ_c) e o ângulo de atrito das descontinuidades (θ). Numa versão simplificada poder-se adotar: S₁₋₂ e A₁₋₂ - Muito elevada a elevada, S₃ e A₃ - média, S₄₋₅ e A₄₋₅ - baixa a muito baixa

TABELA 4 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL DA ROCHA

SÍMBOLOS	INTERVALOS DE RESISTÊNCIA (MPa)	RESISTÊNCIA
S ₁	> 200	Muito elevada
S ₂	60 a 200	Elevada
S ₃	20 a 60	Média
S ₄	6 a 20	Baixa
S ₅	< 6	Muito baixa

Fonte: ISRM (1981).

TABELA 5 - ÂNGULO DE ATRITO DAS DESCONTINUIDADES

SÍMBOLOS	INTERVALOS DE ÂNGULO DE ATRITO	RESISTÊNCIA
A ₁	> 45°	Muito elevado
A ₂	40° a 45°	Elevado
A ₃	35° a 40°	Médio
A ₄	30° a 35°	Baixo
A ₅	< 30°	Muito baixo

FONTE: ISRM (1981).

Classificação quanto à percentagem de recuperação

A percentagem de recuperação também permite obter informação sobre o estado de alteração do maciço rochoso. Quando são realizadas sondagens com recuperação contínua da amostra, o quociente entre a soma dos comprimentos das amostras obtidas e o comprimento do trecho furado nessa manobra multiplicado por 100 dá a percentagem de recuperação. Contudo, não é possível estabelecer uma classificação formal das características do maciço rochoso com

base na percentagem de recuperação. O valor deste índice é influenciado por fatores como a forma e o equipamento de perfuração utilizado. No entanto, é comum utilizar-se a correlação apresentada na TABELA 6.

TABELA 6 - CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO SEGUNDO A PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO

INTERVALO	CLASSIFICAÇÃO	DESCRIÇÃO
% REC > 80%	W ₁₋₂	Maciços pouco alterados, de boa qualidade
80% > %REC > 50%	W ₃	Maciços medianamente alterados
%REC < 50%	W ₄₋₅	Maciços muito alterados, de má qualidade

Fonte: LIMA & MENEZES (2012) apud GONÇALVES (2013).

Classificação quanto ao índice RQD

O índice RQD permite quantificar o grau das descontinuidades, traduzindo desta forma a qualidade do maciço por meio de um método de avaliação simples. O índice RQD é uma modificação da percentagem de recuperação do material, através da avaliação dos testemunhos das sondagens realizadas com recuperação contínua da amostra. As amostras não recuperadas, fragmentos, blocos muito pequenos de rocha e rocha muito alterada não são englobados na equação. O índice é definido pelo quociente entre o somatório dos trechos da amostragem com comprimento superior a 100 mm e o comprimento total. O índice RQD é assim traduzido pela equação abaixo:

$$RQD = \frac{\sum l_i(> 10cm)}{H} \cdot 100 \quad (1)$$

Onde:

H - comprimento total furado numa manobra;

l_i - trechos de amostragem superiores a 10 cm.

Os procedimentos deste ensaio são indicados pela ISRM. A qualidade no maciço segundo o índice RQD apresenta-se na TABELA 7.

TABELA 7 - QUALIDADE DO MACIÇO SEGUNDO O ÍNDICE RQD

RQD (%)	QUALIDADE DO MACIÇO
90 – 100	Excelente
75 – 90	Bom
50 – 75	Razoável
25 – 50	Fraco
0 - 25	Muito fraco

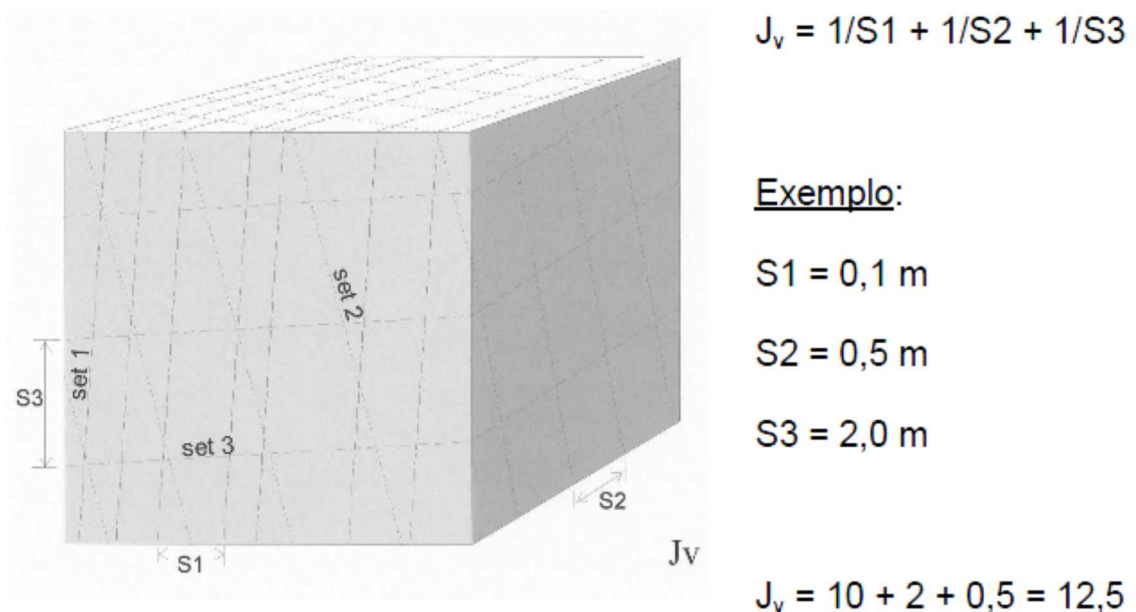
FONTE: Adaptado de GONÇALVES (2013).

Quando a escolha de amostras não é praticável, mas é possível a identificação dos traços das descontinuidades na superfície do maciço, por observação direta, Palmström (1982) e Priest & Hudson (1976) propuseram duas relações distintas para a avaliação do índice RQD (Brady & Brown, 2005, Bieniawski, 1989).

Segundo Palmstrøm, (1996), o índice RQD pode ser estimado através do número de descontinuidades por unidade de volume, sugerindo a relação proposta pela equação (2):

$$RQD = 115 - 3,3 \cdot J_v \quad (2)$$

Onde J_v corresponde ao índice volumétrico, que é definido pelo somatório do número de descontinuidades de cada família, por unidade de comprimento medido na normal a cada uma das famílias que ocorrem no maciço (ver FIGURA 4).

FIGURA 4 - EXEMPLO DE CÁLCULO DO ÍNDICE VOLUMÉTRICO J_v

FONTE: LIMA & MENEZES (2012) *apud* GONÇALVES (2013).

A aplicação deste índice combinado com outros sistemas ganha maior importância quando utilizado como um dos parâmetros para a determinação a qualidade do maciço rochoso. Exemplo disso é da classificação proposta por Bieniawski ou sistema RMR.

2.2.2 Caracterização laboratorial

Na maioria das vezes, os parâmetros obtidos dos ensaios laboratoriais representam o material rocha e não o maciço rochoso. No entanto, esses dados são úteis para se conhecer o comportamento do maciço rochoso. Na TABELA 8, apresentam-se os principais ensaios laboratoriais realizáveis no material rocha.

TABELA 8 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM ROCHAS

ENSAIOS ESTÁTICOS	ENSAIOS DINÂMICOS
- Compressão uniaxial (ou compressão simples), diametral e pontual	- Método da ressonância
- Cisalhamento direto e triaxial	- Método das pulsações ultrassônicas
- Flexão, torção e tração uniaxial	
- Deslizamento de diáclases	

FONTE: PINHO (2003).

Conhecer os parâmetros característicos do maciço rochoso é de grande importância na avaliação da resistência última de fundações, seja ela submetida ao esforço de tração ou compressão. O principal objetivo dos ensaios de laboratório é determinar os parâmetros característicos da rocha intacta. Aqueles considerados disponíveis em um projeto geotécnico corrente são:

- Compressão uniaxial (compressão simples), triaxial e diametral (Brazilian Test);
- Compressão puntiforme (Point Load);
- Tração uniaxial;
- Ensaio de cisalhamento;
- Ensaio de flexão.

Existem diversos outros ensaios laboratoriais para determinação de parâmetros característicos, contudo alguns requerem equipamentos mais sofisticados e mais tempo para a preparação e realização. Dessa forma, determinados ensaios nem sempre são praticáveis a nível econômico, o que incorre no uso de correlações para se estimar valores para projeto.

Um trabalho desenvolvido por Okubo e Fukui (1996) propôs um método para testar amostras de rocha à tração uniaxial. O teste pode ser aplicado às duas classes típicas de ruptura: Classe I - onde a curva tensão x deformação cresce como uma função monótona, e Classe II - onde a curva tensão x deformação não cresce como uma função monótona.

Uma importante questão observada pelos pesquisadores foi que existe grande semelhança no formato das curvas tensão x deformação para esforços de tração e de compressão. Uma explanação clara para esse fenômeno é, de fato, difícil de elaborar. Não obstante propôs-se o seguinte:

1) Um grande espalhamento da resistência de local para local em um espécime acarreta uma curva tensão x deformação dúctil tanto na tração quanto na compressão;

2) Endurecimento nas extensões das rachaduras também leva a uma curva tensão x deformação dúctil em ambos os campos de esforços;

3) Na compressão, características locais de tensão x deformação são consideradas como sendo comparativamente dúcteis, enquanto esforço de tração em torno das superfícies de falha promovem falha progressiva. Esses dois fenômenos se contrabalançam.

2.2.3 Variações nos valores de resistência

Segundo Sari (2012), frequentemente grandes variações nos valores de resistência de amostras de rochas são atribuídas a: 1) variabilidade natural, 2) erros de amostragem, 3) rigor e cuidado na preparação da amostra ou procedimentos do ensaio.

1) Variabilidade Natural: rochas não são materiais ideais. Elas são notoriamente heterogêneas, com coeficiente de variação tipicamente entre 15 e 20%. Em grandes espécimes de rocha intacta, as propriedades mecânicas não dependem somente dos minerais individualmente, mas também na forma com que os minerais estão arrançados. O Andesito é uma rocha ígnea, vulcânica (extrusiva), com granulação fina, de composição intermediária, com textura afanítica a porfirítica. Ela é intermediária por conter alguns minerais que são comuns ao riolito e alguns que são comuns ao basalto. Portanto, a variabilidade nas características do andesito é consideravelmente maior do que outras rochas ígneas. Mesmo quando amostras de composição litológica idênticas são testadas, a existência de descontinuidades microscópicas resulta em variações nos valores das propriedades mecânicas. A grande dispersão nos valores de resistência medidos em laboratório deve-se essencialmente à aleatoriedade no número, orientação e distribuição das microfissuras.

2) Erros de amostragem: a coloração é uma característica distintiva das unidades rochosas nas áreas onde blocos de rocha são coletados para experimentos de laboratório. A diferença na cor é usualmente atribuída ao grau de intemperismo. A diferença entre níveis de intemperismo pode resultar em variações nos resultados dos testes.

3) Rigor e cuidado na preparação da amostra ou procedimentos do ensaio: em laboratório, apenas amostras cuidadosamente preparadas devem ser usadas nos experimentos. O grau de isotropia ou anisotropia imposto pela direção do fluxo é um fator importante e pode levar a outras variações nos valores de resistência da rocha. Da mesma forma, amostras estocadas por períodos prolongados nas condições ambientes do laboratório também podem alterar os resultados.

2.2.4 Sistema de classificação geomecânica do Maciço Rochoso (RMR)

De acordo com Singh & Goel (1999), o sistema de classificação geomecânica RMR (*Rock Mass Rating*) foi inicialmente desenvolvido no Conselho Sul Africano de Pesquisa Científica e Industrial (CSIR) por Bieniawski em 1973, baseado na sua experiência em túneis rasos em rochas sedimentares. Desde então a classificação tem passado por uma série de mudanças significativas: em 1974 – redução dos parâmetros de classificação de oito para seis; em 1975 – ajuste da classificação e reduções nos requisitos para autossustentação das paredes de túneis; em 1976 – modificação das classes de contorno até múltiplos de 20; em 1979 – adoção da descrição de maciços rochosos da ISRM, etc. Portanto, é importante situar qual versão é usada quando valores de RMR são citados.

Para aplicar o sistema de classificação geomecânica RMR, um dado sitio deve ser dividido em um número de unidades geológicas, de tal modo que cada tipo de maciço rochoso esteja representado por uma unidade geológica estrutural separada. Os seis parâmetros seguintes devem ser determinados para cada unidade estrutural:

- Resistência à compressão simples da rocha intacta;
- RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Padrão das descontinuidades;
- Ação da água subterrânea;
- Orientação relativa das descontinuidades/escavação.

Este sistema foi elaborado com objetivo de caracterizar os parâmetros condicionantes do comportamento dos maciços rochosos, compartimentar uma formação rochosa em classes de maciço com qualidades distintas, prover dados quantitativos para o projeto geomecânico, e servir como referência à comunicação de dados na própria obra e entre obras distintas.

A influência das descontinuidades é considerada em três parâmetros à parte:

- RQD
- Espaçamento médio dos sistemas de juntas
- Padrão das descontinuidades

O grau de alteração da rocha, parâmetro introduzido nas primeiras proposições do sistema, foi suprimido como índice básico de caracterização do maciço, uma vez que seus efeitos se encontram embutidos nos valores de resistência à compressão simples da rocha intacta.

O parâmetro relativo ao padrão das descontinuidades engloba características de abertura, persistência, rugosidade, alteração das paredes e condições do material de preenchimento. A orientação das descontinuidades em relação à escavação é considerada como parâmetro de ajuste, analisado em separado em função da natureza da obra.

A rigor, os parâmetros RQD e o espaçamento médio das juntas procuram refletir uma única condição, referente à densidade volumétrica das descontinuidades, ou seja, o estado de compartimentação do maciço. Parece, portanto, haver uma dupla penalização decorrente de um mesmo fator. No entanto, é necessário considerar que o espaçamento expressa tão somente a condição média de compartimentação do maciço, isto é, a dimensão média dos blocos rochosos.

A partir da atribuição de pesos, em função dos níveis de variação dos parâmetros analisados, procede-se à classificação nominal do maciço rochoso pelo somatório dos pontos obtidos, determinando-se assim o denominado RMR (*Rock Mass Rating*).

TABELA 9 – SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA RMR (continua)

A. Parâmetros de classificação e seus pesos relativos									
Parâmetro			Valores						
1	Resistência da rocha intacta	Índice puntiforme (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Utilizar compressão simples		
		Compressão simples	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
		Peso relativo	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (rock quality designation)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50		< 25	
	Peso relativo		20	17	13	8		3	
3	Espaçamento de fraturas		> 2 m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	60 - 200 mm		< 60 mm	
	Peso relativo		20	25	10	8		5	
4	Condições das fraturas		Superfícies muito rugosas; não contínuas; fechadas; paredes duras	Superfícies pouca rugosas; abertura < 1 mm; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura < 1 mm; paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento < 5 mm ou abertura 1 - 5 mm; contínuas		Preenchimento mole > 5 mm ou abertura > 5 mm; contínuas	
	Peso relativo		30	25	20	10		0	
5	Água subterrânea	Infiltração em 10 m de túnel	Nenhuma	< 10 l/min	< 25 l/min	25 - 125 l/min		> 125 l/min	
		Relação: [(pressão de água na fratura) / (tensão principal máxima)]	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5		0,5	
		Condições gerais	Seco	Úmido	Muito úmido	Gotejamento		Fluindo água	
		Peso relativo	15	10	7	4		0	

B. Diretrizes para classificação das condições das discontinuidades					
Parâmetro	Valores e pesos relativos				
Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Pouco rugosa	Regular	Liso
	6	5	3	1	0
Enchimento	Enchimento duro			Enchimento mole	
	Nenhum	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	6	4	2	2	0

TABELA 9 – SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA RMR (conclusão)

Umidade	Nenhuma	Suavemente úmido	Moderadamente úmido	Muito úmido	Decomposto
	6	5	3	1	0

C. Efeito das discontinuidades na escavação de túneis					
Direção perpendicular ao eixo do túnel					
Escavação com o mergulho			Escavação contra o mergulho		
Mergulho 45° - 90°	Mergulho 20° - 45°	Mergulho 45° - 90°	Mergulho 20° - 45°		
muito favorável	favorável	regular	desfavorável		
Direção paralela ao eixo do túnel			Independente da direção		
Mergulho 20° - 45°	Mergulho 45° - 90°	Mergulho 0° - 20°			
regular	muito desfavorável	regular			

D. Ajuste para orientação das discontinuidades						
Orientação das discontinuidades		Muito favorável	Favorável	Aceitável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos relativos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

E. Classes do maciço rochoso em função dos pesos relativos					
Pesos relativos	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	muito bom	bom	regular	pobre	muito pobre

F. Significado das classes					
Classe	I	II	III	IV	V
Tempo médio de auto sustentação	20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 horas para 2,5 m de vão	30 min para 1 m de vão
Coesão (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ângulo de atrito	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°

FONTE: Adaptado de HUDSON & HARRISON (1997)

Na seção A da TABELA 9, com os primeiros cinco parâmetros e seus pesos relativos, os parâmetros estão agrupados em cinco classes, cada uma cobrindo uma faixa de valores apropriados para aquele parâmetro. Quando se avalia um dado maciço rochoso, se estabelece em qual desses grupos o parâmetro se situa, e então se soma os pesos relativos resultantes dos cinco parâmetros.

Na seção B da TABELA 9 estão os pesos relativos para a condição das descontinuidades. Observando-se as seções B, C e D juntas, nota-se que a orientação das descontinuidades torna-se progressivamente mais relevante.

Nas seções E e F da tabela, as classes do maciço rochoso são dadas com uma descrição de ‘muito bom’ até ‘muito pobre’, o que dá a estimativa para tempo de auto sustentação de túneis e os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (coesão e ângulo de atrito).

Apesar da simplicidade da abordagem quando se trabalha com maciços rochosos complexos, consideráveis benefícios à engenharia têm sido acumulados por meio da aplicação desse método de classificação e o pensamento resultante que isso tem provocado. (HUDSON & HARRISON, 1997)





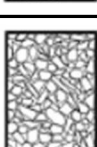

2.2.5 Índice de Resistência Geológica (GSI)

O Índice de Resistência Geológica, de acordo com Hoek e Marinos (2000), foi primeiramente desenvolvido por Hoek, Kaiser e Bawden em 1995, novamente avaliado por Hoek e Brown em 1997 e estendido por Hoek, Marinos e Benissi em 1998, chegando por fim à versão apresentada por Hoek e Marinos (2000). Esse índice é baseado na avaliação da litologia, estrutura e condições das superfícies das descontinuidades no maciço rochoso e é estimado de uma avaliação visual do maciço rochoso exposto nas faces do túnel ou superfícies de escavação, tais como trechos de corte em rodovias ou em testemunhos de furos de sondagem rotativa.

O valor estimado do GSI do maciço rochoso é incorporado nos cálculos para determinar a redução na resistência do maciço rochoso comparado com a resistência dos componentes da rocha intacta. Segundo Hoek e Marinos (2007), o índice GSI foi introduzido para superar as deficiências do RMR de Bieniawski para maciços rochosos muito pobres em qualidade.

A TABELA 10 pode ser usada para estimativas do valor do GSI para maciços rochosos típicos.

TABELA 10 - INDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA GSI

<p>Índice de resistência Geológica (GSI) A estimativa do valor médio de GSI se dará pela avaliação das características litológicas, estruturais e condições da superfície das descontinuidades. Não é indicado ser excessivamente preciso, ou seja, indicar um valor entre 33 e 37 será mais realista do que fixar GSI = 35. Este ábaco não se aplica aos rupturas estruturalmente controladas. Onde planos estruturais fracos estão presentes, em uma orientação desfavorável em relação a face de escavação, eles irão comandar o comportamento do maciço rochoso. A resistência ao cisalhamento de rochas propensas a deterioração em virtude de mudanças na umidade será reduzida na presença de água. Quando trabalha-se com rochas nas categorias moderada a muito branda, uma mudança para a direita pode ser feita para estudos em condições úmidas. Análises de poropressão são tratadas por análises de tensão efetiva.</p>		<p>CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE DAS DESCONTINUIDADES</p>				
ESTRUTURA		MUITO BOA: Muito rugosa, sem umidade	BOA: Rugosa, levemente úmida, e com manchas ferrosas	INTERMEDIÁRIA: Regular, moderadamente úmida e com alteração	BRANDA: Polida, altamente úmida e coberta / preenchida com fragmentos angulares	MUITO BRANDA: Polida, altamente úmida e coberta / preenchida com argila mole
		Diminuição da qualidade da superfície ➔				
	<p>Intacta ou Maciça: espécimes de rocha intacta ou maciços com descontinuidades muito espaçadas</p>	90			N/A	N/A
	<p>Fraturada: bem intertravado, maciço de rocha não deformada, constituído por blocos cúbicos formados por interseções de três descontinuidades</p>	80	70			
	<p>Muito Fraturada: intertravado, maciço parcialmente deformado, com blocos angulares de múltiplas faces formados por 4 ou mais descontinuidades</p>	60	50			
	<p>Fraturada/Perturbada/Em camadas: dobrada com blocos angulares formados por muitas interseções de descontinuidades. Persistentes sobre plano de dobras ou xistosidades</p>	40	30			
	<p>Desintegrada: pouco intertravamento, maciço rochoso altamente fraturado com uma mistura de pedaços de rochas angulares e arredondadas</p>	20				
	<p>Laminada/Cisalhada: ausência de blocos decorrente do pequeno espaçamento entre planos de cisalhamento ou fracas xistosidade</p>	N/A	N/A			10
		Diminuição do intertravamento dos fragmentos da rocha ⬇				

FONTE: HOEK e MARINOS (2000)

2.2.6 Comportamento de maciços rochosos

Em alguns casos, o estudo do comportamento pós-ruptura de maciços rochosos feito através de modelos numéricos utiliza o critério de ruptura de Hoek-Brown como critério de resistência e as análises decorrem por meio da teoria da plasticidade. Não há regras definitivas para tratar esses problemas, mas baseado na experiência em análises numéricas de um variedade de problemas práticos, Hoek e Brown (1997) sugerem a 0 como ponto de partida.

Maciço rochoso rígido de excelente qualidade: tal como granito ou quartzito, em análises de maciços, já apresentando fraturas e lascas, sujeitos a tensões extremamente altas sugerem que o maciço rochoso comporta-se de maneira elástico quebradiço, tal como mostrado na 0(a). Quando a resistência do maciço é excedida, ocorre uma repentina queda na resistência. Isso está associado com uma significativa dilatação dos pedaços de rocha rompidos. Se essa rocha rompida está confinada, por exemplo por um apoio de rocha, então ela pode ser adotada como comportando-se como um enchimento de rocha, com um ângulo de atrito de aproximadamente $\phi' = 38^\circ$ e zero de coesão. Tipicamente as propriedades de um maciço rochoso rígido de excelente qualidade podem ser:

Resistência a compressão da rocha intacta	$\sigma_{c,i} = 150 \text{ MPa}$
Constante de Hoek-Brown	$m_i = 25$
Índice de Resistência Geológica	$\text{GSI} = 75$
Ângulo de atrito efetivo	$\phi' = 46^\circ$
Coesão efetiva	$c' = 13 \text{ MPa}$
Resistência a compressão do maciço rochoso	$\sigma_{c,m} = 64,8 \text{ MPa}$
Resistência a tração do maciço rochoso	$\sigma_{t,m} = -0,9 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidade	$E_m = 42 \text{ GPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,20$
Ângulo de dilatância	$\alpha = \phi' / 4 = 11,5^\circ$
Características pós-pico de resistência	
Ângulo de atrito efetivo	$\phi'_f = 38^\circ$
Coesão efetiva	$c'_f = 0$
Módulo de elasticidade	$E_{f,m} = 10 \text{ GPa}$

Maciço rochoso de qualidade média: no caso de uma qualidade média, é razoável adotar que as características pós-ruptura podem ser estimadas pela redução do valor GSI do valor *in situ* para um valor abaixo do que caracterize o rompimento do maciço. Essa redução

corresponde a comportamento de amolecimento na deformação, na 0(b). Nessa figura pode-se assumir que a deformação pós-ruptura ocorre a um nível constante de tensão, definido pela resistência à compressão do maciço rochoso rompido. A validade dessa suposição é desconhecida. Tipicamente as propriedades de maciços rochosos de qualidade média são:

Resistência a compressão da rocha intacta	$\sigma_{c,i} = 80$ MPa
Constante de Hoek-Brown	$m_i = 12$
Índice de Resistência Geológica	GSI = 50
Ângulo de atrito efetivo	$\phi' = 33^\circ$
Coesão efetiva	$c' = 3,5$ MPa
Resistência a compressão do maciço rochoso	$\sigma_{c,m} = 13$ MPa
Resistência a tração do maciço rochoso	$\sigma_{t,m} = -0,15$ MPa
Módulo de elasticidade	$E_m = 9$ GPa
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,25$
Ângulo de dilatância	$\alpha = \phi'/8 = 4^\circ$
Características pós-pico de resistência	
Resistência do maciço rochoso rompido	$\sigma_{f,c,m} = 8$ MPa
Módulo de elasticidade	$E_{f,m} = 5$ GPa

Maciço rochoso de péssima qualidade: análises de rupturas progressivas em maciços rochosos de péssima qualidade adjacentes a túneis sugerem que as características pós-ruptura das rochas são adequadamente representadas assumindo-se que elas comportam-se de forma perfeitamente plástica. Isso significa que elas continuam a deformar em nível constante de tensão e que a variação de volume está associada com a ruptura contínua. Esse tipo de comportamento está ilustrado na 0(c). Tipicamente rochas de péssima qualidade apresentam as seguintes propriedades:

Resistência a compressão da rocha intacta	$\sigma_{c,i} = 20$ MPa
Constante de Hoek-Brown	$m_i = 8$
Índice de Resistência Geológica	GSI = 30
Ângulo de atrito efetivo	$\phi' = 24^\circ$
Coesão efetiva	$c' = 0,55$ MPa
Resistência a compressão do maciço rochoso	$\sigma_{c,m} = 1,70$ MPa
Resistência a tração do maciço rochoso	$\sigma_{t,m} = -0,01$ MPa
Módulo de elasticidade	$E_m = 1,4$ GPa
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$

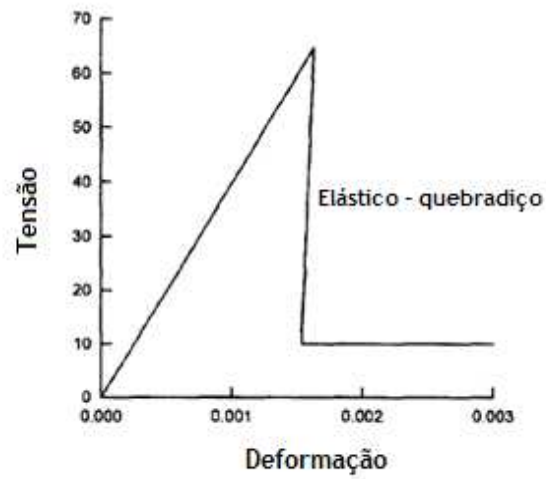
Ângulo de dilatação	$\alpha = 0$
Características pós-pico de resistência	
Resistência do maciço rochoso rompido	$\sigma_{f,c,m} = 1,7 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidade	$E_{f,m} = 1,4 \text{ GPa}$

TABELA 11 – ESTIMATIVA DE CAMPO PARA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAxIAL

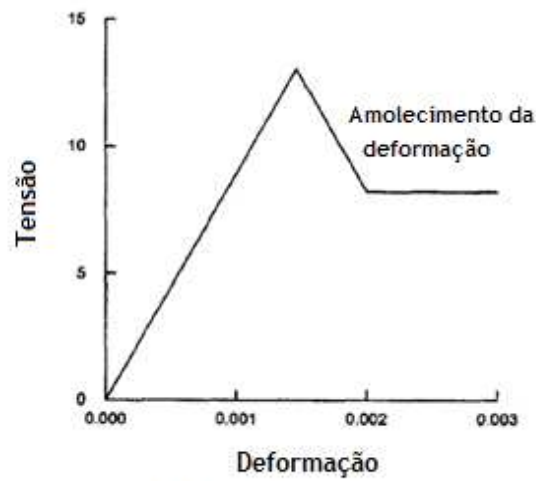
CLASSE	σ_c	ÍNDICE PUNTIFORME	RESISTÊNCIA ESTIMADA DE CAMPO	EXEMPLOS	
R6	Extremamente forte	> 250 MPa	> 10 MPa	Espécime só pode ser lascado com martelo de geólogo	Basalto, diabásio, granito, gnaisse
R5	Muito forte	100 – 250 MPa	4 – 10 MPa	Espécime requer muitos golpes do martelo de geólogo para se fraturar	Arenito, basalto, gnaisse, calcário, mármore, riolito
R4	Forte	50 – 100 MPa	2 – 4 MPa	Espécime requer mais de um golpe do martelo de geólogo para se fraturar	Calcário, mármore, arenito, xisto, folhelho
R3	Medianamente forte	25 – 50 MPa	1 – 2 MPa	Não pode ser riscado com um canivete, espécime pode se fraturar com um único golpe do martelo de geólogo	Argilito, carvão mineral, concreto, xisto, folhelho, siltito
R2	Fraco	5 – 25 MPa	*	Pode ser riscado com dificuldade por um canivete, identificação superficial feita com um golpe da ponta do martelo de geólogo	Calcário, halita
R1	Muito fraco	1 – 5 MPa	*	Esmigalha-se sob o golpe da ponta do martelo de geólogo, pode ser riscado com o canivete	Rocha alterada
R0	Extremamente fraco	0,25 – 1 MPa	*	Friável	Rocha decomposta

* Índice puntiforme em rochas com resistência a compressão simples menor do que 25 MPa não apresentam bons resultados.

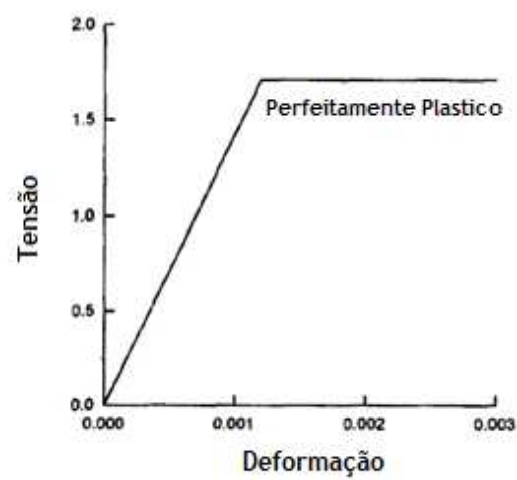
FONTE: HOEK e BROWN (1997)



a) Maciço rochoso rígido de excelente qualidade



b) Maciço rochoso de qualidade média



c) Maciço rochoso de péssima qualidade

FIGURA 5 - CARACTERÍSTICAS SUGERIDAS PÓS-RUPTURA PARA DIFERENTES QUALIDADES DE MACIÇOS ROCHOSO

FONTE: Adaptado de HOEK E BROWN (1997)

2.2.7 Projeção estereográfica

A projeção estereográfica é, fundamentalmente, a projeção da superfície de uma esfera sobre o seu plano equatorial ou seu polo. Este tipo de projeção tem diversas aplicações, constituindo-se num método prático de representar, no plano, elementos planares e lineares situados no espaço, com preservação dos ângulos e das suas relações angulares.

Os problemas de geologia estrutural requerem, em geral, uma análise geométrica tridimensional, e é por essa razão que a projeção estereográfica é utilizada. Tal ferramenta pode ser usada em menor escala para o estudo de encostas, exemplo disso é a FIGURA 6 que apresenta a projeção estereográfica da encosta rochosa de Andesito estudada por Koca *et. al.* (2011). Para a instalação do monumento de Atatürk sobre a referida encosta, os pesquisadores, além de utilizarem métodos numéricos, também se basearam na projeção estereográfica que ilustra as diversas famílias de descontinuidades para encontrar o ângulo ótimo de inclinação dos tirantes.

