

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

Jonatan Garrido Jung

**FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE LINHAS DE
TRANSMISSÃO SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO:
COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO DE
CAPACIDADE DE CARGA**

Porto Alegre
dezembro 2009

JONATAN GARRIDO JUNG

**FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE LINHAS DE
TRANSMISSÃO SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO:
COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO DE
CAPACIDADE DE CARGA**

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

Orientador: Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre
dezembro 2009

JONATAN GARRIDO JUNG

**FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE LINHAS DE
TRANSMISSÃO SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO:
COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO DE
CAPACIDADE DE CARGA**

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

Porto Alegre, dezembro de 2009

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. at Concordia University - Canada
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D. at Concordia University

Prof. Rodrigo Caberlon Cruz (UFRGS)
Doutor em Engenharia pela Universidade
Federal do Rio Grande do Sul

Eng. Diogo Soliman Medeiros (CEEE)
Mestre em Engenharia pela Universidade
Federal do Rio Grande do Sul

Eng. Lucas Festugato (UFRGS)
Mestre em Engenharia pela Universidade
Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais,
minha irmã e minha namorada.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Nilo Cesar Consoli, pela honrosa orientação deste trabalho, pela disponibilidade de responder aos questionamentos em todos os momentos e pela motivação transmitida.

À professora Carin Maria Schmitt, pela grande dedicação ao ajudar a dar forma a este trabalho.

Aos colegas da Engelineas Consultoria e Projetos, com os quais tive a oportunidade de aprender muito durante o período de estágio na empresa.

Aos meus pais, minha irmã e minha namorada por serem minha base de sustentação e darem o apoio familiar de que preciso.

Há homens que lutam um dia e são bons,
há outros que lutam um ano e são melhores,
há os que lutam muitos anos e são muito bons,
porém, há os que lutam toda a vida,
esses são os imprescindíveis.

Bertolt Brecht

RESUMO

JUNG, J. G. **Fundações superficiais de linhas de transmissão submetidas a esforços de tração:** comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga. 2009. 59 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Este trabalho faz uma comparação entre os resultados obtidos através da aplicação de diversos métodos de previsão de capacidade de carga de fundações superficiais submetidas a esforços de tração. No projeto de fundações para torres de linhas de transmissão, os esforços de tração, na maioria dos casos, são determinantes para as dimensões da fundação, o que significa que as dimensões necessárias para atender aos esforços de arrancamento serão suficientes para suportar os demais esforços atuantes na fundação. São apresentados alguns dos métodos de estimativa de capacidade de carga à tração mais utilizados indicados na bibliografia disponível sobre o assunto. Foi feito também uma pesquisa de resultados de provas de carga de fundações superficiais realizadas em fundações submetidas ao arrancamento. Dos resultados das provas de carga, foram obtidos os dados geotécnicos dos solos onde ocorreram os ensaios e a capacidade de resistência a tração das fundações ensaiadas. De posse dos dados geotécnicos foi possível aplicar o roteiro de cálculo dos métodos estudados e calcular os valores de capacidade fornecidos pelas diferentes teorias. Finalmente foi feita a comparação entre os resultados das provas de carga e os resultados obtidos através dos métodos de cálculo, de maneira a identificar qual método apresenta valores mais próximos aos encontrados nas provas de carga de arrancamento. Da comparação dos resultados encontrados foi constatado que o método do Cilindro de atrito foi o que obteve previsões de resistência ao arrancamento mais próximas das provas de carga na maioria das situações.

Palavras-chave: fundações; métodos de previsão de capacidade de carga à tração; linhas de transmissão.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: etapas da pesquisa.....	15
Figura 2: torre metálica autoportante.....	19
Figura 3: torre metálica estaiada.....	19
Figura 4: sapatas para torre autoportante.....	21
Figura 5: esforço de tração nas fundações.....	23
Figura 6: superfície fictícia de ruptura do Método do Cone.....	26
Figura 7: (a) método do Cilindro de Atrito, no caso de sapata, (b) tubulão sem base alargada ou estaca e (c) tubulão com base alargada.....	27
Figura 8: superfície de ruptura do Método de Balla.....	28
Figura 9: formas de ruptura para sapatas em solos fracos (Grenoble).....	32
Figura 10: superfície de ruptura para sapatas em solos resistentes (Grenoble).....	35
Figura 11: formas de ruptura do método de Meyerhof e Adams.....	38
Figura 12: dimensões das sapatas analisadas.....	42
Figura 13: previsões de capacidade de carga para as sapatas S1 e S2.....	44
Figura 14: previsões de capacidade de carga para a sapata S3.....	45
Figura 15: previsões de capacidade de carga para a sapata S4.....	46
Figura 16: fundação ensaiada com (a) fuste inclinado e (b) fuste vertical.....	48
Figura 17: previsões de capacidade de carga para sapatas inclinadas com compactação superficial.....	50
Figura 18: previsões de capacidade de carga para sapatas verticais com compactação superficial.....	52
Figura 19: previsões de capacidade de carga para sapatas inclinadas com compactação por camadas.....	54
Figura 20: previsões de capacidade de carga para sapatas verticais com compactação por camadas.....	56

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: valores de H/D, coeficiente “m” e fator de forma “S” obtidos nos ensaios de Meyerhof e Adams.....	40
---	----

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 MÉTODO DE PESQUISA	13
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	13
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	13
2.2.1 Objetivo principal	13
2.2.2 Objetivos secundários	13
2.3 HIPÓTESES	14
2.4 PRESSUPOSTOS	14
2.5 DELIMITAÇÕES	14
2.6 LIMITAÇÕES	14
2.7 DELINEAMENTO	15
2.7.1 Pesquisa bibliográfica	16
2.7.2 Resultado das provas de carga	16
2.7.3 Aplicação dos métodos de cálculo	16
2.7.4 Comparação dos resultados	16
2.7.5 Análise final e conclusões	17
3 FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO	18
3.1 LINHAS DE TRANSMISSÃO	18
3.2 TIPOS DE FUNDAÇÕES	20
3.3 ESFORÇOS NAS FUNDAÇÕES	22
3.4 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	23
4 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO	25
4.1 MÉTODO DO TRONCO DE CONE	25
4.2 MÉTODO DO CILINDRO DE ATRITO	26
4.3 MÉTODO DE BALLA	27
4.4 MÉTODO DE GRENOBLE	28
4.4.1 Sapatas em solos fracos	29
4.4.2 Sapatas em solos resistentes	33
4.5 MÉTODO DE MEYERHOF E ADAMS	37
5. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS	41
5.1 COMPARAÇÃO TENDO COMO REFERÊNCIA SANTOS (1985).....	41
5.1.1 Resultados para sapatas S1 e S2	43
5.1.2 Resultados para sapata S3	44

5.1.3 Resultados para sapata S4	46
5.2 COMPARAÇÃO TENDO COMO REFERÊNCIA DIAS (1987).....	47
5.2.1 Resultados para sapatas inclinadas com compactação superficial	50
5.2.1.1 Situação desfavorável	51
5.2.1.2 Situação favorável	51
5.2.2 Resultados para sapatas verticais com compactação superficial	51
5.2.2.1 Situação desfavorável	52
5.2.2.2 Situação favorável	53
5.2.3 Resultados para sapatas inclinadas com compactação por camadas	53
5.2.3.1 Situação desfavorável	54
5.2.3.2 Situação favorável	55
5.2.4 Resultados para sapatas verticais com compactação por camadas	55
5.2.4.1 Situação desfavorável	56
5.2.4.2 Situação favorável	57
6. ANÁLISE FINAL E CONCLUSÕES	58
REFERÊNCIAS	59

1 INTRODUÇÃO

Linhas de transmissão são obras de grande porte que têm por objetivo ligar uma unidade geradora de energia a uma unidade de distribuição, sendo fundamentais para o abastecimento de energia elétrica do País, cuja demanda tem crescido com o aumento da atividade industrial e do consumo da população. As estruturas predominantes nessas obras são torres metálicas, autoportantes ou estaiadas, com a função de suspender ou ancorar os cabos condutores por onde a energia elétrica é transmitida.

Para manter as torres estáveis no solo são necessárias fundações que devem ser projetadas de maneira a resistir aos esforços aos quais as estruturas são submetidas. O vento na estrutura e nos cabos gera momentos que tendem a tombar a torre, resultando em solicitações de tração nas fundações. Nos projetos dessas fundações os esforços de tração são, na maioria dos casos, preponderantes, o que significa que as dimensões necessárias para suportar os esforços de tração, são suficientes para resistir às demais cargas na fundação.

No dimensionamento de fundações ao arrancamento, são utilizados métodos de cálculo que estimam o valor da carga de tração que uma fundação poderá suportar, de acordo com as características do solo onde ela será construída. Devido ao fato de os esforços de tração estarem geralmente definindo as dimensões das fundações, é importante lançar mão de métodos de cálculo de previsão de capacidade de carga ao arrancamento que forneçam resultados mais otimizados, e que desta forma conduzirão a um menor consumo de material e conseqüentemente a menores custos de projeto.

Neste trabalho são apresentados alguns dos principais métodos de estimativa de capacidade de carga à tração constante na bibliografia disponível sobre o assunto. A partir da pesquisa de resultados de provas de carga de fundações superficiais submetidas ao arrancamento, foi possível obter os dados geotécnicos dos locais de ensaio e desta forma aplicar os métodos de cálculo para estimar a capacidade de carga das fundações ensaiadas. Na análise dos resultados, foi feita uma comparação entre os valores obtidos através de cada um dos métodos de previsão de capacidade de carga e os valores encontrados nas provas de carga de arrancamento.

No capítulo 2 é descrito o método de pesquisa utilizado. O capítulo 3 aborda alguns conceitos envolvendo projetos de fundações para torres de linhas de transmissão, apresentando os principais tipos de fundações e a origem dos esforços atuantes nestas estruturas e outros aspectos relacionados.

No capítulo 4 são apresentados alguns dos métodos de previsão de capacidade de carga ao arrancamento mais utilizados, e que foram objeto de estudo deste trabalho. No capítulo 5 são analisados os resultados obtidos através dos cálculos empregando os diferentes métodos em comparação com as provas de carga de outros trabalhos utilizados como referência. No capítulo 6 estão descritas as conclusões e análise final sobre os resultados obtidos.

2 MÉTODO DE PESQUISA

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: qual, dentre os métodos de previsão de capacidade de carga de fundações à tração estudados, apresenta resultados mais próximos aos valores encontrados em provas de carga de arrancamento?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Nos itens a seguir são apresentados o objetivo principal e os objetivos secundários do trabalho.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a verificação de qual dos métodos de previsão de capacidade de carga de fundações à tração apresenta valores mais próximos aos de provas de carga de arrancamento.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) apresentação dos métodos de previsão de capacidade de carga à tração estudados;
- b) comparação dos resultados destes métodos.

2.3 HIPÓTESES

A hipótese do trabalho é de que o Método de Grenoble apresente os resultados mais semelhantes aos encontrados em provas de carga independente do tipo de solo, por ser um método que apresenta diferentes formulações para solos fracos e resistentes, e também para diferentes profundidades em relação à profundidade crítica.

2.4 PRESSUPOSTOS

São pressupostos do trabalho que:

- a) os métodos estudados são embasados na teoria do equilíbrio limite, admitindo-se que o solo apresenta comportamento rígido-plástico, sem considerar a ocorrência de deslocamentos antes da ruptura;
- b) no estudo da capacidade de carga, o esforço de tração atua isoladamente na fundação, não levando-se em conta possíveis efeitos de cargas combinadas;
- c) não será abordado o comportamento estrutural da fundação.

2.5 DELIMITAÇÕES

A pesquisa terá como delimitação o estudo apenas de fundações superficiais para torres de linhas de transmissão, com dimensões comumente utilizadas nos projetos.

2.6 LIMITAÇÕES

As provas de carga pesquisadas foram executadas de acordo com as recomendações das normas técnicas NBR 6489/1984¹, NBR 6121/1980² e NBR 6122/1996. Na pesquisa serão

¹ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

² ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6121**: prova de carga em estacas. Rio de Janeiro, 1980.

utilizados resultados de provas de carga realizadas para outras finalidades, e por esse motivo não haverá acompanhamento da execução de nenhum ensaio específico para este trabalho.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi desenvolvido nas seguintes etapas:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) resultado das provas de carga;
- c) cálculo da previsão de capacidade de carga;
- d) comparação dos resultados;
- e) conclusões finais.

A pesquisa foi realizada de acordo com a sequência de etapas apresentada na figura 1 e detalhadas nos próximos itens.

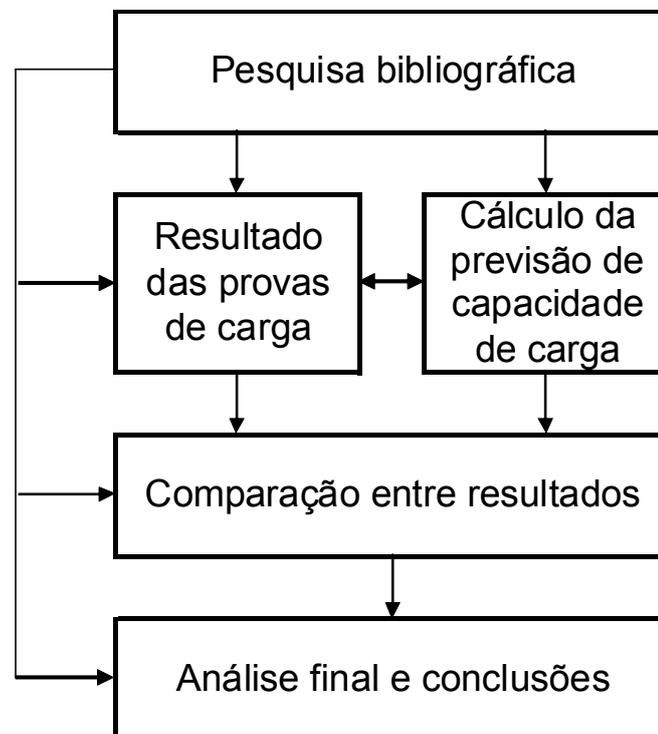


Figura 1: etapas da pesquisa

2.7.1 Pesquisa bibliográfica

A pesquisa bibliográfica foi direcionada à:

- a) revisão dos métodos de previsão de capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração;
- b) apresentação dos métodos estudados;
- c) pesquisa de resultados de provas de carga de tração de fundações superficiais, e dos dados geotécnicos do solo onde foram realizados os ensaios.

