



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS  
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA  
EM SAPATAS SUBMETIDAS À TRAÇÃO**

AGLEYSON KARIEL DE SOUZA FERNANDES

Campina Grande 2019

AGLEYSON KARIEL DE SOUZA FERNANDES

**AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE  
CARGA EM SAPATAS SUBMETIDAS A TRAÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso de  
Engenharia Civil apresentado como  
requisito parcial para obtenção do  
grau de Engenheiro Civil.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Geotecnia

**ORIENTADOR:** Carina Silvani

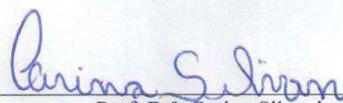
Campina Grande 2019

FOLHA DE APROVAÇÃO

AGLEYSON KARIEL DE SOUZA FERNANDES

**AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM SAPATAS SUBMETIDAS A TRAÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado e aprovado em 04/07/2019 perante a seguinte Comissão Julgadora:



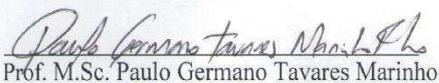
Prof. Dr.<sup>a</sup> Carina Silvani

Doutora em Engenharia

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Orientadora

Aprovado



Prof. M.Sc. Paulo Germano Tavares Marinho

Filho

Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental

Universidade Federal de Campina Grande

Membro Interno

APROVADO



Alexandre de Souza Júnior

Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental

Universidade Federal de Campina Grande

Examinador Externo

APROVADO

## **AGRADECIMENTOS:**

Esta seção é dedicada a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Primeiro quero agradecer a Deus pelo apoio e pelas as graças recebidas durante esses anos que foram cruciais para a concretização deste sonho.

Um agradecimento especial para a minha avó Maria José a minha mãe Maria Aparecida sem as quais nada disso seria possível. Essas duas mulheres nunca mediram esforços para me ajudar, para dar carinho, incentivo e acima de tudo, quero agradecer por acreditarem em mim

Aos meus tios, Givanildo e Messias pelo apoio e incentivo durante esse tempo que estive longe de casa.

A minha namorada, Andressa, pelo apoio e companheirismo nessa reta final da minha graduação e começo de uma nova fase.

Agradeço também a minha Orientadora, Prof<sup>a</sup>. D.Sc. Carina Silvani, por todo suporte para a concretização desse trabalho.

Aos meus amigos Anderson, Anne, Kelvin, Rafael, Marcos, Lisandra, Janduy, Felipe, Flávio e todos os demais que de alguma forma contribuíram para o meu crescimento.

## RESUMO

As sapatas submetidas a esforços de tração são elementos presentes em diversos tipos de edificações, porém essa área da engenharia de fundações foi pouco explorada, logo é justificável a abordagem do tema. As metodologias usuais para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais a tração são: Método do tronco de cone, Método do Cilindro de atrito, Método de Balla, Método de Meyerhof e Adams. Neste trabalho é feita uma análise comparativa dos resultados da capacidade de carga obtida através destes métodos, para fundações assentadas a 30,45 e 60 cm de profundidade e com diâmetros de 30 e 45 cm, com os valores das provas de cargas realizadas por Ruver (2011). Conclui-se que, para fundações nas condições do solo pesquisadas, o método que se aproximou mais do resultado das provas de carga foi o de Meyerhor e Adams. O método que apresentou resultados mais distantes do valor de capacidade de carga real foi o método de tronco de cone para a situação em que o  $\alpha$  é igual ao observado nas provas de carga.

**Palavras-chave:** Fundações; Sapatas; Capacidade de Carga a Tração.

## ABSTRACT

The shallow foundation submitted to tensile stresses are elements present in several types of buildings, this area of foundations engineering was little explored, so it is justifiable to approach the theme. The usual methodologies for calculating the load capacity of surface tensile foundations are: The soil Cone Method, Friction Cylinder Method, Balla Method, Method of Meyerhof and Adams. In this work a comparative analysis of the results of the load capacity obtained through these methods is made for foundations seated at 30,45 and 60 cm depth and with diameters of 30 and 45 cm, with the values of the tests of actual loads tested by Ruver (2011). It is concluded, that for these foundations in the studied soil conditions the method that was most efficient was that of Meyerhor and Adams. The method that presented results farthest from the actual load capacity value was the cone trunk method for the situation where  $\alpha$  is equal to that observed in the load tests.

**Keywords:** Foundations. Shallow foundation. Traction load capacity.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Exemplo de fundações profundas: (a) Estaca, (b) Tubulão, (c) Caixaão. ....	15
Figura 2: Exemplo de fundações superficiais: Sapata isolada (a), Sapata associada (b), Sapata contínua (c), Bloco (d), Radier (e).....	15
Figura 3: Configurações de torres para 1 e 2 circuitos (GONTIJO, 1994) .....	18
Figura 4:Determinação da profundidade crítica .....	20
Figura 5: Superfícies de ruptura no solo com formato (a) cilíndrico; (b) cônico; (c) circular; (d) parabólico; e (e) espiralado.....	21
Figura 6: Superfície fictícia de ruptura do Método do Cone.....	22
Figura 7: Superfície fictícia de ruptura do Método do Cilindro de atrito.....	23
Figura 8: Coeficiente de empuxo passivo teórico em fundações submetidas a tração.....	24
Figura 9: Superfície de ruptura do Método de Balla .....	25
Figura 10: Coeficientes de resistência a tração para solos coesivos e atrito. ....	26
Figura 11: Coeficiente de resistência a tração para solos sem coesão.....	27
Figura 12: Aspectos da superfície de ruptura .....	28
Figura 13: Formas de ruptura do Método de Meyerhof e Adams .....	29
Figura 14: Granulometria .....	31
Figura 15: Projeto de construção das fundações para prova de carga.....	32
Figura 16:Montagem das fundações: a) vista do laço preso com cliques; (b) vista das três placas de 30 cm de diâmetro prontas (sem soldas) com o encamisamento para cada embutimento; e (c) vista do traspasse do laço atravessado pela barra de aço.....	32
Figura 17: acabamento e escavação manual; (b) detalhe do rebaixo e mangueira ranhurada (c) assentamento das placas .....	33
Figura 18: Corte transversal de execução das fundações .....	34
Figura 19: Execução da compactação (a) Espalhando o raterro na cava; e (b) cava já compactada. ....	34
Figura 20: a) Dimensões das vigas b) Fotografia do sistema de reação implantado em campo. ....	35
Figura 21: Sistema de aplicação da carga por meio de talha.....	36
Figura 22: (a) sistema de aplicação de carga por meio do macaco hidráulico e (b) disposição do macaco e da célula de carga; e (c) união do laço do cabo de aço e as correntes.....	36
Figura 23: Equipamentos de medição- a) célula de carga b) deflectômetros .....	37

Figura 24: Resultado das provas de carga realizadas para um mesmo diâmetro ( $D = 30\text{cm}$ ), assentes em diferentes profundidades - Carga de arrancamento pelo deslocamento .....	38
Figura 25: Resultado das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ( $H/D = 1,0$ ) para diferentes diâmetros ( $D = 30\text{ cm e } 45\text{ cm}$ ) - Carga de arrancamento pelo deslocamento	38
Figura 26: Representação das prováveis superfícies de ruptura.....	39
Figura 27: Capacidade de carga a tração da fundação com $H= 45\text{ E } D=45\text{ cm}$ ( $H/D=1$ ) .....	44
Figura 28: Capacidade de carga a tração da fundação com $H= 30\text{ E } D=30\text{ cm}$ ( $H/D=1$ ) .....	45
Figura 29: Capacidade de carga a tração da fundação com $H= 45\text{ E } D=30\text{ cm}$ ( $H/D=1,5$ ) .....	46
Figura 30: Capacidade de carga a tração da fundação com $H= 60\text{ E } D=30\text{ cm}$ ( $H/D=2$ ) .....	47