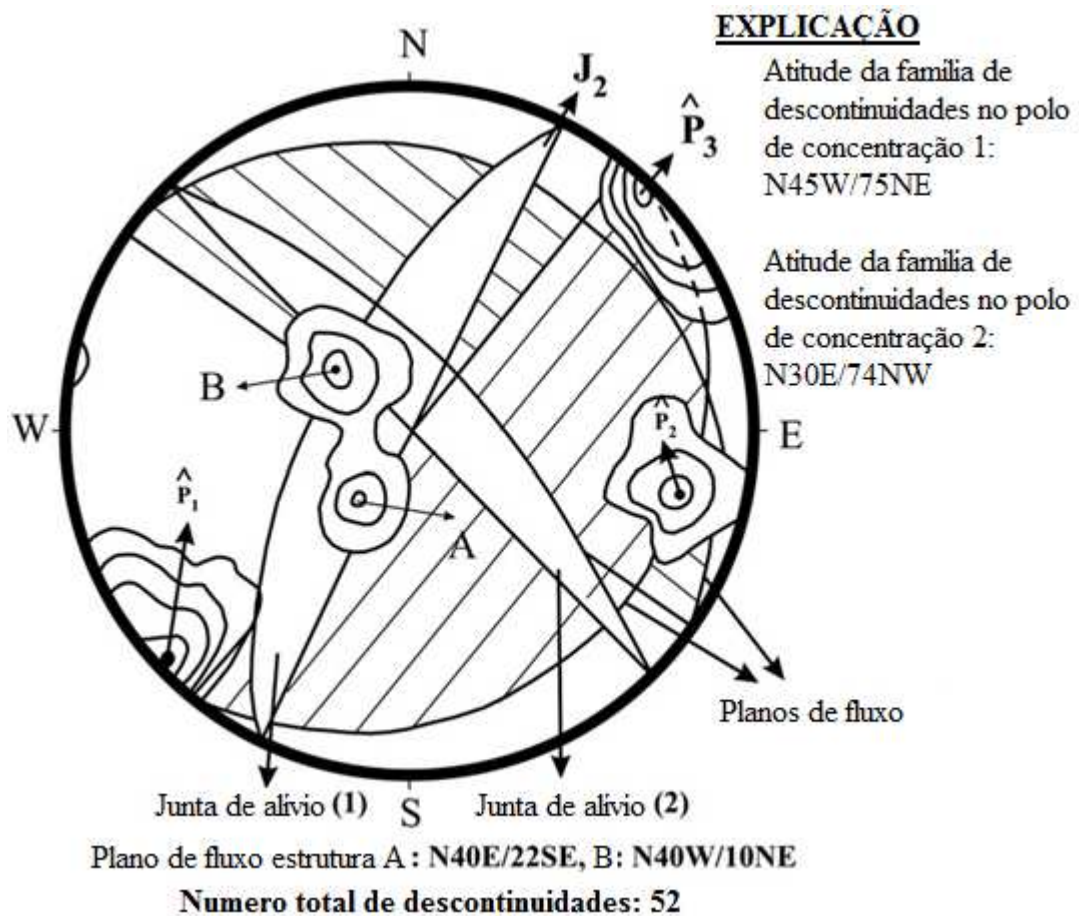


FIGURA 6 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DE UM MACIÇO DE ANDESITO

FONTE: KOCA, *et. al.* (2011)

2.3 LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ALTA TENSÃO

No Brasil, as LTs são normalmente muito extensas porque as grandes usinas hidrelétricas estão situadas a distâncias consideráveis dos centros consumidores. O Brasil tem cerca de 106.000 km de LT, que, geologicamente falando, atravessam os mais diferentes tipos de terrenos (rochas e solos), além de travessias especiais como rios, estradas, áreas urbanas, rurais, entre outras. (CHIOSSI, 2013)

Os principais elementos estruturais das LTs são as torres de suporte, cuja fundação deve ser bastante segura, evitando-se áreas instáveis sujeitas a escorregamentos ou deslizamentos, pois, como o próprio nome já diz, irão suportar o peso dos cabos condutores de energia.

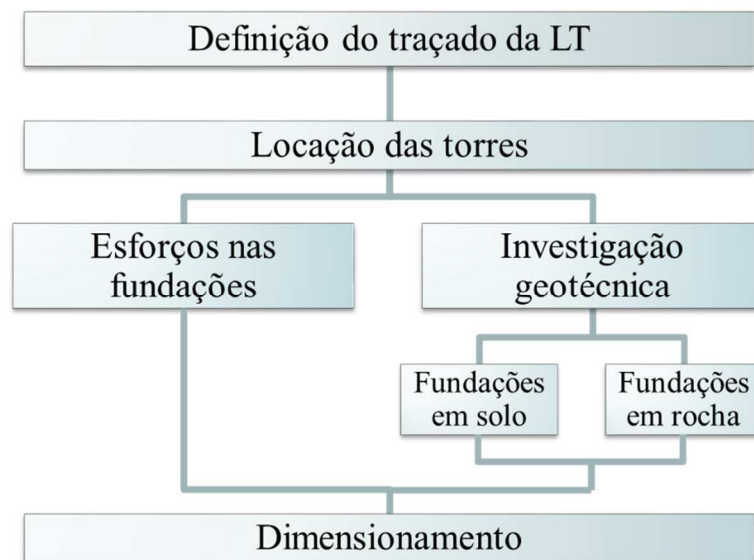


FIGURA 7 - FLUXOGRAMA DAS ETAPAS DIRETAMENTE RELACIONADAS AO PROJETO DE FUNDAÇÕES DE UMA LT

FONTE: O Autor (2014)

2.3.1 Remuneração da Aneel em função da segurança da LT

A segurança da LT está diretamente relacionada à competência de sua estrutura de suporte (torre e fundação), portanto, uma LT segura garante a remuneração da empresa proprietária pela Aneel. Este fato consigna e determina a competitividade das empresas desse ramo no mercado.

A empresa proprietária de linha de transmissão recebe pelos serviços prestados, mensalmente, um valor correspondente a 1/12 da receita anual permitida como remuneração de seus ativos, para assegurar os seus custos com manutenção e operação, não importando a quantidade de energia transmitida no período pelo empreendimento, ou seja, este setor é remunerado apenas por sua disponibilidade. Como sua remuneração é fixa, o empreendedor tenta a redução máxima dos custos, tal redução pode levar à queda da qualidade do serviço, resultando no aumento de falhas e indisponibilidade do sistema. (SILVA PINTO, 2012)

Para garantir a qualidade dos serviços de transmissão de energia, e objetivando maximizar a disponibilidade dos equipamentos de transmissão, a Aneel homologou a resolução normativa 270 em junho de 2007, estabelecendo penalizações em termos financeiros às indisponibilidades dos ativos de transmissão de energia. Nesta resolução foi criada a parcela variável, (PV), com o objetivo de incentivar a qualidade dos serviços de transmissão prestados pelas empresas proprietárias. (SILVA PINTO, 2012)

A parcela variável consiste em penalidades na forma de descontos nas receitas dos proprietários que deixarem seus equipamentos indisponíveis, sendo estas “multas” diretamente proporcionais ao tempo de duração da indisponibilidade. Desta forma, a parcela variável objetiva a maximização da disponibilidade das instalações e conseqüentemente o aumento da confiabilidade do fornecimento de energia elétrica aos consumidores. Tais multas são descontadas do valor de pagamento base a ser recebido pelo proprietário da linha de transmissão. (SILVA PINTO, 2012)

O mercado de transmissão de energia utiliza o conceito de qualidade em serviços para explicar a “parcela variável”, que é representada por descontos na receita oriundos da “falta de qualidade” na prestação do serviço. O custo da qualidade (custo para evitar a “parcela variável”) é um dilema para o investidor, pois tal custo pode inviabilizar um projeto caso seja maior que o necessário ou pode fazer com que o empreendimento não seja bem sucedido caso seja inferior ao necessário. (SILVA PINTO, 2012)

A remuneração é feita por cada grupo de equipamento integrante da linha de transmissão, tais grupos de equipamentos são classificados como função transmissão (FT). FT também podem ser definido como: conjunto de instalações funcionalmente dependentes, considerado de forma solidária para fins de apuração da prestação de serviços de transmissão, compreendendo o equipamento principal e os complementares.

As funções transmissão descritas na resolução 270 da Aneel são as seguintes: linha de transmissão (LT), transformador (TR), controle de reativo (CR), reator (REA), compensador

estático (CRE), compensador síncrono (CSI), banco de capacitores (BC), e compensador série (CSE).

As funções transmissão podem ser compostas por mais de um equipamento, e no caso da função linha de transmissão, ela é composta de pelo menos os seguintes equipamentos: ferragens, torre, isoladores, condutores e cabo para-raio.

Quando a soma das durações dos tempos de desligamento de uma função transmissão, apurados num período de 12 meses ultrapassar o período máximo de tempo descrito pela resolução 270 da Aneel, o empreendimento sofrerá descontos na receita oriundos da cobrança de parcela variável.

A cobrança de parcela variável é calculada pela seguinte equação:

$$PV = \frac{PB}{1440 \cdot D} Kp \sum DP + \frac{PB}{1440 \cdot D} \sum Ko \cdot DO \quad (3)$$

Onde:

- PV é o valor de parcela variável a ser descontado do valor de pagamento base que a empresa receberia;
- PB é o pagamento base (receita);
- D é o número de dias do mês;
- Kp é o fator de desligamento programado;
- Ko é o fator para outros desligamentos, até que se alcance um máximo de 300 minutos, após isto, Ko passa a ser igual à Kp;
- DP é a duração da parada programada; e
- DO é a duração das outras paradas.

Os valores para Ko e Kp estão apresentados na TABELA 12.

Para a interrupção ser considerada de origem programada, ele deve ser solicitada pelo proprietário do empreendimento ao operador nacional do sistema com antecedência mínima de 30 dias.

Neste contexto, pode-se inferir que as torres de linhas de transmissão devem ser projetadas com alto grau de confiabilidade, uma vez que a cobrança de parcela variável se dá pelo tempo de duração de indisponibilidade.

TABELA 12 - VALORES PARA K_o E K_p

FUNÇÃO TRANSMISSÃO	FATOR K_o		FATOR K_p	
	ANO 1	ANO 2	ANO 1	ANO 2
LT	100	150	6,67	10
TR	100	150	6,67	10
CR	REA	100	150	6,67
	CRE	100	150	5
	CSI	50	50	2,5
	BC	50	100	2,5
	CSE	100	150	5

Fonte: ANEEL (2007)

2.3.2 Tipos de torres de transmissão de energia elétrica

As torres de LTs podem ser classificadas basicamente quanto à disposição dos condutores, quanto ao número de circuitos e quanto à função linha.

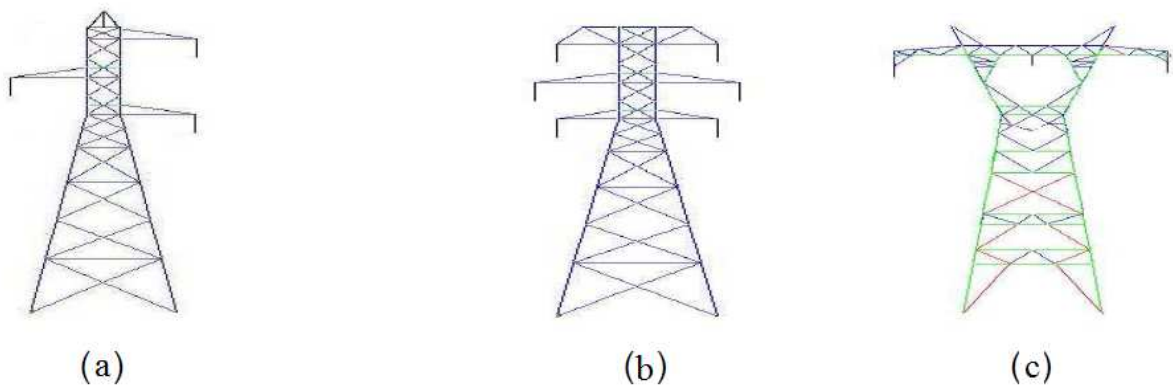


FIGURA 8 - DISPOSIÇÃO DOS CONDUTORES: (a) TRIANGULAR, (b) VERTICAL E (c) HORIZONTAL

Fonte: HATASHITA (2007)

Os condutores são fixados na extremidade dos isoladores, os quais estão representados nas torres da FIGURA 8 como barras verticais, e estas por sua vez estão fixadas nos braços das torres que são chamadas de mísulas.

Em relação a classificação das torres quanto à disposição dos condutores, os três tipos mais comuns estão ilustrados na FIGURA 8. A FIGURA 8 (a) os condutores estão dispostos triangularmente, pois dois condutores estão dispostos do lado direito e um no lado esquerdo e deste modo formam geometricamente um triângulo. A FIGURA 8 (b) ilustra uma torre que

possui três condutores do lado esquerdo e mais três condutores ao lado direito. Portanto, em ambos os lados os condutores estão dispostos verticalmente. Quanto a FIGURA 8 (c), os três condutores estão linearmente dispostos na horizontal.

Aproveitando a mesma ilustração também é possível observar a diferença entre a classificação de torres quanto ao número de circuitos. As FIGURA 8 (a) e (c) são exemplos de torres de circuito simples, ambas com apenas um circuito de três condutores de energia. A FIGURA 8 (b) é uma torre de circuito duplo, pois apresenta um circuito ao lado esquerdo e outro ao lado direito.



FIGURA 9 - FUNÇÃO DA LINHA: (a) TORRE DE SUSPENSÃO, (b) TORRE DE ANCORAGEM.

Fonte: HATASHITA (2007)

Na FIGURA 9 (a) tem-se um exemplo de torre de suspensão. Pode ser observado que os isoladores onde são fixados os condutores estão na posição vertical. Esse tipo de torre geralmente é o mais recorrente nas LTs com traçados sem muitas deflexões. Em relação a FIGURA 9 (b), tem-se uma torre de ancoragem onde pode-se notar que os isoladores estão na posição horizontal. Esse é um tipo de torre mais robusta e é utilizada para ancoragem dos cabos. Ela pode ser uma ancoragem de final de linha, quando usada nas extremidades da LT, ou ancoragem intermediária, quando colocadas entre as estruturas de suspensão.

2.3.3 Fundações de torres de LTs

Chaves (2004) apresenta em seu trabalho as fundações de torres de linhas de transmissão e de telecomunicações como basicamente de quatro tipos, e mais algumas variações, são elas: sapata, tubulão, grelha metálica e bloco ancorado em rocha. A definição do tipo a ser adotado

é função das cargas atuantes, características do solo e das condições de execução. Quanto a isso, essas são as suas orientações:

1. Fundações em sapata podem ser utilizadas em locais onde o nível d'água está abaixo da cota de assentamento da base da fundação, em solos cuja a escavação pode ser executada, sem risco, e que tenham capacidade de resistência de média a alta. Esses terrenos ainda deverão apresentar-se pouco deformáveis na cota de assentamento da sapata. Apresentam como vantagem, a resistência ao arrancamento e, como desvantagem, os grandes volumes de escavação e de reaterro, o consumo de concreto e o uso de forma;

2. Fundações em tubulão a céu aberto, são utilizados nos mesmos locais onde as sapatas seria viáveis, porém raramente são executados onde o nível d'água esteja muito acima da cota de assentamento. Apresentam as mesmas vantagens que as fundações em sapata, porém com menor volume de escavação, menor consumo de concreto, supressão de formas, e sem reaterro. Tem como vantagem ainda ocupar pouco espaço em planta e procurar tensões mais elevadas em camadas mais profundas;

3. Fundações em grelha metálica são executáveis nos locais indicados para sapatas. Apresentam, como vantagens o pequeno peso, fabricação em série, a facilidade de transporte e de montagem. As desvantagens são as mesmas que as fundações em sapata, no que se refere aos volumes de escavação e de reaterro, além de serem mais sujeitas a processos corrosivos;

4. Grelhas com laje incorporada, que apresentam vantagem na resistência a esforços de arrancamento, aplicam tensões menores no solo, além de serem mais resistentes à corrosão, devido à proteção conferida à grelha pelo concreto que a envolve. Têm como desvantagem a necessidade de utilização de concreto, cujo transporte é difícil aos locais sem acesso viário;

5. Grelhas com bloco de concreto incorporado têm a vantagem de resistir a maiores cargas de arrancamento, quando comparadas às grelhas com laje incorporada. Podem ser aplicados em locais em que o nível d'água seja mais elevado que sua cota de assentamento;

6. Tubulões engastados em rocha devem ser utilizados onde a cobertura de solo é pequena, o que impede a utilização das fundações descritas acima, e onde a rocha apresenta-se muito fraturada ou decomposta na superfície. Apresenta como vantagem, o pequeno consumo de materiais e, como desvantagem, a necessidade de uso de explosivos;

7. Blocos ancorados em rocha devem ser utilizados onde a rocha, superficialmente, apresenta-se sã, pouco fraturada, ou pouco decomposta. Tem como vantagem, em relação ao tubulão anterior, não necessitar do uso de explosivos. Necessita, porém, de perfuratrizes para execução dos furos de fixação dos chumbadores.

Fora as sete variações citadas por Chaves (2004) ainda pode ser citada a estaca metálica helicoidal, blocos de estacas e estaca raiz.

2.3.4 Investigação geotécnica

A prática aponta que o emprego de ensaios realizados *in situ* é importante para determinar características dos solos. Isso se deve ao fato de não haver amolgamento do solo durante o processo de amostragem, ou seja, os resultados são encontrados com o estado real de tensões do solo, podendo-se relacionar os resultados obtidos diretamente com o estado geostático de tensões.

Um programa de investigação bem concebido, que tenha por consequência a avaliação precisa dos parâmetros constitutivos do solo, pode resultar na otimização da relação custo / benefício da obra (SCHNAID, 2000). Essa otimização é ainda mais necessária em obras de infraestrutura, cujos investimentos são muito elevados e, conseqüentemente, erros na fase de estudo ou durante o projeto podem levar a desperdícios de milhões de reais.

De maneira geral, o projetista de fundações deve se envolver com o processo de investigação do subsolo desde seu início. Infelizmente, na prática, isso frequentemente não acontece, e ao projetista é entregue, junto com informações sobre a estrutura para a qual deve projetar fundações, um conjunto de sondagens. Nesse caso, e havendo dúvidas que impeçam o desenvolvimento do projeto, essas sondagens devem ser consideradas uma investigação preliminar, e uma investigação complementar deve ser solicitada. (VELLOSO e LOPES, 2010)

Linhas de transmissão são obras lineares, portanto, as estruturas de suporte estão espalhadas em faixas quilométricas. Em muitos casos é extremamente difícil alcançar o ponto exato onde ficará a estrutura, e isso se deve tipicamente à natureza linear dessas obras, que atravessam diversos tipos de relevo confrontando picos íngremes até zonas alagadiças. Outro fator de extrema relevância em obras de LT é a natureza dos esforços nas fundações, que são de tração e compressão, ou seja, apresenta apoios também em situação de arrancamento. Em virtude de suas peculiaridades, o programa de investigação para projetos de LTs requer ser condizente com seu respectivo grau de importância.

A Norma Brasileira NBR 8036, que regulamenta as exigências mínimas de sondagens de simples reconhecimento, apresenta algumas considerações buscando assegurar a realização destes ensaios como procedimento mínimo a ser adotado em projetos correntes. Em casos de estudos, a Norma preconiza um número mínimo de três sondagens, fixando a distância máxima entre elas de 100 m. Entretanto, na prática corrente de projetos de fundações de linhas de

transmissão, além do fato de não haver um perfeito enquadramento segundo essa Norma, o presente trabalho constatou que os profissionais seguem seus próprios critérios para investigação geotécnica. Como poderá ser visto mais a frente no texto, para o caso de linhas de transmissão, esses estudos geralmente limitam-se ao ensaio de penetração dinâmica (SPT) e sondagens a trado.

As sondagens a trado são perfurações executadas com um dos tipos de trado manuais mostrados na FIGURA 10 . A profundidade também está limitada à profundidade do nível d'água, e as amostras retiradas são deformadas. Esse tipo de investigação está normalizada pela NBR 9603. (VELLOSO e LOPES, 2010)

As sondagens a percussão são perfurações capazes de ultrapassar o nível d'água e atravessar solos relativamente compactos ou duros. O furo é revestido, caso ele se apresentar instável; caso se apresente estável, a perfuração pode prosseguir sem revestimento, eventualmente adicionando-se um pouco de bentonita à água. A perfuração avança na medida em que o solo, desagregado com auxílio de um trépano, é removido por circulação de água (lavagem) (VELLOSO e LOPES, 2010).

O equipamento de sondagem, na FIGURA 11 , mostra em (a) a etapa de avanço da sondagem por meio da desagregação e lavagem, porém quando o solo permite, é possível avançar com um trado manual; e em (b) a etapa do ensaio de penetração dinâmica, quando são desferidos golpes com o peso padrão para cravação do amostrador no solo. Tal amostrador possui 45 cm, e basicamente o resultado do ensaio é igual ao número de golpes para penetrar seus últimos 30 cm no solo. Esse ensaio é normalizado segundo a NBR 6484 de 2001, onde estão caracterizados todos os seus aspectos, de equipamentos a critérios de paralisação.



FIGURA 10 - TRADOS MANUAIS SEGUNDO A NBR 9603

FONTE: ABNT NBR 9603 (1986)

Segundo Velloso e Lopes (2010) as sondagens a percussão não ultrapassam, naturalmente, matacões e blocos de rocha (e são detidas às vezes por pedregulhos) e têm dificuldade de atravessar saprólitos (solos residuais jovens) muito compactos ou alterações de rocha. No caso de se encontrar grande dificuldade de perfuração, a sondagem é suspensa. Como alternativa para esses casos, quando há necessidade de caracterização da amostra, pode-se citar o emprego das sondagens rotativas e mistas.

As sondagens mistas são uma combinação de um equipamento de sondagem rotativa com equipamento de sondagem a percussão (para SPT).

Durante o processo de sondagem rotativa é utilizada uma ferramenta tubular chamada *barrilete* (do inglês *barrel*), para corte e retirada de amostras de rocha (chamadas de testemunhos). Essas ferramentas têm em sua extremidade inferior uma coroa, que pode ter pastilhas de tungstênio (*wídia*) ou diamantes.

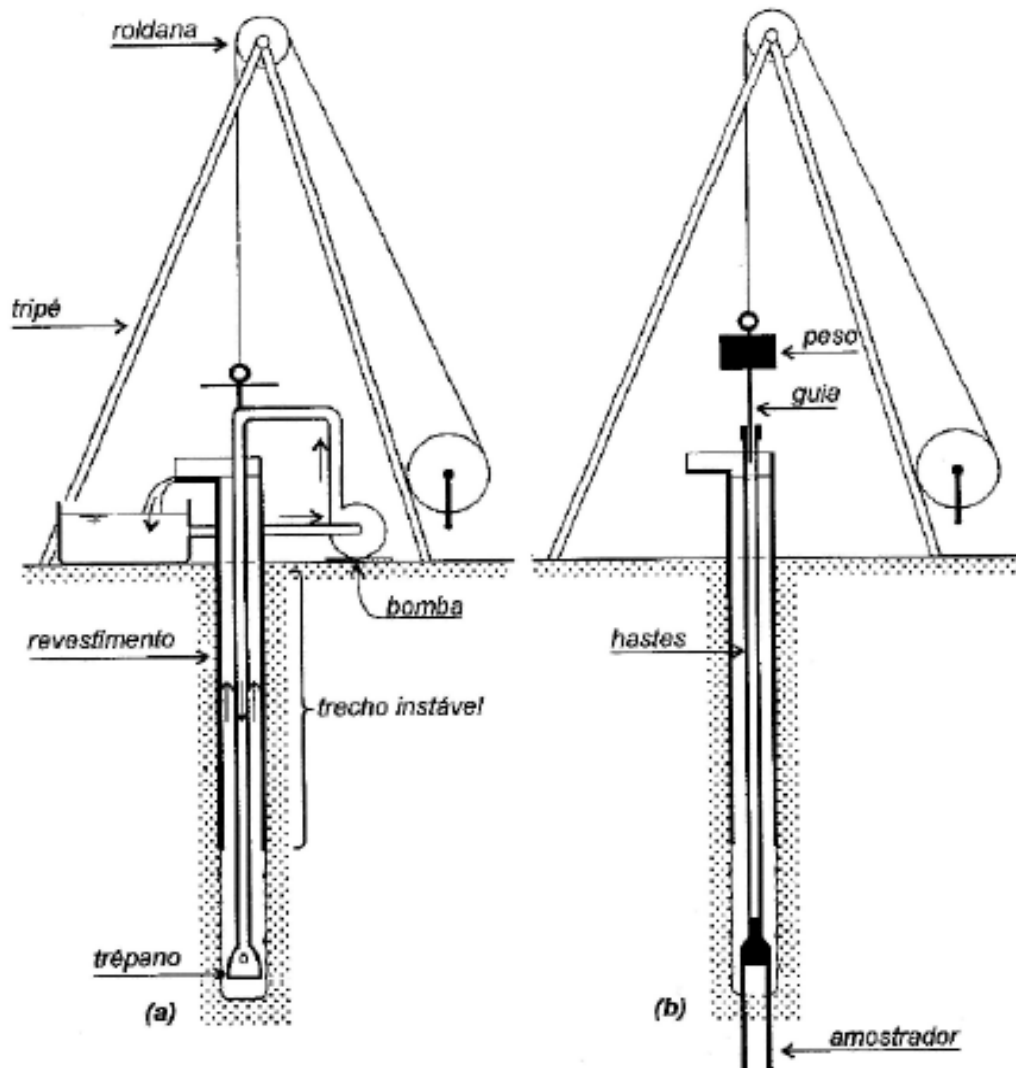


FIGURA 11 - ETAPAS NA EXECUÇÃO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO

FONTE: VELLOSO e LOPES (2010)

O conhecimento e implementação adequada do equipamento, procedimento de execução, controle / avaliação, interpretação, junto ao conhecimento do potencial e limitações de cada ensaio in situ é fundamental para a eficácia e qualidade dos resultados obtidos (COUTINHO, 2008).

Esforços têm sido realizados na comunidade científica na avaliação e aperfeiçoamento de todas as etapas do processo, particularmente dos métodos de interpretação, de forma a permitir o bom uso na prática de técnicas de investigação (COUTINHO, 2008).

Uma variedade de depósitos de geo-materiais podem ser encontrado na natureza, cada um podendo apresentar características específicas e peculiares, que exigem o bom entendimento, para a escolha adequada das técnicas e cuidados no processo de investigação (COUTINHO, 2008).

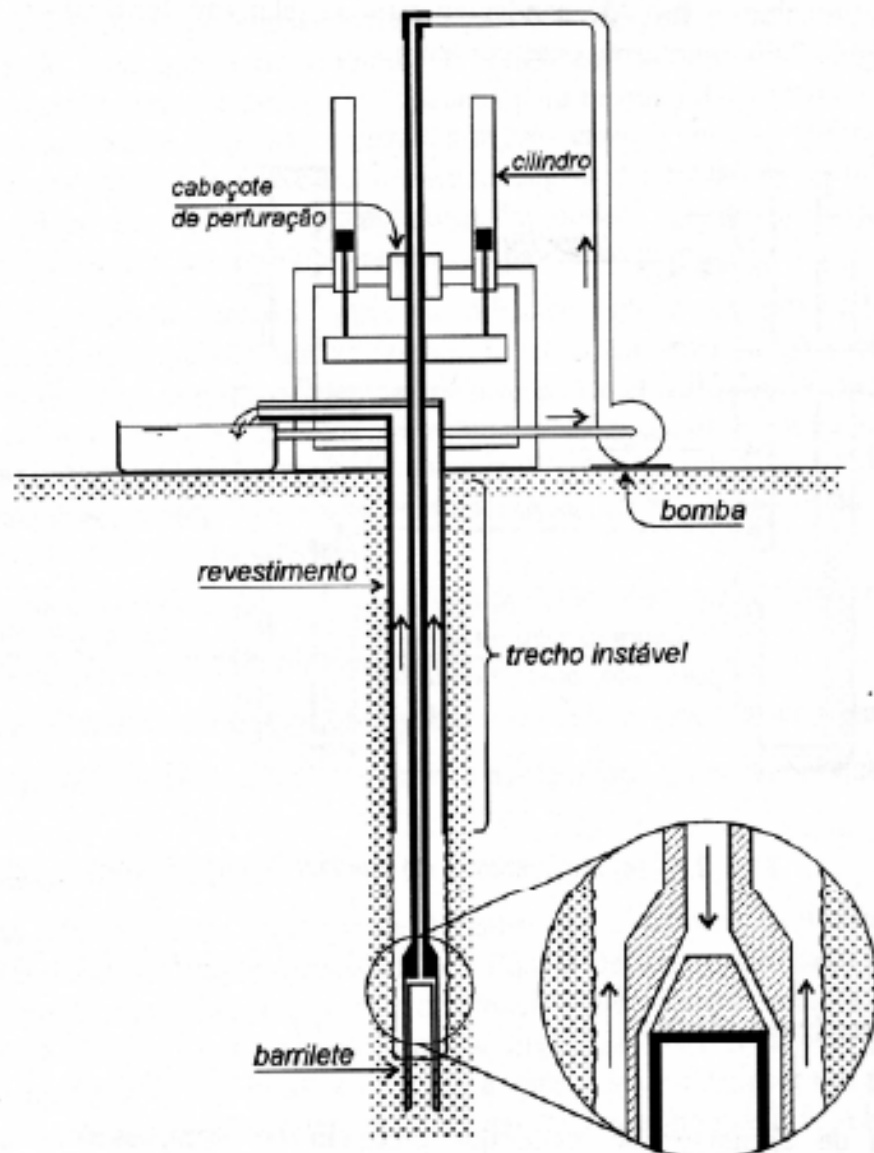


FIGURA 12 - ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DE SONDA ROTATIVA.
 FONTE: VELLOSO e LOPES (2010)

De acordo com Coutinho (2008), a caracterização de uma área é fundamental no projeto e na construção de obras de engenharia civil em maciços naturais. No caso da investigação geotécnica de campo diversas técnicas são hoje disponíveis com amplo espectro de utilização e aplicação na pesquisa e na prática. É recomendado sempre que possível, a utilização de mais de um caminho para a obtenção de um determinado parâmetro geotécnico, assim como, duas medidas independentes, como por exemplo q_c/u_o , G_o/q_c ou G_o/N_{60} .

2.4 ATIRANTAMENTO EM ROCHA

Desde 1970, vários pesquisadores têm realizado trabalhos de monitoramento em campo nos tirantes realizados em diversas formações rochosas. Freeman (1978 *apud* Li e Stillborg, 1999) realizou um trabalho pioneiro no estudo do desempenho de tirantes em rocha no túnel experimental Kielder. Ele monitorou tanto o processo de carregamento dos tirantes, como a distribuição das tensões ao longo dele. Com base nesses dados foram propostos conceitos fundamentais que delinearam o entendimento claro do comportamento dos tirantes em rocha.

Quanto ao atirantamento em si, novas aplicações sempre têm surgido na história da engenharia geotécnica. Isso já havia sido constatado por Littlejohn (1973), que citou como exemplos: estrutura tênsil, torres de telecomunicação, túneis submersos, etc. Da mesma maneira, as técnicas construtivas para esse sistema, que disponibilizaram novas possibilidades para as fundações atirantadas. No entanto, apesar da grande variedade e do grande número de tipos de atirantamentos possíveis de empregar, parece que muitos engenheiros não fazem uma comparação com o objetivo de destacar quais são particularmente adequados para a aplicação que se tem em mente.