2.7.2 Resultado das provas de carga

Da análise e interpretação dos resultados das provas de carga, foram obtidos os dados geotécnicos dos solos onde ocorreram os ensaios e a capacidade de resistência ao arrancamento das fundações ensaiadas.

2.7.3 Aplicação dos métodos de cálculo

De posse dos dados geotécnicos provenientes das provas de carga, foi feita a aplicação dos métodos de cálculo estudados para previsão de capacidade de carga ao arrancamento das fundações ensaiadas nas provas de carga pesquisadas.

2.7.4 Comparação dos resultados

Nesta etapa, foram realizadas comparações entre os resultados obtidos através da aplicação dos diferentes métodos de previsão de capacidade de carga e os valores obtidos em provas de carga.

2.7.5 Análise final e conclusões

Na fase final da pesquisa foram, feitas as avaliações sobre os resultados encontrados nas etapas anteriores.

3. FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

As fundações das torres de uma linha de transmissão constituem um problema de grande importância, pois representam significativa parcela dos custos envolvidos na construção destes empreendimentos. Baseado em uma série de fatores, o projetista tem a tarefa de escolher, entre os diversos tipos de fundações, a alternativa que representa a melhor opção em termos de viabilidade técnica e econômica. O que diferencia as fundações de torres de linhas de transmissão da maioria das obras de Engenharia são os tipos de esforços, dentre os quais se destacam os de tração, pouco comuns na maioria das obras.

3.1 LINHAS DE TRANSMISSÃO

Linhas de transmissão são obras de Engenharia que atravessam extensas áreas com objetivo de transmitir energia elétrica de uma unidade geradora de energia a uma unidade distribuidora. São compostas principalmente por torres metálicas autoportantes (figura 2) ou estaiadas (figura 3), cuja função é suspender ou ancorar os cabos condutores por onde a energia elétrica é transmitida.

No Brasil, impulsionado pelo crescimento econômico, o consumo de energia elétrica tem exigido a construção de novas linhas de transmissão, implicando em altos investimentos nesse setor (ASHCAR, 1999, p. 2.). Para maximizar o retorno de um empreendimento como construir uma linha de transmissão, é fundamental investir em um projeto que alie minimização dos custos, com maximização da confiabilidade e principalmente, com garantia de um adequado desempenho operacional da linha durante a sua vida útil, para que não haja interrupções no abastecimento de energia elétrica.



Figura 2: torre metálica autoportante

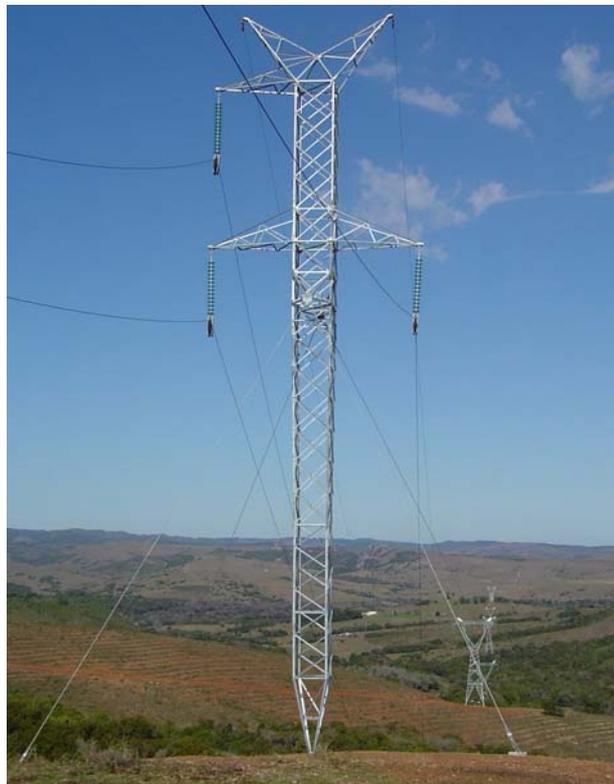


Figura 3: torre metálica estaiada

3.2 TIPOS DE FUNDAÇÕES

O estudo de fundações de linhas de transmissão é considerado um assunto complexo por tratar de esforços de tração, prática não usual em Mecânica dos Solos, além da grande variabilidade de tipos de solos com propriedades e características diferenciadas encontrados ao longo da extensão da linha. O problema de fundações em linhas de transmissão tem grande importância técnica e econômica em um projeto, devido ao grande número de torres presentes em uma linha e a utilização de quatro fundações por torre (DIAS, 1990, p. 982). Por esse motivo, é característica dos projetos de fundações de linhas de transmissão, a impossibilidade de se investigar em detalhes o solo de todos os locais onde serão construídas as fundações.

De acordo com a magnitude dos carregamentos e com o tipo de solo e onde a torre será construída, pode-se adotar fundações superficiais ou profundas. Fundações superficiais, segundo a NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, p. 2), são elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas pela base da fundação, em que a profundidade de assentamento é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Nesse tipo de fundação estão incluídas as sapatas, definidas por esta Norma como elemento de fundação de concreto armado, podendo possuir espessura constante ou variável, e tendo a base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal. As sapatas, segundo Paladino (1985 apud DIAS, 1987, p. 9), assim como as grelhas de aço galvanizado e tubulões de base alargada, são os tipos de fundações mais utilizadas no Brasil.

Para torres de transmissão, são adotadas sapatas isoladas (figura 4) aplicadas em profundidades de até 3 metros, devido à dificuldade de escavação mais profunda em função de desmoronamentos e da presença de nível d'água. As sapatas são viáveis economicamente para torres de suspensão, em virtude dos pequenos esforços atuantes. Para torres com grandes esforços (torres de ancoragem e terminal), devem ser feitas comparações entre sapatas, blocos e estacas (ASHCAR; LAUREANO, 1983, p. 17).



Figura 4: sapatas para torre autoportante

As diretrizes sugeridas pela ELETROBRAS (1983 apud DIAS, 1987, p. 9) para torres de linhas de transmissão propõem a utilização de sapatas de fuste vertical ou inclinado. O fuste inclinado reduz os valores de momentos fletores e permite seções retas de menores dimensões, porém sua construção é dificultada principalmente pela execução das fôrmas. O fuste vertical necessita dimensões suficientes para permitir a colocação da cantoneira de ancoragem que transfere os esforços da torre à fundação, chamada de *stub*, além de exigir dimensões de base maiores para equilibrar os momentos fletores atuantes.

Os principais fatores que influenciam na seleção do tipo de fundação são (ELETROBRAS, 1983 apud DIAS, 1987, p. 12):

- a) facilidade de acesso aos locais onde serão implantadas as fundações;
- b) número de fundações;
- c) capacidade de carga do solo;
- d) disponibilidade dos materiais necessários;
- e) dificuldade de escavação.

Recomenda-se que, em uma linha pequena, seja evitado o uso de vários tipos de fundações.

3.3 ESFORÇOS NAS FUNDAÇÕES

Os esforços nas fundações são calculados a partir da consideração dos seguintes carregamentos, com valores de pressão de vento a serem definidos de acordo com o tipo de cabo utilizado e tensão transmitida pela linha (ASHCAR; LAUREANO, 1983, p. 3-5):

- a) pressão de vento nas torres de suspensão, ancoragem e terminal;
- b) pressão de vento nos cabos condutores e no cabo pararraio;
- c) torres de suspensão calculadas em função do vão gravante³ (V_g) e vão médio⁴ (V_m) para compressão e tração, de acordo com a tensão da linha;
- d) torres de ancoragem e terminal calculadas para $\frac{V_g}{V_m} = máx.$ (compressão) e $V_g = 0$ (tração);
- e) incidência do vento e/ou um cabo rompido, nas torres de suspensão;
- f) incidência do vento e/ou um cabo rompido mais esforços longitudinais permanentes (diferença de tração nos cabos devido aos vãos), nas torres de ancoragem e terminal.

Através dos critérios acima, obtêm-se os seguintes esforços nas fundações:

- a) vertical de compressão;
- b) vertical de tração;
- c) horizontal longitudinal;
- d) horizontal transversal.

A tração, originada pelos esforços que tendem a tombar a torre (figura 5), é a principal solicitação nos projetos dessas fundações, e geralmente governa o dimensionamento, o que

³ Vão gravante é o vão definido entre os pontos de tangência com a horizontal dos cabos para cada lado, a partir da torre central.

⁴ Vão médio é o vão definido entre os pontos médios de duas torres adjacentes.

significa que as dimensões necessárias para suportar os esforços de arrancamento, são suficientes para resistir às demais cargas na fundação.

Na construção de sapatas, o solo é escavado para a execução da fundação, e posteriormente é feito o reaterro, cuja qualidade de compactação irá determinar diretamente a resistência ao arrancamento da fundação.

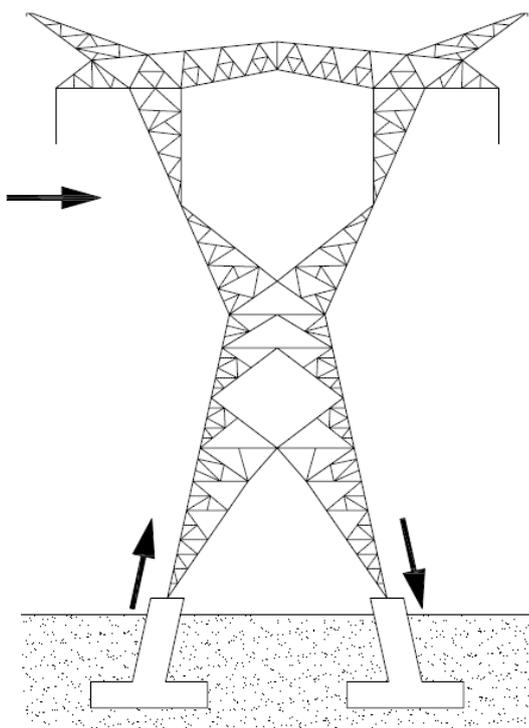


Figura 5: esforço de tração nas fundações

3.4 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

No desenvolvimento de um projeto de fundações, necessita-se conhecer os perfis de solos envolvidos e suas características geotécnicas. A técnica usual utilizada no Brasil é a de investigar o solo através de sondagens à percussão ou, em casos excepcionais, principalmente tratando-se de solos de baixa capacidade de carga, realizam-se ensaios de cone (CPT) (DIAS, 1987, p. 7). Para Ashcar (1999, p. 2) é essencial fazer sondagens (SPT, Rotativa e Borro) ao

longo da linha, para que as fundações das estruturas sejam dimensionadas com segurança e otimização.

Devido à grande extensão das linhas de transmissão, e conseqüentemente ao grande número de estruturas, não é possível investigar detalhadamente os solos de todos os locais onde serão construídas as torres. Segundo Garcia (2005, p. 44), o que se faz, na prática, é dividir todo o trecho em zonas geológico-geotécnicas, as quais são marcadas para a realização de ensaios em amostras consideradas representativas de cada área. Além desse procedimento, é comum também selecionar áreas especiais identificadas como críticas. Tais áreas críticas são aquelas que potencialmente se apresentam sujeitas a problemas geotécnicos como erosão ou ruptura de um talude. Nessas áreas ditas críticas, é conveniente fazer uma investigação geotécnica mais detalhada. Ashcar (1999, p. 2) recomenda executar sondagens tipo SPT, próximas ao piquete central, em todas as estruturas de ancoragem e fim de linha, e em locais tais como: travessias de rios, aterros, fundos de vale, alagados, encostas e áreas sujeitas a erosões.

Os projetos de fundações das torres de uma linha de transmissão são baseados nos resultados das investigações geotécnicas realizadas na zona geológico-geotécnica à qual as torres pertencem ou, no caso de áreas consideradas críticas, nos resultados específicos daquela zona restrita. (GARCIA, 2005, p. 44)

4. MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO

A seguir são apresentados alguns dos principais métodos de previsão de capacidade de carga a tração constantes na literatura. Os métodos são:

- a) do tronco de cone;
- b) do cilindro de atrito;
- c) de Balla;
- d) de Grenoble;
- e) de Meyerhof e Adams.

Esses métodos serão detalhados nos próximos itens.

4.1 MÉTODO DO TRONCO DE CONE

É considerado um dos métodos mais antigos para estimativa de capacidade de carga para fundações tracionadas. Segundo Santos (1985, p. 6), o Método do Tronco de Cone define a capacidade ao arrancamento de uma fundação como sendo equivalente a soma de duas parcelas, o peso próprio da mesma e o peso de um tronco de cone cuja base menor corresponde à base da fundação, cuja geratriz forma um ângulo α com a vertical e cuja base maior corresponde à interseção da superfície lateral com o nível do terreno. Para o caso de fundações de base quadrada ou retangular, considera-se um tronco de pirâmide ao invés de um tronco de cone. A superfície fictícia de ruptura pode ser observada na figura 6.