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1:Fatores de capacidade de carga .....	17
Tabela 2: Cargas atuantes em torres de transmissão de energia elétrica. ....	18
Tabela 3: Primeiras análises do embutimento crítico em areias.....	19
Tabela 4: Resultado dos embutimentos críticos com base no ângulo de atrito e estado do solo .....	19
Tabela 5:Valores do coeficiente m e limite máximo do fator de forma .....	30
Tabela 6: Propriedades físicas da areia do Osório-RS .....	31
Tabela 7: Relação entre a profundidade e o diâmetro da placa em cada prova de carga .....	37
Tabela 8: Valores de cargas máximas obtidos para as diferentes provas de carga realizadas com reaterro de areia .....	39
Tabela 9: Capacidade de carga a tração pelo método do tronco de cone .....	40
Tabela 10: Resultado obtido pelo método do cilindro de atrito. ....	41
Tabela 11: Parâmetros do solo e da fundação .....	41
Tabela 12: Resultados obtidos pelo método de Balla.....	42
Tabela 13: Determinação do coeficiente m e do fator de forma .....	42
Tabela 14: Resultado obtido a partir da estimativa pelo método de Meyerhof e Adams.....	43
Tabela 15: Comparação dos resultados obtidos com o valor da prova de carga real para fundação com H= 45 E D=45 cm (H/D=1).....	45
Tabela 16: Comparação dos resultados obtidos com o valor da prova de carga real para fundação com H= 30 E D=30 cm (H/D=1).....	46
Tabela 17:Comparação dos resultados obtidos com o valor da prova de carga real para fundação com H= 45 E D=30 cm (H/D=1,5).....	47
Tabela 18: Comparação dos resultados obtidos com o valor da prova de carga real para fundação com H= 60 E D=30 cm (H/D=2).....	48

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO:.....	12
1.1 OBJETIVOS: .....	13
1.1.1 Objetivo Geral:.....	13
1.1.2 Objetivos Específicos:.....	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	14
2.1 Conceitos de Fundação .....	14
2.1.1 Fundações profundas.....	14
2.1.2 Fundações superficiais .....	15
2.2 Teorias da Capacidade de Carga de Fundações Diretas Comprimidas.....	16
2.3 Fundações Submetidas à Tração .....	17
2.4 Comportamento das Fundações Submetidas a Tração .....	19
2.4.1 Superfícies de Ruptura das Sapatas Submetidas a Tração .....	21
2.5 Métodos teóricos para determinação da carga de arrancamento .....	21
2.5.1 Método do tronco de cone.....	21
2.5.2 Método do Cilindro de Atrito:.....	23
2.6.3 Método de Balla:.....	24
2.6.4 Método de Meyerhof e Adams (1968): .....	28
3 MATERIAS E MÉTODOS:.....	31
3.1 Materiais: .....	31
3.1.1 Tipo de solo.....	31
3.1.2 Fundações utilizadas na prova de carga: .....	32
3.1.3 Escavações: .....	33
3.1.4 Execução de reaterros: .....	34
3.1.5 Montagem das provas de carga: .....	35
3.1.6 Instrumentos.....	37
3.1.7 Prova de carga: .....	37
3.2 Métodos: .....	39
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	40
4.1 Resultados.....	40
4.1.1 Método do Cone.....	40
4.1.2 Método do Cilindro de Atrito.....	41
4.1.3 Método de Balla .....	41
4.1.4 Método de Meyerhof e Adams.....	42

4.2 Discussões.....	44
4.2.1 Fundação com H= 45 e D= 45 cm.....	44
4.2.2 Fundação com H= 30 e D= 30 cm.....	45
4.2.3 Fundação com H= 45 e D= 30 cm.....	46
4.2.4 Fundação com H= 60 e D= 30 cm.....	47
5 CONCLUSÃO.....	49
5.1 Sugestões para trabalhos futuros.....	49
6 REFERÊNCIAS: .....	50

## **1 INTRODUÇÃO:**

As fundações são elementos estruturais responsáveis por transferir as cargas de uma edificação para o solo, onde devem garantir estabilidade a edificação. A escolha do tipo de fundação depende de diversos fatores, como por exemplo, da intensidade das cargas, do tipo de solo e do custo. Atualmente a literatura divide as fundações em dois grupos; as fundações rasas e profundas. O trabalho em questão se aterá ao estudo das fundações rasas.

A execução consiste basicamente em fazer uma escavação do solo, em seguida, é feito o assentamento do elemento de fundação na base da cava para o posterior reaterro. O material mais utilizado na execução das fundações superficiais é o concreto.

Os esforços que atuam nas fundações podem possuir direções e sentidos diversos, dentre esses, podemos destacar a tração e a compressão vertical. Tendo em vista que os estudos relacionados a fundações submetidas a esforços de compressão vertical são muito bem difundidos no meio acadêmico e técnico, faz-se necessário um estudo sobre o comportamento das mesmas quando submetida a esforços de tração.

Os esforços de tração estão presentes tanto em estruturas costeiras como terrestre. Podemos citar como exemplo de estruturas terrestres as linhas de transmissão de energia, torres de geração de energia eólica, torres de telecomunicações, muros de arrimo, pontes e as cortinas de estacas prancha. Como exemplo de estruturas costeiras pode citar as plataformas de exploração de petróleo. Ou seja, as fundações que estão sujeitas a esse tipo de esforço são largamente utilizadas na construção civil e devemos dar uma atenção especial para o seu estudo.

Logo, este trabalho consiste em uma análise comparativa entre os resultados obtidos em uma prova de carga a tração com os resultados de cálculo obtidos utilizando os métodos de estimativas de capacidade de carga proposta por diversos pesquisadores da área.

## 1.1 OBJETIVOS:

### 1.1.1 Objetivo Geral:

Comparar os resultados obtidos pelos métodos de previsão de capacidade de carga em sapatas submetidas a esforços de tração com os resultados das provas de cargas feitas por Ruver (2011).

### 1.1.2 Objetivos Específicos:

Para atender o objetivo geral da pesquisa, fez-se necessário a determinação de alguns objetivos específicos.

- Analisar os resultados de provas de carga em fundações diretas submetidas à tração disponíveis na literatura;
- Obter a capacidade de carga destas fundações por meio dos métodos clássicos: Tronco de Cone, Cilindro de Atrito, Balla e Meyerhof e Adams;
- Comparar os resultados obtidos pelos métodos clássicos com os resultados obtidos em provas de carga instrumentadas.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

Neste capítulo, serão abordados assuntos que servirão de direcionamento teórico para o entendimento das questões tratadas neste trabalho. Serão abordados os fundamentos que embasam as explicações acerca do comportamento das fundações superficiais submetidas a esforços de tração, bem como o seu dimensionamento.