Nos dias de hoje, especialmente na construção de túneis, o reforço de maciços rochosos com tirantes é amplamente usado. Entretanto o mecanismo exato de resistência desses tirantes é difícil de analisar, e isso se deve a três aspectos: a presença de descontinuidades com sua rugosidade, a presença de vários diferentes materiais (tirante, rocha, graute ou resina) com diferentes mecanismos de comportamento, e o aspecto tridimensional do sistema que é algo muito complexo de simular (i.e. tipo de tirante, orientação do tirante, condições de carregamento). É uma certeza que o tirante aumenta a resistência da rocha, mas a magnitude desse aumento é difícil de calcular. Consequência disso é a não existência de um método único recomendado para projetar esse sistema, e a maior parte das técnicas envolve a experiência prática dos engenheiros. (GRASSELLI, 2004)

2.4.1 Classificações do atirantamento

Littlejohn (1973) divide os sistemas atirantamento em dois grupos principais, a saber:

- a) Atirantamento grauteado, onde a carga é transferida a partir da barra para massa cimentícia, e daí para o solo circundante;
- b) Atirantamento tipo mecânico, onde a carga é transferida diretamente para o solo circundante.

Em ambos os grupos existem três mecanismos de transferência de carga, através da qual o sistema de retenção do solo é solicitado. A resistência do eixo, por exemplo, barra roscada; em seguida a resistência da extremidade, por exemplo, placa rotativa e broca expansível; e por fim a resistência do eixo combinada a de extremidade, por exemplo multi-hélice. O estudo proposto limita-se apenas a ancoragem grauteada.

Quanto à escolha do sistema de ancoragem, Littlejohn (1973) enfatiza que performances pobres ou insatisfatórias podem resultar de uma escolha baseada em uma simples comparação de custos. Portanto recomenda-se que a seleção de um sistema de ancoragem deve também levar em conta fatores como: a existência de um método de cálculo para o sistema, a adequação da técnica de instalação, carga de trabalho exigida, o controle de qualidade durante a construção, os testes de solo do local, entre outros.

Além desses fatores, é claro que o custo e o tempo para terminar a empreitada são de primordial importância, mas a experiência tem destacado que não é correto comparar sistemas de atirantamento exclusivamente sob estes dois aspectos, sem alguma referência aos fatores listados acima.

É possível classificar tirantes em ativos e passivos. A diferença entre os dois está essencialmente no fato de que tirantes ativos são tensionados e por consequência aplicam uma força positiva no maciço rochoso, ao passo que tirantes passivos dependem de movimentação do corpo rochoso para que sejam então solicitados.

2.4.2 Efeitos da composição do graute no atirantamento

Benmokrane *et. al.* (1995) executaram ensaios em escala laboratorial de diferentes misturas para o graute em conjunto com dois tipos de tirante: com cordoalhas e com barra roscada. Seis misturas de graute cimentício, com e sem aditivos, foram usadas com objetivo de determinar os efeitos físicos e mecânicos das características do graute. Testes de arrancamento foram executados com tirantes passivos dentro de cilindros de concreto (com f_{ck} 60 MPa para simular a rocha) com diferentes comprimentos de engastamento. O propósito dos testes foi avaliar os efeitos do comprimento do engastamento, das propriedades da superfície do tirante, e da mistura do graute no comportamento da resistência de ligação.

Conforme a TABELA 14, a resistência ao cisalhamento aumenta quando o fator água-cimento diminui. De fato, uma quantidade excessiva de água no graute diminui sua densidade e o resultado obtido é um graute pobre. O confinamento depende da qualidade do graute e do módulo de elasticidade da rocha. Devido ao confinamento, uma tensão radial se desenvolve

sobre a coluna de graute e atua na interface graute/rocha. Grautes pobres sofrem mais retração, apresentam percentagem maior de vazios, por isso tornam-se menos eficientes em transferir os esforços para a rocha.

TABELA 13 – COMPOSIÇÃO DOS GRAUTE TESTADOS POR BENMOKRANE *et. al.*

	CG1	CG2	CG3	CG4	CG5	CG6
Água	1	1	1	1	1	1
Cimento Portland tipo 1	2,22	-	2,22	2,02	1,66	2,22
Cimento Portland tipo 2	-	1,66	-	-	-	-
Microsílica	-	-	-	0,222	-	-
Pó de alumínio	-	-	$1,55 \cdot 10^{-4}$	-	-	-
Relação água cimento	0,45	0,60	0,45	0,45	0,60	0,45
Areia	-	-	-	-	-	0,95
Superplastificante	-	-	-	0,057	-	-

FONTE: Benmokrane *et. al.* (1995)

TABELA 14 – CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS GRAUTE TESTADOS POR BENMOKRANE *et. al.* APÓS 3 E 28 DIAS

	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)		RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)		MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa)		COEFICIENTE DE POISSON	
	3 dias	28 dias	3 dias	28 dias	3 dias	28 dias	3 dias	28 dias
CG1	26,6	52,6	2,8	3,8	11,1	14,8	0,12	0,14
CG2	16,6	37,9	2,1	3,5	7,5	14,9	0,10	0,17
CG3	21,4	40,3	1,9	3,7	6,8	12	*	0,17
CG4	26,2	59,6	2,6	3,8	13,5	16,4	0,14	0,12
CG5	19,2	34,6	1,8	3,4	*	8,8	*	*
CG6	29,0	51,8	3,2	4,3	15,4	17,9	0,10	0,15

* Testes com resultados não satisfatórios

FONTE: Benmokrane *et. al.* (1995)

TABELA 15 – VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE ADERÊNCIA NA INTERFACE BARRA DO TIRANTE / GRAUTE

	CORDOALHAS (MPa)		BARRA ROSCADA (MPa)	
	3 dias	28 dias	3 dias	28 dias
CG1	2,1±0,9	4,2±0,7	6,8±0,5	10,2±0,9
CG2	*	2,3±0,2	*	6,8±0,1
CG3	2,0±0,4	4,7±0,8	7,0±0,8	10,7±1,1
CG4	2,5±0,6	3,7±0,7	7,8±0,8	10,5±1,5
CG5	*	2,6±0,3	*	9,9±0,1
CG6	3,1±0,6	4,8±0,9	8,0±0,2	13,1±0,6

* Testes com resultados não satisfatórios

FONTE: Benmokrane *et. al.* (1995)

A introdução de areia no graute reduz sua porosidade e retração. A incompressibilidade da areia faz crescer a dilatação do graute na ruptura, levando a um aumento na resistência de

aderência de fricção. A introdução de aditivos a base de alumínio e sílica também mostraram ganhos de resistência de aderência.

A tensão última de aderência na interface tirante/graute das cordoalhas resultaram menores do que da barra roscada (aproximadamente um terço do valor). Isso se deve principalmente a um intertravamento mecanicamente mais forte da interface do graute com a barra roscada. Na situação de grandes deslocamentos, a transferência de carga é influenciada pela geometria da superfície do tirante, assim como pela resistência do graute.

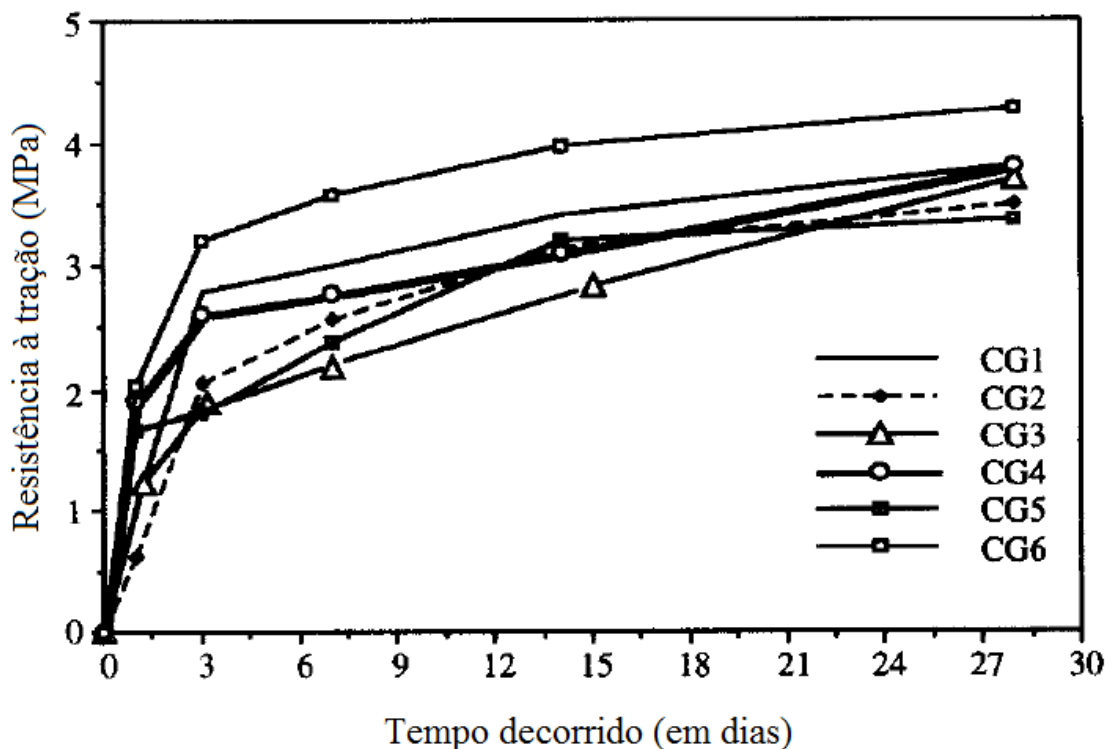


FIGURA 13 - RESISTÊNCIA A TRAÇÃO DAS MISTURAS EM FUNÇÃO DO TEMPO

FONTE: Benmokrane *et. al.* (1995)

Esforços tem sido feitos pela comunidade científica também na área de ensaios não destrutivos para tirantes. Esse é o caso de Jiu-long (2012) e Beard & Lowe (2003), os quais publicaram trabalhos sobre equipamentos que, através da interpretação da resposta dos tirantes a ondas ultrassônicas, podem solucionar o problema de inspeção em campo. Segundo os autores, os equipamentos podem detectar com precisão o comprimento do tirante, possíveis estrangulamentos ou corrosões severas.

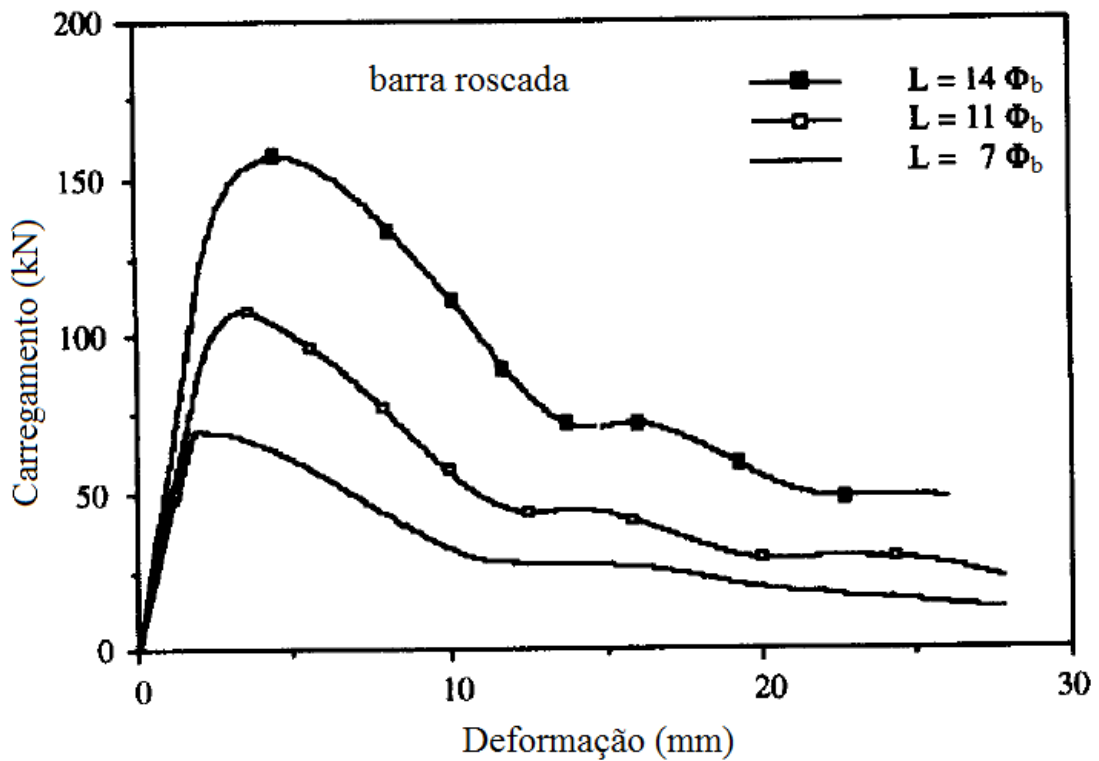


FIGURA 14 - GRÁFICO TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA BARRA ROSCADA
 FONTE: Benmokrane *et. al.* (1995)

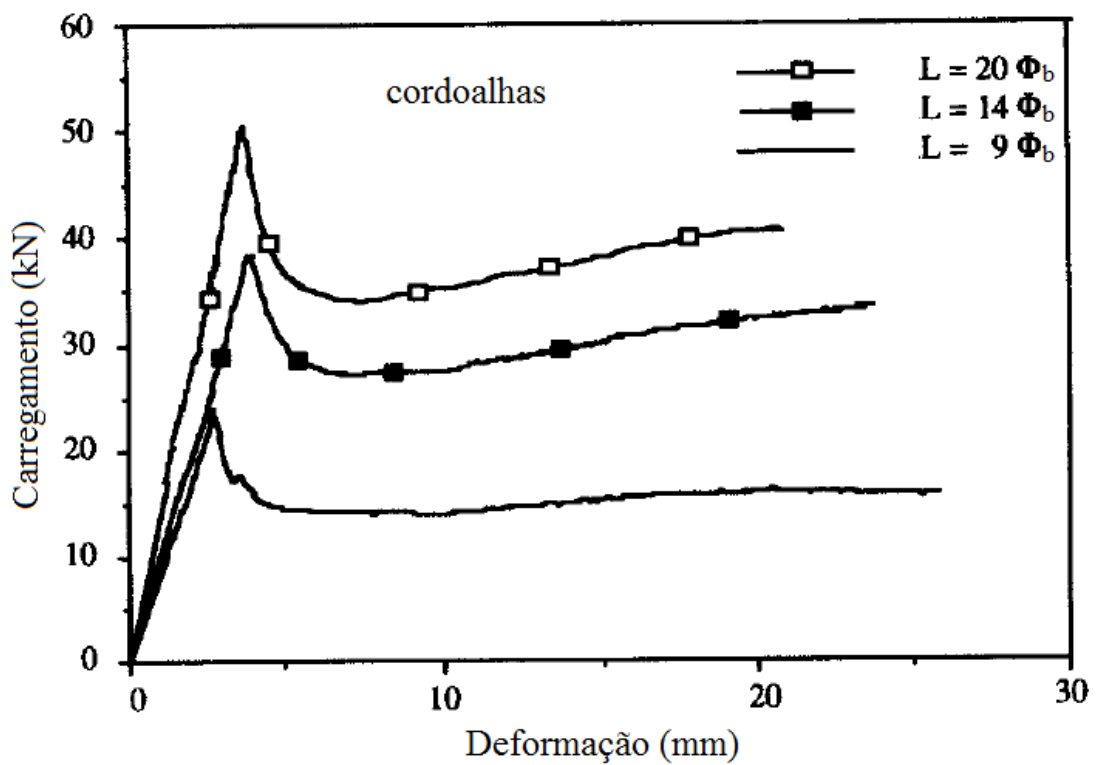


FIGURA 15 - GRÁFICO TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA CORDOALHA
 FONTE: Benmokrane *et. al.* (1995)

2.4.3 A prática do atirantamento em torres de telecomunicação

Em sua publicação, Ostroumov, et. al. (2008) apresentam sua experiência adquirida com fundações de torres de telecomunicações na Rússia. Uma de suas premissas é que, na condição de encontrar rocha já nas camadas superficiais do subsolo, recomenda-se como solução técnica de fundação o atirantamento. Sendo mais específico: sapata sobre leito natural de rocha combinada com tirantes.

Para esses casos de fundações atirantadas, Ostroumov et. al. (2008) solicitaram testes de arrancamento *in situ* para o dobro da carga de projeto, que era da ordem de 300 a 400 kN.

No dimensionamento de fundações de torres de telecomunicações, grandes momentos fletores, tombamento, cargas de tração e forças transversais são os carregamentos determinantes, e é isso o que exerce maior influência na escolha do tipo de fundação. Conforme citado anteriormente, os autores recomendam que preferencialmente adote-se a solução de fundação com sapata e tirantes pois unificam fundação e leito natural, acreditando-se ser a técnica mais econômica para fundações sobre rocha. (OSTROUMOV, et. al. 2008)

2.4.4 O esforço de ancoragem em tirantes ativos

Quanto à força de ancoragem de tirantes, Sinou & Tincelin (1980) afirmam que isso depende de diversos parâmetros, sendo a intensidade do esforço de tração na barra o mais importante deles. Inicialmente parece óbvio que esse esforço é representado pela tensão aplicada no tirante durante a execução. Entretanto, à medida que aumenta deformação nos estratos atravessados pelo tirante, qualquer deformação diferencial irá resultar num aumento da tensão que poderá causar ruptura da barra. Isso pode ocorrer entre os estratos próximos da zona de ancoragem e adjacentes à cavidade escavada.

Sabe-se que a análise completa de todos os parâmetros que afetam a adaptação da ancoragem como estrato acaba sendo uma tarefa muito delicada. Ademais é por isso que só em algumas ocasiões consegue-se fazer previsões confiáveis sobre as características de ancoragem. Portanto, é preferível fazer testes de tração *in situ*, em seguida, usar um dinamômetro para ver como está a tensão aplicada ao tirante após um período de tempo. (SINOUE & TINCELIN, 1980)

2.4.5 Estudos sobre o comportamento de tirantes

Yap e Rodger (1984) publicaram um estudo sobre o comportamento de tirantes em rocha utilizando o método dos elementos finitos. Os autores apresentaram diversas premissas de projeto do atirantamento, uma vez que essas informações foram utilizadas para comparação com o seu modelo numérico.

De acordo com Yap e Rodger (1984), em projeto de tirantes cada modo de falha em potencial deve ser considerado:

- a) falha do maciço rochoso;
- b) falha na aderência na interface rocha/graute;
- c) falha na aderência na interface barra de aço do tirante/graute;
- d) falha no barra de aço do tirante ou no topo da ancoragem (caso de tirantes ativos).

O modo de ruína (a) considera a estabilidade global, enquanto os outros são rupturas locais consideradas no projeto de tirantes.

A estabilidade global do atirantamento (a) é considerada em função do volume de rocha mobilizado para resistir a força de tração. A configuração mais comum desse volume é o cone invertido. Ao passo que os muitos autores são consoantes quanto ao ângulo de inclusão, a contar do vértice, de 90°; segundo o estudo de Yap e Rodger (1984) pode-se assumir esse ângulo entre 60° ou 90° dependendo do tipo de rocha. Uma vez que esse método abrange tirantes ativos e passivos, abre a possibilidade do vértice do cone ser considerado na base, meio ou fundo da zona de ancoragem. A TABELA 16 apresenta as geometrias aplicadas na prática e suas respectivas fontes.

Embora o formato cônico seja altamente aceito como superfície de falha, evidências experimentais contradizem isso. De acordo com Yap e Rodger (1984), baseado em informações experimentais o modo de falha em cone é raro, e ocorre geralmente em tirantes curtos (menores que 2,0 m de comprimento de ancoragem).

Segundo esse critério, a profundidade do engastamento é encontrada igualando-se a carga aplicada ou ao peso de rocha dentro do cone, ou à força de cisalhamento mobilizada na superfície cônica de falha. Ademais, Yap e Rodger (1984) julgam que esses fatores raramente são combinados. Outrossim evidências experimentais comprovam que a resistência ao cisalhamento de rochas é um importante parâmetro que deveria ser incluído para computar a resistência ao arrancamento de tirantes. Valores máximos recomendados de tensão de cisalhamento são mostrados na TABELA 17.

**TABELA 16 - GEOMETRIA DO CONE RELACIONADO A TIRANTES EM ROCHA
EMPREGADOS NA PRÁTICA**

GEOMETRIA DO CONE INVERTIDO			
ÂNGULO DE INCLUSÃO	POSIÇÃO DO VÉRTICE	FONTES (<i>apud</i> Yap e Rodger, 1984)	
			Saliman e Schaefer (1968)
60°	Fundos da ancoragem	Estados Unidos	(1968)
60°	Fundos da ancoragem	Estados Unidos	Hilf (1973)
60°	Fundos da ancoragem	Grã-Bretanha	Mayfield <i>et al</i> (1978)
90°	Fundos da ancoragem	Grã-Bretanha	Banks (1955)
90°	Fundos da ancoragem	Estados Unidos	Wolf <i>et al</i> (1964)
90°	Fundos da ancoragem	Canadá	Brown (1970)
90°	Fundos da ancoragem	Austrália	Longworth (1971)
90°	Fundos da ancoragem	Estados Unidos	Lang (1972)
90°	Fundos da ancoragem	Estados Unidos	White (1973)
90°	Fundos da ancoragem	Alemanha	Stocker (1973)
	tirantes onde a carga é transmitida pela placa de ancoragem		
90°	Fundos da ancoragem	Canadá	Ismael <i>et al</i> (1979)
90°	Fundos da ancoragem	Grã-Bretanha	Daws (1979)
90°	Meio da ancoragem	Grã-Bretanha	Parker (1958)
90°	Meio da ancoragem	Alemanha	Stocker (1973)
	tirantes onde a carga é transmitida pela aderência		
90°	Meio da ancoragem	Grã-Bretanha	Morris e Garrett (1956)
90°	Meio da ancoragem	India	Rao (1964)
90°	Meio da ancoragem	India	Merani (1976)
90°	Topo da ancoragem	Tchecoslováquia	Hobst e Zajic (1977)
90°	Topo da ancoragem	Austrália	Rawlings (1968)
90°	Topo da ancoragem	Austrália	Rescher (1968)
90°	Topo da ancoragem	Canadá	Golder Brawner (1973)
60° - 90°	Meio da ancoragem	Grã-Bretanha	Littlejohn (1972)
	tirantes onde a carga é transmitida pela aderência		
	Fundos da ancoragem tirantes onde a carga é transmitida pela placa de ancoragem		
60°	Fundos da ancoragem	Austrália	Standard CA35 (1973)

Fonte: YAP e RODGER (1984)

TABELA 17 - MÁXIMAS TENSÕES DE CISALHAMENTO PERMITIDAS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE TIRANTES USANDO A TEORIA DO CONE

MÁXIMA TENSÃO DE CISALHAMENTO (MPa)	TIPO DE ROCHA
0,024	Rocha competente
0,050 - 0,100	Calcário
0,008 - 0,024	Folhelho muito úmido
0,05	Rochas testadas
0,025	Rochas não testadas
0,024	Todos os tipos de rocha
> 0,024	Rochas comprovadas por testes

Fonte: YAP e RODGER (1984)

O dimensionamento de tirantes segundo critérios de ruptura local demandam o uso de valores realistas de tensão de aderência na interface barra de aço/graute, para que o comprimento de engastamento da barra de aço seja determinado. O mesmo vale para a tensão de aderência na interface graute/rocha, a qual determina o comprimento necessário de engastamento na rocha. O maior desses dois comprimentos é tomado para ser o comprimento requerido de atirantamento, e são calculados pelas equações a seguir:

$$T_{sd} = \tau_{b/g} \cdot \pi \cdot \varnothing_b \cdot l_b \quad (4)$$

Onde:

T_{sd} = carga de tração de trabalho;

$\tau_{b/g}$ = tensão de aderência na interface barra de aço/graute;

\varnothing_b = diâmetro da barra de aço;

l_b = comprimento de engastamento da barra de aço.

$$T_{sd} = u_{br} \cdot \pi \cdot D \cdot L \quad (5)$$

Onde:

u_{br} = tensão de aderência na interface graute/rocha;

D = diâmetro do furo do tirante;

L = comprimento de engastamento na rocha.

Outra verificação importante é se o comprimento requerido de atirantamento é maior do que os valores mínimos recomendados, conforme TABELA 18.

TABELA 18 - COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM PARA TIRANTES GRAUTEADOS RECOMENDADOS NA PRÁTICA

COMPRIMENTO DO TIRANTE (m)		FONTES (<i>apud</i> Yap e Rodger, 1984)	
MÍN.	FAIXA DE VARIAÇÃO		
3,0	-	Suécia	Nordin (1968)
3,0	-	Itália	Bernardi (1967)
-	4,0 - 6,5	Canadá	Hanna e Seaton (1967)
3,0	3,0 - 10,0	Grã-Bretanha	Littlejohn (1972)
-	3,0 - 10,0	França	Fenoux e Portier (1972)
-	3,0 - 8,0	Itália	Conti (1972)
4,0	-	Africa do Sul	Code of Practice (1972)
(rocha muito dura)			
6,0	-	Africa do Sul	Code of Practice (1972)
(rocha branda)			
5,0	-	França	Bureau Securitas (1972)
5,0	-	Estados Unidos	White (1973)
3,0	3,0 - 6,0	Alemanha	Stocker (1973)
3,0	-	Itália	Mascardi (1973)
3,0	-	Grã-Bretanha	Ground Anchors Ltd (1974)
3,5	-	Grã-Bretanha	Associated Tunnelling Ltd (1973)
(gipsita)			
3,0	3,0 - 10,0	Grã-Bretanha	BSI Draft for Development DD81 (1982)

Fonte: YAP e RODGER (1984)

Segundo Yap e Rodger (1984), as duas soluções clássicas mais importantes derivadas da Teoria da Elasticidade, que são particularmente relevantes no estudo de atirantamento são:

- Solução de Boussinesq, para carga pontual na superfície de um semiespaço infinito;
- Solução de Mindlin, para carga pontual no interior de um sólido semi-infinito.

Embora existam limitações para soluções tão analíticas, elas são muitas vezes a única fonte de informação na falta de trabalhos experimentais. Um método teórico que supera a maior parte das limitações inerentes à teoria clássica da elasticidade é o Método dos Elementos Finitos (MEF). Yap e Rodger (1984) realizaram uma série de análises usando o MEF para tirantes, as propriedades dos materiais usados nas análises estão listados na TABELA 19.

Para o estudo, os autores consideraram o atirantamento como um sólido axissimétrico, e o tipo de elemento usado foi o de deslocamento isoparamétrico com quatro nós. Na formulação do modelo em MEF, adotou-se que o comportamento tensão-deformação era elástico-perfeitamente plástico.

TABELA 19 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS USADOS NO MEF

MATERIAL	ROCHA	GRAUTE	AÇO
Modulo de Young (GPa)	10	21	196
Coefficiente de Poisson	0,15	0,15	0,30
Densidade (Mg/m ³)	2,5	2,4	7,2
Resistência a compressão (MPa)	10	58	-
Resistência da barra de aço (MPa)	-	-	1653
β	1,16	1,16	-
α	0,05	0,10	-

Fonte: YAP e RODGER (1984)

Buscando analisar a carga última de um tirante, os resultados do modelo em MEF foram comparados às regras empíricas de projeto e valores de resistência medidos em campo. Quanto à teoria do cone, adotou-se ângulo de inclusão de 90°, e foram feitas duas hipóteses: a primeira considerando apenas o peso do cone como reação ao arrancamento, e a segunda considerando o peso do cone somado a resistência ao cisalhamento na superfície cônica (tomada como 24 kPa). Quanto a falha por meio da interface graute/rocha, a tensão de aderência considerada foi de $1/10 \cdot \sigma_{c,i}$. Os resultados dessa análise estão na TABELA 20.

TABELA 20 - COMPARAÇÃO ENTRE AS REGRAS EMPIRICAS DE PROJETO E ANÁLISE POR FEM DE YAP E RODGER

TIPO DE TIRANTE	L (m)	CARGA ÚLTIMA DO TIRANTE (kN)					
		CARGA MEDIDA EM CAMPO	TEORIA DO CONE		$\sigma_c/10$	MEF	
			PESO	PESO + CISALHAMENTO		ANÁLISE LINEAR	ANÁLISE NÃO LINEAR
Completamente reto	0,75	450	11	71	283	400	400
Completamente reto	1,50	1350	87	327	566	2000	1500
Com bulbo	1,50	1714	87	327	1083	1800	1500

Fonte: YAP e RODGER (1984).

Da TABELA 20 pode ser visto que as regras empíricas usadas nessa análise são muito conservadoras quando comparadas às cargas medidas em campo. A análise não linear do MEF deu as melhores previsões de capacidade de carga para esses casos.

A FIGURA 16 apresenta o resultado da modelagem de deformação de cisalhamento com a profundidade, em um tirante com 0,75 m submetido a 400 kN de tração em análise não

linear. Os pesquisadores concluíram que o esforço de cisalhamento está concentrado no topo dos tirantes nas interfaces, e que o local onde o cisalhamento é mais severo é exatamente na interface graute/rocha.

A carga aplicada é transferida primeiro para o graute e então para a rocha através da aderência. Embora a tensão de aderência na interface barra de aço/graute seja maior que aquela na interface graute/rocha, o ponto onde o cisalhamento é mais crítico é na interface graute/rocha. Sob grandes carregamentos, a tensão última de aderência na interface graute/rocha pode ser atingida até próximo do fim. Mais além, o aumento na carga aplicada irá causar a solitação da tensão última de aderência em posições mais abaixo no tirante. Teoricamente, a tensão última de aderência na interface graute/rocha pode ser atingida. Entretanto, na prática tal situação é improvável de ocorrer. (YAP e RODGER, 1984)

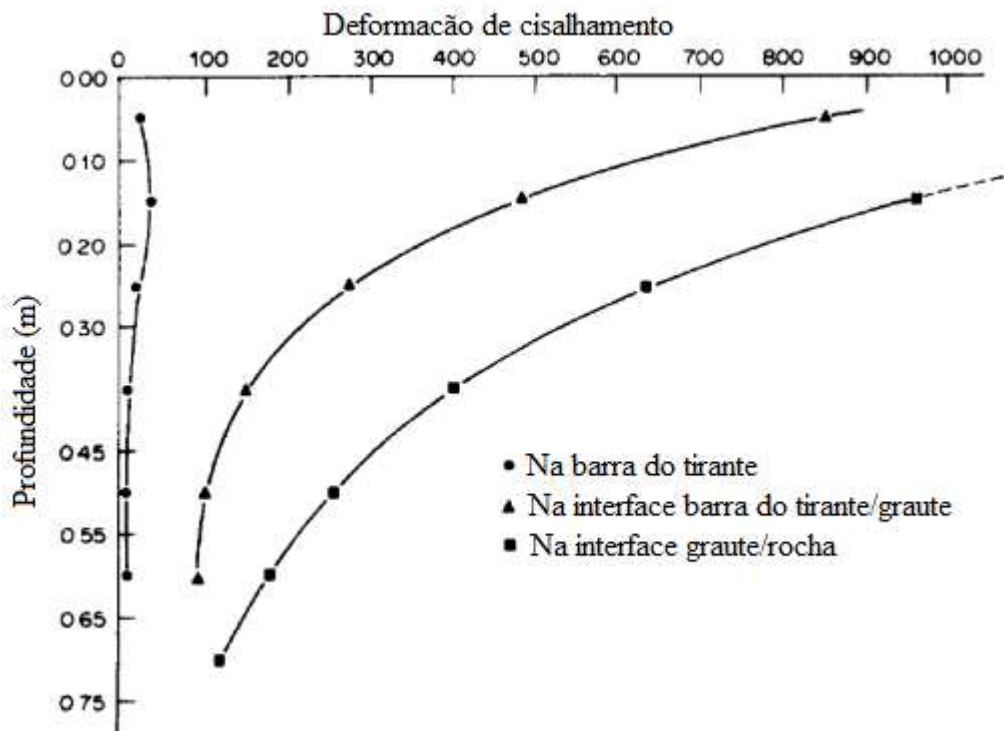


FIGURA 16 - VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DE CISALHAMENTO COM A PROFUNDIDADE

FONTE: YAP e RODGER (1984).