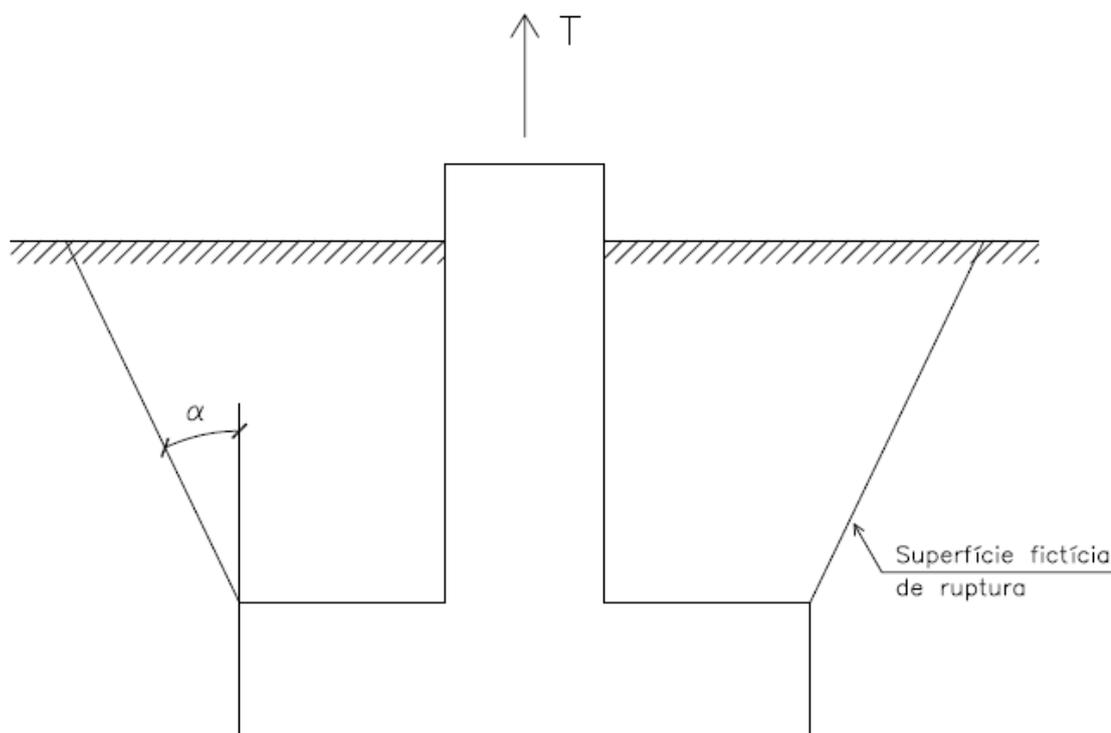


Figura 6: superfície fictícia de ruptura do Método do Cone (GARCIA, 2005, p. 9)

4.2 MÉTODO DO CILINDRO DE ATRITO

Este método considera que a superfície de ruptura ocorre ao longo de um cilindro (ou prisma, no caso de fundações retangulares) cuja base coincide com a base da fundação, como mostra a figura 7. A capacidade de carga é calculada somando-se o peso do solo contido no cilindro, o peso próprio da fundação e a resistência proveniente da aderência ao longo da superfície de ruptura (SANTOS, 1985, p. 8).

O Método do Cilindro de Atrito representa um avanço em relação ao Método do Cone, pois é mais próximo aos princípios da Mecânica dos Solos. Sua principal limitação decorre, fundamentalmente, de ter sido desenvolvido com base em uma superfície de ruptura admitida, que muitas vezes não corresponde à realidade. Para o caso de estacas e tubulões sem alargamento de base ou tubulões curtos com alargamento de base, a superfície de ruptura admitida é bastante próxima da realidade. (SANTOS, 1985, p. 9)

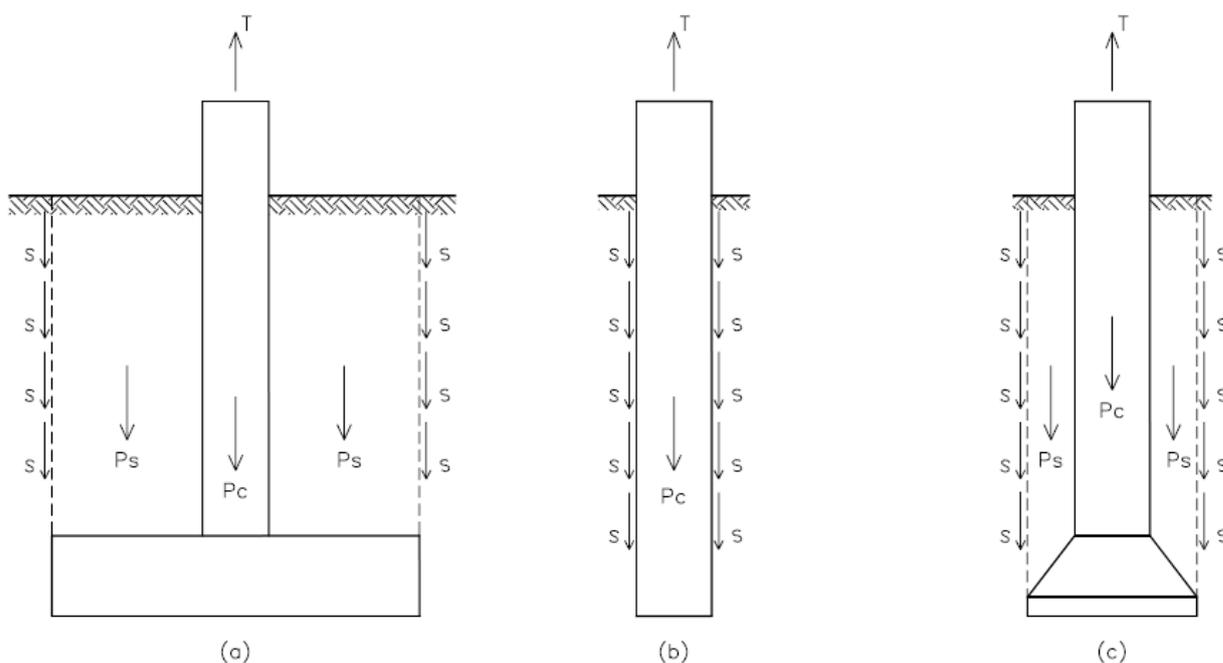


Figura 7: (a) método do Cilindro de Atrito, no caso de sapata, (b) tubulão sem base alargada ou estaca e (c) tubulão com base alargada (DANZIGER, 1983 apud GARCIA, 2005, p. 12)

4.3 MÉTODO DE BALLA

O trabalho publicado por Balla (1966 apud SANTOS, 1985, p. 9) constitui um marco na pesquisa moderna sobre o arrancamento de fundações. O autor realizou uma série de ensaios em areia utilizando modelos reduzidos e, através desses ensaios, observou diversos fatores que influenciam a capacidade de carga e o mecanismo de ruptura.

O método desenvolvido estima a capacidade de carga de uma fundação submetida a esforços de tração como sendo a soma do peso próprio da fundação, do peso do volume de solo contido na superfície de ruptura e das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo dessa superfície de ruptura (figura 8). A superfície de ruptura sugerida é formada por parte de uma circunferência que tem tangente vertical no contato com a base da fundação, e que se desenvolve até a superfície do terreno, onde forma um ângulo de $(45^\circ - \phi/2)$ com a horizontal (ϕ é o ângulo de atrito interno do solo) (BALLA, 1961 apud GARCIA, 2005, p. 12).

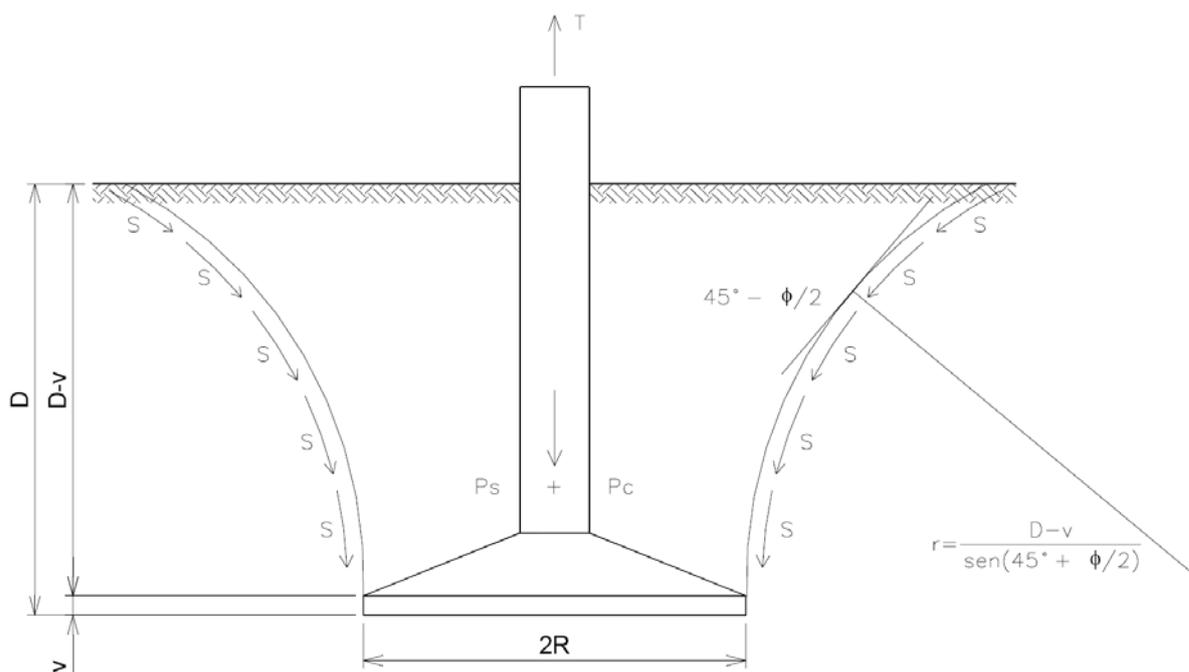


Figura 8: superfície de ruptura do Método de Balla (BALLA, 1961 apud GARCIA, 2005, p. 13)

O autor também apresenta formulações para estimativa de capacidade de carga em solos com coesão, apesar de os ensaios terem sido realizados apenas em areias. A capacidade de carga é proporcional ao cubo da profundidade ($D-v$), indicada na figura 8, e depende da coesão (c), do ângulo de atrito interno (ϕ) e do peso específico do solo (γ), além de um coeficiente λ definido como (SANTOS, 1985, p. 10):

$$\lambda = \frac{D-v}{B} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

B = largura da base da fundação.

4.4 MÉTODO DE GRENOBLE

Este método foi desenvolvido na Universidade de Grenoble com apoio da *Electricité de France* (EDF), organização estatal francesa de energia elétrica, e abrange praticamente todos os tipos de fundações normalmente utilizados. O método teve origem a partir de ensaios em modelos

reduzidos, onde foram observados os mecanismos de ruptura do solo. Além desses ensaios, diversas provas de carga em tamanho natural foram realizadas por uma série de instituições dos países membros da *Conférence Internationale dès Grands Réseaux Électriques à Haute Tension* (CIGRE) (SANTOS, 1985, p. 36-37).

O comportamento das fundações superficiais é comandado pelos diferentes processos de ruptura, de acordo com a categoria do solo, onde classificam-se como (DANZIGER; PINTO, 1979, p. 5-6; SANTOS, 1985, p. 40):

- a) solos fracos: solos argilosos, com elevado grau de saturação e ângulo de atrito interno $\phi < 15^\circ$;
- b) solos resistentes: solos arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito interno $\phi > 15$.

Diferentes formulações são aplicadas de acordo com a profundidade da fundação (D) em relação à chamada profundidade crítica (D_C). Segundo Danziger e Pinto (1979, p. 10) esta profundidade foi estimada, a partir de ensaios, como sendo $5(R-R_f)$ para o caso de sapatas circulares, onde R é o raio da base e R_f o raio do fuste. Para sapatas retangulares a profundidade crítica é equivalente a $5(B-b)$, onde B é a metade da largura da base e b é metade da largura do fuste. A formulação para a definição da capacidade de carga em função do tipo de solo é apresentada nos próximos itens.

4.4.1 Sapatas em solos fracos

A capacidade de carga de sapatas em solos fracos para profundidade $D \leq D_C$ é calculada empregando-se a fórmula 2 (DANZIGER; PINTO, 1979, p. 10).

$$Q_{rt} = P_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + (S_b - S_f) D \gamma \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

P_b = perímetro da base;

D = profundidade;

c = coesão;

γ = peso específico natural;

q_0 = sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

P = peso da fundação;

S_b = área da base;

S_f = área do fuste;

M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q = coeficientes de capacidade de carga à tração, calculados através das fórmulas 3 a 5 (SANTOS, 1985, p. 38-39):

$$M_c = \left\{ -\frac{tg\lambda}{tg\phi} + \frac{f}{H} \cos\phi \left(1 + \frac{tg\lambda}{tg\phi} \right) \right\} \left(1 - \frac{1}{2} tg\lambda \frac{D}{R} \right) \quad (\text{fórmula 3})$$

$$M_\phi + M_\gamma = \frac{\text{sen}\phi \cos(\phi + 2\lambda)}{2 \cos^2 \lambda} \left[1 - \frac{1}{3} tg\lambda \frac{D}{R} \right] \quad (\text{fórmula 4})$$

$$M_q = M_c (tg\phi + tg\lambda) \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

$$\frac{f}{H} = tg \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{\cos n - \text{sen}\phi \cos n}{\cos n + \text{sen}\phi \cos n} \quad (\text{fórmula 6})$$

$$m = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \lambda \quad (\text{fórmula 7})$$

$$n = \text{arc sen} (\text{sen } \phi \text{ sen } m) \quad (\text{fórmula 8})$$

λ = ângulo formado pela superfície de ruptura com a vertical;

ϕ = ângulo de atrito interno;

R = raio da base.

Para sapatas retangulares ou quadradas, os coeficientes de capacidade de carga à tração podem ser calculados substituindo-se R por um raio equivalente, definido como (DANZIGER; PINTO, 1979, p. 11):

$$R_e = \frac{P_b}{8} \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

P_b = perímetro da base da fundação.