### **2.1 Conceitos de Fundação**

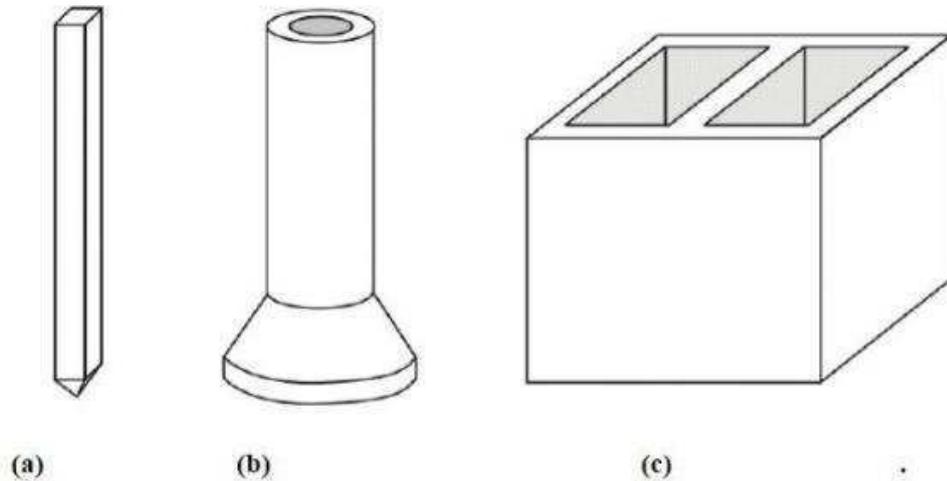
Segundo Azeredo (1997) a fundação é a estrutura responsável por distribuir as cargas providas da construção ao solo em que se encontra apoiada. Ou seja, esse elemento tem a função de distribuir as cargas permanentes, dinâmicas e acidentais para o solo. Existem diferentes tipos de fundações e a escolha deve levar em consideração as características geotécnicas do solo e os carregamentos a qual serão submetidas.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), as fundações são divididas em duas categorias: as fundações diretas ou superficiais e as fundações profundas.

#### **2.1.1 Fundações profundas**

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), as fundações profundas são aquelas em que o assentamento da base da fundação está a uma profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, ou de no mínimo 3 metros. Onde, sua carga é transmitida ao terreno por sua superfície lateral, pela sua base, ou por uma combinação destas. São exemplos de fundações profundas as estacas, tubulões e caixões. A Figura 1 apresenta o esquema dos tipos de fundações profundas.

Figura 1: Exemplo de fundações profundas: (a) Estaca, (b) Tubulão, (c) Caixaão.

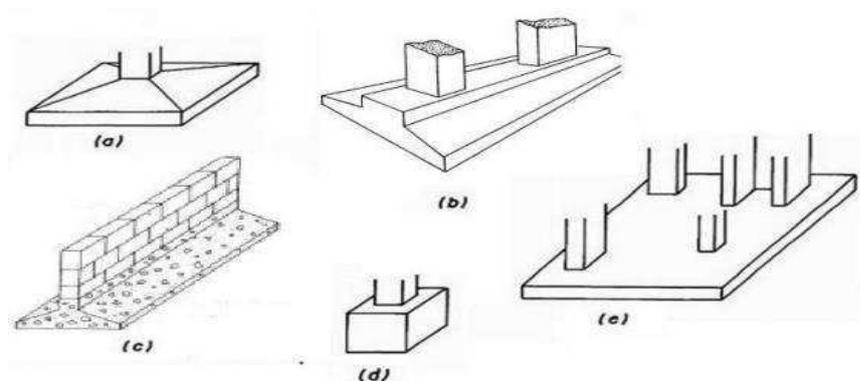


Fonte: Veloso e Lopes (1998)

### 2.1.2 Fundações superficiais

As fundações superficiais, também conhecidas como fundações rasas ou diretas, são aquelas em que a carga é transmitida diretamente ao solo, predominantemente através de tensões distribuídas sob a base do elemento estrutural de fundação. A NBR 6122 (ABNT, 2010) afirma ainda que a profundidade de assentamento de uma fundação superficial deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão, em planta, do elemento estrutural. São exemplo de fundações diretas as sapatas isoladas, associadas, corridas, blocos e radiers. A Figura 2 mostra o esquema das fundações superficiais.

Figura 2: Exemplo de fundações superficiais: Sapata isolada (a), Sapata associada (b), Sapata contínua (c), Bloco (d), Radier (e)



Fonte: Veloso e Lopes (1998)

## 2.2 Teorias da Capacidade de Carga de Fundações Diretas Comprimidas

Para obter as estimativas de capacidade de carga Terzaghi considerou algumas hipóteses básicas. A primeira delas é a consideração de uma sapata corrida, simplificação que permitiu o trabalho em duas dimensões. A segunda hipótese levantada por ele é que a profundidade da escavação da sapata seria inferior a largura da sapata, fator que permite que resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da sapata seja desprezada. A terceira consideração feita por Terzaghi foi a que propunha que o maciço de solo sob a base da sapata é rígido, o que caracterizaria uma ruptura geral.

Segundo Terzaghi e Peck (1967) consideravam-se casos particulares, às vezes hipotéticos, para depois serem generalizados, por meio de superposição de efeitos. Os três casos são:

- Solo sem peso e sapata à superfície;
- Solo não coesivo e sem peso;
- Solo não coesivo e sapata à superfície.

A solução aproximada para a capacidade de carga proposta por Terzaghi leva em consideração a coesão, sobrecarga e peso específico. Conforme é mostrado na equação a seguir.

$$\sigma_R = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{\gamma}{2} \cdot N_\gamma \cdot B \quad (1)$$

Onde:

$\sigma_R$  = Tensão de ruptura

$c$  = coesão do solo

$q$  = sobrecarga

$\gamma$  = peso específico efetivo do solo ( $\gamma_{sub}$  se o solo estiver submerso)

$B$  = menor dimensão da sapata

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito.

Tabela 1:Fatores de capacidade de carga

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0,00	29	27,86	16,44	19,34
5	6,49	1,57	0,45	30	30,14	18,40	22,40
10	8,35	2,47	1,22	31	32,67	20,63	25,99
15	10,98	3,94	2,65	32	35,49	23,18	30,22
16	11,63	4,34	3,06	34	42,16	2,44	41,06
17	12,34	4,77	3,53	35	46,12	33,30	48,03
18	13,10	5,26	4,07	36	50,59	37,75	56,31
19	13,93	5,80	4,68	37	55,63	42,92	66,19
20	14,83	6,40	5,39	38	61,35	38,93	78,03
21	15,82	7,07	6,20	39	67,87	55,96	92,25
22	16,88	7,82	7,13	40	75,31	64,20	109,41
23	18,05	8,66	8,20	41	83,86	73,90	130,22
24	19,,32	9,60	9,44	42	93,71	85,38	155,55
25	20,72	10,66	10,88	43	105,11	99,02	186,54
26	22,25	11,85	12,54	44	118,37	115,31	224,64
27	23,94	13,20	14,47	45	133,88	134,88	271,76
28	25,80	14,72	16,72				

Fonte: Terzaghi e Peck (1967)