Li e Stillborg (1999) propuseram um modelo analítico para previsão do comportamento de tirantes em rocha sob três diferentes condições:

- a) Para tirantes sujeitos a carga concentrada de tração em testes de arrancamento;
- b) Para tirantes instalados em rochas uniformemente deformadas;

c) Para tirantes sujeitos a abertura de juntas individuais na rocha.

O desenvolvimento dos modelos baseou-se na descrição mecânica da aderência na interface tirante/graute para tirantes preenchidos com graute; ou da aderência na interface tirante/rocha para tirantes de fricção. Apenas a primeira das três condições é diretamente correlata ao tema do presente trabalho, visto que as condições (b) e (c) estão mais voltadas à estabilização de encostas e túneis em rocha.

De acordo com Li e Stillborg (1999), de modo geral a resistência ao cisalhamento de uma interface compreende três componentes: adesão, intertravamento mecânico e fricção. Eles são perdidos em sequência conforme a compatibilidade de deformação é perdida na interface. O resultado é uma frente de desligamento que se atenua com o crescer da distância do ponto de aplicação da carga. A frente de desligamento primeiramente mobiliza a componente de adesão da resistência, em seguida o intertravamento mecânico e finalmente a componente de fricção. A resistência ao cisalhamento da interface decresce durante esse processo. A resistência ao cisalhamento após a perda de alguma das componentes de resistência é chamada de resistência ao cisalhamento residual.

A FIGURA 17 (a) ilustra resultados típicos de testes de arrancamento, a curva “a” representa um tirante sujeito a uma carga baixa de arrancamento, na qual a deformação é compatível nos dois lados da interface do tirante com a rocha. Já a curva “b” representa um tirante submetido a uma carga alta, na qual ocorreu uma ruptura parcial da ligação tirante/rocha nos primeiros metros. A FIGURA 17 (b) mostra a tensão axial ao longo de um tirante instalado em uma mina subterrânea. Observa-se que a distribuição do esforço ao longo da parte mais próxima da superfície é completamente diferente da observada em testes de arrancamento. Contudo, ao longo da parte mais interna do tirante, a distribuição do esforço é similar a observado nos referidos em testes. A razão para esses resultados é que o tirante *in situ* tem uma extensão inicial que pode ser chamada de seção de pega, e na sequência a seção usual de engastamento; o que não ocorre em tirantes de testes de arrancamento, os quais possuem apenas engastamento.

Baseado em monitoramentos de campo e testes de arrancamento, dois fatos afetam o carregamento dos tirantes *in situ*: o primeiro, a deformação da rocha aplica uma carga na seção de pega do tirante; e o segundo, a carga na seção de pega arrasta a seção de engastamento na direção de aberturas no subsolo. (LI E STILLBORG, 1999)

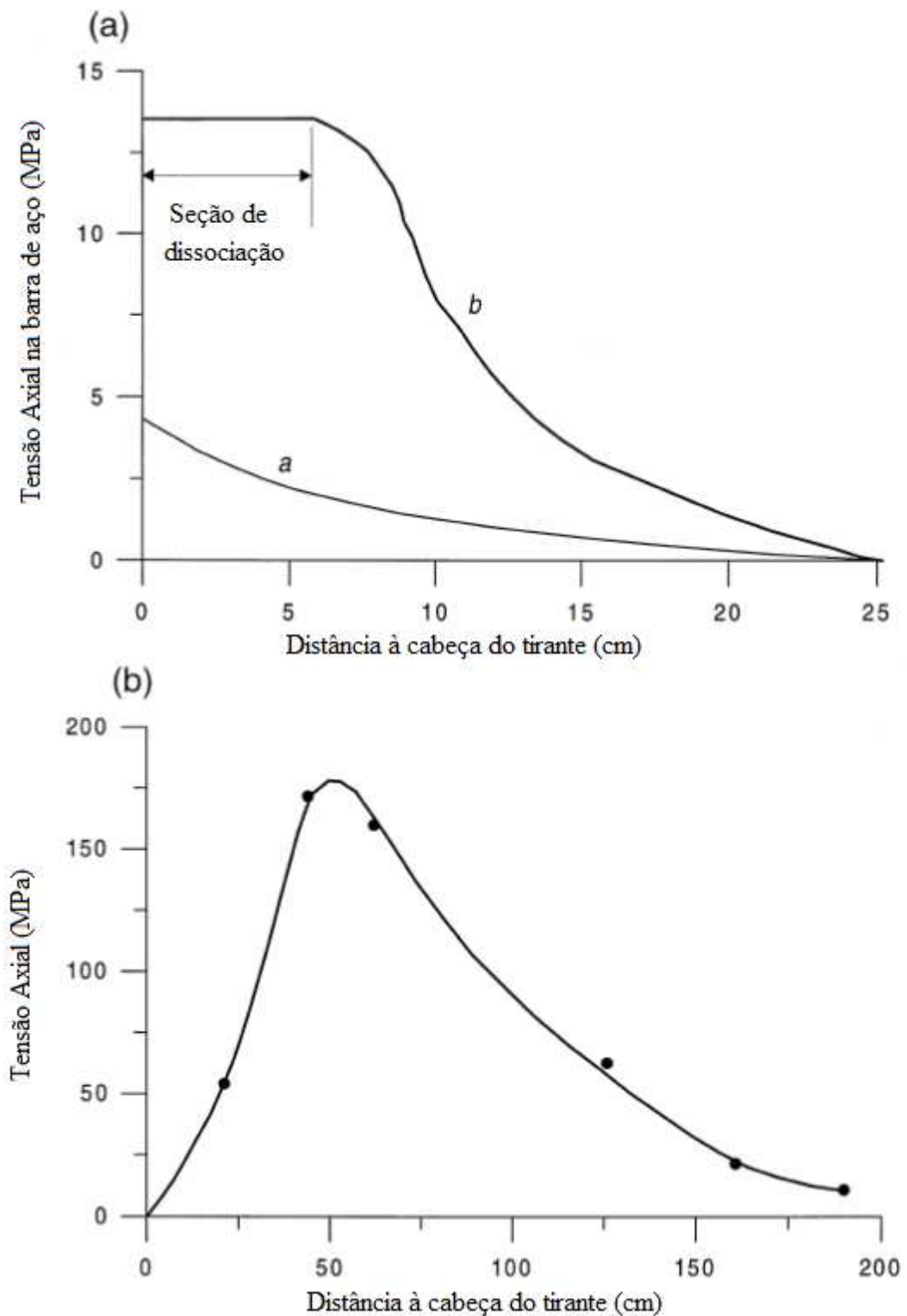


FIGURA 17 - DISTRIBUIÇÃO DA TENSÃO AXIAL AO LONGO DO TIRANTE
 FONTE: LI e STILLBORG (1999)

O modelo analítico de Li e Stillborg (1999) se fundamenta na teoria de que quando um tirante é submetido a carga de tração axial, a relação entre a tensão de cisalhamento na interface

do tirante e a tensão axial de tração da barra de aço pode ser estabelecida por meio do estudo de uma seção infinitesimal do tirante, como mostrado na FIGURA 18 . O equilíbrio de forças na direção axial leva a seguinte expressão:

$$ubr = -\frac{A_b}{\pi \cdot \phi_b} \frac{d\sigma_b}{dx} \quad (6)$$

Onde ϕ_b é o diâmetro da barra de aço do tirante, e A_b é a área da seção transversal da barra de aço.

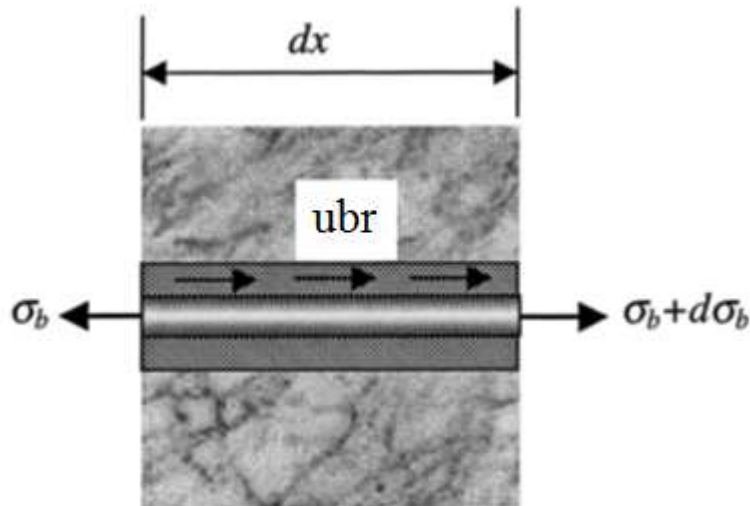


FIGURA 18 - COMPONENTES DE TENSÃO EM UMA SEÇÃO INFINITESIMAL DO TIRANTE

FONTE: LI e STILLBORG (1999)

Para o exemplo mostrado na FIGURA 17 (a), a tensão de cisalhamento ao longo do tirante para os dois níveis de carga de tração, aplicando-se a equação acima, os pesquisadores chegaram a FIGURA 19 . Quando a carga aplicada é pequena, a tensão de cisalhamento decresce com o aumento da distância ao ponto de aplicação do carregamento (curva a). A ruptura progressiva da ligação inicia-se a certo nível de carga aplicada. A frente de ruptura move-se em direção ao fim do tirante com o acréscimo de carga aplicada. A tensão de cisalhamento está no nível da resistência ao cisalhamento na frente de ruptura, enquanto atrás da frente de ruptura a tensão de cisalhamento torna-se menor, visto que a resistência da interface foi parcialmente perdida devido ao processo de ruptura. A curva b na FIGURA 19 representa tal distribuição de tensão de cisalhamento ao longo do tirante.

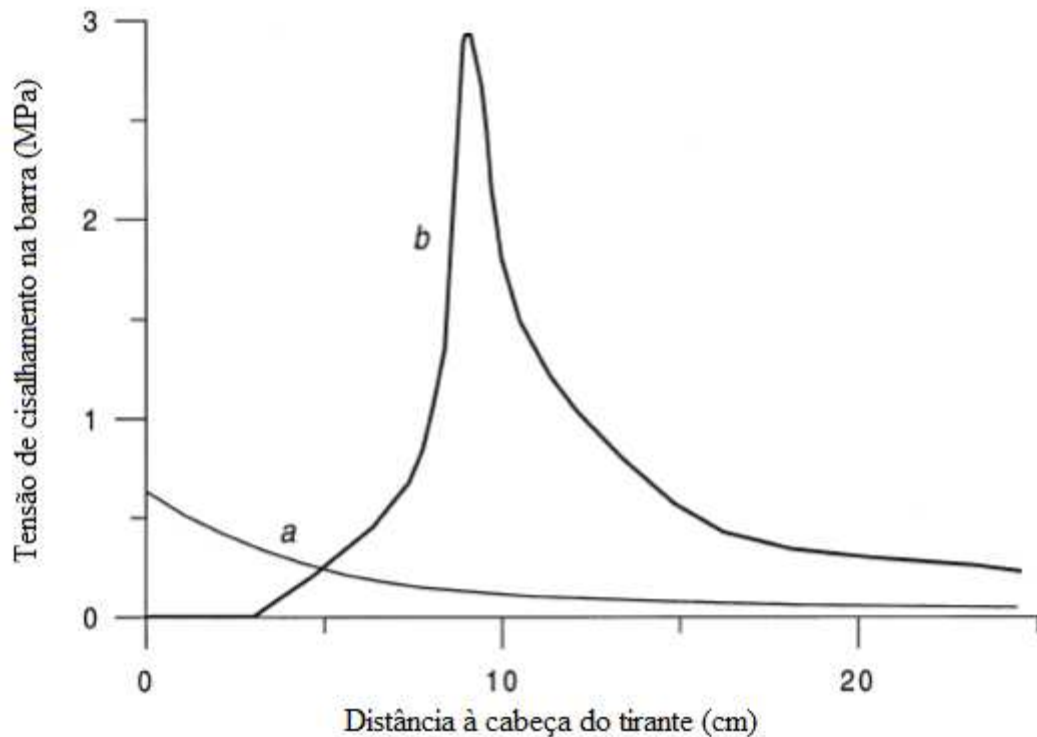


FIGURA 19 - TENSÃO DE CISALHAMENTO NA BARRA DE AÇO CALCULADAS
 FONTE: LI e STILLBORG (1999)

Baseado nos resultados experimentais mostrados na FIGURA 19 , um modelo para tensão de cisalhamento ao longo do tirante pode ser postulado conforme ilustrado na FIGURA 20 . Nesse modelo, a seção do tirante próxima ao ponto de aplicação da carga está completamente rompida, com zero de tensão de cisalhamento na interface do tirante. Começando a certa distância do ponto de carregamento, chamado de x_0 , a interface do tirante está parcialmente rompida com uma resistência ao cisalhamento residual, τ_r . Entre o ponto x_1 e x_2 , a resistência ao cisalhamento residual cresce linearmente do valor de τ_r até o valor da resistência de pico τ_p . Após do ponto x_2 , a interface passa por uma deformação compatível e a tensão de cisalhamento se atenua exponencialmente até o fim do tirante.

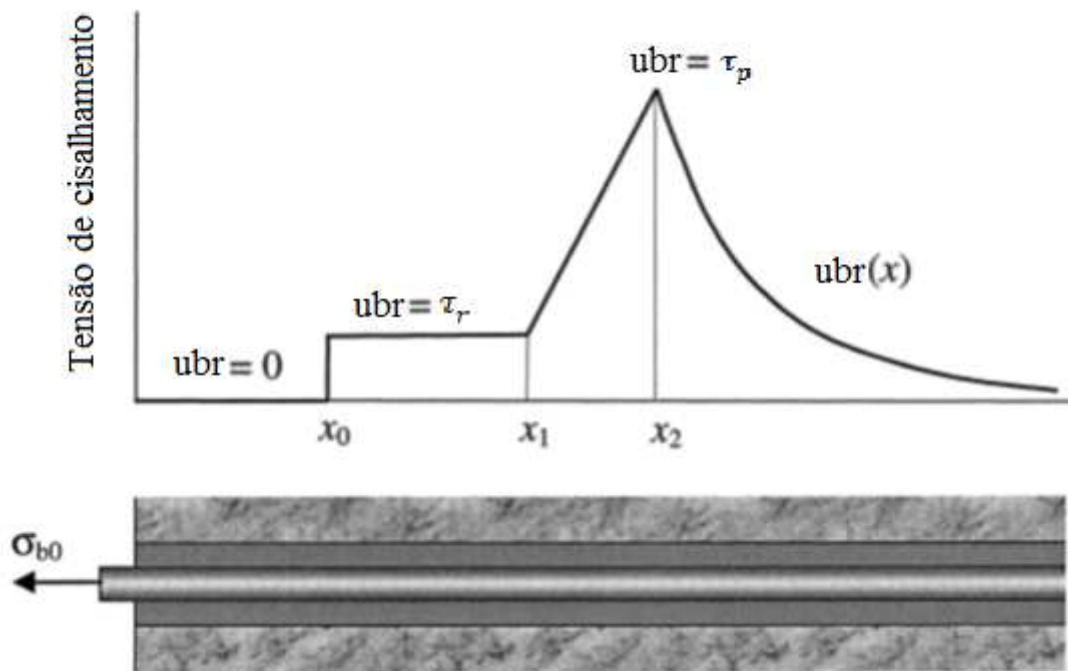


FIGURA 20 - DISTRIBUIÇÃO DA TENSÃO DE CISALHAMENTO AO LONGO DE TIRANTES SUBMETIDOS A CARREGAMENTO AXIAL

FONTE: LI e STILLBORG (1999)

Fundamentado nessa teoria, o modelo analítico de Li e Stillborg (1999) propõe a equação abaixo para determinação da carga máxima aplicada no carregamento:

$$T_{0\text{ máx}} = \pi \cdot \varnothing_b \cdot \tau_p \left[\omega \left(L + \frac{\varnothing_b}{2\alpha} \ln \omega - \Delta - x_0 \right) + \frac{1}{2} \Delta (1 + \omega) + \frac{\varnothing_b}{2\alpha'} (1 - \omega) \right] \quad (7)$$

Onde:

$T_{0\text{ máx}}$ = carga máxima aplicada no carregamento;

ω = razão da resistência ao cisalhamento residual para a resistência ao cisalhamento de pico, $\omega = \tau_r / \tau_p$;

Δ = comprimento da seção do tirante, $\Delta = x_2 - x_1$;

α' = constante representando a propriedade de aderência da interface.

Sendo α' dado pela equação (8):

$$\alpha' = \sqrt{\frac{2 \cdot G_r \cdot G_g}{E_b \left[G_r \cdot \ln \left(\frac{d_g}{d_b} \right) + G_g \cdot \ln \left(\frac{d_0}{d_g} \right) \right]}} \quad (8)$$

Onde:

G_r = módulo de cisalhamento da rocha;

G_g = módulo de cisalhamento do graute.

$$G_r = \frac{E_r}{2(1 + \nu_r)} \quad ; \quad G_g = \frac{E_g}{2(1 + \nu_g)} \quad (9)$$

2.5 EXPLOSÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Quanto à possibilidade de executar fundações diretamente apoiadas na rocha, comumente utiliza-se escavação a fogo para se atingir as cotas de projeto. Em se tratando do uso de explosivos, existe a chance de ocorrer um fraturamento exagerado do material, o que acaba diminuindo a resistência ao cisalhamento.

Quando se fala em fraturas na rocha devido a explosões, Wang *et. al.* (2007) realizaram um estudo numérico especificamente sobre esse tema. Os pesquisadores buscaram um modelo matemático para analisar o comportamento do fraturamento dinâmico da rocha na tração devido à carga da explosão. Nesse caso utilizou-se o modelo Taylo-Chen-Kuszmaul juntamente com um algoritmo de erosão, que foi implantado no método dos elementos finitos.

Tang *et. al.* (2000) estudaram numericamente a influência da microestrutura na ruptura de rochas em compressão uniaxial. O principal fator estudado foi a heterogeneidade das rochas, e verificou-se que isso tem um papel importante na deformação e na caracterização da resistência das amostras estudadas. Sucintamente, uma amostra mais homogênea tem maior resistência do que uma amostra mais heterogênea, e seu comportamento na deformação tende a ser mais linear antes do pico de tensão.

Além da heterogeneidade, um fator muito importante para dimensionamento de estruturas apoiadas sobre rocha é a sua resistência à compressão. Nesse mesmo estudo Tang *et. al.* (2000) constataram que a resistência à compressão das rochas não é governada pela formação de rupturas macroscópicas, mas por um fraturamento local predominantemente paralelo à direção do carregamento. As fraturas devido a tração são predominantes no processo de ruptura. Em outras palavras, ruptura é um processo no qual fraturas devido a tração ocorrem em uma faixa de tensão cisalhante.

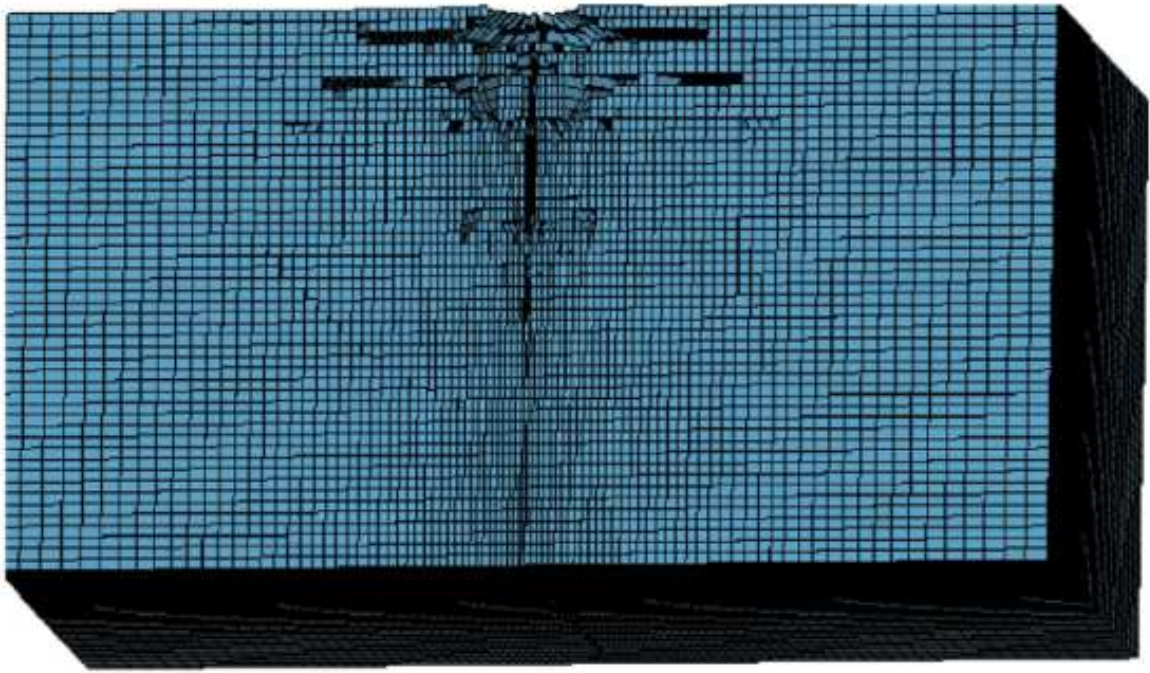


FIGURA 21 - RESULTADO DA SIMULAÇÃO 3-D DE UMA CRATERA DE EXPLOSÃO
A 5 ms

FONTE: WANG *et. al.* (2007)

Lu *et. al.* (2012) em seu estudo sobre escavações em rocha para casa de força de hidrelétricas, cita que na prática a sequência de escavação e o método de explosão no contorno devem ser escolhidos razoavelmente em acordo com o tipo de maciço rochoso, condições geológicas e exigências quanto a controle de vibrações e danos, etc. Portanto, o mesmo conceito pode ser adaptado para fundações.

3 MÉTODO DE PESQUISA

De acordo com Robson (2011), em experimentos estudam-se os efeitos da manipulação de uma variável sobre outras variáveis. Isso está diretamente ligado aos dimensionamentos e posteriores comparações com valores de resistência publicados, de forma que a variável manipulada é o método de dimensionamento de cada tipo de fundação. Quanto às variáveis controladas, são basicamente as resistências das rochas (retiradas de publicações científicas) e dos outros materiais que constituem a fundação.

O capítulo 3 desta dissertação trata do método de pesquisa escolhido, explica a forma de seleção das amostras e detalha os métodos de cálculo selecionados.

3.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

Buscando melhorar o entendimento da realidade de projetos de fundações de torres de linhas de transmissão, o trabalho iniciou com uma primeira pesquisa com os projetistas desse setor da engenharia. O Questionário nº 1, como passou a ser chamado, buscou saber quais são as informações disponíveis para projetar fundações de torres de LT.

Concomitantemente a esse primeiro contato com os projetistas, buscou-se na literatura técnica métodos de dimensionamento para fundações solicitadas a tração em rocha, as buscas redundaram em estudos sobre atirantamento. Para subsidiar os dimensionamentos, procurou-se utilizar os próprios dados que serviram para validação dos métodos selecionados.

Os esforços nas fundações foram obtidos de casos reais por meio de uma concessionária de energia elétrica. Para o estudo foram utilizados dados de três projetos de LTs de 138 kV. Simplificadamente foram adotadas duas situações: Torre de suspensão e Torre de ancoragem.

De maneira a corporificar a análise final, foi elaborada uma segunda pesquisa com os projetistas (Questionário nº2). Dessa vez as perguntas foram direcionadas para fundações de LT quando em rocha relativamente sã.

O fluxograma da FIGURA 22 ilustra de maneira simplificada a estratégia de pesquisa do presente trabalho. As designações Q nº1 e Q nº 2, significam Questionário nº 1 e Questionário nº 2, respectivamente.

Em virtude do nível de complexidade do tema, não é objetivo desse trabalho esgotar o assunto abordado, mas sim apresentar uma contribuição para outras pesquisas que possam vir a ser realizadas posteriormente.

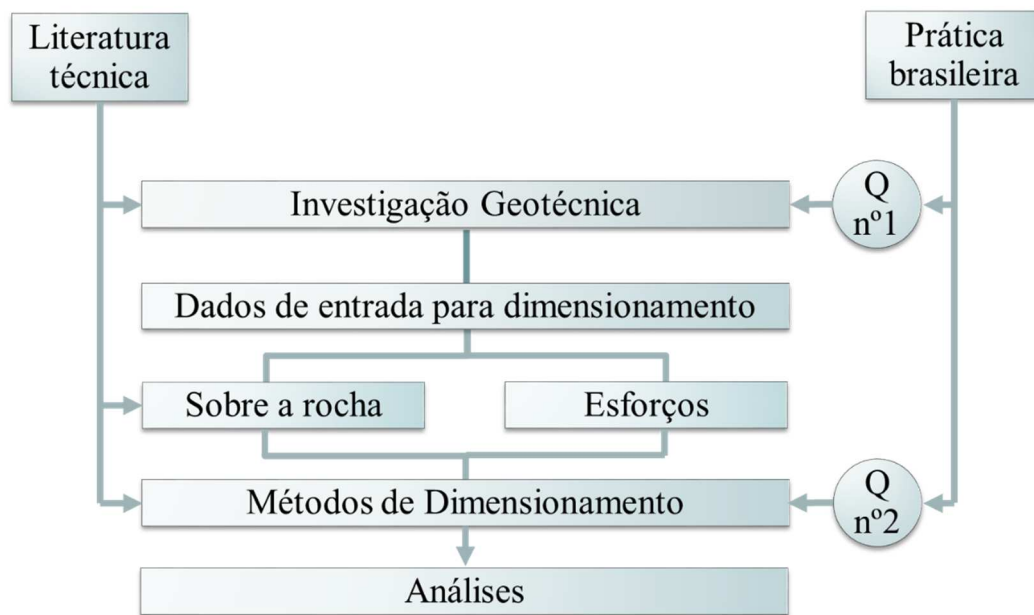


FIGURA 22 - FLUXOGRAMA DA ESTRATÉGIA DE PESQUISA

3.2 SELEÇÃO DAS AMOSTRAS

Na busca de modelos de dimensionamento bem consolidados, quatro trabalhos científicos foram especialmente selecionados. Isso porque, eles apresentam especificamente as características necessárias para este estudo, ou seja, uma proposta de modelo de dimensionamento em conjunto com os parâmetros de resistência da rocha. Ordenados por data de publicação estão assim dispostos: Método de Farmer (1975), Método de Ukhov et. al. (1975), Método de Ismael *et. al.* (1979), Método de Serrano e Olalla (1999).

Quanto às LTs que forneceram os esforços para dimensionamento, tratam-se de três linhas de transmissão de alta tensão, que cruzam regiões diferentes do Estado do Paraná. Referindo-se a esse tipo de empreendimento, como foi colocado anteriormente, em consequência do vento na estrutura e da tração nos cabos, as fundações sofrerão ora esforço de tração, ora de compressão. Sobretudo, trata-se de obras de grande extensão linear, e por vezes as diretrizes do traçado da LT não escapam de locais com presença de rocha.

Mesmo as linhas de transmissão sendo razoavelmente distantes umas das outras, os estudos de sondagem geológica por meio do ensaio SPT acusaram nas três obras, pontos com rocha a profundidades inferiores a dois metros. Portanto, os empreendimentos escolhidos enquadram-se perfeitamente para o estudo proposto.

3.3 PROTOCOLO DE COLETA DE DADOS

As LTs selecionadas passam por regiões distintas do Paraná: uma começa na cidade da Lapa e termina em Palmeira (LT-A), outra em Jaguariaíva termina em Castro (LT-B), e a outra inicia no Município de Mamborê e termina em Ubiratã (LT-C). Isso está mais bem ilustrado na FIGURA 23 .

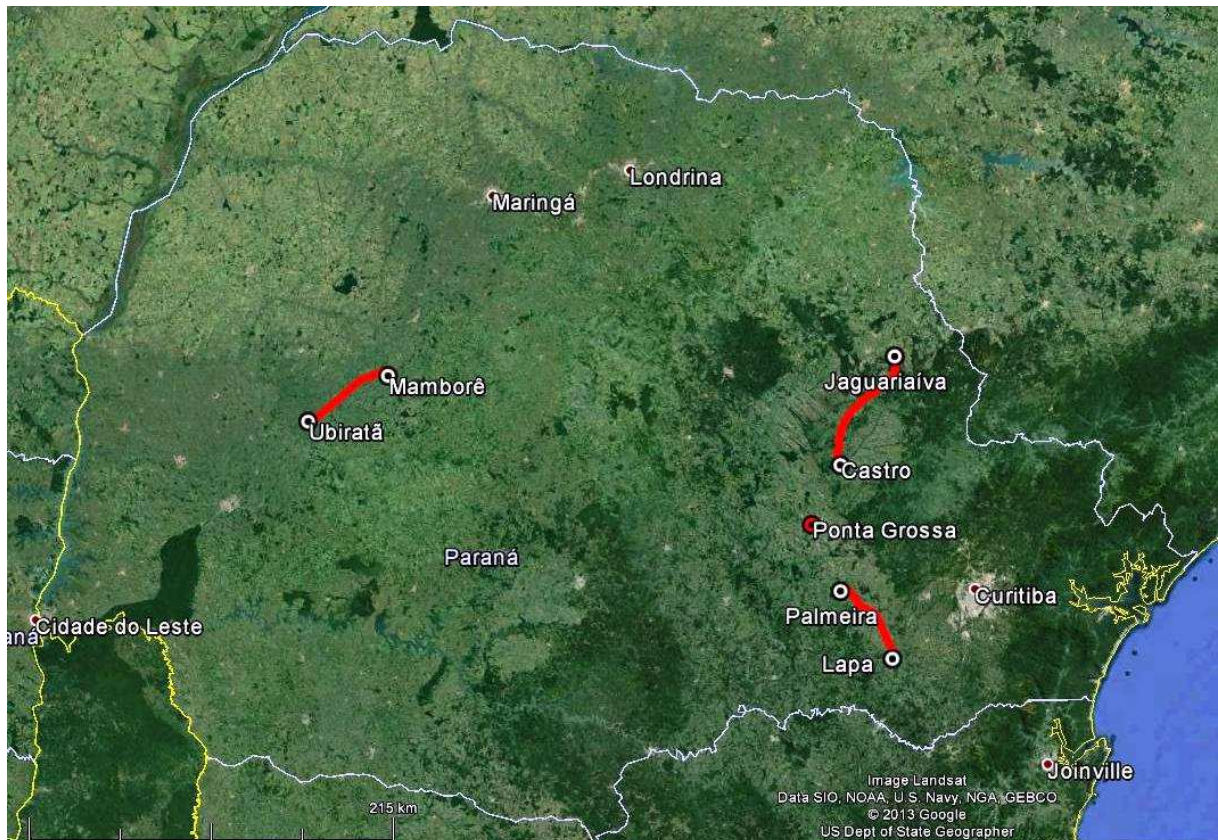


FIGURA 23 - LT-A, B E C NO MAPA DO PARANÁ

FONTE: O autor (2014)

Os relatórios de sondagem levantaram onze pontos com rocha próxima à superfície, distribuídos dois na LT-A, sete na LT-B e dois na LT-C. O projeto da LT-A conta com 141 estruturas. Apenas 1,42 % do projeto tem suas fundações sobre rocha relativamente sã. O mesmo cálculo para a LT-B (189 estruturas) e a LT-C (143 estruturas) resulta nas seguintes percentagens: 3,70 % e 1,40 % respectivamente.

A primeira pesquisa com os projetistas de fundações de linhas de transmissão (Questionário nº 1), foi feita via correio eletrônico, por meio de uma planilha de excel. A planilha era enviada como anexo do correio eletrônico e devolvida preenchida pelos entrevistados. Um modelo desse questionário está no APÊNDICE 7.1. Os endereços dos

correios eletrônicos foi obtido em grande parte através da relação de membros do GT-B2.07 - Fundações do CIGRÉ-Brasil. O CIGRÉ é o Comitê Nacional Brasileiro de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, a sigla CIGRÉ é de origem francesa e significa *Conseil Internatonal des Grands Réseaux Électriques*. O CIGRÉ-Brasil é uma sociedade civil, sem fins lucrativos, fundada em 1971, que tem por objetivo promover o intercâmbio e desenvolvimento técnico, tecnológico, e da engenharia no Brasil, no campo da produção de energia elétrica, de sua transmissão em alta tensão e distribuição. No caso do GT-B2.07, trata-se de um grupo de estudos focado em fundações das estruturas de suporte das LTs.