O valor do ângulo λ é considerado $\text{arc tg } 0,2$, conforme pode ser observado na figura 9.

Para cálculo da capacidade de carga de sapatas em solos fracos para profundidade $D > D_c$, considera-se, além do peso próprio da fundação, uma parcela de resistência da base e uma parcela de resistência do fuste, conforme a fórmula 10 (DANZIGER; PINTO, 1979, p. 10-11):

$$Q_{rt} = Q_{rt} (\text{base}) + Q_{rt} (\text{fuste}) + P \quad (\text{fórmula 10})$$

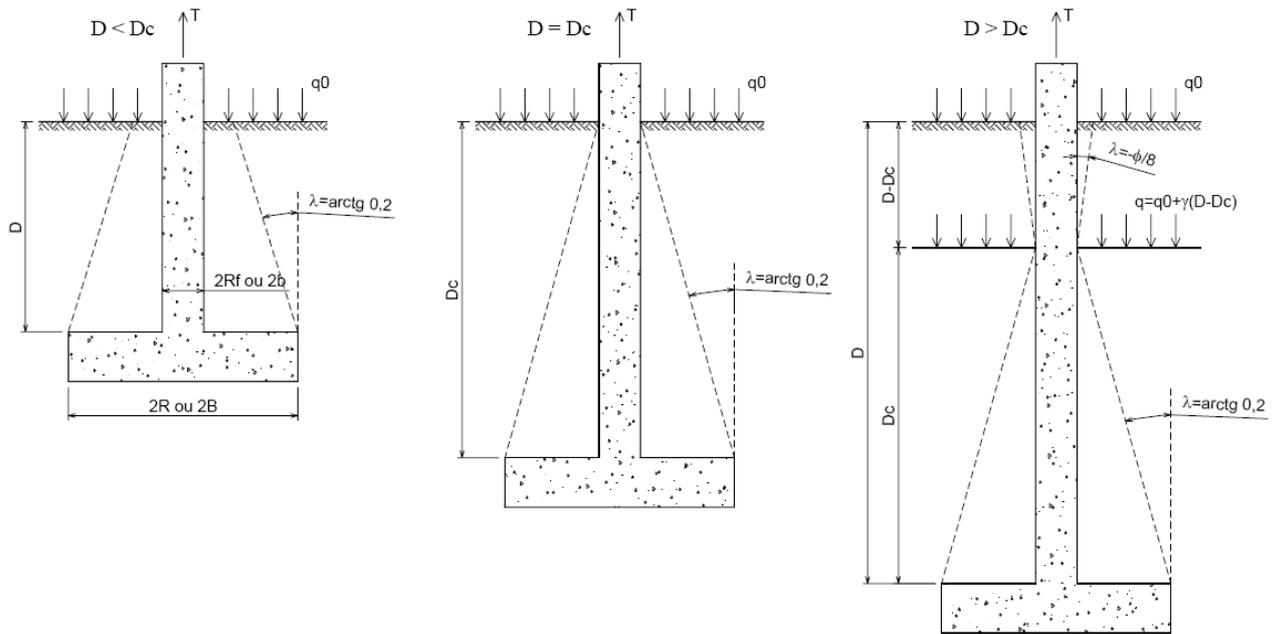


Figura 9: formas de ruptura para sapatas em solos fracos (Grenoble)
(MARTIN, 1966 apud GARCIA, 2005, p. 16)

Sendo:

$$Q_{rt}(\text{base}) = P_b D_C [c M_{c1} + \gamma D_C (M_\phi + M_\gamma)_1 + (q_0 + \gamma (D - D_C)) M_{q1}] + (S_b - S_f) D_C \gamma \quad (\text{f\u00f3rmula 11})$$

$$Q_{rt}(\text{fuste}) = P_f (D - D_C) [c M_{c2} + \gamma (D - D_C) (M_\phi + M_\gamma)_2 + q_0 M_{q2}] \quad (\text{f\u00f3rmula 12})$$

Onde:

P_b = per\u00edmetro da base;

P_f = per\u00edmetro do fuste;

D = profundidade;

D_C = profundidade cr\u00edtica;

c = coes\u00e3o;

γ = peso específico natural;

q_0 = sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

P = peso da fundação;

S_b = área da base;

S_f = área do fuste;

M_{c1} , $(M\phi + M\gamma)_1$, M_{q1} , M_{c2} , $(M\phi + M\gamma)_2$ e M_{q2} = coeficientes de capacidade de carga à tração.

Para o cálculo dos coeficientes M_{c1} , $(M\phi + M\gamma)_1$, M_{q1} utiliza-se as fórmulas 3, 4 e 5, considerando $D=D_C$, $\lambda = \text{arc tg } 0,2$ e, para bases não circulares, calcula-se o raio equivalente através da fórmula 9.

Os coeficientes M_{c2} , $(M\phi + M\gamma)_2$ e M_{q2} são calculados utilizando-se as mesmas fórmulas 3, 4 e 5, porém com $D=(D-D_C)$ e $\lambda = -\phi/8$. Para fustes não circulares, no lugar de R deve-se utilizar o raio equivalente, conforme a fórmula 13 (SANTOS, 1985, p. 39):

$$R_e = \frac{p_f}{2\pi} \quad (\text{fórmula 13})$$

Onde:

p_f = perímetro do fuste da fundação.

4.4.2 Sapatas em solos resistentes

A capacidade de carga de sapatas em solos resistentes para profundidade $D \leq D_C$ é calculada empregando-se a fórmula 14 (DANZIGER; PINTO, 1979, p. 12):

$$Q_{rt} = P_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + (S_b - S_f) D \gamma \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

P_b = perímetro da base;

D = profundidade;

c = coesão;

γ = peso específico natural;

q_o = sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

P = peso da fundação;

S_b = área da base;

S_f = área do fuste;

M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q = coeficientes de capacidade de carga à tração.

Para o cálculo dos coeficientes M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$, M_q utiliza-se as fórmulas 3, 4 e 5, considerando $\lambda = -\phi/4$ e, para bases não circulares, calcula-se o raio equivalente através da fórmula 15 (DANZIGER; PINTO, 1979, p. 12):

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi} \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

p_b = perímetro da base da fundação.

A figura 10 apresenta a superfície de ruptura para sapatas em solos resistentes.

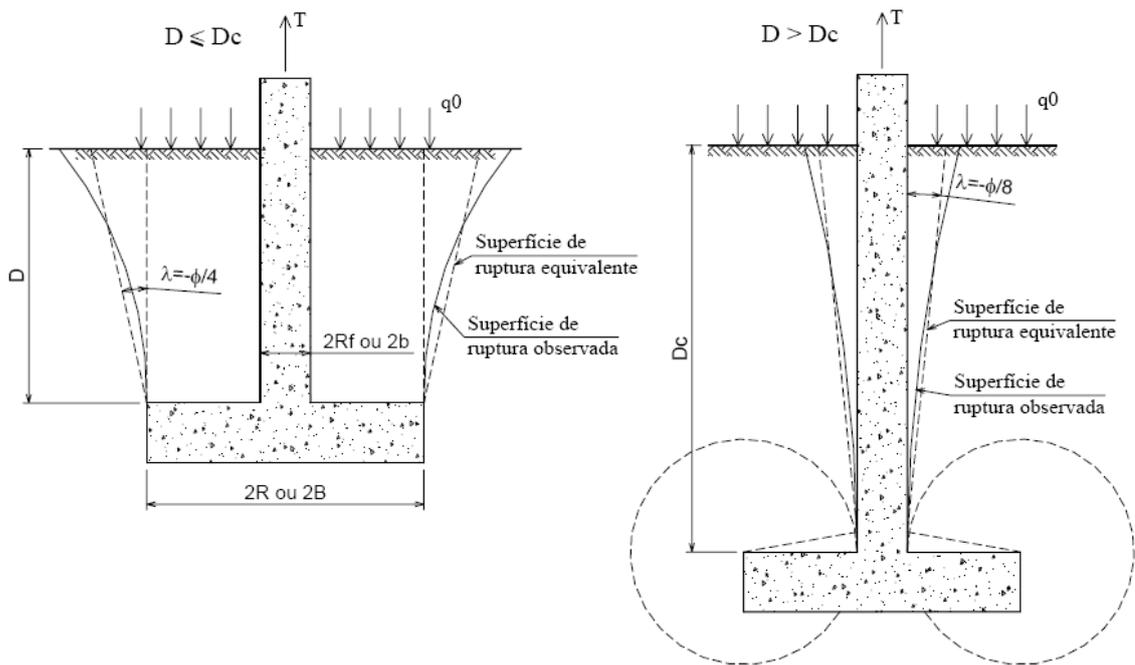


Figura 10: superfície de ruptura para sapatas em solos resistentes (Grenoble)
(MARTIN, 1966 apud GARCIA, 2005, p. 18).

Para cálculo da capacidade de carga de sapatas em solos resistentes para profundidade $D > D_C$, considera-se, além do peso próprio da fundação, uma parcela de resistência da base e uma parcela de resistência do fuste, conforme a fórmula 16 (DANZIGER; PINTO, 1979, p. 12-13):

$$Q_{rt} = Q_{rt}(\text{base}) + Q_{rt}(\text{fuste}) + P \quad (\text{fórmula 16})$$

Sendo:

$$Q_{rt}(\text{base}) = (S_b - S_f) m M (\gamma D \operatorname{tg} \phi + c) \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

$$m = 1 - \frac{1}{2\pi} \arcsen \frac{e}{R - R_f} \quad \text{para } e < R - R_f$$

$$m = 0,75 \quad \text{para } e \geq R - R_f$$

$$Q_{rt}(\text{fuste}) = P_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

P_b = perímetro da base;

P_f = perímetro do fuste;

D = profundidade;

D_C = profundidade crítica;

c = coesão;

γ = peso específico natural;

q_o = sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

P = peso da fundação;

S_b = seção da base;

S_f = seção do fuste;

e = espessura da base;

R = raio da base;

R_f = raio do fuste;

M = coeficiente;

$M_c, (M_\phi + M_\gamma), M_q$ = coeficientes de capacidade de carga à tração.

Para o cálculo dos coeficientes M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$, M_q utiliza-se as fórmulas 3, 4 e 5, considerando $\lambda = -\phi/8$ e, para bases não circulares, calcula-se o raio equivalente através da fórmula 13.

4.5 MÉTODO DE MEYERHOF E ADAMS

O processo de cálculo apresentado no trabalho de Meyerhof e Adams (1968 apud SANTOS, 1985, p. 20) foi desenvolvido com base em uma série de experimentos realizados em duas instituições, a Ontário Hydro Research Division e a Nova Scotia Technical College.

Os ensaios foram feitos em modelos reduzidos utilizando discos metálicos de diâmetros iguais a 2, 5 e 10 cm. Os testes realizados em areias foram descritos por MacDonald (1963 apud DIAS, 1987, p. 20) e Adams e Hayes (1967 apud DIAS, 1987, p. 20). Ensaios semelhantes foram executados em argilas saturadas e estão descritos nos trabalhos de Spence (1965 apud DIAS, 1987, p. 20) e Adams e Hayes (1967 apud DIAS, 1987, p. 20).

As superfícies de ruptura encontradas nos testes apresentaram formas complexas, e devido a este fato foram feitas diversas simplificações em relação às superfícies reais observadas para desenvolvimento da teoria para o cálculo da capacidade de carga. Os autores fazem ainda uma distinção entre as formas de ruptura para casos de fundações rasas e profundas (figura 11) (SANTOS, 1985, p. 21).

O método considera, no caso de fundações profundas, que a superfície de ruptura não atinge o nível do terreno, sendo limitada por uma altura H , menor que a profundidade D da fundação. Na cota correspondente ao final da superfície de ruptura atua a sobrecarga equivalente ao peso próprio da camada de solo não rompida (figura 11) (BESSA, 2005, p. 31).

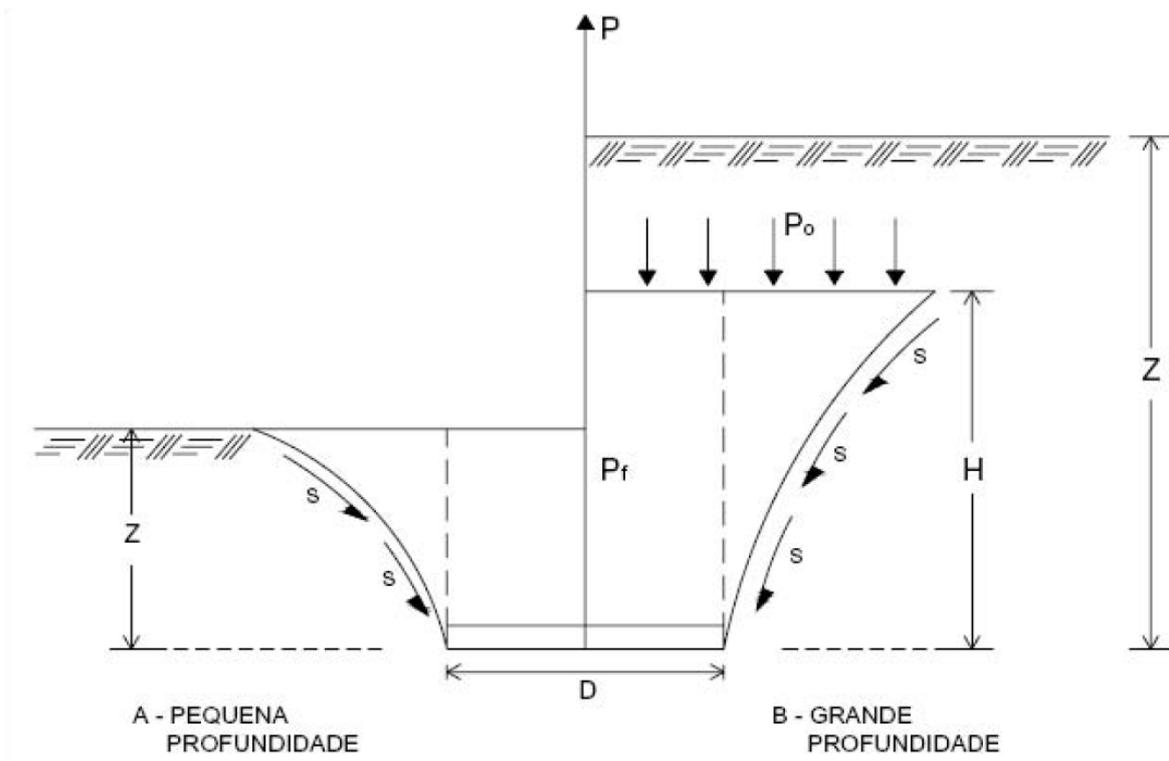


Figura 11: formas de ruptura do Método de Meyerhof e Adams
(MEYERHOF; ADAMS, 1968 apud BESSA, 2005, p. 32)

A carga de ruptura é atingida quando uma massa de solo em forma de um tronco pirâmide é levantada e a superfície de ruptura atinge o nível do terreno, considerando fundações a pequenas profundidades. No caso de fundações a grandes profundidades, a superfície de ruptura não atinge o nível do terreno devido à compressibilidade e às deformações da massa de solo acima da base da fundação. Sendo tal superfície de ruptura limitada a um comprimento vertical H onde atua uma pressão de sobrecarga P_0 calculada por:

$$P_0 = \gamma (Z - H). \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

γ = peso específico do solo;

Z = profundidade da fundação;

H = comprimento vertical da superfície de ruptura acima da base da fundação.