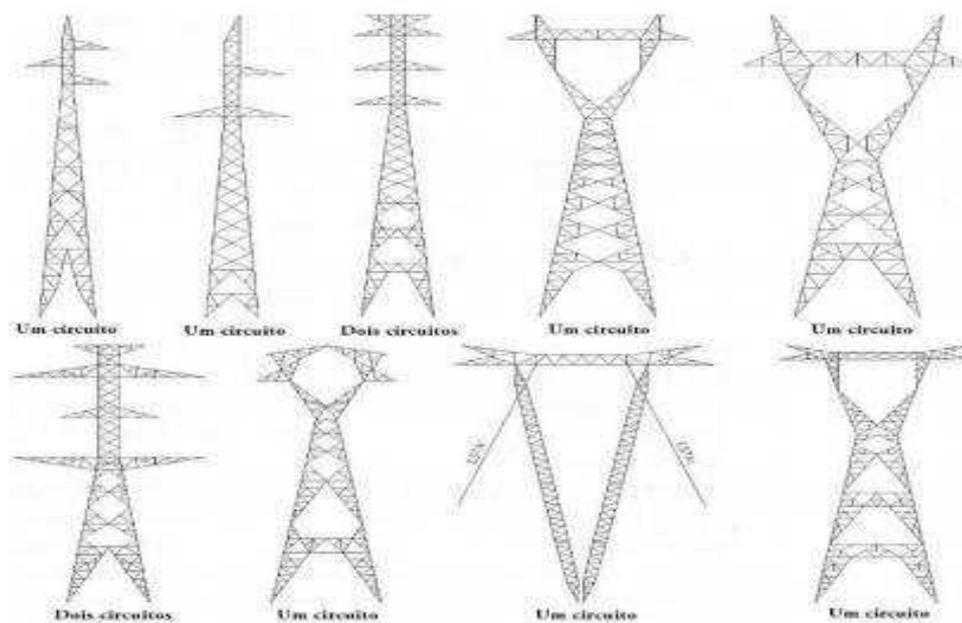
### 2.3 Fundações Submetidas à Tração

Para Rowe e Davis (1982a, 1982b), as fundações tracionadas são largamente utilizadas nas torres de transmissão de energia elétrica, cortinas de estacas prancha, muros de arrimo, pontes, estruturas de telhado e dutos de água, gás ou petróleo e, as vezes, podem ser utilizadas também nas construções temporárias como tendas e barracas.

Segundo Andreadis *et al.* (1981), as fundações submetidas à tração podem ser compostas por placas, bulbos ou sapatas enterradas que são conectadas à elementos de reação, como cabos e hastes. As fundações metálicas são muito utilizadas e dispõem de uma variedade de formatos, como placas, discos, brocas ou cones que suportam cargas entre 10 e 20 toneladas (98,1 kN a 196,2 kN), estas por sua vez foram muito utilizadas como fundações das torres nas

linhas de transmissão de energia elétrica das companhias norte americanas, até meados dos anos 1970, devido aos custos e à facilidade de instalação (Kovacs *et al.*, 1975). As torres são estruturas que devem garantir a sustentação dos cabos condutores e para-raios. Na maioria das vezes, possuem formas padronizadas compostas por estruturas treliçada de aço, como pode ser observado na Figura 3. Os ventos que atuam nos cabos geram esforços de tração e compressão que são frutos da decomposição vetorial das forças que atuam nos cabos de energia. A Tabela 2 mostra a magnitude das cargas que atuam nas torres de transmissão de energia.

Figura 3: Configurações de torres para 1 e 2 circuitos (GONTIJO, 1994)



Fonte: Contijo (1994)

Tabela 2: Cargas atuantes em torres de transmissão de energia elétrica.

TIPOS DE CARGA	TORRES DE SUSTENTENÇÃO	TORRES DE ANCORAGEM
	(kN)	(kN)
Compressão	150-800	300-1.800
Arrancamento	100-600	200-1600
Horizontais	10-100	50-300

Fonte: Palandino (1985 *apud* Dias, 1987)

Bouazza e Finlay (1990) citam que as placas e as sapatas são as mais utilizadas nas construções que necessitam de estruturas que combatam os esforços de tração, elas se destacam por serem econômicas e resistentes. Os autores evidenciam também a utilização nas estruturas marinhas - exemplo: cabos de ancoragem de plataformas e dutos submersos.

## 2.4 Comportamento das Fundações Submetidas a Tração

Segundo Meyerhof e Adams (1968) as fundações rasas e profundas que estão submetidas a esforços de tração devem ser tratadas de forma diferente, pois no interior da massa do solo existirão mudanças de comportamento que serão compatíveis com o tipo de fundação. Para as fundações rasas, temos a superfície de ruptura atingindo a superfície do solo. Já para as fundações profundas, a ruptura ocorre localmente, junto à fundação, ou seja, independentemente do tipo de solo a ruptura não chega a atingir a superfície do terreno (Vésic, 1971 *apud* Tagaya *et al.*, 1988).

Segundo Tagaya *et al.*, (1988) a profundidade crítica ( $H_{cr}$ ) é o fator limitante para definir se a fundação é rasa ou profunda. Kovacs *et al.*, (1975) cita que a profundidade crítica ( $H_{cr}$ ) pode ser expressa em termos de diâmetro da fundação. Essa associação ( $H_{cr}/D$ ) pode ser denominada de embutimento crítico.

Sabe-se que não existe um consenso por parte dos estudiosos sobre o valor do embutimento crítico nas areias. Os valores variam de autor para autor e podemos comparar isso analisando a Tabela 3:

Tabela 3: Primeiras análises do embutimento crítico em areias

<b>Autores</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b><math>H_{cr}/D</math></b>
Banker e Konder	Areia	6
Turner	Areia	6
Kananyan	Areia	3

Fonte: Ruver (2011, adaptada pelo o autor)

Os experimentos que sucederam os trabalhos dos autores citados na tabela anterior levavam em consideração uma classificação mais precisa do tipo de solo e o ângulo de atrito. Os resultados de algum desses experimentos estão evidenciados na Tabela 4.

Tabela 4: Resultado dos embutimentos críticos com base no ângulo de atrito e estado do solo

<b>Autores</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b><math>H_{cr}/D</math></b>	<b>Ângulo de atrito (<math>\varphi</math>)</b>
Meyerhof e Adams	Areia fofa	4,7	33,5 <sup>0</sup>
Meyerhof e Adams	Areia média	6,2	38,5 <sup>0</sup>
Meyerhof e Adams	Areia densa	8,2	43 <sup>0</sup>
Surtherland	Areia fofa	4,5	33,5 <sup>0</sup>
Surtherland	Areia média	9,5	38 <sup>0</sup>
Surtherland	Areia densa	10,5	43 <sup>0</sup>

Fonte: Ruver (2011, adaptada pelo o autor)

A partir dos ensaios de laboratório realizados por Das (1978 e 1980, *apud* KRISHNA, 2000) em argilas saturadas, foram desenvolvidas equações que possibilitam o cálculo do embutimento crítico ( $H_{cr}/D$ ). A Equação 2 é utilizada para fundações quadradas ou circulares e a 3 é utilizado em casos onde a fundação é retangular.

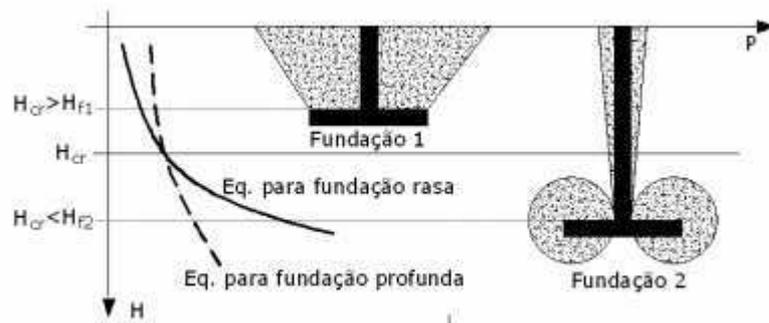
$$\frac{H_{cr}}{D} = 0,107 \cdot su + 2,5 \leq 7,0 \quad (2)$$

$$\frac{H_{cr}}{D} = (0,107 \cdot su + 2,5) \cdot [0,73 + 0,27 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)] \quad (3)$$

Para fundações rasas, a capacidade de carga à tração aumenta com o quadrado do diâmetro ( $D^2$ ) e com o aumento do embutimento crítico ( $H/D$ ). Com o aumento da profundidade a ruptura se torna mais localizada tendendo a tensão de ruptura a ser linear em relação ao embutimento. (RUVÉR, 2011).