A segunda pesquisa (Questionário nº 2), com foco nas soluções e métodos de cálculo, foi feita de maneira diferente da primeira. Esse segundo questionário, apesar de ter sido enviado via correio eletrônico, não foi feito com planilha excel e sim por meio de um site: <<http://pt.surveymonkey.com/>>. O site hospeda gratuitamente formulários de até dez questões, que pode ser enviado na forma de um link para os correios eletrônicos que o usuário cadastrar. Com isso os entrevistados puderam responder de maneira mais ágil o questionário, uma vez que não foi necessário baixar a planilha excel, respondê-la e novamente anexá-la no correio eletrônico de resposta.

Com os dados da pesquisa ditando os métodos de cálculo da prática dos projetistas, os esforços nas fundações informados pela concessionária de energia elétrica, e os parâmetros de resistência das rochas extraídos de artigos científicos, o processo de dimensionamento das fundações pode ser iniciado. Os valores de resistência obtidos segundo cada método foram expressos em forma de tabela para a análise final.

3.4 MÉTODOS DE CÁLCULO PARA O ATIRANTAMENTO

Conforme mencionado anteriormente, quatro métodos de cálculo foram especialmente selecionados na literatura técnica e adaptados conforme a simbologia preconizada na Norma ABNT NBR 6118/2007 e na Norma ABNT NBR 5629/2006.

3.4.1 Método de Farmer

Farmer (1975), ao estudar o comportamento de tirantes preenchidos com resina, buscou o entendimento da distribuição da tensão ao longo do tirante. Uma série de testes foram realizados em tirantes instrumentados compostos por barra de aço de 20 mm, imersas em furos de 28 mm de diâmetro em concreto, rocha calcária e gipsita.

De acordo com os resultados do estudo de Farmer (1975), ao passo que em rochas resistentes pode haver uma mobilização conjunta de resistência ao cisalhamento e resistência residual devido a fricção, em rochas brandas a resistência ao cisalhamento se dá quase que exclusivamente pela resistência ao cisalhamento da própria rocha.

TABELA 21 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DOS TESTES EM TIRANTES

MATERIAL	E (kPa)	RESISTÊNCIA (kPa)	
Barra de aço	180,00 x 10 ⁶	500,0 x 10 ³	Tração
Resina epóxi de enchimento (após 24 horas)	2,25 x 10 ⁶	6,0 x 10 ³	Tração
		85,0 x 10 ³	Cisalhamento
		160,0 x 10 ³	Compressão
Concreto	20,00 x 10 ⁶	33,0 x 10 ³	Compressão
Rocha calcária	3,60 x 10 ⁶	13,0 x 10 ³	Compressão
Gipsita	0,30 x 10 ⁶	3,5 x 10 ³	Compressão

FONTE: FARMER (1975)

A FIGURA 25 apresenta os resultados do teste com tirante de 500 mm de engastamento no concreto, e a FIGURA 26 para 350 mm de engastamento. As FIGURA 27 e FIGURA 28 apresentam os resultados para 500 mm engastado em rocha calcária e 700 mm em gipsita, respectivamente. São mostrados deslocamentos em função do carregamento, distribuição de deformações, e as curvas computadas de distribuição de tensão de cisalhamento. No gráfico superior, cada curva representa a distribuição de deformações a uma carga específica no tirante. No gráfico inferior, as linhas tracejadas representam as curvas teóricas de distribuição de tensão de cisalhamento; enquanto as linhas sólidas representam o que foi medido.

Em sua análise final, o autor cita a fórmula abaixo, a qual pode ser considerada como um indicador razoável de resistência para os três casos estudados (concreto, calcário e gipsita):

$$T = 0,1 \cdot \sigma_c \cdot \pi \cdot \frac{D}{2} \cdot L \quad (10)$$

Onde T é a força de arrancamento e σ_c a resistência a compressão da rocha. Visando a comparação com os outros métodos, deixou-se em evidência a área lateral do tirante para se obter a resistência última de aderência:

$$T = \left(\frac{0,1 \cdot \sigma_c}{2} \right) \cdot (\pi \cdot D \cdot L) \quad (11)$$

Ou seja, a resistência última de aderência é dada por:

$$ubr = \frac{0,1 \cdot \sigma_c}{2} \quad (12)$$

Outra contribuição importante dos estudos de Farmer está relacionada à distribuição da tensão ao longo do tirante. Segundo os autores, a tensão axial no tirante (assim como a tensão cisalhante e a aderência) vão decrescer exponencialmente do ponto de carregamento até o final do tirante antes que a ruptura ocorra.

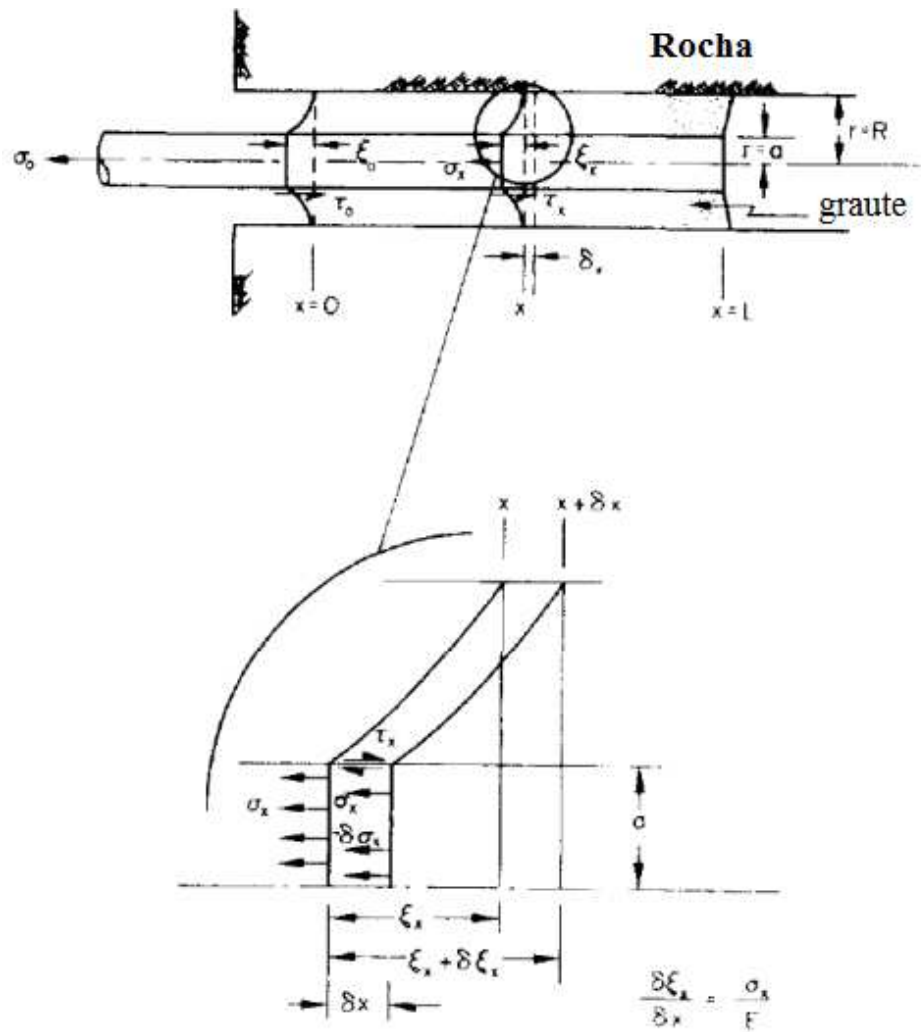


FIGURA 24 - ESTADO DAS TENSÕES EM UM ATIRANTAMENTO
FONTE: FARMER (1975)

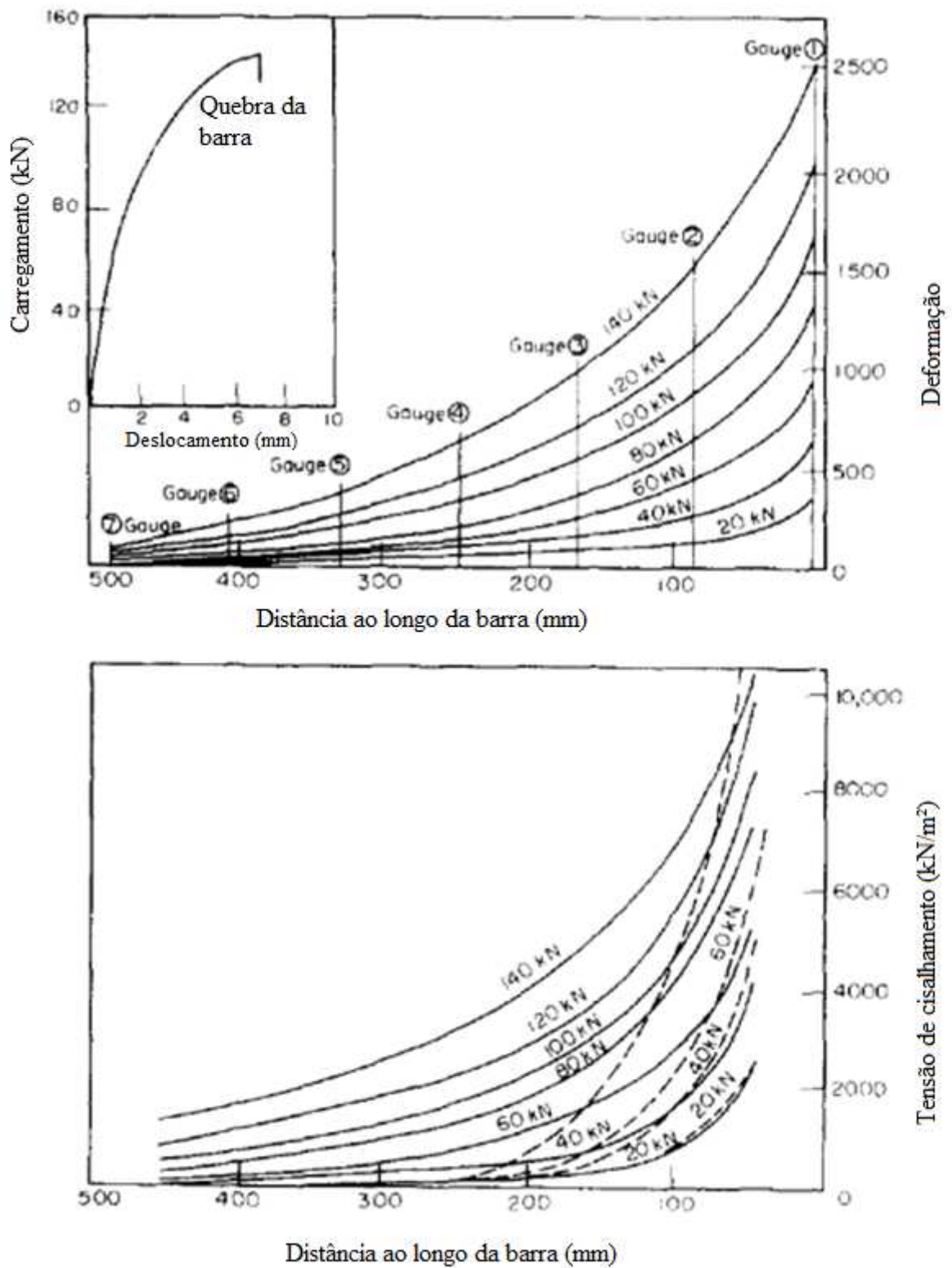


FIGURA 25 - RESULTADO COM TIRANTE DE 500 mm EM CONCRETO
 FONTE: FARMER (1975)

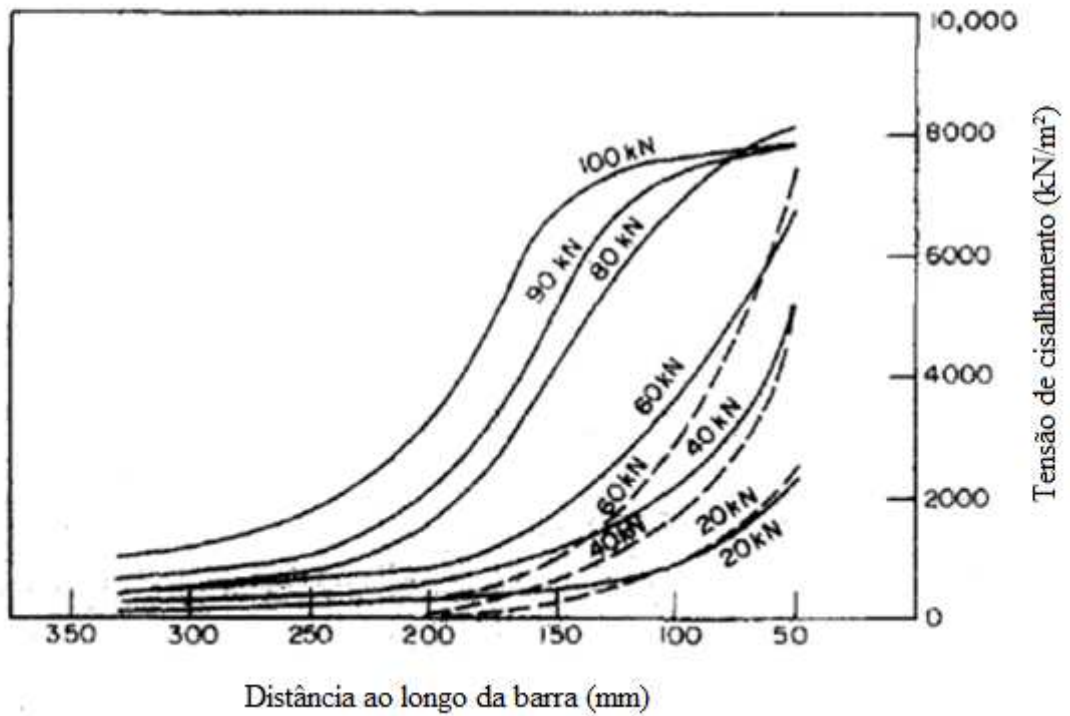
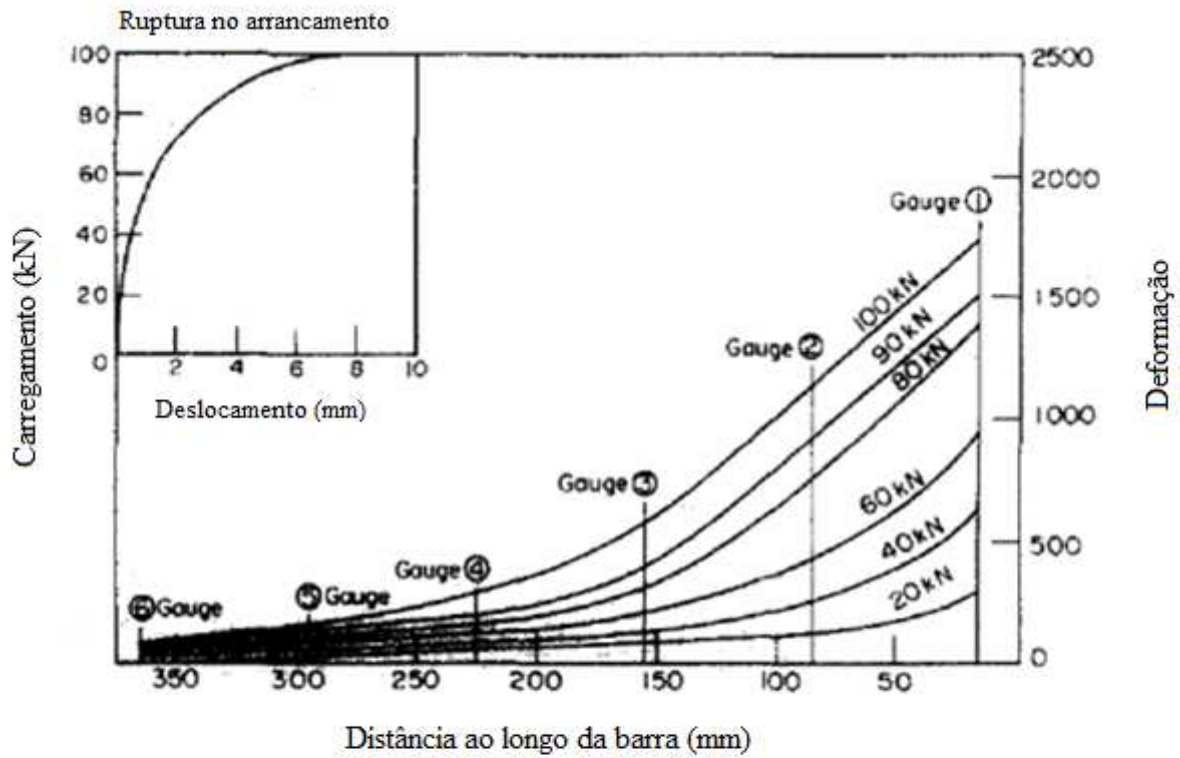


FIGURA 26 - RESULTADO COM TIRANTE DE 350 mm EM CONCRETO
 FONTE: FARMER (1975)

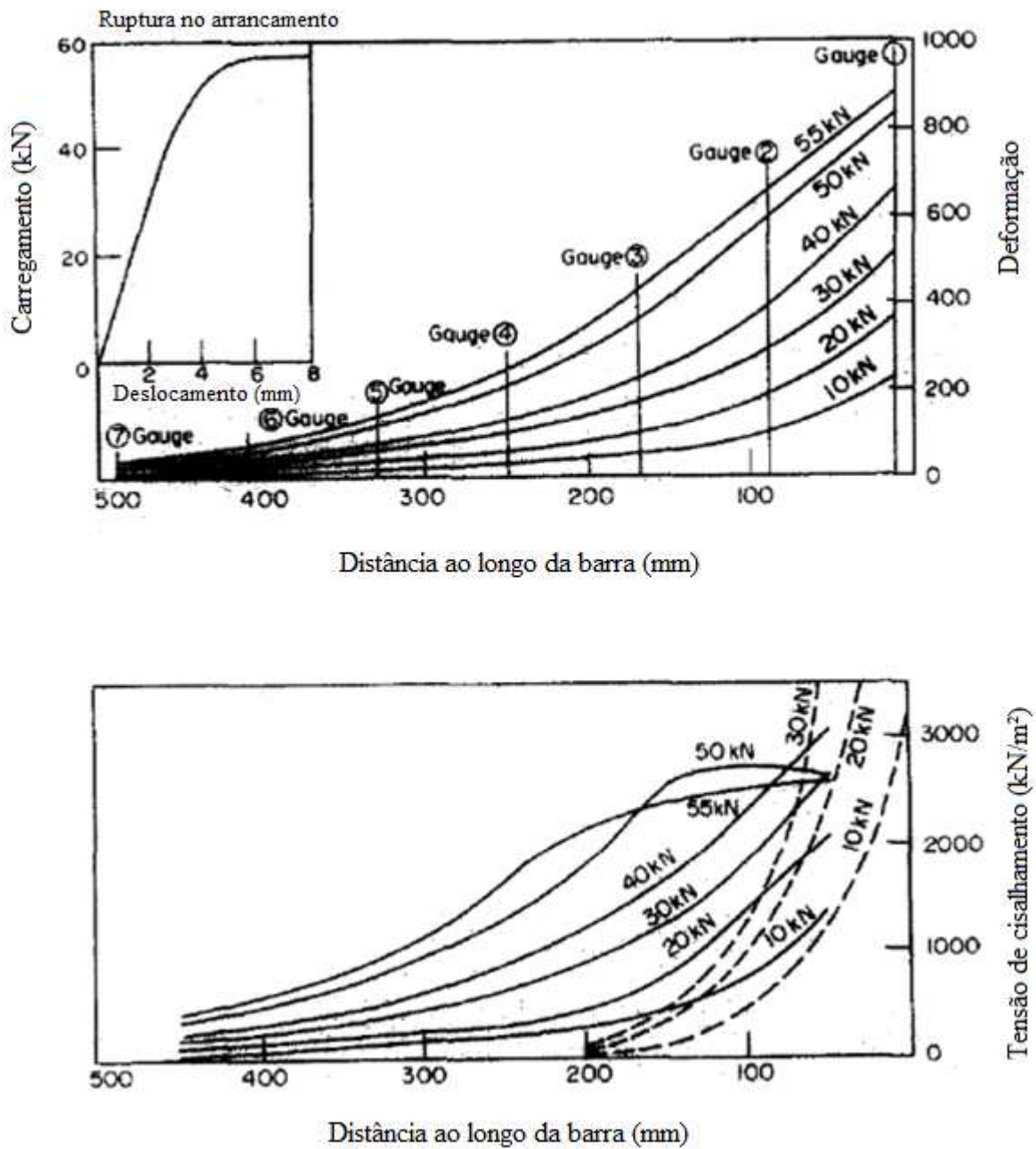


FIGURA 27 - RESULTADO COM TIRANTE DE 500 mm EM CÁLCÁRIO
 FONTE: FARMER (1975)

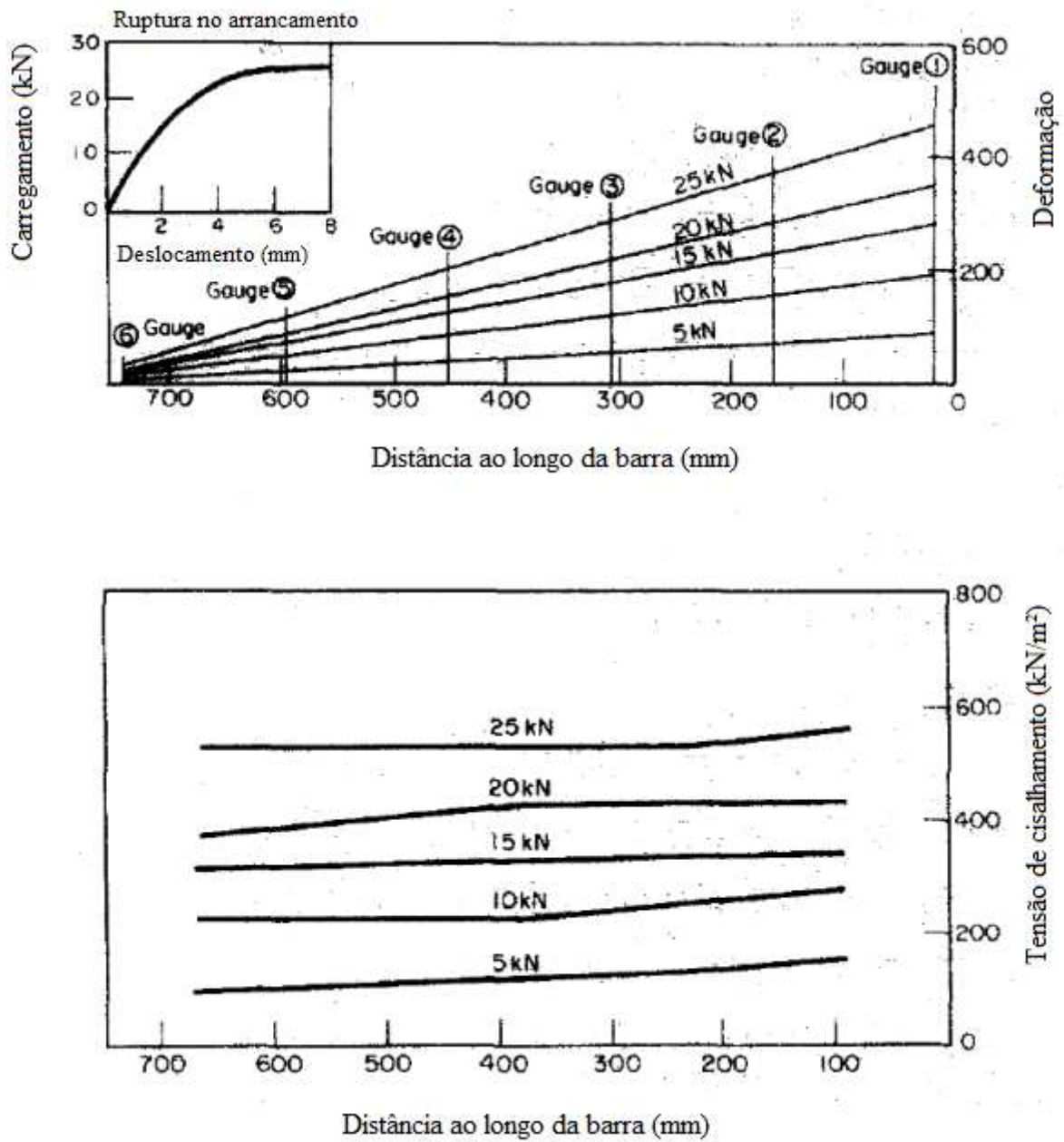


FIGURA 28 - RESULTADO COM TIRANTE DE 700 mm EM GIPSITA
 FONTE: FARMER (1975)

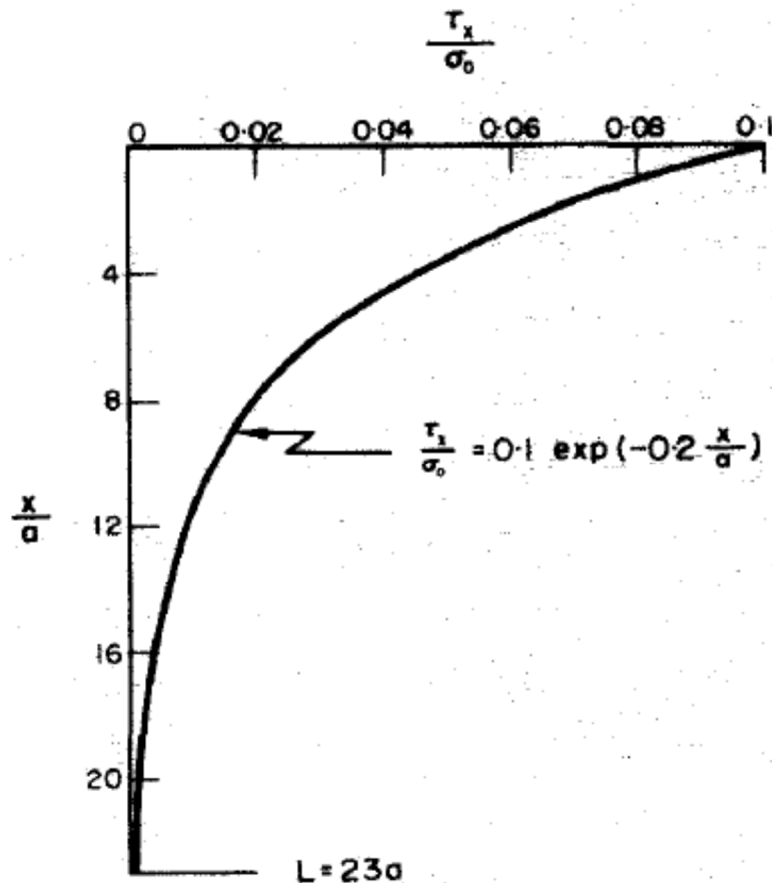


FIGURA 29 - DISTRIBUIÇÃO TEÓRICA DA TENSÃO AO LONGO DO TIRANTE
PREENCHIDO COM RESINA

FONTE: FARMER (1975)

3.4.2 Método de Ukhov *et. al.*

Esse método, publicado em 1975, partia do fato de que, até aquele momento, os métodos utilizados na prática de projeto para determinação da capacidade de carregamento dos tirantes baseavam-se em diferentes premissas e estruturas analíticas, e seus valores de limite elástico eram substancialmente diferentes para as mesmas condições. Os autores ainda citam quatro referências para fundamentar esse raciocínio, o que mostra que a hipótese da presente dissertação já era uma preocupação em 1975.

A FIGURA 30 apresenta as possíveis formas de ruptura do tirante, sendo:

- Ruptura da barra de aço (1);
- Ruptura na interface graute/rocha (2);
- Ruptura da rocha por meio do cone invertido (3).

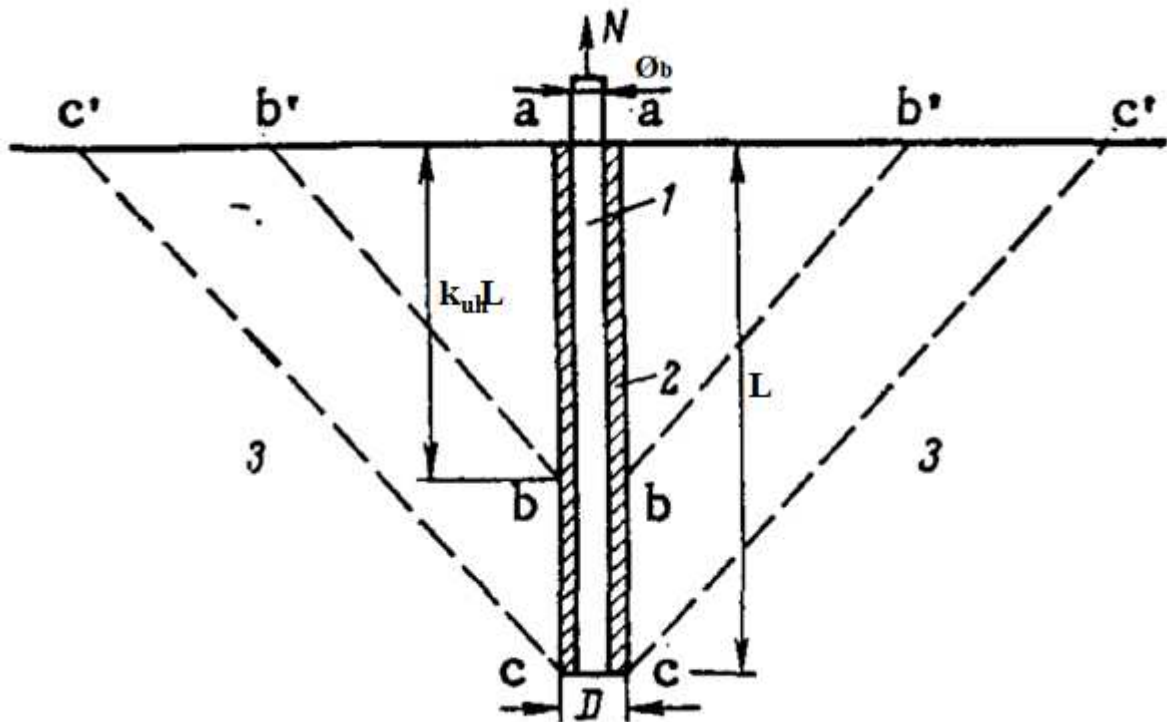


FIGURA 30 - POSSÍVEIS FORMAS DE PERDA DE ESTABILIDADE DO TIRANTE

FONTE: UKHOV *et. al.* (1975)

O método de análise proposto por Ukhov *et. al.* (1975) para capacidade de carga de um tirante, baseado na resistência da interface entre tirante e a rocha, torna possível uma consideração mais adequada da real condição de tensão na interface. Isso torna-se ainda mais claro quando o método é comparado com outros que se baseiam em uma distribuição de tensão uniforme arbitrária. Os autores constataram que há uma maior probabilidade de perda da capacidade de carga pela interface graute/rocha do que da própria rocha em si (referindo-se aos métodos que consideram a ruína da rocha em formato de cone invertido).

Ukhov *et. al.* (1975) realizaram testes, criando condições especiais que levaram a ruína da interface graute/rocha ou a formação do cone invertido. Isso tornou possível investigar separadamente esses mecanismos de falha. Os testes foram executados em uma área a montante da barragem de Farhad, no Uzbequistão. A fundação de rocha consistia em arenitos serecital-leurolitos, com micro fissuras normalmente menores que 0,2 cm de largura e mergulho de 50-70°. Segundo investigações feitas no maciço até a profundidade de 2-3,5 m, a área de testes era suficientemente homogênea.