Carga de ruptura para pequenas profundidades ($Z < D$):

$$P_u = \pi c D Z + \frac{1}{2} (S \pi \gamma D Z^2 K_v \operatorname{tg} \phi) + P_f + P_s \quad (\text{fórmula 20})$$

Carga de ruptura para grandes profundidades ($Z > H$):

$$P_u = \pi c D H + \frac{1}{2} [S \pi \gamma D (2Z - H) K_v \operatorname{tg} \phi] + P_f + P_s \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

γ = peso específico do solo;

S = fator de forma; $S = 1 + (m Z / B)$, com valor máximo dado por $1 + (m H / B)$;

K_v = coeficiente nominal de empuxo de terra à tração (aproximadamente 0,9 a 0,95 para ϕ entre 25° e 40°);

m – coeficiente que depende de ϕ ;

H – comprimento vertical da superfície de ruptura acima da base da fundação;

P_f – peso da fundação;

P_s – peso de solo contido no cilindro acima da base, levantado na ruptura.

Um valor limite para a capacidade de carga à tração, é proposto por Meyerhof e Adams (1968 apud BESSA, 2005, p. 33), ao somar a capacidade de carga da base da fundação com o atrito lateral de seu fuste:

$$P_u = D (c N_c + \gamma D N_q) A_l f + P_f + P_s \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

A_l = área lateral do fuste da fundação;

f = tensão lateral na ligação estaca solo;

N_c e N_q = fatores de capacidade de carga para fundações à compressão, obtidos por Meyerhof (1951, apud BESSA, 2005, p.33).

O menor valor obtido pelas fórmulas (20 ou 21) e (22), será o valor da capacidade de carga última à tração de uma fundação a ser considerado. Os valores de (H / D) e dos coeficientes “ m ” e “ S ”, das fórmulas (20) e (22), encontram-se relacionados no quadro 1.

ϕ°	20	25	30	35	40	45	48
H/D	2,5	3	4	5	7	9	11
m	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
S	1,12	1,3	1,6	2,25	3,45	5,5	7,6

Quadro 1: valores de H/D, coeficiente “ m ” e fator de forma “ S ” obtidos nos ensaios de Meyerhof e Adams (CARVALHO, 1981 apud BESSA, 2005, p. 34)

5. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta a comparação entre os resultados obtidos pelo emprego das diferentes metodologias de cálculo estudadas e os resultados das provas de carga descritas nos trabalhos usados como referência. O capítulo apresenta também uma descrição sobre alguns pontos importantes destes trabalhos.

5.1 COMPARAÇÃO TENDO COMO REFERÊNCIA SANTOS (1985)

Santos (1985) realizou em seu estudo uma análise do comportamento de fundações sujeitas a esforços de arrancamento, através do Método dos Elementos Finitos. O autor analisou sapatas e tubulões ensaiados próximos a cidade do Rio de Janeiro, em um solo residual de gnaiss. Os resultados obtidos em campo foram comparados com diversos métodos para cálculo de capacidade de carga, e com os resultados obtidos através de um programa desenvolvido que utiliza a técnica dos Elementos Finitos.

Os motivos que levaram Santos (1985, p. 133) a escolha do local do estudo foram o fato de já existirem vários estudos geotécnicos referentes ao local, dispor-se de resultado de provas de carga de arrancamento de fundações ali realizadas, e por tratar-se de um solo tropical típico, cujos parâmetros desejava-se conhecer com maior precisão.

A área onde foi realizado o estudo abordado por Santos (1985, p. 133) localiza-se no topo de um pequeno morro onde foi construído um platô por terraplenagem, próximo à Torre nº 4 da linha de transmissão Adrianópolis-Grajaú, no Estado do Rio de Janeiro. O morro é constituído de um manto de solo residual maduro, resultante da alteração de gnaiss, de cor vermelha, com espessura média aproximada de 2,50m, que se sobrepõe a uma camada bastante espessa de solo bastante intemperizado, de cor amarela, tendo ambos baixo grau de saturação. O nível de lençol freático não foi localizado em sondagens até 15,0m (JARDIM, 1981 apud SANTOS, 1985, p.134).

Baseado nos parâmetros geotécnicos do local dos ensaios descritos por Santos (1985, p. 267), foram adotados nesse trabalho os seguintes valores:

- a) peso específico do solo $\gamma = 15,3 \text{ kN}$
- a) ângulo de atrito interno $\phi = 25,5^\circ$;
- b) coesão $c = 29 \text{ kN/m}^2$;

Serão analisadas as provas de carga das quatro sapatas ensaiadas, cujas dimensões são apresentadas na figura 12.

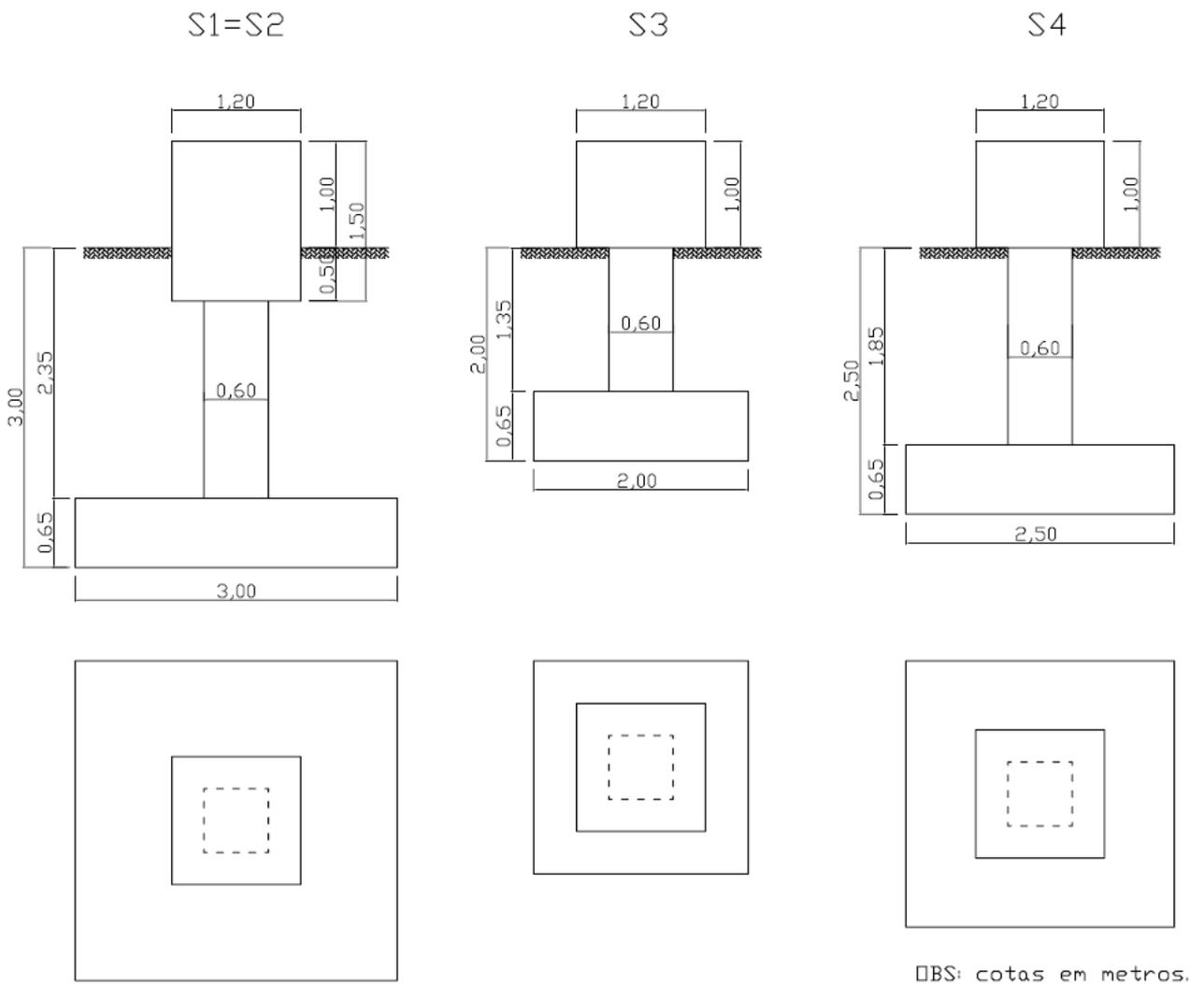


Figura 12: dimensões das sapatas analisadas (SANTOS, 1985, p. 200)

Os métodos de previsão de capacidade de carga foram empregados utilizando-se os parâmetros de geotécnicos adotados e as dimensões das fundações. No método do Cone foram feitas previsões para duas situações, uma desfavorável e outra favorável, utilizando ângulo de cone $\alpha = 0^\circ$ e $\alpha = 25^\circ$ respectivamente. A previsão fornecida pelas diferentes formulações foi comparada com a carga de ruptura atingida pelas sapatas.

Os ensaios de arrancamento foram executados tracionando as fundações com incrementos de carga sucessivos, divididos em determinados intervalos de tempo. Santos (1985, p. 196) adotou como carga de ruptura aquela correspondente ao estágio de carga imediatamente anterior àquele para o qual se observou uma falha do sistema estrutural, falha esta que, em função do tipo de fundação pode corresponder a um movimento de corpo rígido da mesma ou um aumento brusco dos deslocamentos. No caso das sapatas, a falha do sistema estrutural ocorreu devido à plastificação do solo acima da base da sapata, em uma região que iniciava próximo ao extremo da base, evoluindo até a superfície do terreno na medida em que se aumentavam as cargas. Para cargas próximas à ruptura, ocorriam grandes deslocamentos das fundações.

5.1.1 Resultados para sapatas S1 e S2

No gráfico da figura 13, são apresentados os valores obtidos através da aplicação de cada um dos métodos cálculo, em comparação com a média dos valores obtidos nas provas de carga das sapatas S1 e S2. Este valor foi de 1245 kN, representado no gráfico pela linha em vermelho.

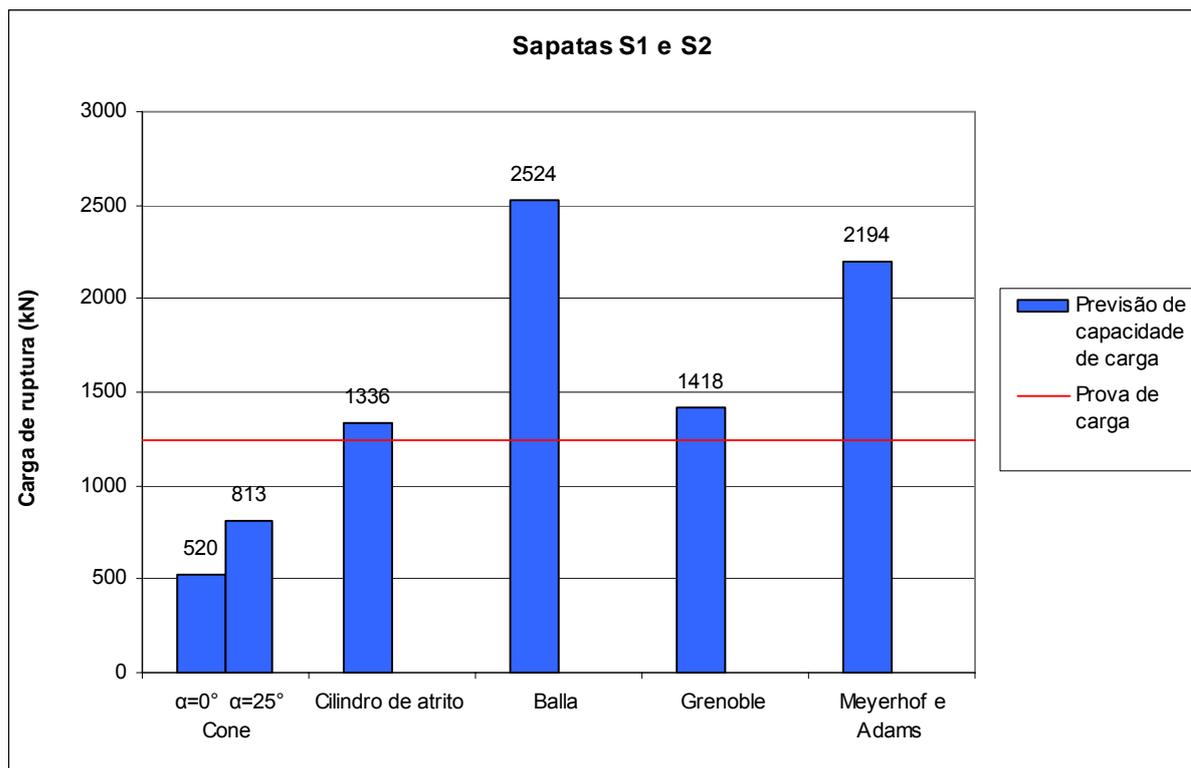


Figura 13: previsões de capacidade de carga para as sapatas S1 e S2

Dentre as estimativas de capacidade ao arrancamento fornecidas pelos diferentes métodos, a do Cilindro de Atrito foi a mais próxima do valor obtido nas provas de carga das sapatas S1 e S2, com erro de 7% para mais. Em seguida aparece o método de Grenoble que apresentou resultado 14% acima da resistência atingida nos ensaios.