Segundo Tagayaet al. (1988 *apud* RUVÉR, 2011) o ponto de partida para a distinção entre o que se comporta como fundação rasa ou profunda deve partir da observação da profundidade crítica ( $H_{cr}$ ). Igualando as equações de Meyerhof (1973), para fundações rasas, com a equação de Vésic (1972), para fundações profundas, temos uma função quadrática em função da profundidade ( $H$ ) que quando resolvida dá origem a dois resultados distintos, sendo o maior deles a profundidade crítica ( $H_{cr}$ ). A partir desse valor, é possível calcular a capacidade de carga ou a deformação para as fundações. Logo, pode-se observar que o embutimento crítico depende de diversos fatores, entre eles do tipo do solo e o estado em que ele se encontra. Sendo assim o comportamento das fundações submetidas esforços de tração não segue um padrão bem definido. A Figura 4 mostra o comportamento das curvas para as fundações rasas e profundas.

Figura 4: Determinação da profundidade crítica

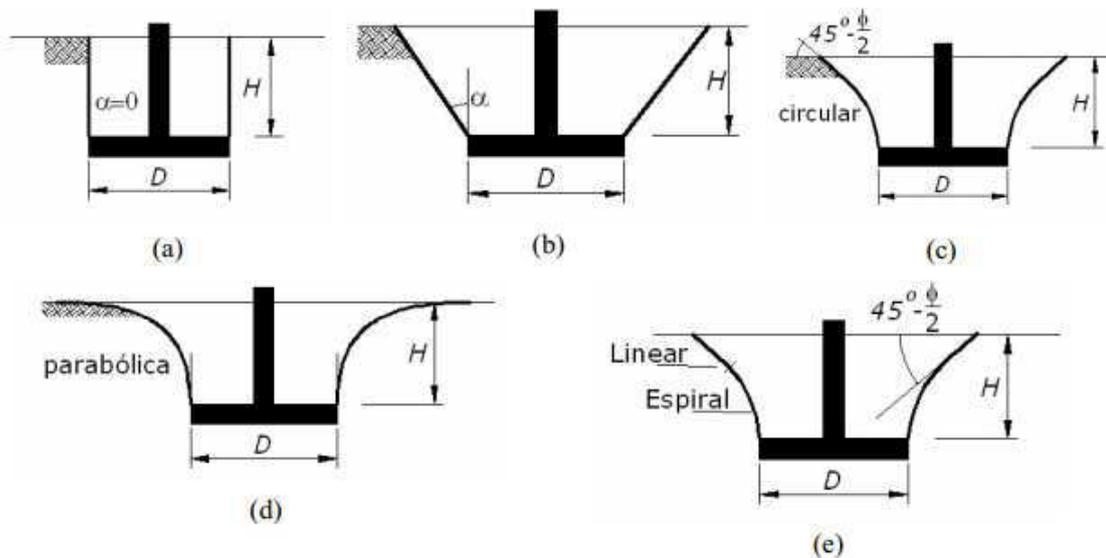


Fonte: Adaptado de Martin (1973, *apud* Ruver, 2011)

### 2.4.1 Superfícies de Ruptura das Sapatas Submetidas a Tração

Os autores ao longo dos anos propuseram formatos para as superfícies de ruptura, tanto para fundações rasas quanto para fundações profundas, no objetivo de definir quais seriam as mais representativas. A Figura 5 a seguir demonstra alguns desses formatos.

Figura 5: Superfícies de ruptura no solo com formato (a) cilíndrico; (b) cônico; (c) circular; (d) parabólico; e (e) espiralado.



Fonte: Kovacs *et al.* (1975 adaptado por Ruver, 2011)

### 2.5 Métodos teóricos para determinação da carga de arrancamento

Muitos são os métodos utilizados para prever a capacidade de carga a tração nas fundações, porém neste trabalho serão abordados apenas os mais utilizados pela comunidade técnica. São eles: Método do tronco de cone, método do cilindro de atrito, método de Balla e o método de Meyerhof e Adams.

#### 2.5.1 Método do tronco de cone

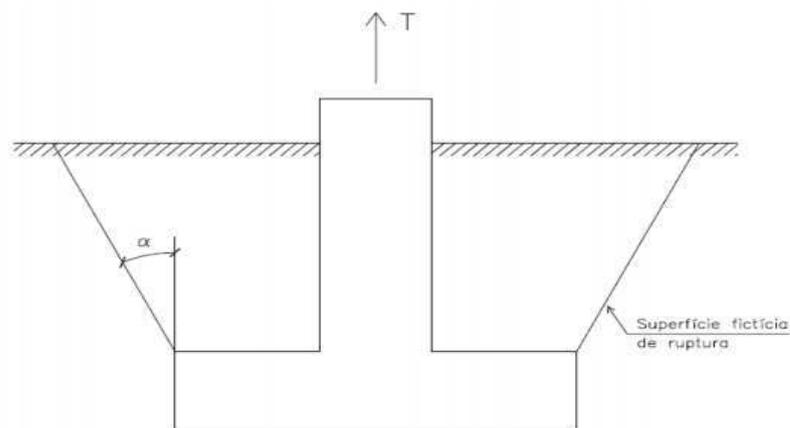
O Método do Tronco de Cone (ou pirâmide) que na literatura internacional é chamado de “The soil Cone Method” é um dos métodos mais antigos para estimar a capacidade de carga para fundações submetidas a esforços de tração. Segundo Santos (1985 *apud* Jung, 2009) o método estima a capacidade ao arrancamento da fundação utilizando como base a soma de duas parcelas, sendo elas o peso próprio acrescida do peso de solo contido num tronco de cone (ou pirâmide, depende da forma da fundação), que terá a base menor sendo correspondente a base da fundação e a geratriz formando um determinado ângulo  $\alpha$  com a vertical e cuja base maior corresponderá a interseção da superfície lateral com o nível do terreno.

Segundo Danziger (1983) o método não leva em consideração a resistência ao cisalhamento do solo, sendo toda a capacidade de carga atribuída, apenas a parcela de pesos, o que pode resultar em valores não tão fidedignos de capacidade de carga. Adams e Hayes (1967) citam que o método pode fornecer resultados tanto conservativos como contrários à segurança dependendo do ângulo  $\alpha$  utilizado.

Alguns autores como Baker e Kondner (1965) consideravam no passado que o ângulo  $\alpha$  seria o próprio ângulo de atrito interno do solo. Já para Danzinger (1983)  $\alpha$  só será igual ao ângulo de atrito em situações de mera coincidência.

Segundo Santos (1985) a capacidade de carga depende de muitos fatores. No método do cone o fator que tem maior interferência no resultado da estimativa da capacidade de carga é o valor do ângulo  $\alpha$ , que em alguns trabalhos é chamado de ângulo de arrancamento. Há uma complexidade grande na determinação dos valores de  $\alpha$  pela dificuldade de se fazer inúmeras correlações com os parâmetros geotécnicos e geométricos das fundações. Segundo Santos (1987), o ângulo  $\alpha$  pode ser obtido a partir dos resultados de provas de cargas, para cada caso específico, na maioria das vezes realizada em escala natural. Porém, quando é inviável a realização da prova de carga, pode-se fazer a estima da capacidade de carga admitindo que  $\alpha = \phi$ . A superfície de ruptura fictícia de ruptura pode ser observada na Figura 6.