Os resultados dos testes permitiram a proposição de um método de previsão de capacidade de carga para tirantes para condição de resistência da interface graute/rocha, que

leva em consideração a não uniformidade da distribuição da tensão ao longo dessa interface. Esse método baseia-se em duas premissas:

1) Para $T \leq T_{cr}$, força solicitante menor do força crítica de tração, a relação entre esforço e deformação é linear e há um acréscimo proporcional na área do diagrama curvilíneo da tensão de cisalhamento na interface graute/rocha. Entretanto, quando a força T começa a exceder o valor de T_{cr} , a relação se torna não linear. A causa desse fenômeno é a perturbação do estado limite de resistência da interface, que começa quando $T \leq T_{cr}$ em locais de ação máxima do esforço tangencial $\tau_{m\acute{a}x}$. Consequentemente, a força de projeto N atuando no tirante não deve exceder o valor de T_{cr} . Então a resistência da interface graute/rocha é assegurada, e para descrição do estado de tensão-deformação do tirante pode ser feito uso da teoria da elasticidade.

2) O máximo esforço tangencial correspondente ao T_{cr} é determinado pela resistência da interface graute/rocha. Assume-se que o valor de $\tau_{m\acute{a}x}$ é igual para tirantes de teste ($D = 50-600$ mm) sujeitos às mesmas condições de engenharia dos tirantes testados. Isso é, $\tau_{m\acute{a}x}$ não depende das dimensões geométricas do furo a ser executado na rocha, dentro dos limites tecnicamente possíveis de variação de diâmetros para teste e dos furos efetivamente executados.

A equação a seguir determina o diâmetro calculado da barra de aço para ela resistir ao esforço de projeto (T_{sd}), em função da resistência do aço (f_{yd}), sendo que o diâmetro deverá ser adotado conforme as bitolas disponíveis no mercado:

$$\emptyset_{b,calc} = 2 \cdot \sqrt{\frac{T_{sd}}{\pi \cdot f_{yd}}} \quad (13)$$

Adotado o diâmetro comercial igual, ou imediatamente superior, ao valor calculado, o engastamento mínimo necessário da barra de aço no graute ($l_{b,nec}$) poderá ser calculado por meio da equação a seguir:

$$l_{b,nec} = \frac{f_{yd} \cdot \emptyset_{b,adot}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (14)$$

Onde:

$\emptyset_{b,adot}$ = é o diâmetro adotado da barra de aço ($> \emptyset_{b,calc}$);

f_{bd} = Tensão de aderência de acordo com item 9.3.2.1 da NBR 6118/2007;

A seguir pode-se chegar ao engastamento do tirante na rocha (L):

$$L = \frac{f_{yd} \cdot \varnothing_{b,adot}^2}{4 \cdot D \cdot ubr} \quad (15)$$

A verificação final é referente ao cone invertido, sendo que a força de projeto deve ser menor do que o peso do cone mobilizado somado à força de ligação rocha/rocha na superfície do cone:

$$T \leq P_V + R_V, \quad (16)$$

Para um cone de 90° de abertura no vértice, a equação anterior fica:

$$T \leq \pi \cdot k_{uv}^2 \cdot L^2 \cdot (0,333 \cdot \gamma_r \cdot k_{uv} \cdot L + 0,707 \cdot ubr) \quad (17)$$

Onde k_{uv} é um coeficiente menor do que a unidade, determinado empiricamente para valores de L entre 1,0 e 4,0 m.

$$k_{uv} = 0,8 - \frac{L}{100} \quad (18)$$

O nomograma proposto, FIGURA 31, leva a conclusão de que quando a profundidade relativa do furo na rocha aumenta com diâmetro constante, o incremento no valor do carregamento crítico decresce. Isso evidencia que para cada diâmetro do furo, quando o tirante é projetado, a profundidade ótima para o furo na rocha (do ponto de vista econômico) pode ser selecionada.

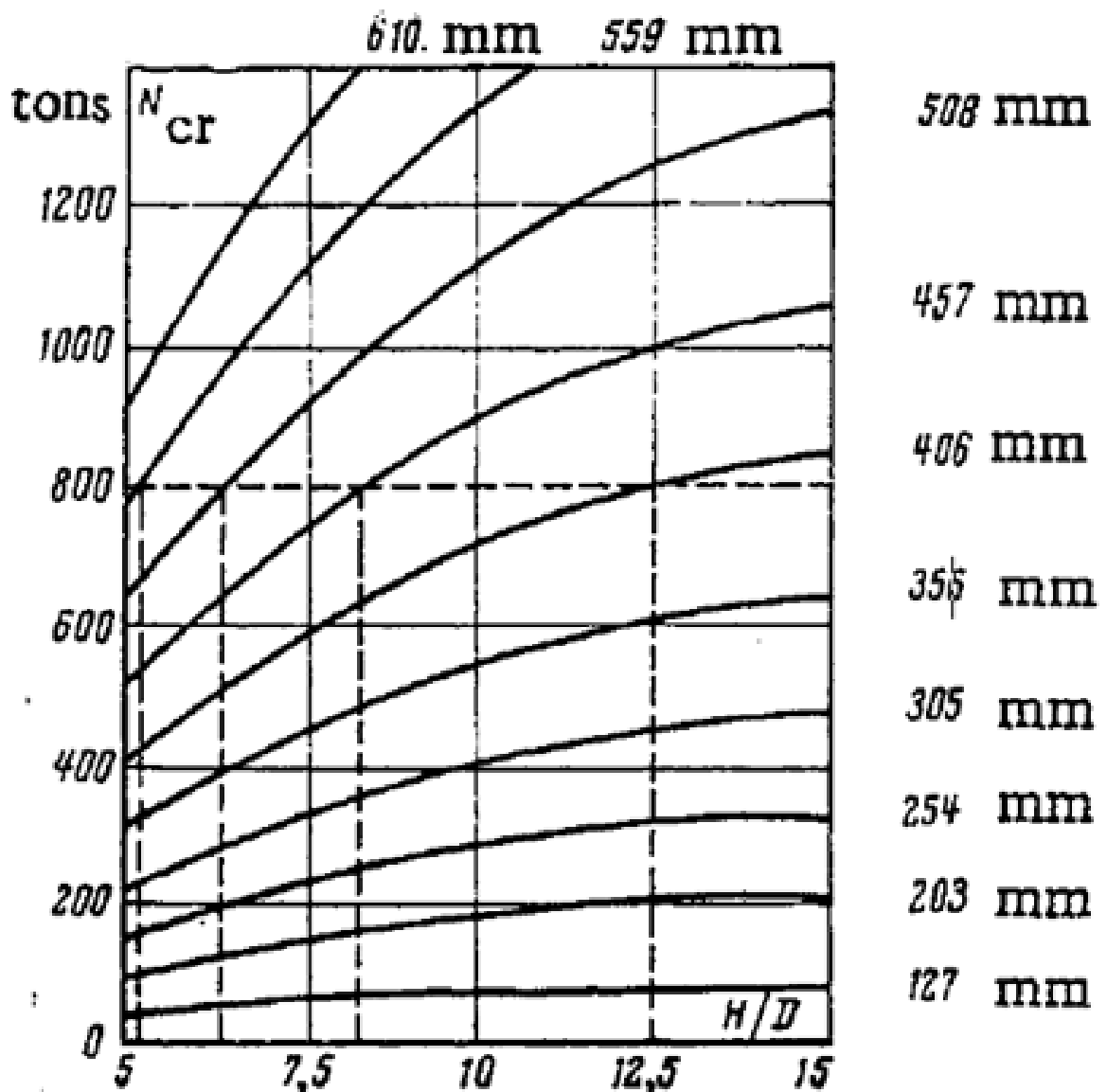


FIGURA 31 - NOMOGRAMA PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE TIRANTE

FONTE: UKHOV *et. al.* (1975)

3.4.3 Método de Ismael *et. al.*

O valor da resistência ao cisalhamento na tração da rocha pode ser obtido equacionando-se o peso do cone de arrancamento somado a resistência ao cisalhamento na superfície cônica. Quanto ao formato do cone mobilizado na tração, Ismael, *et. al.* (1979) sugerem adotar ângulo de 90° no vértice do cone, conforme ilustra FIGURA 32 . Os pesquisadores basearam-se em

estudos envolvendo testes de arrancamento que apontaram baixa movimentação frente ao esforço de arrancamento na área além da superfície cônica com 90° de abertura.

Os testes realizados pela companhia de energia canadense Ontario Hydro, estão resumidos na TABELA 22. Segundo Ismael, *et. al.* (1979), buscou-se a ruptura da rocha na superfície do cone invertido, no cisalhamento rocha/rocha. Para que isso fosse possível, foram utilizados barras de aço robustas de diâmetro de 57 mm (Dywidag #18), engastadas na rocha via de regra a uma profundidade de 20 vezes o diâmetro da barra, o que equivale a 1140 mm ou 1,14 m. As proposições desse método embasaram-se principalmente nesses testes.

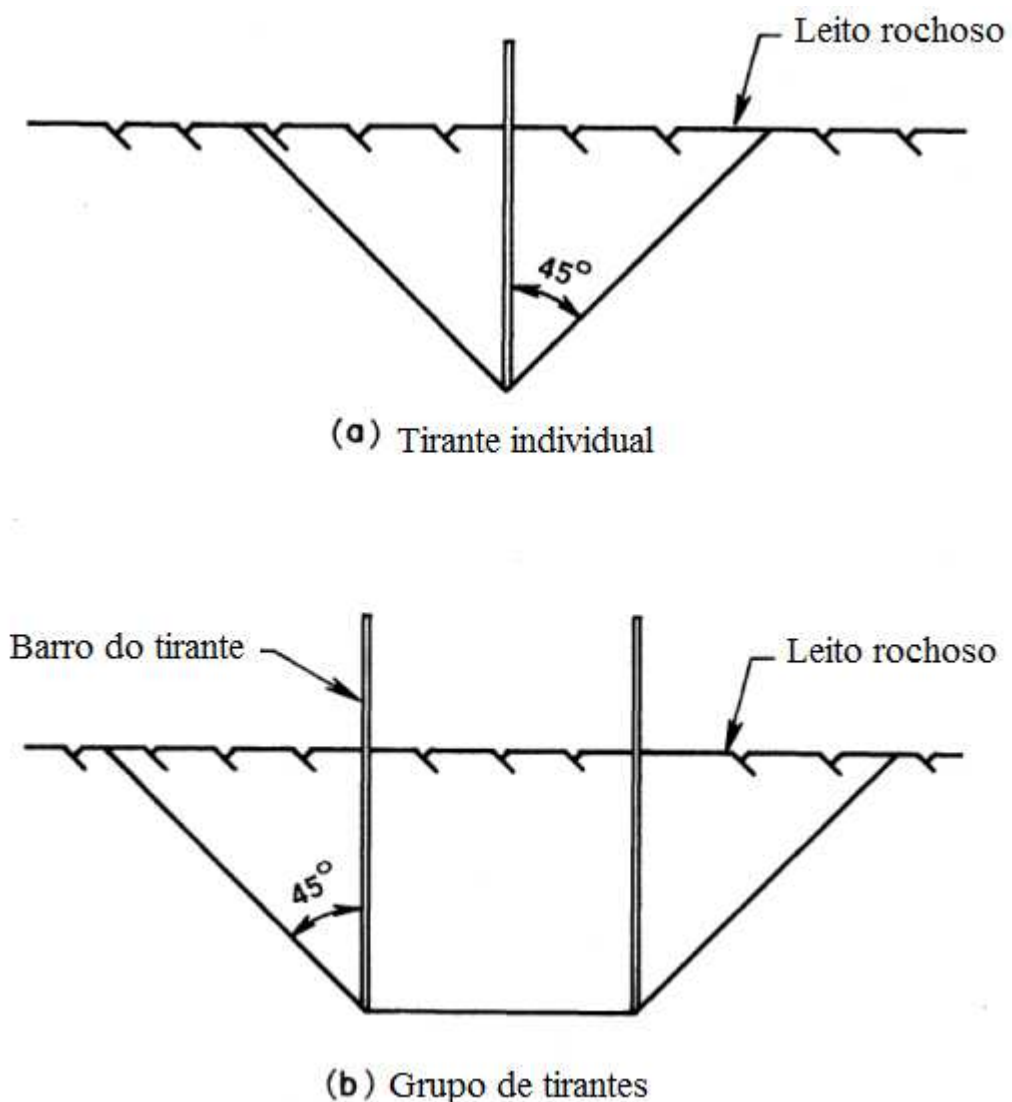


FIGURA 32 - MODOS DE FALHA DE TIRANTES EM ROCHA

FONTE: ISMAEL *et. al.* (1979)

TABELA 22 - RESULTADOS DOS TESTES DE ARRANCAMENTO REALIZADOS
PELA ONTARIO HYDRO

TIPO DE ROCHA	FAIXA DE VALORES DA TENSÃO DE CISALHAMENTO τ_{cone} (kPa)	TENSÃO DE CISALHAMENTO MÉDIA $\tau_{cone,m}$ (kPa)	$\sigma_{c,média}$ (kPa)	FONTES (<i>apud</i> ISMAEL <i>et. al.</i> , 1979)	
Calcário de Trenton	40 - 105	65,00	-	Canadá	Lane (1973)
Calcário levemente encharcado	145 - 200	172,00	101 100	Canadá	Ismael (1978)
Folhelho fraco e encharcado	08 - 26	17,00	9 574	Canadá	Radhakrishna (1975)
Dolomita medianamente dura de Guelph	110 - 128	120,00	86 166	Canadá	Ismael (1976)
Dolomita medianamente dura do Rio Detroit	223 - 282	239,00	71 805	Canadá	Radhakrishna (1977)
Dolomita maciça Amabel	158 - 178	168,00	159 885	Canadá	Ismael <i>et. al.</i> (1979)

FONTE: Adaptado de ISMAEL *et. al.* (1979)

A respeito do efeito de grupo, tirantes muito próximos rompem na tração como uma unidade ao longo da superfície do cone, como mostra a FIGURA 32 b). A eficiência individual dos tirantes em um grupo dependerá primeiramente da profundidade do engastamento. Desse modo, segundo Ismael, *et. al.* (1979) uma profundidade de 30 vezes o diâmetro da barra de aço poderia ser suficiente para um único tirante chegar a 100% de eficiência, ou seja, romper conforme a FIGURA 32 a) (na maioria das rochas são). Entretanto, quando estão em grupo com espaçamento pequeno entre eles, provavelmente a eficiência do tirante será menor do que 100%. A profundidade crítica é então definida como a profundidade na qual a eficiência do tirante individualmente dentro de um grupo é 100%.

Para tirantes inclinados a mais de 15° com a vertical, Ismael, *et. al.* (1979) recomendam o emprego de um fator de redução da resistência de 0,75 em função de resultados obtidos em provas de carga em escala real.

O critério proposto por Ismael, *et. al.* (1979) para profundidade mínima de engastamento dos tirantes na rocha:

- 30 vezes o diâmetros da barra para rocha são;
- 40 vezes o diâmetros da barra para rocha branda;

- 80 vezes o diâmetros da barra para xisto argiloso.

O critério proposto é válido apenas um ou dois tirantes sujeitos exclusivamente ao esforço de arrancamento.

De acordo com Ismael, *et. al.* (1979), a ruptura na ligação rocha x graute é menos crítica que o arrancamento do cone. Os autores também citam a fórmula empírica sugerida por Little-John, adotando-se fator de segurança maior ou igual a 2:

$$ubr = \frac{\sigma_{c,rocha}}{10} \quad (19)$$

Quanto ao rompimento da ligação barra de aço x graute, Ismael, *et. al.* (1979) consideram ser o mecanismo de ruptura menos crítico de todos. Os autores citam a seguinte fórmula como referência:

$$\tau_{b/g} = 11,5 \cdot \sqrt{\sigma_{c,graute}} \quad (20)$$

3.4.4 Método de Serrano e Olalla

Serrano e Olalla (1999) desenvolveram um modelo numérico que avalia a capacidade última de tração de um tirante em rocha, usando um critério de ruptura não linear, conforme definido por Hoek e Brown (1980, 1988, 1992, 1995 *apud* Serrano e Olalla 1999).

De forma a simplificar o problema e fazer os cálculos possíveis de maneira mais rigorosa, as seguintes hipóteses foram feitas:

- As respectivas resistências dos materiais do tirante (graute e barra de aço) e a interface graute/rocha são, em qualquer caso, serão as mesmas ou maiores do que as do maciço rochoso. Essa hipótese significa que a ruptura deve ocorrer pelo maciço rochoso;
- Adota-se plasticidade coaxial no maciço rochoso. Isso indica que os eixos do elipsoide de tensões são os mesmos que os eixos do elipsoide de incremento de deformações. Isso é adotado para obedecer uma regra de fluxo associada;
- O maciço rochoso comporta-se de acordo com o critério de ruptura originalmente definido por Hoek *et. al.* (1992);
- O meio constituído pelo maciço rochoso é considerado como sem nenhum peso, homogêneo e contínuo isotrópico;
- A ruptura ocorre ao longo da superfície de mínima resistência;

f) As condições de tensão são aquelas definidas pelo critério inerente à teoria de equilíbrio limite. Em outras palavras, as tensões na superfície de ruptura verificam o critério de ruptura (FIGURA 34);

g) A unidade de tensão exercida sobre a superfície de ruptura é paralela com a carga do tirante T (ângulo $\delta = 0^\circ, 0$);

h) A dilatância é ignorada. De outra forma a tensão de cisalhamento da estrutura ancorada cresceria consideravelmente. Consequentemente pode-se dizer que essa é uma hipótese conservadora.

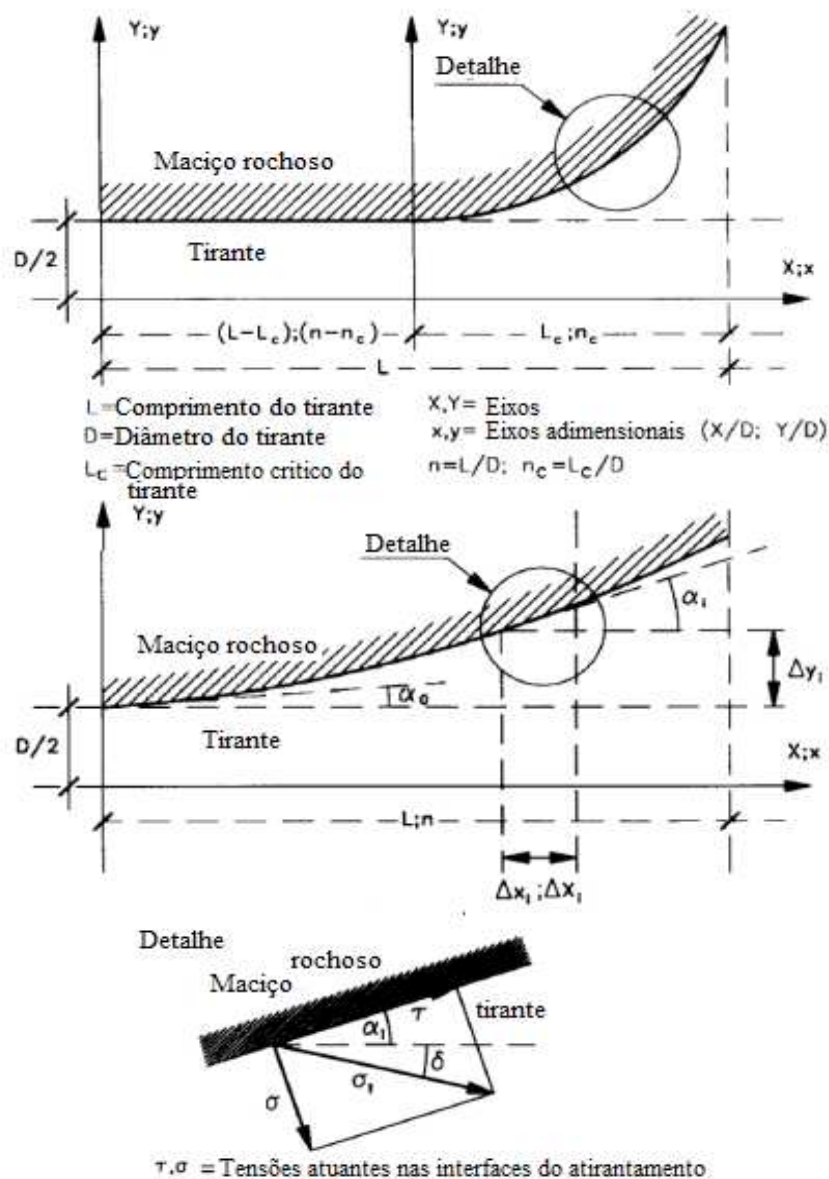


FIGURA 33 - DADOS GEOMÉTRICOS DE UM PLANO DE CÁLCULO GENÉRICO:

TIRANTE LONGO E CURTO

FONTE: SERRANO E OLALLA (1999)

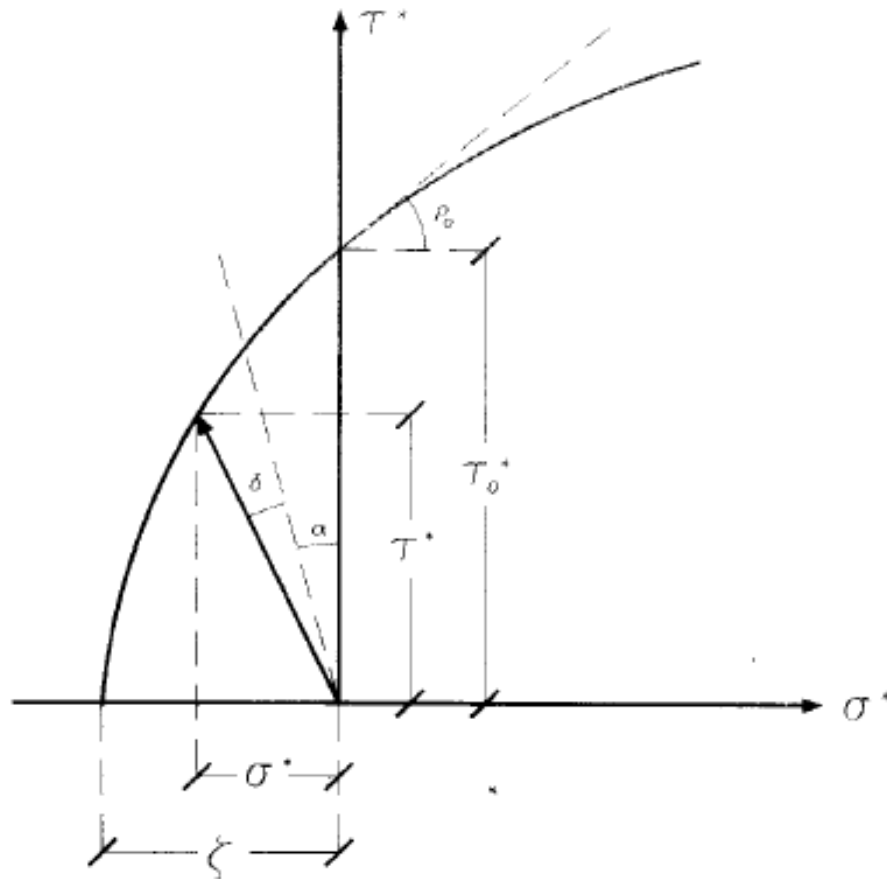


FIGURA 34 - PARÁBOLA DE HOEK E BROWN ILUSTRANDO OS PARÂMETROS BÁSICOS

FONTE: SERRANO E OLALLA (1999)

Entre os parâmetros ilustrados na FIGURA 34 estão:

ρ_0 = ângulo de atrito instantâneo, para $\sigma = 0$;

τ^* = tensão de cisalhamento normalizada, $\tau^* = \tau/\beta$;

β = módulo de resistência, $\beta = m \cdot \sigma_c / \delta$;

τ_0^* = tensão de cisalhamento normalizada, para $\sigma = 0$;

σ^* = tensão normalizada, $\sigma^* = \sigma/\beta$;

ζ = coeficiente de dureza, $\zeta = \delta \cdot s / m^2$;

Sendo que os valores de s e m são obtidos em função das equações de Hoek e Bown (1988). Para rochas de elevado grau de alteração as equações são:

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{6}\right)} \quad (21)$$

$$m = m_0 \cdot e^{\left(\frac{RMR-100}{14}\right)} \quad (22)$$

Para rochas com baixo grau de alteração, rocha sã ou praticamente sã:

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{9}\right)} \quad (23)$$

$$m = m_0 \cdot e^{\left(\frac{RMR-100}{28}\right)} \quad (24)$$

De acordo com os autores, a superfície de falha do tirante assume duas formas distintas: uma para tirantes longos e outra para tirantes curtos. No caso de tirantes longos, quase toda a superfície da falha coincide com uma superfície cilíndrica, definida pelo diâmetro e comprimento do tirante. No caso de tirantes curtos, são obtidas superfícies convexas. Em teoria, os tirantes curtos podem originar situações em que a superfície de ruptura tem um raio muito maior na face externa da rocha. A FIGURA 35 apresenta uma ilustração dos casos descritos, sendo (a) o diagrama de tensão; (b) exemplos de tirante; e (c) desenhos esquemáticos de tirante longo e curto.

Para ambos os casos (tirante longo ou curto), uma mesma fórmula é proposta para a resistência última de arrancamento do tirante:

$$T_{ult} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_0 \cdot \beta \cdot C \quad (25)$$

Onde:

T_{ult} = resistência última de arrancamento do tirante;

D = diâmetro do tirante;

L = comprimento do tirante;

τ_0 = tensão de cisalhamento, $\tau_0 \approx \beta \cdot \zeta^{0,75}$;

σ_c = resistência à compressão não-confinada da rocha;

C = parâmetro obtido em função de n e ζ , segundo o gráfico da FIGURA 36 ;

n = índice de esbeltez, $n = L/D$;

Sendo a tensão última de aderência (ubr) dada por:

$$ubr = \tau_0 \cdot \beta \quad (26)$$

Logo a fórmula pode ser reescrita como:

$$T_{ult} = \pi \cdot D \cdot L \cdot ubr \cdot C \quad (27)$$

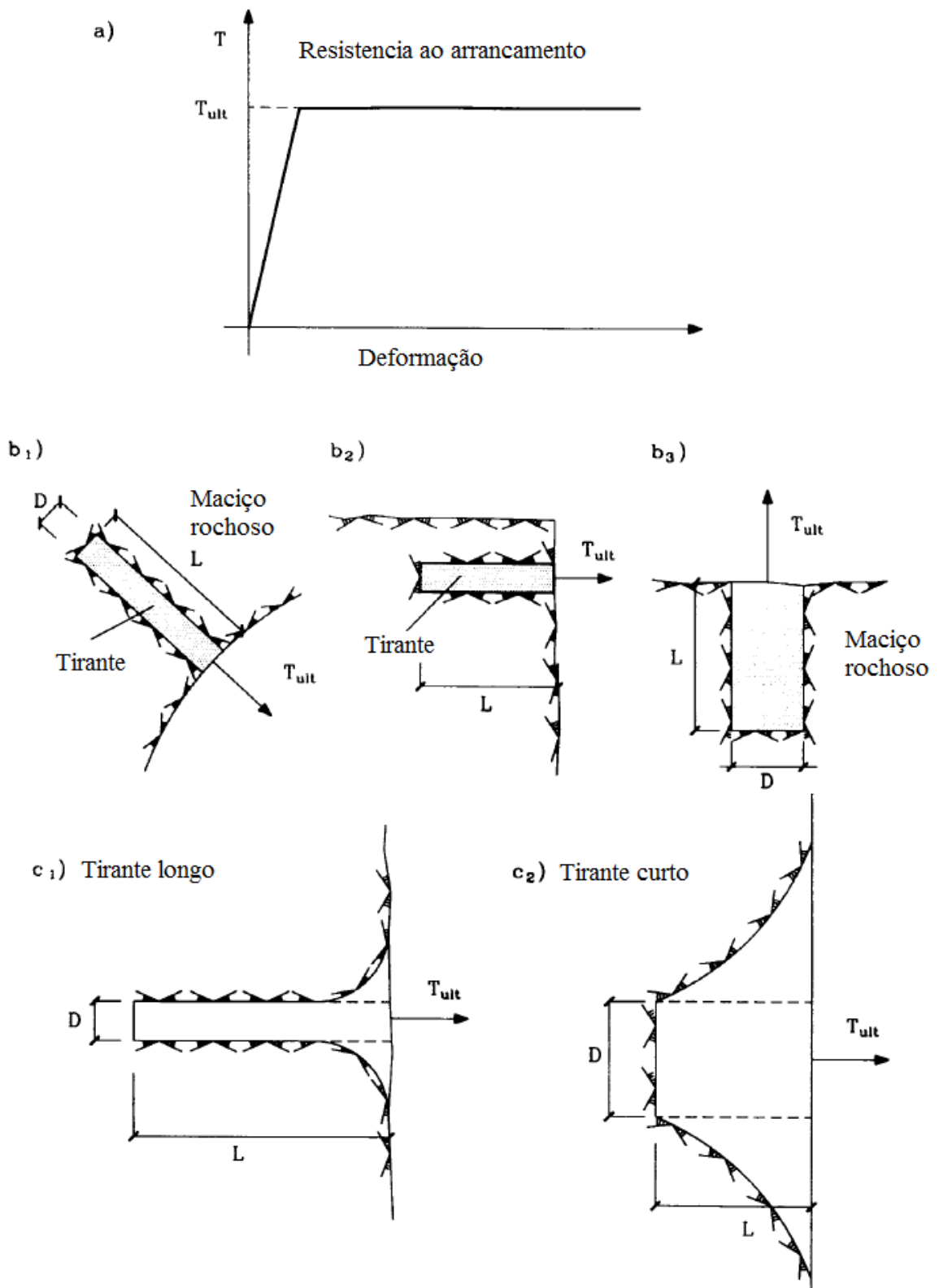


FIGURA 35 - ILUSTRAÇÃO DO ESTUDO DE SERRANO E OLLALA

FONTE: SERRANO e OLALLA (1999)

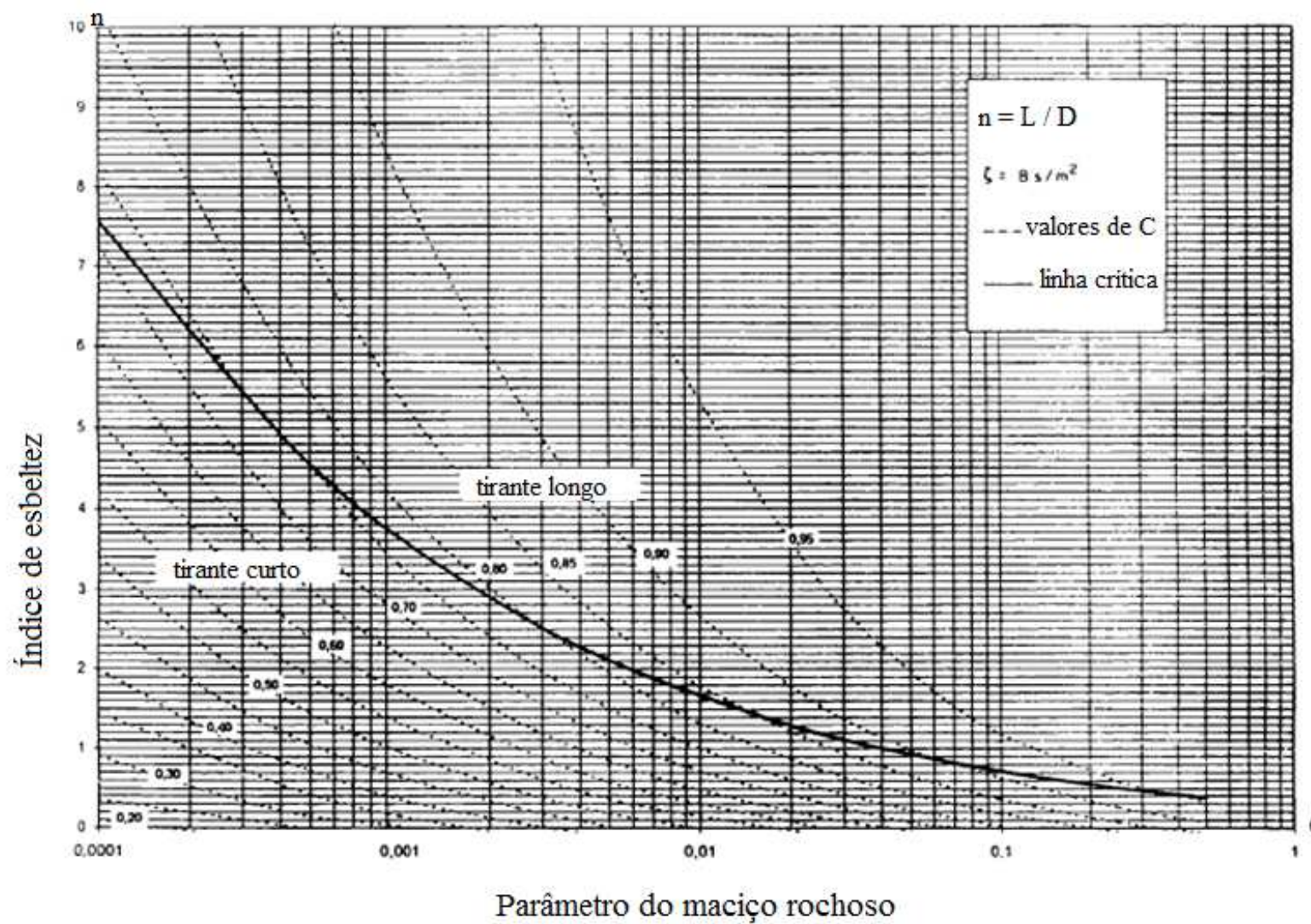


FIGURA 36 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE C.