Os métodos de Meyerhof e Adams e de Balla forneceram as maiores previsões de capacidade carga, com valores, respectivamente, 76 e 103% acima da carga de ruptura das fundações ensaiadas. Já o método do Cone foi o único a subestimar a resistência das sapatas, provendo resultados com erro de 58% para menos, com $\alpha = 0^\circ$, e 35% para menos com $\alpha = 25^\circ$.

5.1.2 Resultados para sapata S3

No gráfico da figura 14, são apresentados os valores obtidos através da aplicação de cada um dos métodos cálculo, em comparação com o valor obtido na prova de carga da sapata S3. Este valor foi de 574 kN, representado no gráfico pela linha em vermelho.

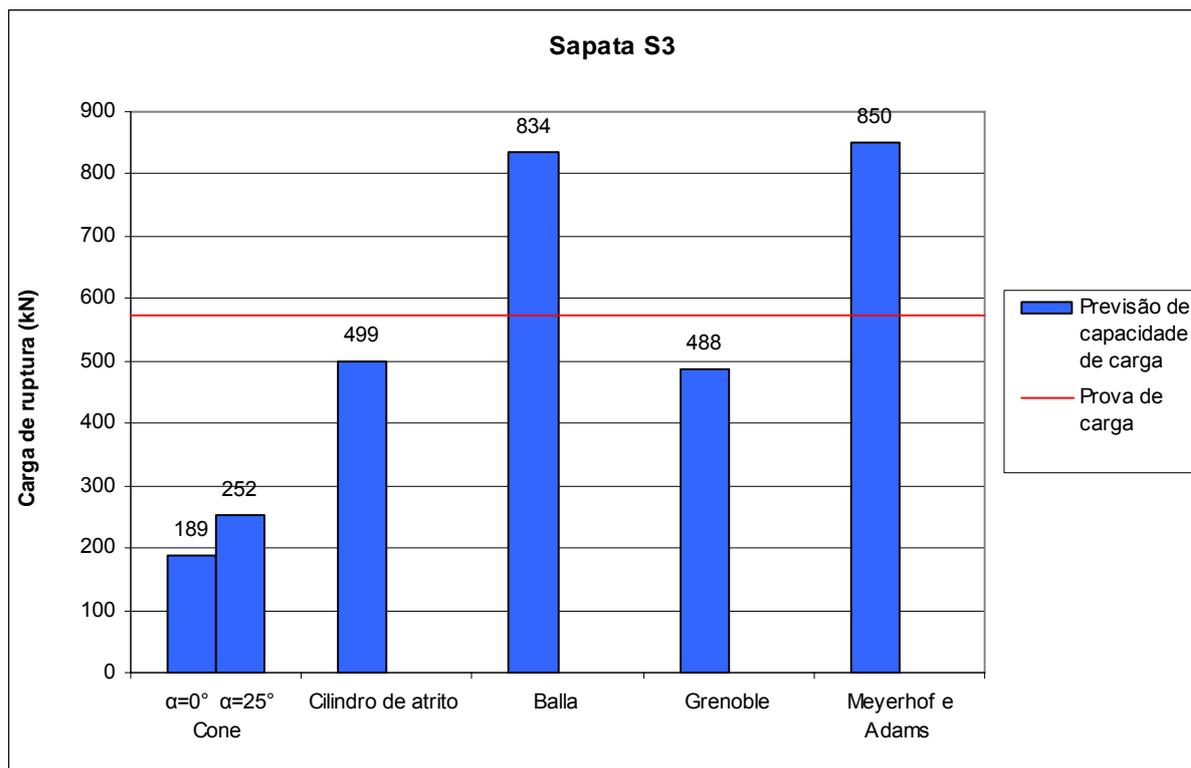


Figura 14: previsões de capacidade de carga para a sapata S3

Na previsão de resistência para a sapata S3, três métodos subestimaram a capacidade resistente da fundação. Foram eles o do Cone, do Cilindro de Atrito e de Grenoble.

O método do Cilindro de Atrito forneceu o resultado mais próximo ao valor da prova de carga, com erro de 13% para menos. Um valor bastante semelhante foi obtido no cálculo através do método de Grenoble com previsão 15% menor que o valor do ensaio de arrancamento.

As estimativas dos métodos de Balla e de Meyerhof e Adams superestimaram a capacidade de resistência à tração da sapata, com valores respectivamente 45% e 48% acima da prova de carga. O método do Cone foi o que previu a menor capacidade para a fundação, apresentando erro de 67% para menos com $\alpha = 0^\circ$, e 56% para menos com $\alpha = 25^\circ$, em relação à resistência observada em campo.

5.1.3 Resultados para sapata S4

No gráfico da figura 15, são apresentados os valores obtidos através da aplicação de cada um dos métodos cálculo, em comparação com o valor obtido na prova de carga da sapata S4. Este valor foi de 1137 kN, representado no gráfico pela linha em vermelho.

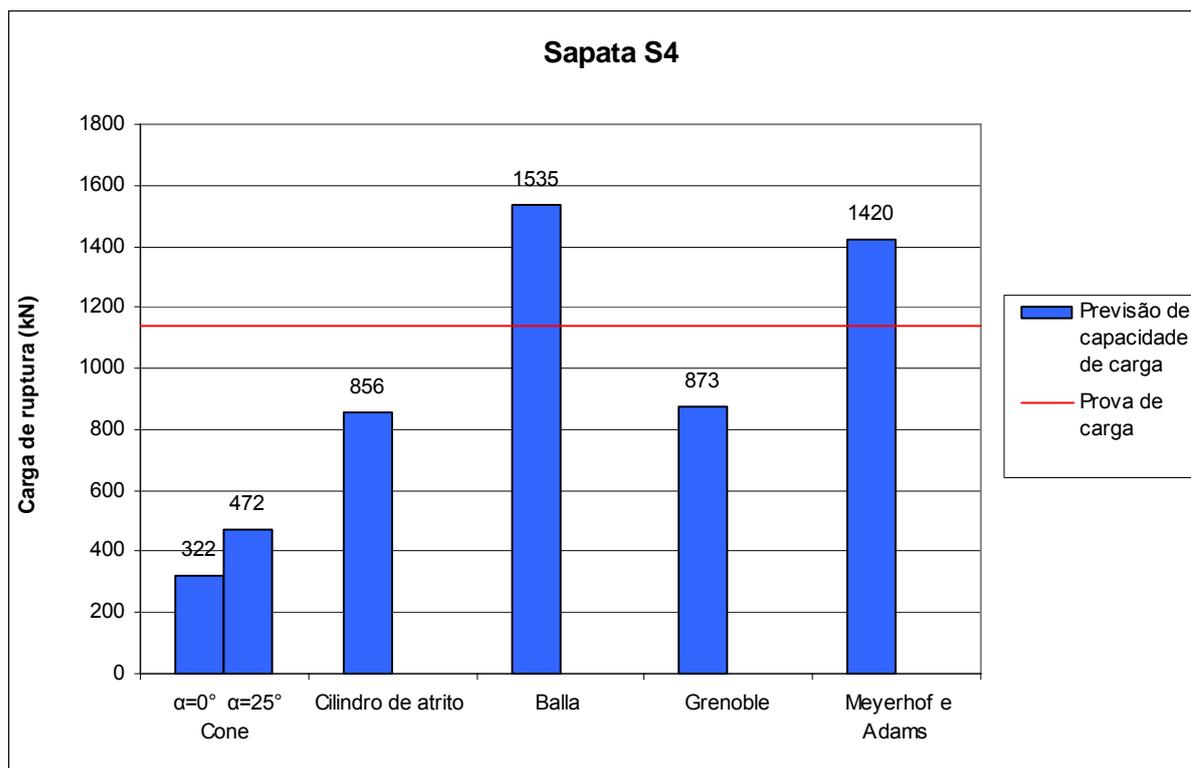


Figura 15: previsões de capacidade de carga para a sapata S4

Comparando o resultado da prova de carga de arrancamento da sapata S4 com os resultados dos cálculos, novamente os métodos do Cone, do Cilindro de Atrito e de Grenoble subestimaram a capacidade resistente da fundação.

A estimativa de capacidade de carga mais próxima ao valor dos ensaios de tração foi a do método de Grenoble, com diferença de 23% para menos. Na sequência, dois métodos apresentaram o mesmo erro percentual, sendo o do Cilindro de Atrito 25% para menos, e o de Meyerhof e Adams 25% para mais.

Em ambas as situações de cálculo para o método do Cone, a previsão foi bastante abaixo da resistência observada em campo, sendo -72% para $\alpha = 0^\circ$, e -58% para $\alpha = 25^\circ$. O método de

Balla foi o que previu a maior capacidade de carga ao arrancamento para a sapata em estudo, com erro de 35% para mais.

5.2 COMPARAÇÃO TENDO COMO REFERÊNCIA DIAS (1987)

O trabalho de Dias (1987) procura sistematizar uma metodologia de definição de unidades geotécnicas de fundações de linhas de transmissão utilizando levantamentos pedológicos de solos existentes no Brasil. A partir do levantamento de solos do Rio Grande do Sul estimou-se as principais características que se pode obter deste levantamento visando aplicação em geotecnia.

Dias (1987) escolheu um local representativo, formado por um perfil de solo de comportamento laterítico, onde foi definido o campo de testes para ensaios de tração. Neste local foram construídas dez fundações do tipo sapatas em verdadeira grandeza que posteriormente foram tracionadas. Foi realizado um estudo geotécnico do perfil no local, e através de ensaios tácteis e visuais, verificou-se que o solo é argiloso em todo o perfil, sendo mais arenoso no horizonte A. O horizonte A tem cerca de 80 cm de espessura e o horizonte B atinge 3,0 m de profundidade.

Verificou-se que o peso específico aparente médio do solo no horizonte A era igual a 14,4 kN/m³ e no horizonte B igual a 13,1 kN/m³. Pelo fato do solo de reaterro ser uma mistura entre o horizonte A e B, foi considerado nos cálculos um valor de peso específico aparente médio para o reaterro de 13,7 kN/m³.

Também foi estudada por Dias (1987) a influência do processo executivo do reaterro, usando-se a situação extrema de compactação superficial com retroescavadeira e com compactação por camadas dentro de certas especificações. Nesse trabalho, nos cálculos pelo método de Grenoble para as fundações com compactação superficial, foi usada a formulação para solos fracos, enquanto que para as fundações com compactação por camadas a formulação usada foi a de solos resistentes.

As sapatas ensaiadas nas provas de carga de tração foram construídas com base quadrada, de largura igual a 1,0 m, assentes a uma profundidade igual a 2,30 m, executadas todas com as

mesmas dimensões. Este tipo de fundação, com fuste inclinado, é utilizado pela Companhia Estadual de Energia Elétrica do Rio Grande do Sul (CEEE) em terrenos considerados de boa capacidade de carga. Entretanto como as teorias de capacidade de carga ao arrancamento consideram o fuste da sapata vertical, e como algumas concessionárias de energia elétrica também adotam tal procedimento, foram executadas quatro destas sapatas com fuste vertical. As fundações verticais são semelhantes, diferindo apenas na inclinação do fuste que é normal à base (DIAS, 1987, p. 249). A figura 16 mostra as dimensões de uma fundação com fuste inclinado e vertical:

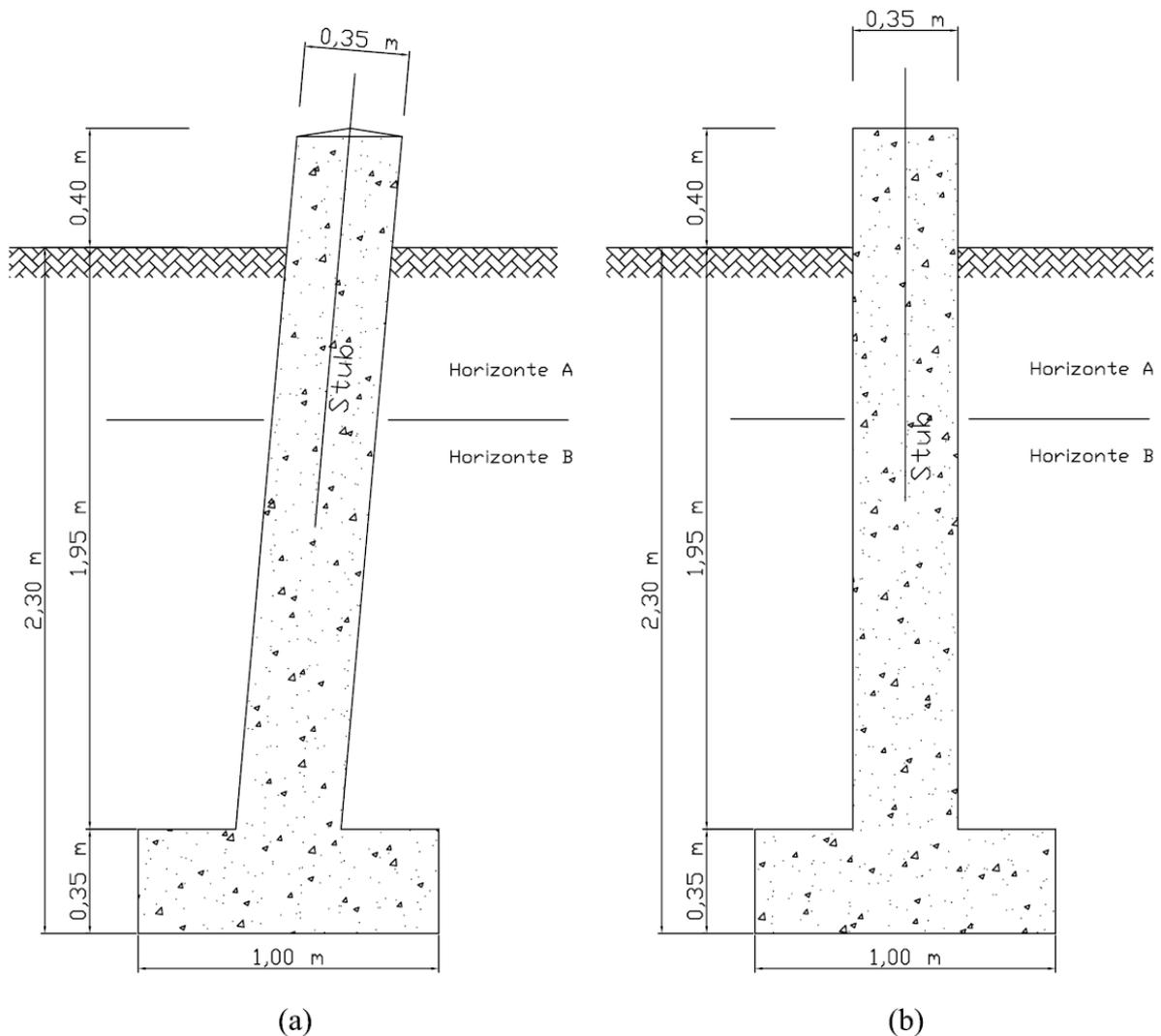


Figura 16: fundação ensaiada com (a) fuste inclinado e (b) fuste vertical (DIAS, 1987, p.251)

A construção de sapatas com fuste inclinado torna-se difícil uma vez que esta inclinação deve estar perfeitamente correta, caso contrário, haverá problemas durante a colocação da torre metálica. A marcação desta inclinação é feita com gabarito, que pode ser a parte de baixo da torre metálica, ou ser produzido especificamente para uma determinada situação (DIAS, 1987, p. 249).

As fundações superficiais solicitam principalmente os solos superficiais, e estes sofrem grande influência da variação do teor de umidade devido à alternância das estações climáticas. O local de realização das provas de carga é caracterizado por solos de comportamento laterítico, que, entre outras particularidades, são parcialmente saturados. A determinação da resistência ao cisalhamento de solos parcialmente saturados é complexa. Estes solos apresentam uma poro pressão negativa, que tende a desaparecer com o aumento da saturação, diminuindo a resistência ao cisalhamento (DIAS, 1987, p. 2). Por esse motivo foram adotadas nesse estudo duas situações para os cálculos das estimativas de capacidade, com diferentes propriedades do solo, uma desfavorável à resistência e outra favorável. São elas:

Situação desfavorável:

- a) ângulo de atrito interno $\phi = 25,5^\circ$;
- b) coesão $c = 11 \text{ kN/m}^2$;
- c) ângulo de cone $\alpha = 0^\circ$.

Situação favorável:

- a) ângulo de atrito interno $\phi = 27^\circ$;
- b) coesão $c = 36 \text{ kN/m}^2$;
- c) ângulo de cone $\alpha = 25^\circ$.

Utilizando os parâmetros geotécnicos do solo e as dimensões das fundações ensaiadas, foi feito o cálculo da previsão de capacidade de carga à tração utilizando a formulação de cada um dos métodos. A seguir são apresentados os resultados calculados para as situações desfavorável e favorável, cujos valores encontrados podem ser observados nos gráficos das

figuras 17 a 20, e comparados com os valores de carga de ruptura obtida nas provas de carga de acordo com a inclinação do fuste e processo executivo do reaterro.

A carga de ruptura dos ensaios de arrancamento foi considerada, conforme Dias (1987, p. 276), como sendo aquela que corresponde aos deslocamentos não estabilizados. Para melhor caracterizar esta carga, foram aplicados estágios de carregamento bem próximos, em geral inferiores a 10% da carga de ruptura, para não haver indefinição no seu valor.

5.2.1 Resultados para sapatas inclinadas com compactação superficial

No gráfico da figura 17, são apresentados os valores obtidos através da aplicação de cada um dos métodos de cálculo, em comparação com a média dos valores obtidos nas provas de carga das fundações inclinadas onde a compactação do reaterro foi executada superficialmente. Este valor foi de 117 kN, representado no gráfico pela linha em vermelho.

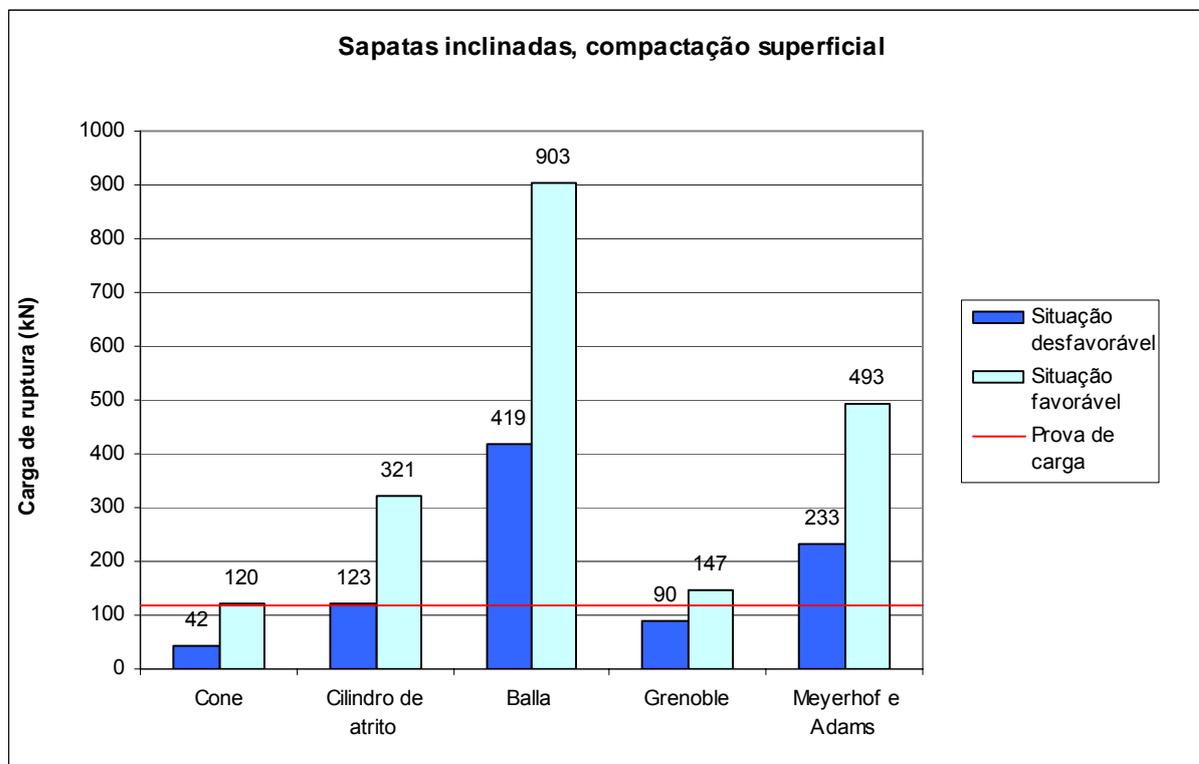


Figura 17: previsões de capacidade de carga para sapatas inclinadas com compactação superficial

5.2.1.1 Situação desfavorável

Na simulação utilizando os parâmetros de solo desfavoráveis, o método do Cilindro de Atrito foi o que apresentou estimativa mais próxima da prova de carga, com resultado apenas 5% acima dos valores observados em campo. Na sequência aparece o método de Grenoble que obteve resultado 23% abaixo da resistência atingida nos ensaios de arrancamento.

O método de Balla estimou a capacidade de carga ao arrancamento como sendo em torno de 259% acima do verificado nos ensaios de campo, sendo o mais divergente de todos. Por Meyerhof e Adams, obteve-se uma previsão de capacidade duas vezes maior do que a carga de ruptura da sapata real. Já o método do Cone forneceu como resultado um valor que era apenas 36% da capacidade observada nas provas de carga, sendo o que previu o menor valor para a carga de ruptura.

5.2.1.2 Situação favorável

Nos cálculos para a situação mais favorável, o método do Cone foi o que mais se aproximou dos resultados das provas de carga, com diferença de apenas 3% para mais. O resultado por Grenoble apresentou erro de 26% para mais.

O método do Cilindro de Atrito forneceu resultado em torno de 170% acima do valor obtido nos ensaios de campo. Dos cálculos por Meyerhof e Adams e por Balla obtiveram-se previsões muito além da ruptura das provas de carga, sendo 322% e 674% acima da capacidade real observada, respectivamente.

5.2.2 Resultados para sapatas verticais com compactação superficial

No gráfico da figura 18, são apresentados os valores obtidos através da aplicação de cada um dos métodos de cálculo, em comparação com a média dos valores obtidos nas provas de carga das fundações verticais onde a compactação do reaterro foi executada superficialmente. Este valor foi de 173 kN, representado no gráfico pela linha em vermelho.

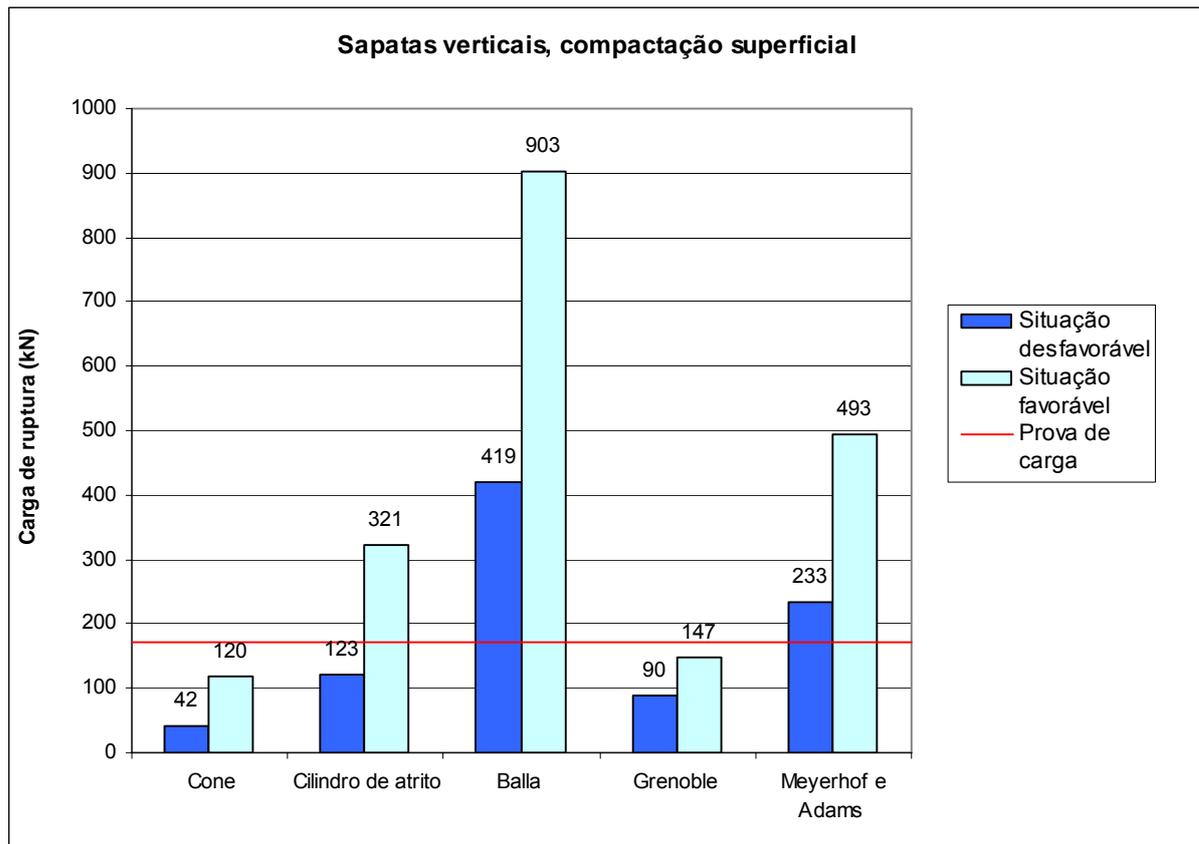


Figura 18: previsões de capacidade de carga para sapatas verticais com compactação superficial

5.2.2.1 Situação desfavorável

Na comparação com os resultados dos cálculos utilizando os parâmetros de solo mais desfavoráveis, três métodos subestimaram a capacidade resistente das fundações. Foram eles o do Cone, do Cilindro de Atrito e de Grenoble.

Calculando-se pelo método do Cilindro de Atrito obteve-se o resultado mais próximo ao valor da prova de carga, com erro de 29% para menos. Em seguida, porém com erro para mais, aparece Meyerhof e Adams com previsão 35% maior que o valor do ensaio de arrancamento.