Figura 6: Superfície fictícia de ruptura do Método do Cone

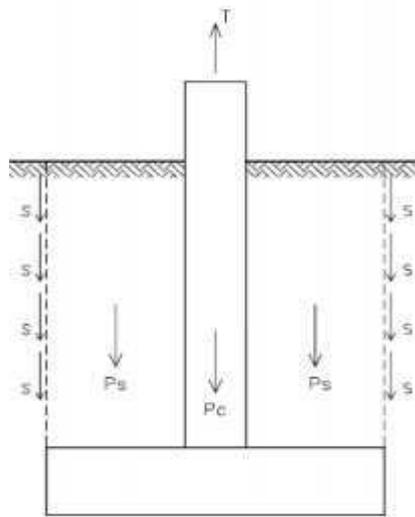


Fonte: Garcia (2005)

### 2.5.2 Método do Cilindro de Atrito:

Este método considera que a ruptura ocorra ao longo de um cilindro (ou prisma, dependendo da forma da fundação). Para estimar a capacidade de carga utilizando esse método, soma-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). Segundo Danziger (1983) a principal limitação deste método decorre, fundamentalmente, de ter sido desenvolvido com base numa superfície de ruptura admitida, e não observada. A Figura 7 a seguir esquematiza a superfície de ruptura, cuja base coincide com a base da fundação.

Figura 7: Superfície fictícia de ruptura do Método do Cilindro de atrito



Fonte: Danziger (1983 *apud* Garcia, 2005)

Segundo Danziger (1983) a parcela que corresponde a resistência proveniente da aderência ao longo da superfície de ruptura pode ser calculada pela equação a seguir:

$$q = \gamma H^2 K_{pv} \quad (4)$$

Onde:

$q$  = resistência proveniente da aderência com a superfície de ruptura.

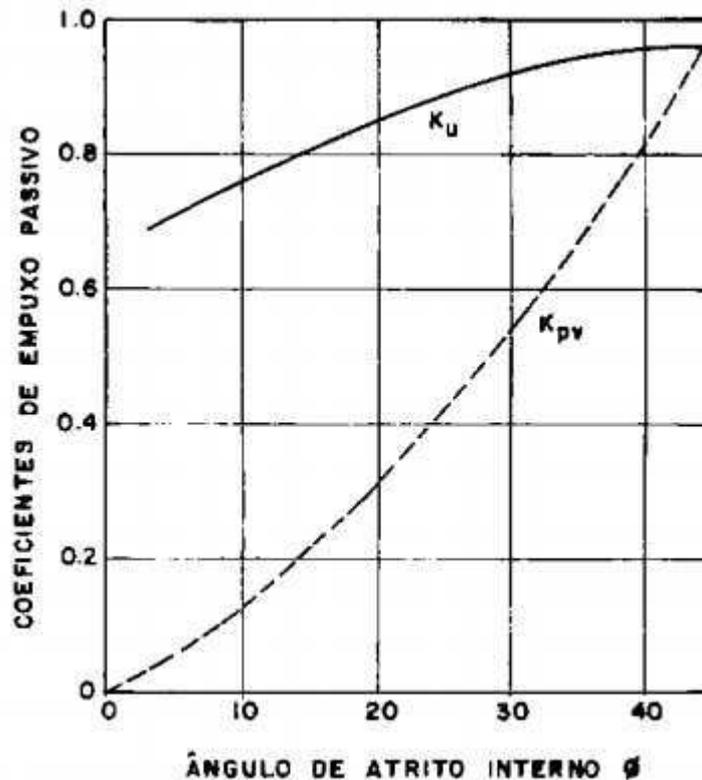
$\gamma$  = Peso específico do solo

$H$  = Profundidade de assentamento da fundação

$K_{pv}$  =  $K_{pu} \text{Tg} \delta$ , onde  $K_{pu}$  é o coeficiente de empuxo passivo

O gráfico da Figura 8 mostra o coeficiente de empuxo passivo teórico de fundações corridas a tração.

Figura 8: Coeficiente de empuxo passivo teórico em fundações submetidas a tração.



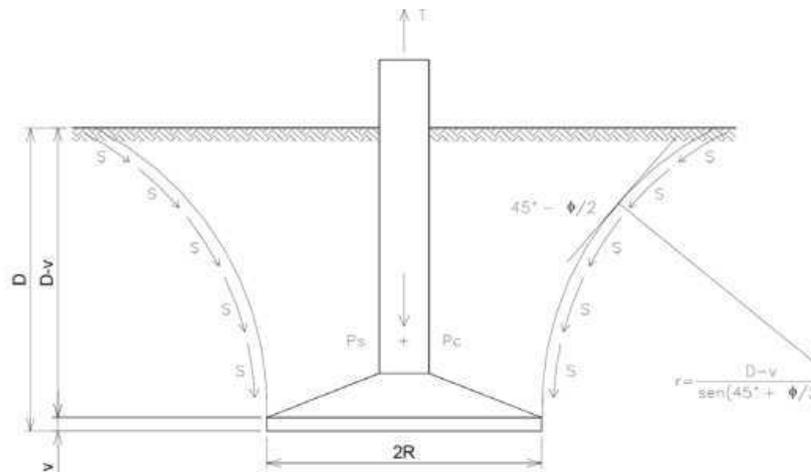
Fonte: Meyerhof e Adams (1968)

### 2.6.3 Método de Balla:

Segundo Santos (1985), Balla é um dos pesquisadores pioneiros no estudo de fundações submetidas a esforços de tração. Seus estudos foram baseados em ensaios de modelo reduzido em areias, basicamente, secas. A partir dos resultados desses ensaios, Balla pôde observar diversos fatores que influenciavam na capacidade de cargas e analisar a forma da superfície de ruptura. A Figura 9 apresenta o modelo de superfície de ruptura proposto por ele.

Para esse método, a capacidade de carga a tração é calculada como sendo uma soma do peso próprio da fundação, do peso do volume de solo que está contido na superfície de ruptura e das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo dessa superfície de ruptura.

Figura 9: Superfície de ruptura do Método de Balla



Fonte: Balla (1961 *apud* Garcia, 2005)

Segundo Balla, (1961 *apud* Jung, 2009) 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 desenvolver até a superfície do terreno, onde forma um ângulo de  $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$  com a horizontal.