FONTE: SERRANO E OLALLA (1999)

4 RESULTADOS E ANÁLISE

4.1 QUESTIONÁRIO 1

De um total de questionários enviados superior a 50, foram obtidas apenas 17 respostas. Isso comprova o que Robson (2011) aponta como uma das desvantagens do envio de questionários via internet: a baixa taxa de participações. A TABELA 23 resume os resultados obtidos.

TABELA 23 - RESULTADO DO QUESTIONÁRIO 1

QUESTÃO	INFORMAÇÕES	(%)
1ª	SPT (Standard Penetration Test) em todas as estruturas	35,3%
	SPT nas estruturas de ancoragem e trado nas demais	17,6%
	Combina SPT, trado e poços de inspeção	23,5%
	SPT nos vértices e trado nas estruturas de tangente	11,8%
	Faz um estudo mais aprofundado combinando informações do SPT, CPT, Vane, DMT, e outros	11,8%
	Combina SPT e poços de inspeção	0,0%
2ª	Faz uso de mapas geológicos	52,9%
	Não vê necessidade de utilizar mapas geológicos	47,1%
3ª	De maneira complementar, utiliza ensaios de laboratório (Cisalhamento direto, Ensaios triaxiais, etc.)	52,9%
	Não utiliza ensaios de laboratório	47,1%
4ª	Algumas vezes faz visita à campo	58,8%
	De posse desses dados, faz visita à campo antes de projetar	35,3%
	Não vejo necessidade	5,9%
5ª	Acredita que os ensaios que utiliza são suficientes	70,6%
	Não acha os ensaios suficientes, e gostaria de complementar com outros tipos de ensaios.	29,4%

FONTE: O autor (2014).

4.1.1 Análise do resultado

Pode-se notar que na primeira questão foram sugeridas seis alternativas de ensaio, das quais cinco eram variações do SPT. Em outras palavras, o resultado final mostrou que uma parcela de 88,2% dos entrevistados usa apenas variações de uma campanha de sondagem com SPT como informação para o dimensionamento de fundações, e somente 11,8% faz uma campanha de investigação geotécnica mais completa, indo além do ensaio de simples reconhecimento.

Combinando as informações dos projetistas que gostariam de fazer uso de um número maior de ensaios do que atualmente utiliza (29,4%), com a dos projetistas que se fundamentam em campanhas de investigação baseadas quase exclusivamente no SPT (88,2%), pode-se inferir que a maioria dos projetistas tende a ser conservador com os parâmetro de cálculo ao invés de fundamentá-los por meio de ensaios mais precisos. Outra interpretação possível é a de que a maior parte dos projetistas está apegada aos conceitos tradicionais, e não se sente à vontade para utilizar técnicas mais atuais de investigação.

Os resultados da segunda e da terceira questão apresentam uma divisão entre os projetistas, isso porque os valores estão muito próximos de 50% quanto à utilização de dados da geologia e de ensaios de laboratório. Embora tenha-se observado essa divisão, os mapas geológicos podem fornecer informações valiosas para o projetista, quando cruzadas com conhecimentos de mecânica das rochas e formação dos solos. Por outro lado, os ensaios de resistência de laboratório podem levar muito tempo para serem executados, sendo assim, a utilização apenas ocasional dos mesmos não é vista como uma prática condenável.

4.2 QUESTIONÁRIO 2

Apesar de ter sido enviado para o mesmo número de projetistas do questionário anterior, foram obtidas apenas 12 respostas para o Questionário nº 2. Sete projetistas responderam os dois questionários, ou seja, 58,3% em relação ao Questionário nº 2. Na busca de um maior número de contribuições, os participantes da pesquisa não foram obrigados a responder a todas as perguntas.

TABELA 24 - RESULTADO DO QUESTIONÁRIO 2 (continua)

QUESTÃO	INFORMAÇÕES	(%)	Nº TOTAL DE RESPOSTAS
1ª	Qual solução de fundação utiliza quando encontra rocha relativamente sã aflorada na superfície?		12 (100%)
	Retira parte da rocha (explosão, martetele, etc.) e utiliza sapata comum	0,0%	
	Bloco ou Sapata atirantada na rocha	100,0%	
	Estaca raiz	0,0%	
2ª	Quais as informações utiliza para dimensionamento de fundações de torres nesses casos?		12 (100%)
	Informações da sondagem de simples reconhecimento (SPT ou trado)	83,3%	
	Sondagens rotativas solicitadas para o trecho	25,0%	
	Mapa geológico	33,3%	
	Experiência de outras Linhas de Transmissão executadas na região	58,3%	
	Literatura técnica	41,7%	

TABELA 24 - RESULTADO DO QUESTIONÁRIO 2 (continuação)

	No caso de tirantes, qual tipo de barra de aço utiliza?		
	Barra de aço CA50 - ϕ 12,5 mm	20,0%	
	Barra de aço CA50 - ϕ 16,0 mm	70,0%	
	Barra de aço CA50 - ϕ 20,0 mm	60,0%	
	Barra de aço CA50 - ϕ 25,0 mm	50,0%	
	Barra de aço CA50 - ϕ 32,0 mm	20,0%	
3 ^a	Tirante barra roscada / monobarra ϕ 15 mm (DYWIDAG, Incotep ou similar)	10,0%	10 (83,3%)
	Tirante barra roscada / monobarra ϕ 25 mm (DYWIDAG, Incotep ou similar)	40,0%	
	Tirante barra roscada / monobarra ϕ 32mm (DYWIDAG, Incotep ou similar)	40,0%	
	Tirante barra roscada / monobarra ϕ 36 mm ou maior (DYWIDAG, Incotep ou similar)	10,0%	
	Tirante tubular autoinjjetável ϕ 40 mm ou maior (Incotep ou similar)	20,0%	
	Para dimensionamento de fundações atirantadas, utiliza quais das seguintes verificações:		
	Peso do cone de arrancamento	25,0%	
4 ^a	Peso do cone de arrancamento + resistência ao cisalhamento da rocha	33,3%	12 (100%)
	Resistência a tração da rocha	16,7%	
	Tensão de aderência barra de aço/graute	91,7%	
	Tensão de aderência graute/rocha	91,7%	
	Resistência a tração da barra de aço	91,7%	
	Critério de ruptura de Hoek e Brown	25,0%	
	Utiliza simulações numéricas com o uso de software de análise pelo método dos elementos finitos para esses casos?		
5 ^a	Sim. Utilizo	9,1%	11 (91,7%)
	Não. Não utilizo em nenhum caso software de elementos finitos	72,7%	
	Não. Não utilizo especificamente nesses casos, mas utilizo em outros	18,2%	
	Quanto a hipótese do cone de ruptura, poderia informar quais os parâmetros de projeto utiliza?		
		20 kN/m ³	60,0%
6 ^a	peso específico da rocha:	22 kN/m ³	20,0%
		28 kN/m ³	20,0%
		40°	25,0%
	ângulo de inclusão a contar do vértice (de geratriz a geratriz):	45°	25,0%
		90°	50,0%
		330 kPa	50,0%
	tensão de cisalhamento na interface rocha/rocha na área lateral do cone (caso utilize):	500 kPa	50,0%
		100%	2 (16,7%)
	outras informações (artigos relacionados, etc.)		1 (8,3%)
	Quanto a ruptura na interface barra de aço/graute, qual método utiliza?		
7 ^a	A Norma ABNT NBR 6118/2007 - item 9.3.2 - resistência de aderência	90,9%	11 (91,7%)
	Outro	9,1%	
	Quanto a ruptura na interface graute/rocha, utiliza um único valor padrão para a resistência de aderência?		
8 ^a	Sim. Utilizo um único valor padrão	45,4%	11 (91,7%)
	Não. Utilizo um valor para cada tipo de rocha	54,6%	
	Não utilizo esse critério de ruptura	0,0%	

TABELA 24 - RESULTADO DO QUESTIONÁRIO 2 (conclusão)

Ainda quanto a ruptura da interface graute/rocha, poderia informar:				
9 ^a	Qual valor (ou faixa de valores) utiliza para resistência de aderência na interface graute/rocha (<i>ubr</i>)?	0,05 MPa	16,7%	6 (50,0%)
		0,35 MPa	33,3%	
		0,40 MPa	16,7%	
		1,00 MPa	16,7%	
		0,16-0,40 MPa	16,7%	
	Esse valor baseia-se na sua própria experiência, ensaios de laboratório requisitados por você ou trabalhos científicos?	Experiência	57,1%	7 (58,3%)
	Em ensaios	14,3%		
	Trabalhos científicos	28,6%		

FONTE: O Autor (2014).

4.2.1 Análise do resultado

Em uma primeira comparação, o Questionário 2 está mais direcionado a parâmetros de projeto do que o Questionário 1, portanto toca em um ponto relativamente mais delicado. Essa pode ser uma das explicações pra o menor número de participações.

A primeira e a segunda questão, ambas com 100% de participação (12 respostas), apresentaram o resultado esperado. Bloco ou sapata atirantada na rocha é a solução de fundação utilizada pela totalidade dos entrevistados e, assim como o resultado do Questionário 1, apenas uma minoria (25,0%) se aprofunda na investigação geotécnica, que nesse caso significa adotar sondagem rotativa.

De acordo com as respostas da terceira questão, a barra de aço adotada depende de cada situação, uma vez que todas as alternativas foram apontadas como utilizáveis. O fato das barras de aço CA50 - $\phi 16,0$ mm e $\phi 20,0$ mm obterem 70,0% e 60,0% das indicações respectivamente, pode estar relacionado à critérios mínimos de projeto ou ainda maior disponibilidade no mercado. Os tirantes tipo barra roscada provavelmente estão ligados às fundações de estais das estruturas estaiadas e, segundo a pesquisa, os diâmetros preferidos são $\phi 25$ mm e $\phi 32$ mm.

A quarta questão indica que as verificações mais utilizadas são: tensão de aderência barra de aço/graute, tensão de aderência graute/rocha e resistência a tração da barra de aço; as três adotadas por 91,67% dos entrevistados. Parte dos projetistas utiliza a verificação do cone de arrancamento, o que não significa ser a única empregada em seus dimensionamentos. A alternativa com menor percentual foi a resistência a tração da rocha, com 16,7% das indicações. Essa questão também contou com 100% de participação (12 respostas).

O resultado da quinta questão assinala que a maioria dos profissionais desse setor (72,7%) não utiliza nenhum software de análise numérica pelo método dos elementos finitos.

Somente 18,2% dos entrevistados utiliza essa ferramenta mas não para fundações em rocha, o que é feito por apenas 9,1%.

Não mais que a metade dos entrevistados respondeu a sexta questão, comparando isto com os 91,7% de participação na oitava questão, pode-se dizer que parte desses profissionais não se sentiu a vontade de revelar os dados que adota em projeto. Os valores apresentados de peso específico, ângulo de inclusão e tensão de cisalhamento foram informados pelos próprios entrevistados. A grande diferença nos valores do ângulo de inclusão pode ser resultado de uma má interpretação da pergunta, apesar de constar no texto que a medida do ângulo conta de geratriz a geratriz, e não de geratriz ao eixo.

Relativamente à sétima questão (com participação de 91,7%), a maioria dos entrevistados faz uso da Norma ABNT NBR 6118/2007, enquanto apenas 9,1% adota outros critérios para analisar a ruptura na interface barra de aço/graute.

Quanto à nona questão, os valores de resistência de aderência na interface graute/rocha (*ubr*) foram informados por somente 50,0% dos entrevistados, e variou entre 0,05 e 1,00 MPa. Como a questão possui duas partes, e a participação na segunda parte não foi vinculada a primeira, houve uma resposta a mais na segunda metade. Ou seja, apesar de apenas seis valores de *ubr* terem sido informados, sete entrevistados responderam qual a sua referência para tal. Quanto a essa referência, 57,1% é a própria experiência, 28,6% trabalhos científicos e 14,3% ensaios de laboratório.

4.3 DIMENSIONAMENTOS

4.3.1 Cargas adotadas

As cargas adotadas para comparação dos métodos foram obtidas por meio do uso de software de projeto de linhas de transmissão (PLS-CADD) conjuntamente com um software de cálculo estrutural através de análises numéricas pelo método dos elementos finitos (TOWER), ambos desenvolvidos pela Powerline Systems Inc.

Segundo Hatashita et. al. (2010), a utilização conjunta destes softwares proporciona um sensível aumento nas possibilidades de análises de engenharia em projetos de linhas de transmissão, permitindo uma verificação rápida e otimizada da suportabilidade mecânica e dos esforços para os projetos das fundações das torres frente aos requisitos das normas técnicas vigentes, permitindo também a consideração de mapeamentos atualizados de ventos e critérios de projetos revisados.

A concessionária de energia elétrica, além de fornecer as informações inerentes ao projeto das LTs citadas anteriormente, também disponibilizou o uso das ferramentas PLS-CADD e TOWER, visto que são softwares que exigem licença para uso.

Para que os esforços nas fundações possam ser determinados, faz-se necessário o uso de torres modeladas no software TOWER. Tais modelagens foram feitas por especialistas contratados pela concessionária de energia elétrica para uso em seus empreendimentos, e cada tipo de torre modelada possui uma Anotação de Responsabilidade Técnicas (ART). Para o presente trabalho foram utilizados 15 tipos de torres (entre torres de ancoragem e suspensão) e, devido as diferentes alturas de torres, mais de 70 modelos para o software TOWER. Através desses modelos, em função das cargas de projeto consegue-se os esforços em cada umas das fundações. Maiores informações sobre os critérios de projeto e o uso conjunto dessas ferramentas pode ser encontrado no trabalho de Hatashita *et. al.* (2010).

Uma vez que o foco deste trabalho é o dimensionamento de fundações tracionadas, informações quanto ao esforço de compressão foram adicionados apenas a critério de comparação. Os valores apresentados na TABELA 25 referem-se ao resumo dos esforços de todas as torres das três LTs que serviram para esse estudo (LT-A, B e C). Os valores são esforços para uma fundação, seja ela tracionada ou comprimida.

TABELA 25 – CARGAS MÁXIMAS, MÍNIMAS E MÉDIAS DAS LTs SELECIONADAS

	TORRES DE ANCORAGEM	TORRES DE SUSPENSÃO
Número de ocorrências	85	388
Tração máxima, $T_{sd, máx}$ (kN)	387,20	205,78
Tração mínima, $T_{sd, mín}$ (kN)	51,71	29,91
Tração média, $T_{sd, méd}$ (kN)	140,93	87,17
Compressão máxima (kN)	437,14	241,53
Compressão mínima (kN)	68,32	41,32
Compressão média (kN)	173,92	107,75

FONTE: O Autor (2014)

4.3.2 Dados de rocha adotados

Parte dos dados adotados nesta dissertação foram adaptados do trabalho de Ismael, et. al. (1979) e Serrano e Olalla (1999). Em sua publicação, Ismael, et. al. apresentam um resumo em forma de tabela para valores de tensão última de aderência recomendados. Os valores foram retirados de diversas publicações incluindo normas e dados de maciços rochosos estudados

individualmente. Serrano e Olalla aproveitaram parte desses mesmos dados e acrescentaram resistência a compressão, RMR e m_0 . O peso específico da rocha intacta foi obtido das publicações de Zhang (2005) e Gupta e Seshagiri Rao (1998). O módulo de elasticidade da rocha intacta foi estimado baseado no tipo de rocha e sua resistência à compressão simples, conforme a publicação de Hoek e Diederichs (2006). De forma a compatibilizar os dados das quatro publicações citadas, apenas onze variedades de rocha foram utilizadas, conforme pode ser observado na TABELA 26.

TABELA 26 – DADOS DE ROCHA ADOTADOS

SIGLA	TIPO DE ROCHA	ubr (MPa)	m_0	σ_c (MPa)	RM R	γ_r (kN/m ³)	E_i (GPa)
BD	Basalto duro	5,7	17	200	75	29,6	70,0
BS	Basalto	3,9	17	150	75	29,6	52,5
GR	Granito	4,8	33	150	75	26,7	63,7
CA	Calcário	2,8	9	50	65	25,6	25,0
CF	Calcário fraco	1,0	9	25	50	23,7	12,5
AD	Arenito duro	4,3	19	75	75	27,0	20,6
AF	Arenito duro (grãos finos)	2,2	19	75	70	27,0	20,6
AR	Arenito	0,8	19	50	65	24,4	13,7
FD	Folhelho duro	1,4	9	50	65	26,6	10,0
FF	Folhelho fraco	0,3	4	25	50	20,6	5,0
CC	Concreto	1,4	15	25	90	25,0	45,0

FONTE: Adaptado de ISMAEL, *et. al.* (1979), SERRANO e OLALLA (1999), ZHANG (2005), GUPTA e SESHAGIRI RAO (1998), HOEK e DIEDERICHS (2006).

Comparando esses dados com aqueles informados no Questionário nº 2, nota-se que os valores sugeridos pelos projetistas nas questões 6 e 9 são muito próximos do valores adotados para o Folhelho fraco, chegando no máximo aos valores do Calcário fraco.

4.3.3 Resultados dos modelos

Analisando os métodos do item 3.4 do presente estudo, todos possibilitam o dimensionamento do atirantamento. Quanto às referências no capítulo 2 de Yap e Rodger (1984) e de Li e Stillborg (1999), tratam-se de estudos do comportamento do tirante, nos quais são apresentadas informações que servem para o melhor entendimento das análises.

Tomando por base as informações da TABELA 25 e TABELA 26, a comparação entre os métodos de cálculo selecionados pode então ser realizada. Considerando o exposto, faz-se mister que seja assumido um critério de comparação, nesse caso optou-se por dimensionar os tirantes necessários para combater as cargas da TABELA 25.

Para se ter consciência da diferença entre os valores calculados por cada método, o gráfico da FIGURA 37 apresenta os valores para um tirante de $L = 1,0$ m, com uma barra de aço CA-50 - $\phi_b = 16$ mm, em um furo na rocha de diâmetro $d_b = 32$ mm:

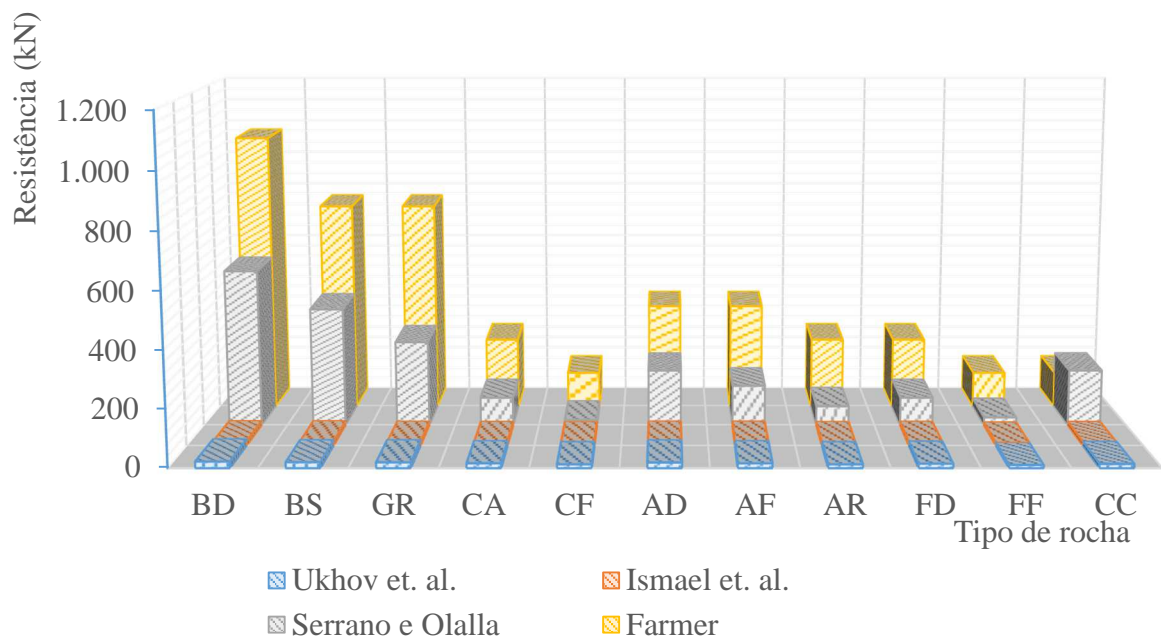


FIGURA 37 - GRÁFICO DO TIPO DE ROCHAS X VALOR DE RESISTÊNCIA
CALCULADO POR CADA MÉTODO PARA TIRANTE

FONTE: O autor (2014)

NOTA: Basalto duro (BD), Basalto (BS), Granito (GR), Calcário (CA), Calcário fraco (CF), Arenito duro (AD), Arenito duro (grãos finos) (AF), Arenito (AR), Folhelho duro (FD), Folhelho fraco (FF), Concreto (CC).

As Tabelas 27 a 30 apresentam os dimensionamentos por cada método de maneira individual, utilizando fator de segurança igual a 2,0 conforme proposto por Ismael, *et. al.* (1979). Os valores de tração adotados foram os das estruturas de ancoragem. A razão para isso é o fato de serem maiores, portanto tendem a evidenciar as diferenças entre os resultados.

Os gráficos, subsequentes a cada tabela, ilustram a quantidade de tirantes necessários para combater os esforços máximos, mínimos e médios. Todavia, de maneira a se aproximar de um dimensionamento real, os valores foram arredondados para cima e para números inteiros. O mínimo adotado foi de um único tirante, mesmo para valores muito baixos.

TABELA 27 – RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO FAMER

TIPO DE ROCHA	FAMER (1975)					
	RESISTÊNCIA CALCULADA			QUANTIDADE DE TIRANTES NECESSÁRIOS		
	u_{br} (MPa)	T_{calc} (kN)	T_{rd} (kN)	$T_{sd, máx}$	$T_{sd, mín}$	$T_{sd, méd}$
Basalto duro	10,00	1005,31	502,65	0,77	0,05	0,14
Basalto	7,50	753,98	376,99	1,03	0,07	0,19
Granito	7,50	753,98	376,99	1,03	0,07	0,19
Calcário	2,50	251,33	125,66	3,08	0,21	0,56
Calcário fraco	1,25	125,66	62,83	6,16	0,41	1,12
Arenito duro	3,75	376,99	188,50	2,05	0,14	0,37
Arenito duro (grãos finos)	3,75	376,99	188,50	2,05	0,14	0,37
Arenito	2,50	251,33	125,66	3,08	0,21	0,56
Folhelho duro	2,50	251,33	125,66	3,08	0,21	0,56
Folhelho fraco	1,25	125,66	62,83	6,16	0,41	1,12
Concreto	1,25	125,66	62,83	6,16	0,41	1,12

FONTE: O Autor (2014)

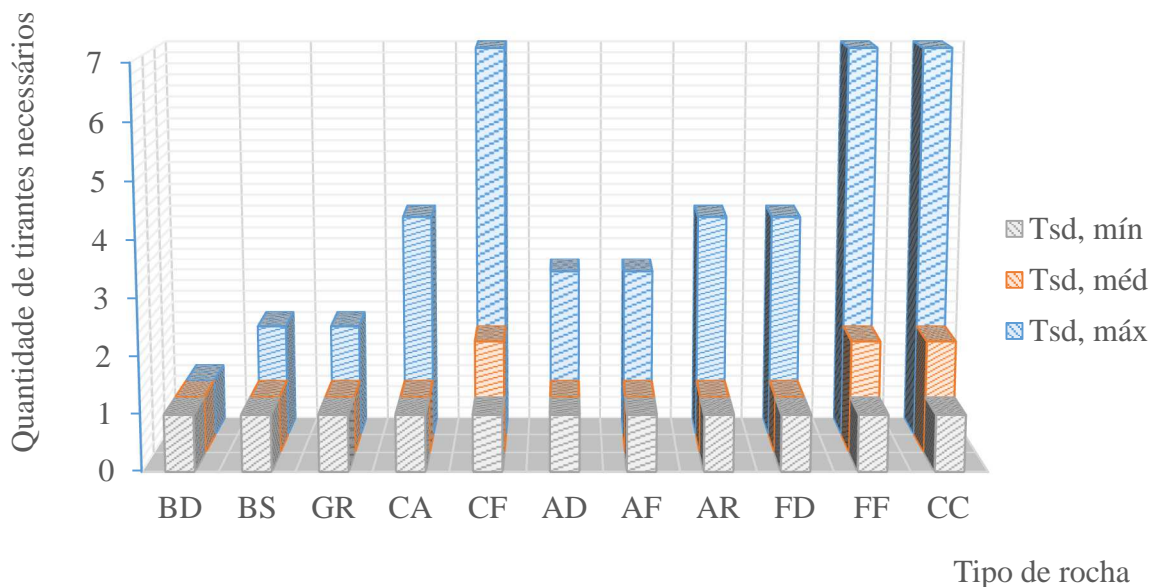


FIGURA 38 - RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO FAMER

FONTE: O Autor (2014)

TABELA 28 – RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO UKHOV et. al.

TIPO DE ROCHA	UKHOV et. al. (1975)					
	RESISTÊNCIA CALCULADA			QUANTIDADE DE TIRANTES NECESSÁRIOS		
	* ubr (MPa)	T_{calc} (kN)	T_{rd} (kN)	$T_{sd, máx}$	$T_{sd, mín}$	$T_{sd, méd}$
Basalto duro	5,70	23,17	11,58	33,42	2,23	6,08
Basalto	3,90	20,67	10,34	37,46	2,50	6,82
Granito	4,80	20,41	10,20	37,94	2,53	6,90
Calcário	2,80	17,09	8,54	45,32	3,03	8,25
Calcário fraco	1,00	13,61	6,81	56,90	3,80	10,35
Arenito duro	4,30	19,89	9,94	38,94	2,60	7,09
Arenito duro (grãos finos)	2,20	16,98	8,49	45,62	3,05	8,30
Arenito	0,80	13,69	6,85	56,55	3,78	10,29
Folhelho duro	1,40	15,66	7,83	49,45	3,30	9,00
Folhelho fraco	0,30	11,04	5,52	70,14	4,68	12,76
Concreto	1,40	14,84	7,42	52,20	3,49	9,50

FONTE: O Autor (2014)

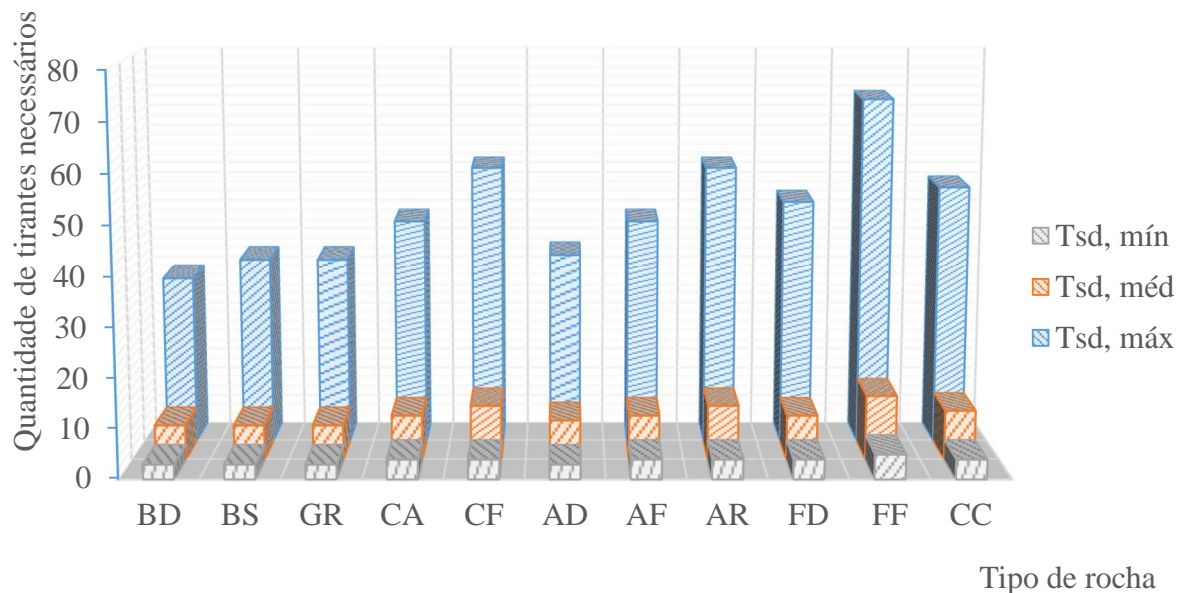
NOTA: * ubr para esse método foi retirada da TABELA 26

FIGURA 39 - RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO UKHOV et. al.

FONTE: O Autor (2014)

TABELA 29 – RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO ISMAEL et. al.