O método do Cone foi o que previu a menor capacidade para a fundação, com um resultado de apenas 24% da resistência observada em campo. Grenoble, que também subestimou a resistência, apresentou diferença de -48% em relação à prova de carga. Já o método de Balla previu a maior capacidade de resistência à tração, com valor 143% acima da ruptura da prova de carga.

5.2.2.2 Situação favorável

Empregando-se os parâmetros de solo favoráveis, o método de Grenoble foi o que mais se aproximou dos resultados das provas de carga, com 15% de diferença para menos em relação ao valor verificado nos ensaios. A seguir está o método do Cone, com 31% de diferença para menos.

Os métodos do Cilindro de Atrito e Meyerhof e Adams forneceram resultados, respectivamente, 86% e 186% acima da carga de ruptura das fundações ensaiadas, valores estes consideravelmente elevados. O resultado mais divergente veio do método de Balla, com previsão 424% maior do que o valor da prova de carga.

5.2.3 Resultados para sapatas inclinadas com compactação por camadas

No gráfico da figura 19, são apresentados os valores obtidos através da aplicação de cada um dos métodos de cálculo, em comparação com a média dos valores obtidos nas provas de carga das fundações inclinadas onde a compactação do reaterro foi executada por camadas. Este valor foi de 201 kN, representado no gráfico pela linha em vermelho.

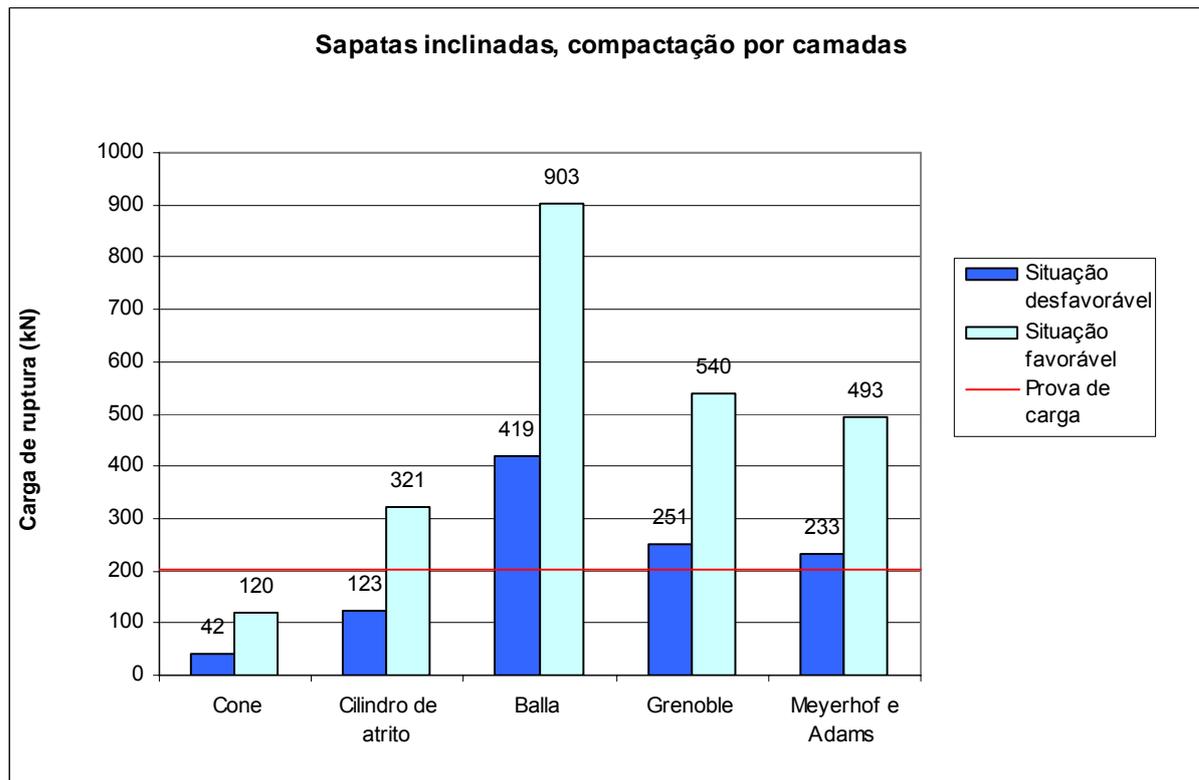


Figura 19: previsões de capacidade de carga para sapatas inclinadas com compactação por camadas

5.2.3.1 Situação desfavorável

Comparando-se o resultado das provas de carga de arrancamento com os resultados dos cálculos utilizando os parâmetros de solo mais desfavoráveis, os métodos do Cone e do Cilindro de Atrito subestimaram a capacidade resistente das fundações.

A estimativa de capacidade de carga mais próxima ao valor dos ensaios de tração foi a do método de Meyerhof e Adams, com diferença de 16% para mais. O método do Cilindro de Atrito subestimou a capacidade resistente da fundação, com erro de 39% para menos, já o de Grenoble superestimou com erro de 25% para mais quando comparados com a resistência das provas de carga.

O método de Cone foi o que previu a menor capacidade, com um valor que era somente 21% da resistência observada em campo. O método de Balla foi o mais discrepante, fornecendo como previsão uma capacidade que era 109% acima da observada em campo.

5.2.3.2 Situação favorável

Através da utilização dos parâmetros de solo para a situação favorável, o método do Cone foi o único a subestimar a resistência da fundação aos esforços de tração, e foi também o que mais se aproximou da capacidade atingida nas provas de carga, com diferença de 40% para menos. O método do Cilindro de Atrito aparece na sequência superestimando a carga de ruptura em 60%.

Os métodos de Meyerhof e Adams e de Grenoble forneceram resultados, respectivamente, 146% e 169% acima da carga de ruptura das fundações ensaiadas. A maior divergência foi obtida da previsão calculada por Balla, cujo valor foi 350% superior aos valores dos ensaios de campo.

5.2.4 Resultados para sapatas verticais com compactação por camadas

No gráfico da figura 20, são apresentados os valores obtidos através da aplicação de cada um dos métodos de cálculo, em comparação com a média dos valores obtidos nas provas de carga das fundações verticais onde a compactação do reaterro foi executada por camadas. Este valor foi de 269 kN, representado no gráfico pela linha em vermelho.

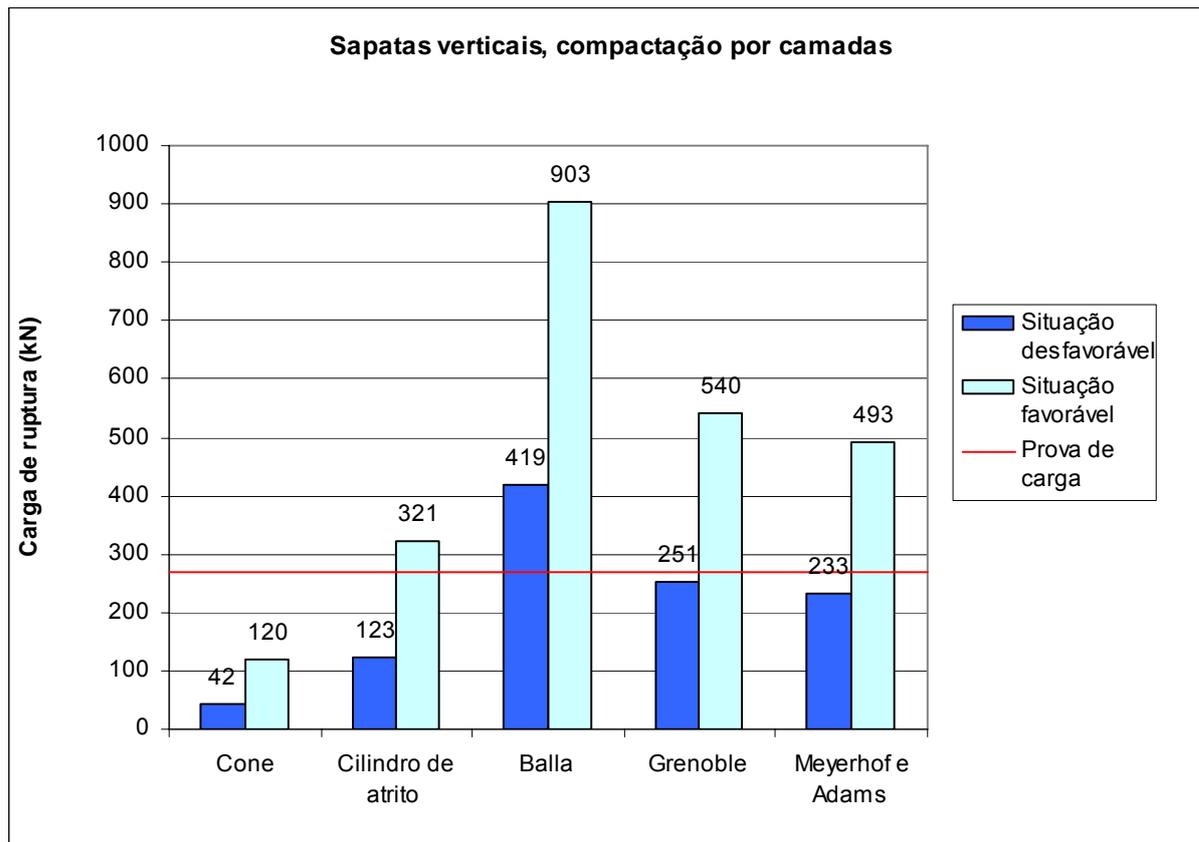


Figura 20: previsões de capacidade de carga para sapatas verticais com compactação por camadas

5.2.4.1 Situação desfavorável

O método de Grenoble foi o que mais se aproximou da capacidade atingida nas provas de carga, com diferença de 7% para menos. A seguir está o método de Meyerhof e Adams, com erro de 13% para menos em sua previsão de capacidade. Nesta situação de cálculo, apenas o método de Balla superestimou a resistência da fundação ao arrancamento, com diferença de 56% acima da capacidade atingida nas provas de carga.

A estimativa pelo Cilindro de Atrito subestimou em cerca da metade a resistência da fundação, com resultado 54% menor que a resistência das provas de carga. O método do Cone foi o que apresentou maior erro, tendo como previsão uma capacidade que era somente 16% da resistência atingida nos ensaios.

5.2.4.2 Situação favorável

Dos cálculos para a situação favorável, o resultado do método do Cilindro de Atrito foi o mais próximo da capacidade atingida nas provas de carga, com diferença de 19% para mais. Na sequência aparece o método do Cone, o único a subestimar a capacidade da fundação, com previsão 55% abaixo da resistência verificada nos ensaios de campo.

Os métodos de Meyerhof e Adams e de Grenoble forneceram valores respectivamente, 83% e 101% acima do valor de ruptura das provas de carga. Do método de Balla resultou a maior discrepância, cujo valor foi 236% acima da carga de ruptura das fundações ensaiadas.

6. ANÁLISE FINAL E CONCLUSÕES

O método do Cilindro de atrito foi o que obteve previsões de resistência ao arrancamento mais próximas das provas de carga, na maioria das situações, contrariando a hipótese inicial do trabalho. Quando foram calculadas previsões para a situação desfavorável e favorável, os resultados das provas de carga estiveram dentro da faixa de valores obtidos para as duas situações.

O método de Grenoble também apresentou bons resultados, semelhantes aos do Cilindro de Atrito em alguns casos, porém com variações percentuais maiores em relação às provas de carga. Porém as previsões de Grenoble utilizando a formulação para solos resistentes com profundidade da fundação maior do que a profundidade crítica foram bastante acima da carga de ruptura das provas de carga.

O método do Cone subestimou a capacidade das fundações em praticamente todos os casos, sendo este o mais conservador entre os métodos estudados. Este foi também o que apresentou maior diferença entre os valores de previsão de carga nas situações desfavoráveis e favoráveis, contudo o método, além do peso específico do solo, depende apenas do ângulo de cone, e este foi definido nas diferentes situações com valores extremos ($\alpha = 0^\circ$ e $\alpha = 25^\circ$) o que justifica a grande variação.

Já o método de Balla superestimou a capacidade de carga das fundações em todas as situações de cálculo, com valores acima da carga de ruptura das fundações ensaiadas. Em alguns casos os valores foram demasiadamente elevados.

O método de Meyerhof e Adams também superestimou a capacidade da fundação, e em praticamente todos os casos apresentou resultados superiores aos das provas de carga.

Os métodos de Balla e Meyerhof e de Adams forneceram valores de capacidade de carga na situação favorável pouco maiores do que duas vezes o valor previsto para a situação desfavorável, demonstrando que estes métodos possuem semelhante sensibilidade à variações dos parâmetros geotécnicos.

REFERÊNCIAS

ASHCAR, R. Recomendações e informações técnicas sobre fundações de linhas de transmissão. In: ENCONTRO REGIONAL LATINOAMERICANO DO CIGRÉ, 8. 1999, Ciudad del Este. **Anais ...** Ciudad del Este: CIGRÉ, 1999.

ASHCAR, R.; LAUREANO, C. A. **Estudo e Aplicações Práticas de Fundações para Linhas de Transmissão**. 2. ed. São Paulo: CESP, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execuções de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

BESSA, A. O. **Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas à tração**. 2005. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

DANZIGER, F. A. B.; PINTO, P. C. Alguns critérios para dimensionamento de fundações sujeitas a esforços de tração. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, 5. 1979, Recife. **Anais ...** Recife: Cigré-Brasil, 1979.

DIAS, R. D. **Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão**. 1987. 349 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

_____. Influência do processo construtivo do reaterro na capacidade de carga de sapatas tracionadas. In: ENCONTRO NACIONAL DA CONSTRUÇÃO, 10. 1990, Gramado. **Anais ...** Porto Alegre: SENGE, 1990.

GARCIA, O. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração**. 2005. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SANTOS, A. P. R. **Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos**. 1985. 367 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.