Após a análise Balla (1961) chegou à conclusão de que a capacidade de carga está diretamente ligada a profundidade  $(D - v)$ , aos parâmetros de resistência do solo  $c$  e  $\phi$ , e do peso específico  $\gamma$ . A capacidade de carga depende também do “coeficiente padrão”  $\lambda$ , sendo;

$$\lambda = \frac{D - v}{B} \quad (5)$$

Onde:

$D$  = É a profundidade de assentamento;

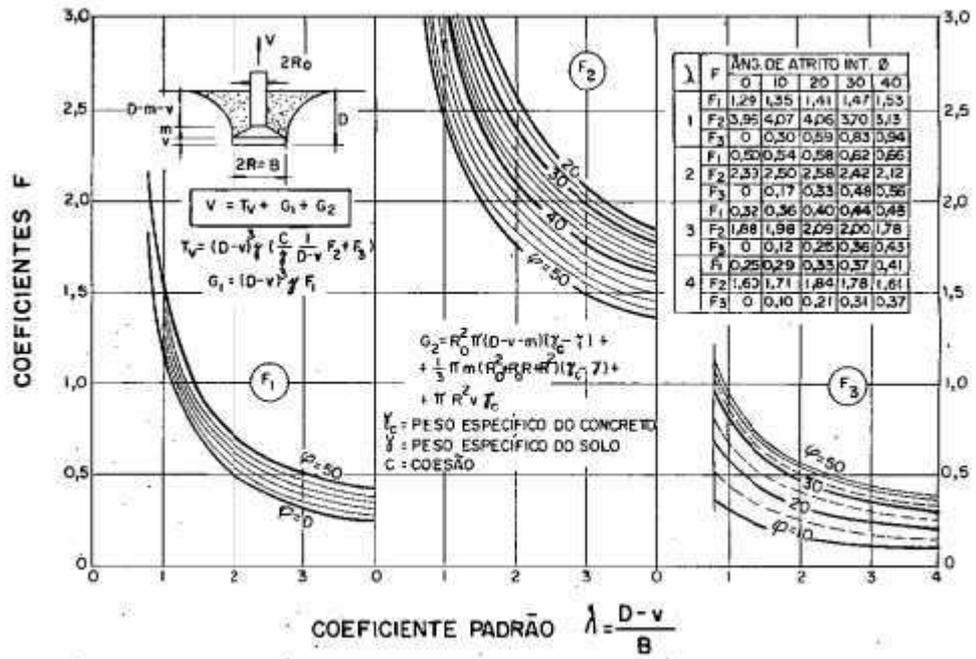
$v$  = Altura da base;

$B$  = Largura da base.

O autor ainda dispôs os fatores em ábacos para facilitar a análise da capacidade de carga. Os fatores que aparecem nas expressões são:  $Tv$ ,  $G1$  e  $G2$  que dependem diretamente de  $\lambda$  e  $\phi$ .

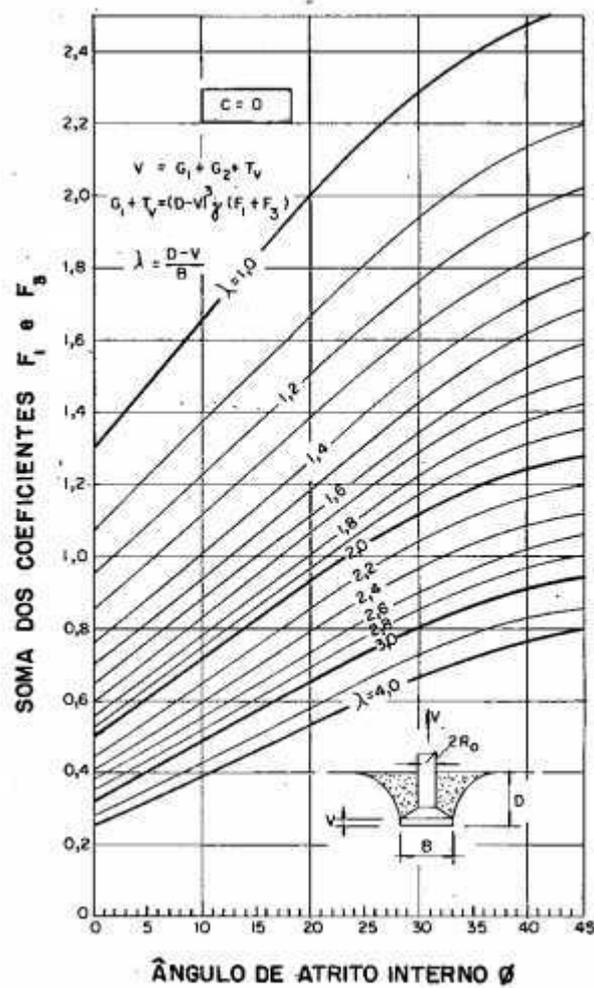
Segundo SANTOS (1985) para solos não coesivos o cálculo torna-se mais simples. O único fator que aparece é constituído pela soma dos fatores  $F1$  e  $F3$ . A Figura 10 mostra como Balla (1961) relacionou os coeficientes de resistência a tração. Já na Figura 11 temos os coeficientes para os solos não coesivos.

Figura 10: Coeficientes de resistência a tração para solos coesivos e atrito.



Fonte: Balla (1961 *apud* Santos, 1985)

Figura 11: Coeficiente de resistência a tração para solos sem coesão.



Fonte: Balla (1961 *apud* Santos,1985)

A expressão da capacidade de carga é dada pela Equação 6.

$$V = Tv + G1 + G2 \quad (6)$$

Onde:

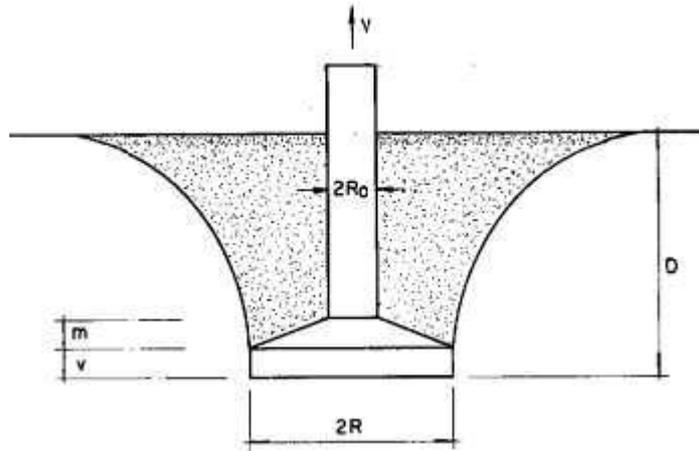
$Tv$  = Parcela correspondente à resistência ao cisalhamento;

$G1$  = Parcela do peso;

$G2$  = Parcela do peso.

O processo de cálculo proposto por Balla (1961) está diretamente ligado as características geométricas das fundação e geotécnicas do solo, como pode ser observado na Figura 12.

Figura 12: Aspectos da superfície de ruptura



Fonte: Balla (1961)

Onde:

$m$  = Altura da sapata

$v$  = Altura da base da sapata

$V$  = Capacidade de carga

A equação 6 é utilizada para obter a capacidade de carga é dada por  $V = Tv + G1 + G2$

Onde:

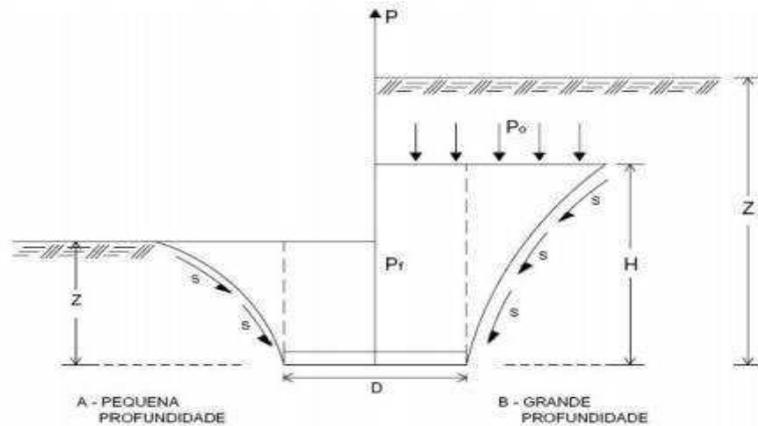
$$Tv + G1 = (D - v)^3 \gamma (F1 + F3) \quad (7)$$

$$G2 = Ro^2 \pi (D - v - m) (\gamma_{\text{aço}} - \gamma) + \frac{1}{3} \pi m (Ro^2 + RoR + R^2) (\gamma_{\text{aço}} - \gamma) + \pi R^2 v \gamma_{\text{aço}} \quad (8)$$

#### 2.6.4 Método de Meyerhof e Adams (1968):

O método foi desenvolvido com base nos resultados dos ensaios em modelos reduzidos, constituídos por discos metálicos de diâmetro variando de 2,5 a 10 centímetros. Porém, segundo Meyerhof e Adams (1968), devido à complexidade das formas das superfícies de ruptura foi necessário que algumas simplificações fossem feitas no diz respeito às reais superfícies de ruptura. A Figura 13 mostra a forma de ruptura do Método de Meyerhof e Adams (1968).