TIPO DE ROCHA	ISMAEL et. al. (1979)					
	RESISTÊNCIA CALCULADA			QUANTIDADE DE TIRANTES NECESSÁRIOS		
	P_{cone} (kN)	T_{calc} (kN)	T_{rd} (kN)	$T_{sd, máx}$	$T_{sd, mín}$	$T_{sd, méd}$
Basalto duro	15,50	15,50	7,75	49,97	3,34	9,09
Basalto	15,50	15,50	7,75	49,97	3,34	9,09
Granito	13,96	13,96	6,98	55,46	3,70	10,09
Calcário	13,40	13,40	6,70	57,77	3,86	10,51
Calcário fraco	12,41	12,41	6,20	62,40	4,17	11,36
Arenito duro	14,14	14,14	7,07	54,78	3,66	9,97
Arenito duro (grãos finos)	14,14	14,14	7,07	54,78	3,66	9,97
Arenito	12,78	12,78	6,39	60,61	4,05	11,03
Folhelho duro	13,93	13,93	6,96	55,60	3,71	10,12
Folhelho fraco	10,79	10,79	5,39	71,80	4,79	13,07
Concreto	13,09	13,09	6,54	59,16	3,95	10,77

FONTE: O Autor (2014)

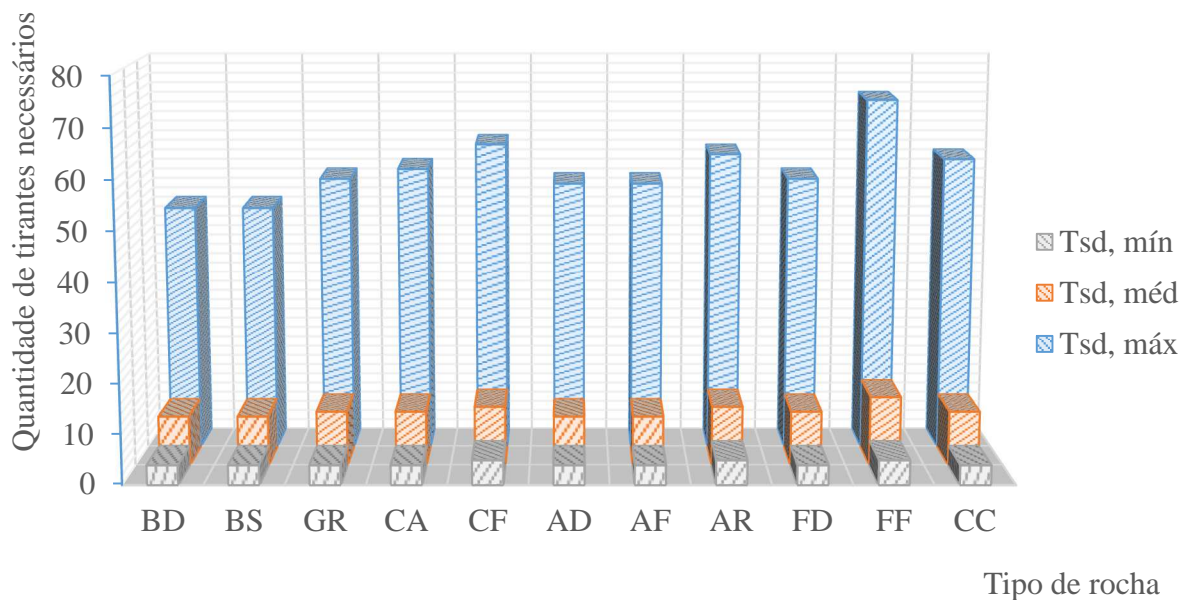


FIGURA 40 - RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO ISMAEL ET. AL.

FONTE: O Autor (2014)

TABELA 30 – RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO SERRANO E OLALLA

TIPO DE ROCHA	SERRANO e OLALLA (1999)					
	RESISTÊNCIA CALCULADA			QUANTIDADE DE TIRANTES NECESSÁRIOS		
	u_{br} (MPa)	T_{calc} (kN)	T_{rd} (kN)	$T_{sd, máx}$	$T_{sd, mín}$	$T_{sd, méd}$
Basalto duro	5,61	564,20	282,10	1,37	0,09	0,25
Basalto	4,21	423,15	211,58	1,83	0,12	0,33
Granito	3,02	303,71	151,86	2,55	0,17	0,46
Calcário	1,00	100,72	50,36	7,69	0,51	1,40
Calcário fraco	0,19	18,86	9,43	41,06	2,74	7,47
Arenito duro	1,99	200,13	100,07	3,87	0,26	0,70
Arenito duro (grãos finos)	1,43	144,26	72,13	5,37	0,36	0,98
Arenito	0,69	69,32	34,66	11,17	0,75	2,03
Folhelho duro	1,00	100,72	50,36	7,69	0,51	1,40
Folhelho fraco	0,28	28,29	14,15	27,37	1,83	4,98
Concreto	1,99	200,48	100,24	3,86	0,26	0,70

FONTE: O Autor (2014)

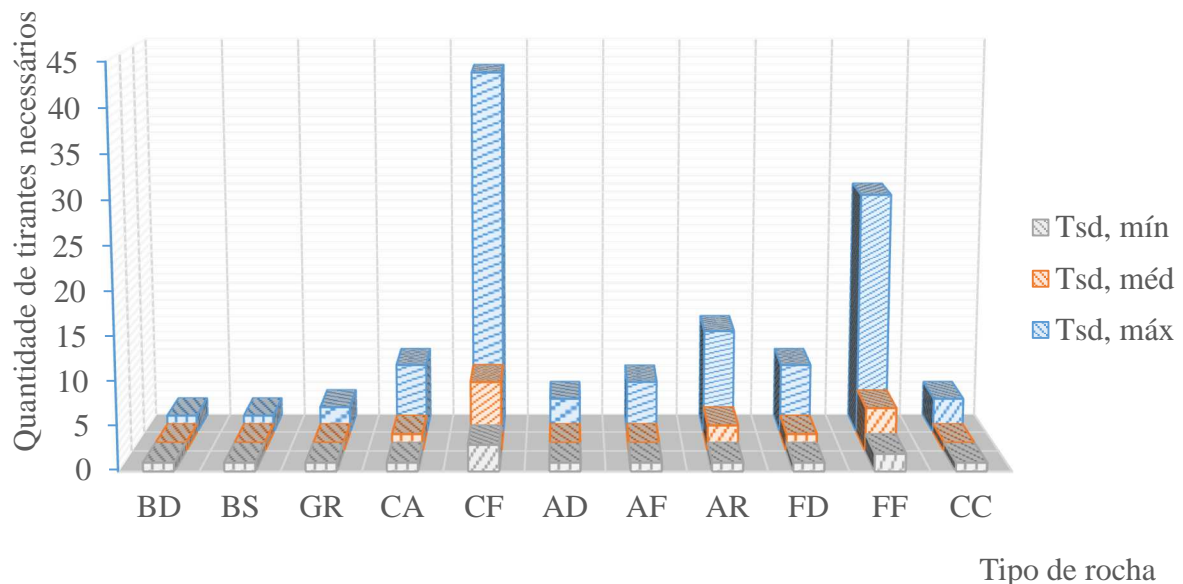


FIGURA 41 - RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO SEGUNDO SERRANO E OLALLA

FONTE: O Autor (2014)

4.3.4 Análise dos resultados

Os valores adotados de esforços solicitantes (TABELA 25) são provenientes de linhas de transmissão reais em 138 kV do Estado do Paraná. Nota-se que o esforço de compressão é levemente superior ao esforço de tração. Isso se explica pelo fato do peso próprio da estrutura metálica, assim como o peso dos cabos condutores e dos isoladores, atuar aumentando a força de compressão nas fundações comprimidas, e reduzindo a força de tração nas fundações tracionadas.

Em relação aos dados adotados nesta dissertação para as características das rochas, a resistência última de aderência foi adaptada do trabalho de Ismael, *et. al.* (1979), que por sua vez cita como referências trabalhos datados entre 1964 e 1974. Serrano e Olalla (1999) também utilizam esses valores e as suas análises são bastante satisfatórias. Portanto, pode-se então afirmar que se tratam de dados bem consolidados da literatura técnica e servem como bons valores de referência.

Relativamente à diferença entre os valores calculados por cada método para resistência dos tirantes, é demasiado elevada. O gráfico da FIGURA 37 demonstra essa discrepância, que é ainda mais evidente nas rochas mais resistentes (basaltos e granito).

Quanto à abordagem de cada método, Farmer (1975) considera mais provável que a ruptura se dê na aderência da interface graute/rocha, mas não descarta a possibilidade de que em rochas brandas a ruptura esteja quase que exclusivamente ligada a resistência ao cisalhamento da própria rocha. Por outro lado Ukhov (1975) constatou que é mais provável que a perda de capacidade de carga ocorra na interface graute/rocha exclusivamente.

O método de cone é demasiado simplista, ao menos quando considera apenas a massa de rocha como reação ao esforço solicitante. Ismael *et. al.* (1979) propõe o cone como uma das verificações, somando à resistência ao cisalhamento na interface do cone mobilizado. Entretanto, os autores não são claros quanto ao valor de resistência ao cisalhamento a ser adotado na interface do cone. Por esse motivo isso não foi considerado nos cálculos desta dissertação.

Serrano e Olalla (1999) apresentam uma abordagem mais criteriosa do que as demais, usando um critério de ruptura não linear. O emprego do valor da classificação RMR no dimensionamento faz com que esse método seja o único a considerar a influência das descontinuidades do maciço rochoso. Outrossim essa classificação demanda o conhecimento do índice RQD e da ação da água subterrânea, tornando o dimensionamento uma melhor

aproximação da situação real de campo. Os resultados no calcário fraco e no folhelho fraco evidenciam os resultados desse método em relação aos demais estudados nesta dissertação.

5 CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

5.1.1 Questionário 1

O resultado mostrou que não existe uma padronização na investigação geotécnica no ramo da engenharia voltado para fundações de LTs. Cada projetista segue suas próprias preferências de acordo com suas limitações. Também se observou que a grande maioria dos entrevistados usa apenas variações de uma campanha de sondagem com SPT, portanto, quando comparado ao resultado das outras perguntas, supõe-se que a maioria dos projetistas devem ser conservadores na seleção dos parâmetros geotécnicos de cálculo.

O fato do projetista ser conservador nos parâmetros geotécnicos pode, muitas vezes, estar relacionado ao fato de que o seu contratante lhe forneceu as sondagens. Do ponto de vista técnico isso é questionável, uma vez que tira do especialista uma de suas ferramentas de projeto que é justamente a escolha do método de investigação. Outra interpretação possível é a de que a maior parte dos projetistas está apegada aos conceitos mais antigos, e não se sente à vontade para utilizar técnicas atuais de investigação geotécnica.

Na presença de solos resistentes e estáveis entende-se que os projetistas brasileiros não veem necessidade de estudos geotécnicos aprofundados, uma vez que as informações rotineiras de ensaio SPT podem ser consideradas suficientes. A prática da engenharia de fundações, no que tange os valores do ensaio SPT, assinala que valores superiores a 30 golpes indicam solos resistentes. Por outro lado, solos com N_{SPT} inferiores a 5 são considerados compressíveis e pouco resistentes.

É importante ressaltar que na faixa de variação entre 0 e 5 golpes há falta de representatividade dos valores de N medidos nos ensaios. Assim sendo, para esses casos o projeto não deve ter a solução produzida com base única nesses ensaios, e uma investigação com outras ferramentas deve complementar o estudo.

Muitos estudos apontam a aplicação dos ensaios geofísicos como ferramentas recomendadas para auxílio nos problemas de engenharia. Esse é o caso, por exemplo, dos estudos de Luke e Calderón-Macías (2005), que demonstraram algumas aplicações práticas na busca de descontinuidades no perfil do solo, como grandes vazios ou solos altamente cimentados. Outra aplicação de grande interesse para fundações é o mapeamento da profundidade onde se encontra a camada de rocha, ou ainda a existência de matacão.

A Norma ABNT NBR 6122/10 engloba fundações de linhas de transmissão, o que é muito interessante para os projetistas. Isso porque a norma preconiza a necessidade de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT), e, em função dos resultados obtidos, o emprego de investigação complementar por meio de sondagens adicionais e outros ensaios de campo. Portanto, os projetistas podem exigir uma investigação complementar para casos especiais assegurados por essa premissa da norma.

5.1.2 Questionário 2

O Questionário 2 apontou alguns pontos de convergência entre os projetistas, especialmente nos resultados da primeira e quarta questões. O bloco ou sapata atirantada foi unanimemente escolhida como solução de fundação no caso em questão, isto é, de se encontrar rocha relativamente sã aflorando na superfície. Para o dimensionamento desse tipo de fundação, as verificações utilizadas por onze dos doze entrevistados são: tensão de aderência barra de aço/graute, tensão de aderência graute/rocha e resistência a tração da barra de aço; sendo portanto os três critérios de maior aceitação.

Esses dois pontos em comum entre a maioria dos entrevistados reforça a proposta da presente dissertação, visto que estudar o dimensionamento do atirantamento em rocha é de grande valia, especialmente para os projetistas desse setor.

Apesar do resultado do estudo ser do interesse dos próprios entrevistados, não mais do que a metade se dispôs a informar seus valores adotados para cálculo. Em comparação com o percentual de 91,7% da oitava questão, que trata do uso de um valor fixo ou de uma faixa de valores no cálculo, pode-se inferir que praticamente a metade dos entrevistados não se dispôs a fornecer informações de seu próprio uso (tanto na sexta como na nona questão). Em uma primeira análise, pode-se dizer que parte dos entrevistados não se sentiu à vontade para fornecer tal informação, buscando manter o sigilo de seus critérios de projeto. Por outro lado, também é plausível afirmar que alguns não investiram tempo para organizar esses dados, ignorando a questão. Segundo Robson (2011), equívocos na interpretação do questionário podem acontecer quando este é enviado via internet, e este fato não é de fácil detecção. Outrossim os entrevistados eventualmente podem não levar esse exercício com a devida seriedade, o que também pode passar despercebido pelo entrevistador.

Um resultado que vai de encontro ao observado no Questionário 1 é a percentagem de indivíduos que utiliza software de análise numérica pelo método dos elementos finito, que é de apenas 18,2%. Tal informação pode ser interpretada como o desconforto de alguns projetistas

frente ao uso de técnicas mais atuais de dimensionamento. Assim como também foi uma das possíveis interpretações do Questionário 1, diante do uso de técnicas mais atuais de investigação geotécnica.

5.1.3 Dimensionamentos

No que diz respeito ao dimensionamento, existem vários métodos empíricos, analíticos e numéricos. O critério de ruptura segundo o cone invertido é uma abordagem empírica que, de uma maneira bastante simples, pode ser usada em projeto desde que os parâmetros de cálculo sejam devidamente validados por meio de ensaios de escala real em campo. Métodos analíticos criteriosos, como o proposto por Serrano e Olalla (1999), são boas soluções quando adequadamente estudados e providos de informações oriundas de ensaios no maciço em questão, privando-se de valores estimados e correlações.

Conforme analisado no capítulo anterior, cada método de cálculo possui um tipo de abordagem, considerando situações mais prováveis de ruptura. Portanto, é de se esperar uma certa tendência a não uniformidade entre valores calculados por métodos diferentes. No entanto, o resultado dos dimensionamentos (FIGURA 37) indicaram uma enorme discrepância entre valores de resistência.

Utilizando o tirante tipo desta dissertação ($L = 1,0$ m, com uma barra de aço CA-50 - $\phi_b = 16$ mm, em um furo na rocha de diâmetro $d_b = 32$ mm), e empregando os métodos de Ukhov *et. al.* (1975) e Ismael *et. al.* (1979), seriam necessários mais de 70 unidades para combater o esforço máximo de tração sobre o folhelho fraco, o que seria impraticável. Para as mesmas condições, o método de Serrano e Olalla (1999) chegou a 28 tirantes, e o métodos de Famer (1975) apenas 7. Muito embora sobre o folhelho fraco a solução de fundação utilizando o atirantamento talvez não fosse a primeira opção.

No caso de se encontrar um maciço de granito, no qual uma fundação também deve suportar a tensão máxima de uma torre de ancoragem, considerando o mesmo tirante tipo, o cálculo pelos métodos de Ukhov *et. al.* (1975) e Ismael *et. al.* (1979) resultariam na necessidade de 38 e 56 tirantes respectivamente. Pelo método de Farmer (1975) dois tirantes bastariam, enquanto pelo método de Serrano e Olalla (1999) seriam necessários no mínimo três.

Examinando sumariamente, entre métodos estudados neste trabalho, pode-se afirmar que o método de cálculo de Serrano e Olalla (1999) apresenta os melhores critérios para análise de ruptura do tirante passivo. Entre as características que o diferencia dos demais está a diferenciação entre tirantes longos e curtos, segundo o índice de esbeltez, embora na prática

estão quase sempre na condição de tirantes longos. Outro diferencial desse método é o fato de utilizar diretamente informações de sondagem rotativa, que é empregada na classificação RMR. Relativamente ao uso da classificação RMR, a sua consideração acrescenta no método a influência das descontinuidades do maciço rochoso.

5.2 CONCLUSÃO

Recapitulando, esta dissertação teve como principal objetivo sugerir critérios para o dimensionamento de fundações solicitadas a tração, quando encontram-se assentadas em um maciço rochoso aflorante. Atenção especial foi dada para torres metálicas de LTs.

Uma vez conhecidos os recursos acessíveis ao projetista, apresentaram-se métodos para a caracterização do maciço rochoso e verificação da segurança perante os mecanismos de ruptura constantes na literatura. Ao longo do trabalho procurou-se comparar tais informações com a prática dos projetistas brasileiros, o que foi feito por meio dos Questionários 1 e 2.

Após todas as análises e conclusões cabíveis, sugere-se que para um dimensionamento fidedigno sejam determinadas as cargas reais atuantes na fundação, a exemplo do que foi feito por meio do uso dos softwares PLS-CADD e TOWER. Da mesma forma, deve-se efetuar a classificação RMR do maciço rochoso, o que implica na execução de sondagens rotativas, estudo das descontinuidades e determinação da resistência à compressão simples da rocha. Adicionalmente, a determinação do peso específico da rocha e a resistência última de aderência em campo.

Com esses parâmetros em mãos, propõe-se que o dimensionamento se dê segundo o método de Serrano e Olalla (1999). Complementarmente, duas outras verificações devem ser feitas: a resistência da barra de aço do tirante frente ao esforço de tração e do efeito de grupo, que pode ser muito pronunciado em rochas brandas.

Vale ressaltar que o resultado final depende de um controle rigoroso de qualidade em todas as fases da obra, desde o projeto até a execução, passando pela prova de carga dos tirantes em campo.

5.3 SUGESTÃO TRABALHOS FUTUROS

Com objetivo de dar prosseguimento ao estudo de fundações submetidas ao esforço de tração, nos casos em que estas devem apoiar-se sobre rocha, sugere-se:

- Demonstrar a aplicabilidade das ferramentas geofísicas para projeto de fundações de LTs;
- Utilizar análises numéricas para simular as descontinuidades do maciço rochoso, visando demonstrar sua influência nesse tipo de fundação;
- Validar localmente os valores de resistência de aderência (u_{br}) por meio de ensaios em escala real nos principais maciços rochosos brasileiros;
- A montagem de um banco de dados de provas de carga de tirantes, afim de dar origem a um método empírico de dimensionamento;
- Utilizar análises numéricas para simular a influência das quatro fundações de uma torre autoportante umas sobre as outras, em solos e em rochas.

6 REFERÊNCIAS

ANDRAOS, N. C. **Ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas *in loco*: contribuições para a seleção do sistema de impacto e amortecimento a partir de retro-análise.** 223p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Resolução 270:** Estabelece as disposições relativas à qualidade do serviço público de transmissão de energia elétrica, associada à disponibilidade das instalações integrantes da Rede Básica. Brasília, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629:** Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:** Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036:** Programação de sondagens de simples reconhecimento do solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603:** Sondagem a trado - procedimento. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604:** Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.

AZEVEDO, C. P. B. **Fundações para linhas de transmissão: dimensionamento e execução.** Belo Horizonte: Fundac-BH, 2009.

BEARD, M.D., LOWE, M.J.S. Non-destructive testing of rock bolts using guided ultrasonic waves. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, v. 40, p. 527-536, 2003.

BENMOKRANE, B., CHENNOUF, A., MITRI, H.S. Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors. **International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts**, Oxford, v. 32, n° 7, p. 633-642, 1995.

CHAVES, R. A. **Fundações de torres de linhas de transmissão e de telecomunicações.** 192 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

CHIOSSI, N. **Geologia de engenharia.** 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

COUTINHO, R. Q. Investigação Geotécnica de Campo e Avanços para a Prática. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, 2008, Búzios. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 2008. v. 01. p. 201-230.

FARMER, I.W. Stress distribution along a resin grouted rock anchor. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, Oxford, v. 12, p. 347-351, 1975.

GONÇALVES, J. F. **Estabilidade de fundações e taludes em maciços rochosos**. 182 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2013.

GRASSELLI, G. 3D Behaviour of bolted rock joints: experimental and numerical study. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, v. 42, p. 13-24, 2005.

GUPTA, A.S., SESHAGIRI RAO, K. Index properties of weathered rocks: inter-relationships and applicability. **Bulletin of engineering geology and the environment**, Berlin, v. 57, p. 161-172, 1998.

HATASHITA, L.S. **Análise de confiabilidade de torres de transmissão de energia elétrica quando sujeitas a ventos fortes via método analítico Form**. 98 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Pontifícia Universidade Católica do Paraná, Curitiba, 2007.

HATASHITA, L.S.; HOFFMANN, J.N.; PEDROSO, C. Combined use of PLS-CADD and TOWER softwares for transmission line design – the experience and methodology of COPEL for Tower analysis. In: Transmission and Distribution Conference and Exposition, 2010, New Orleans. **Proceedings...** New Orleans, 2010. p. 1-5.

HOEK E, BROWN ET. The Hoek-Brown failure criterion, a 1988 update. In: 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, 1988, Toronto. **Proceedings...** Univ. of Toronto, 1988.

HOEK, E., BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, v. 34, nº 8, p. 1165-1186, 1997.

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

HOEK, E., MARINOS, P. A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. **Soils and Rocks**, São Paulo, nº 2. nov. 2007.

HOEK, E., MARINOS, P. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. **Tunnels and Tunnelling International**, London, Part 1 – November 2000, Part 2 – December 2000.

HUDSON, J.A., HARRISON, J.P. **Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the Principles**. Tarrytown: Pergamon, 1997.

ISMAEL, N.F., RADHAKRISHNA, H.S., KLYM, T.W. Uplift capacity of rock anchor groups. **IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems**, v. PAS-98, nº 5, 1979.

ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS. Basic geotechnical description of rock masses (BGD). **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 18, p. 85-110, 1981.

JALALIFAR, H. **The new approach determining the load transfer mechanism in fully grouted bolts**. Thesis (Doctor of Philosophy) - University of Wollongong, Australia, 2006.

JIU-LONG, C., XIAO-YUN, S., LI, F., YONG-BANG, Y. Experimental study on non-destructive testing of rock bolts based on pseudo-random signal. **Safety Science**, Amsterdam, v. 50, p. 783-786, 2012.

KOCA, M.Y., KINCAL, C., ARSLAN, A.T., YILMAZ, H.R. Anchor application in Karatepe andesite rock slope, Izmir—Türkiye. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, v. 48, p. 245-258, 2011.

LI, C.; STILLBORG, B. Analytical models for rock bolts. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, v. 36, p. 1013-1029, 1999.

LITTLEJOHN, G. S. Anchors. 1. Ground anchors today – a foreward. **Ground Engineering**, v. 6, n° 6, p. 20-22, Nov., 1973.

LU, W. CHEN, M. GENG, X. SHU, D. ZHOU, C. A study of excavation sequence and contour blasting method for underground powerhouses of hydropower stations. **Tunnelling and Underground Space Technology**, Oxford, v. 29, p. 31-39, 2012.

LUKE, B.; CALDERÓN-MACÍAS, C. Detecting Anomalous Inclusions in Soil Profiles: Encouraging the Use of Geophysics to Solve Engineering Problems. **Journal of Environmental and Engineering Geophysics**, Englewood, v. 10, n° 2, p. 82-84, June 2005.

MURRAY, E. J.; GEDDES, J. D. Uplift of anchors plates in sand. **Journal of the Geotechnical Engineering division**, ASCE, New York, v. 113, n° 3, p. 202-215, 1987.

OSTROUMOV, B.V., KHANIN, R.E., OSTROUMOV, S.B. Design experience with foundations of towers for cellular-communication antennas under various engineering and geologic conditions. **Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 45, n° 2, 2008.

PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B.; PEREIRA PINTO, C. Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview. **Engineering Geology**, Amsterdam, n° 101, p. 226-235, 2008.

PALMSTRØM, A. Characterizing rock masses by the RMI for use in practical rock engineering: Part 1: The development of the Rock Mass index (RMI). **Tunnelling and Underground Space Technology**, Oxford, v. 11, Issue 2, p. 175–188, April 1996.

PINHO, A.B. **Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência - O Flysch do Baixo Alentejo**. 272 p. Tese (Doutorado em Geologia) - Universidade de Évora, Évora, 2003.

ROBSON, C. **Real world research: a resource for users of social research methods in applied settings**. 3rd ed. Wiley, 2011.

SANCHEZ, P.F. et al. Estudo da Viabilidade do Uso do Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para Projetos de Fundações de Linhas de Transmissão em Solos do Estado do Paraná. In: Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, 2010, Gramado. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 2010.

SARI, M. An improved method of fitting experimental data to the Hoek–Brown failure criterion. **Engineering Geology, Amsterdam, n° 127, p. 27-35, 2012.**

SCHANID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHEFFER, L. **Desenvolvimento e aplicação do cone sísmico**. 107 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SERRANO, A.; OLALLA, C. Tensile resistance of rock anchors. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, v. 36. p. 449-474, 1999.

SILVA PINTO, R. Proposta de modelo de armazenagem de equipamentos sobressalente para utilização em linhas de transmissão de energia elétrica. In: Congresso Latino-Iberoamericano de Investigación Operativa, 2012, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Fundação Getúlio Vargas, 2012. Disponível em: <<http://www.din.uem.br/sbpo/sbpo2012/pdf/arq0261.pdf>>. Acessado em: 10/10/2013.

SINGH, B., GOEL, R.K. **Rock Mass Classification: A Practical Approach in Civil Engineering**. Burlington: Elsevier, 1999.

SINOUE P.; TINCELIN, E. Anchorage characteristics of strata bolts. **Rock Bolting – Édition de La revue l'industrie minière**, Saint-Etienne, p. 75-84, 1980.

TANG, C.A., LIU, H. LEE, P.K.K., TSUI, Y. THAM, L.G. Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression - Part I: effect of heterogeneity. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, v. 37, p. 555-569, 2000.

UKHOV, S.B., KORNILOV, A.M., KOTOV, P.B. Evaluation of the load-carrying capacity of anchors in rock. **Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo**, n° 3, p. 14-19, March, 1975.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, funções superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

WANG, Z.L., LI, Y.C., SHEN, R.F. Numerical simulation of tensile damage and blast crater in brittle rock due to underground explosion. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, v. 44, p. 730-738, 2007.

YAP, L. P.; RODGER, A. A. A study of the behaviour of vertical rock anchors using the finite element method. **International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts**, Oxford, v. 21, p. 47-61, 1984.

ZHANG, L. **Engineering Properties of Rocks**. v. 4, Amsterdam; London: Elsevier, 2005.

7 APÊNDICES

7.1 QUESTIONÁRIO 1

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ - UFPR

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil - PPGECC

Mestrando: Lucas Horochoski

Orientador: Prof. Dr. Alessander Christopher Morales Kormann

FORMULÁRIO DE PESQUISA

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA PARA PROJETO DE FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

1) Atualmente, qual o tipo de ensaio de campo você utiliza para obter dados para o projeto de fundação de linhas de transmissão?

- SPT nos vértices e trado nas estruturas de tangente
- SPT nas estruturas de ancoragem e trado nas demais
- Combina SPT, trado e poços de inspeção
- SPT (Standard Penetration Test) em todas as estruturas
- Combina SPT e poços de inspeção
- Faz um estudo mais aprofundado combinando informações do SPT, CPT, Vane, DMT, e outros

2) Faz uso de mapas geológicos para obter mais informações ou para conferir os resultados de campo?

- Sim, utilizo
- Não, não vejo necessidade

3) De maneira complementar, utiliza ensaios de laboratório (Cisalhamento direto, Ensaio triaxiais, etc.)?

- Sim, utilizo
- Não

4) De posse desses dados, faz visita à campo antes de projetar?

- Sim, vou no local
- Não, não vejo necessidade
- Algumas vezes

5) Acredita que os ensaios que utiliza são suficientes? Ou gostaria de complementar com outros tipos de ensaio? (em caso negativo, responda a pergunta nº 6)

- Sim, acredito
- Não, gostaria de utilizar outros ensaios complementares

6) Sugere algum tipo de investigação geotécnica para projeto de fundações de linhas de transmissão?

7) Informações pessoais (não obrigatório):

Nome:

Graduação:

Anos de experiência em projeto de linhas de transmissão:

Principais locais de atuação em projeto de Linhas de Transmissão no Brasil e no mundo:

7.2 QUESTIONÁRIO 2

[SURVEY PREVIEW MODE] UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ - UFPR - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção CivilFOR...
 www.surveymonkey.com/s.aspx?PREVIEW_MODE=DO_NOT_USE_THIS_LINK_FOR_COLLECTION&sm=9ZhsKPHoEpBRUZQhCl

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ - UFPR - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil
FORMULÁRIO DE PESQUISA:
Dimensionamento de fundações de torres de LT na tração, assentadas sobre rocha

Sair desta pesquisa

1. Qual solução de fundação utiliza quando encontra rocha relativamente sã aflorada na superfície?

Retira parte da rocha (explosão, martelete, etc.) e utiliza sapata comum

Bloco ou Sapata atirantada na rocha

Estaca raiz

Outro (especifique)

2. Quais as informações utiliza para dimensionamento de fundações de torres nesses casos?
 *múltipla escolha (uma ou mais respostas)

Informações da sondagem de simples reconhecimento (SPT ou trado)

Sondagens rotativas solicitadas para o trecho

Mapa geológico

Experiência de outras Linhas de Transmissão executadas na região

Literatura técnica

Outro (especifique)

3. No caso de tirantes, qual tipo de barra de aço utiliza?
 *múltipla escolha (uma ou mais respostas)

Barra de aço CA50 - ϕ 12,5 mm

Barra de aço CA50 - ϕ 16,0 mm

Barra de aço CA50 - ϕ 20,0 mm

Barra de aço CA50 - ϕ 25,0 mm

Barra de aço CA50 - ϕ 32,0 mm

Tirante barra roscada / monobarra ϕ 15 mm (DYWIDAG, Incotep ou similar)

Tirante barra roscada / monobarra ϕ 25 mm (DYWIDAG, Incotep ou similar)

Tirante barra roscada / monobarra ϕ 32 mm (DYWIDAG, Incotep ou similar)

Tirante barra roscada / monobarra ϕ 36 mm maior (DYWIDAG, Incotep ou similar)

Tirante tubular autoinjetável ϕ 40 mm ou maior (Incotep ou similar)

Outro (especifique)

4. Para dimensionamento de fundações atirantadas, utiliza quais das seguintes verificações:
 *múltipla escolha (uma ou mais respostas)

Peso do cone de arrancamento

Peso do cone de arrancamento + resistência ao cisalhamento da rocha

Resistência a tração da rocha

Tensão de aderência barra de aço/graute

Tensão de aderência graute/rocha

Resistência a tração da barra de aço

Critério de ruptura de Hoek e Brown

Outro (especifique)

[SURVEY PREVIEW MODE] UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ - UFPR - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção CivilFOR...
www.surveymonkey.com/s.aspx?PREVIEW_MODE=DO_NOT_USE_THIS_LINK_FOR_COLLECTION&sm=9ZhsKPHoEpBRUZQhCl

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ - UFPR - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil
FORMULÁRIO DE PESQUISA:
Dimensionamento de fundações de torres de LT na tração, assentadas sobre rocha

Sair desta pesquisa

5. Utiliza simulações numéricas com o uso de software de elementos finitos para esses casos?

Sim. Utilizo
 Não. Não utilizo em nenhum caso software de elementos finitos
 Não. Não utilizo especificamente nesses casos, mas utilizo em outros

6. Quanto a hipótese do cone de ruptura, poderia informar quais os parâmetros de projeto utiliza?

peso específico da rocha

ângulo de inclusão a contar do vértice (de geratriz a geratriz)

tensão de cisalhamento na interface rocha/rocha na área lateral do cone (caso utilize)

outras informações (artigos relacionados, etc.)

7. Quanto a ruptura na interface barra de aço/graute, qual método utiliza?

A Norma ABNT NBR 6118/2007 - item 9.3.2 - resistência de aderência
Outro (especifique)

8. Quanto a ruptura na interface graute/rocha, utiliza um único valor padrão para a resistência de aderência?

Sim. Utilizo um único valor padrão
 Não. Utilizo um valor para cada tipo de rocha
 Não utilizo esse critério de ruptura

9. Ainda quanto a ruptura da interface graute/rocha, poderia informar:

Qual valor (ou faixa de valores) utiliza para resistência de aderência na interface graute/rocha?

Esse valor baseia-se na sua própria experiência, ensaios de laboratório requisitados por você ou trabalhos científicos? (no caso de trabalhos científicos, favor citar a referência)

10. Quantos anos de experiência em Linhas de Transmissão possui?

*

Concluído

Ativados pela SurveyMonkey
Crie seus próprios questionários online gratuitos agora!