Figura 13: Formas de ruptura do Método de Meyerhof e Adams



Fonte: Meyerhof e Adams (1968)

Segundo Jung (2009) a carga de ruptura é atingida quando uma massa de solo em forma de tronco de pirâmide é levantada e a superfície de ruptura atinge o nível do terreno, para fundações de pequenas profundidades. Nas fundações profundas a superfície de ruptura não ocorre no nível do terreno e isso se deve a compressibilidade e as deformações das massas de solo acima da base da fundação como cita Jung (2009). A sobrepressão que atua no comprimento vertical H, pode ser calculada conforme a Equação 9.

$$P_o = \gamma (Z - H) \quad (9)$$

Onde:

$\gamma$  =Peso específico do solo;

Z = Profundidade;

H =Comprimento vertical da superfície de ruptura acima da base da fundação;

Através da Equação 10, a carga de ruptura para pequenas profundidades ( $Z < D$ ), pode ser calculada por;

$$P_u = \pi c D Z + 0,5 (S \pi \gamma D Z^3 K v T g \phi) + P_f + P_s \quad (10)$$

Por intermédio da Equação 11, a carga de ruptura para grandes profundidades ( $Z > H$ ) pode ser por;

$$P_u = \pi c D H + 0,5 [S \pi \gamma D (2z - H) K v T g \phi] + P_f + P_s \quad (11)$$

Onde:

$\gamma$ = Peso específico do solo;

$m$ = Coeficiente que depende de  $\phi$ ;

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

$K_v$ = Coeficiente nominal de empuxo de terra à tração (aproximadamente 0,9 a 0,95 para  $\phi$  entre 25° e 40°);

$H$ = 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, levantada na ruptura.

Um dos parâmetros importantes para o cálculo é descobrir o fator de forma para cada situação. O cálculo é feito por intermédio do coeficiente  $m$ , para obter esses valores utilizou-se a Tabela 5, a seguir:

Tabela 5: Valores do coeficiente  $m$  e limite máximo do fator de forma

Ângulo de atrito interno ( $\Phi$ )	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
Coeficiente $m$	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
Valores máximos de $s$	1,12	1,3	1,6	2,25	3,45	5,5	7,6

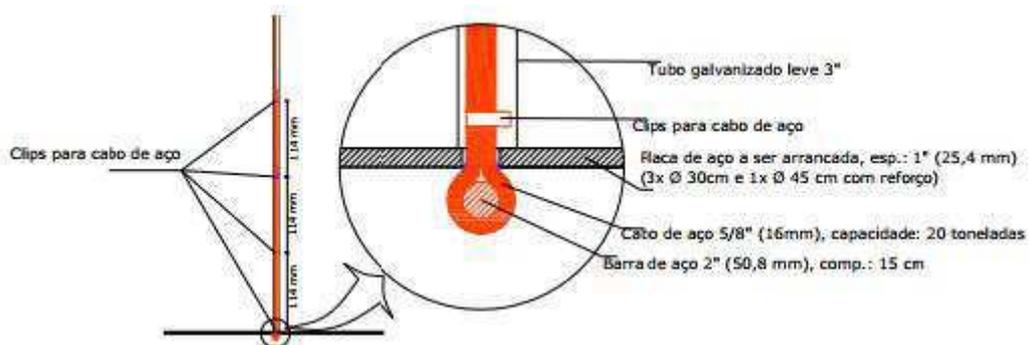
Fonte: Meyerhof e Adams (1968 *apud* Danziger, 1983)



### 3.1.2 Fundações utilizadas na prova de carga:

Ruver (2011) utilizou placas confeccionadas em aço SAE 1020<sup>1</sup> com diâmetros de 30 e 45 cm por 25,4 mm de espessura, para realizar os ensaios. Todas as placas possuíam um orifício ao centro de 5 cm para a passagem do cabo de aço, sendo os laços que traspassaram pelo fundo da placa foram atravessados por uma barra de aço de 15 cm de comprimento e 50,8 mm de diâmetro. Os cabos foram encamisados com tubos de aço galvanizado do tipo leve de 75 mm, para que os estes ficassem livres no interior do reaterro. A Figura 15 demonstra o esquema da montagem de montagem das fundações e a Figura 16 apresenta as fundações já confeccionadas.

Figura 15: Projeto de construção das fundações para prova de carga



Fonte: Ruver(2011)

Figura 16: Montagem das fundações: a) vista do laço preso com clips; b) vista das três placas de 30 cm de diâmetro prontas (sem soldas) com o encamisamento para cada embutimento; e c) vista do traspasse do laço atravessado pela barra de aço



a)

b)

c)

Fonte: Ruver (2011)

### 3.1.3 Escavações:

A escavação do terreno foi, majoritariamente, mecânica, porém os acabamentos eram dados manualmente (munindo-se de pá, enxada, cravador etc.) Ruver (2011) optou por deixar o fundo da vala com um rebaixamento de 7,0 cm de comprimento e com um diâmetro de 1,1 vezes o diâmetro da placa com uma vala na lateral. Depois disso, a fundação foi assentada em nível com sua parte superior convergindo com o fundo da cava. Figura 17 apresenta o processo de execução dos serviços antes da execução dos reaterros e a Figura 18 mostra a dimensão genérica das cavas em relação ao diâmetro da placa e sua posição.

Figura 17: acabamento e escavação manual; (b) detalhe do rebaixo e mangueira ranhurada (c) assentamento das placas



a)

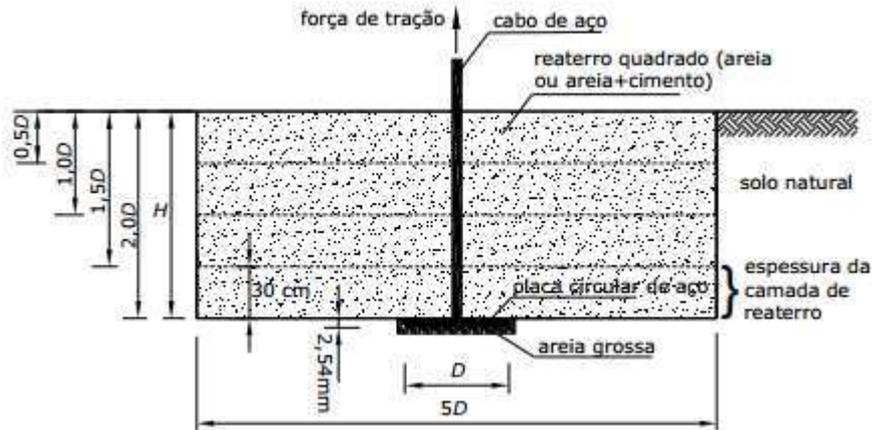
b)



c)

Fonte: Ruver (2011)

Figura 18: Corte transversal de execução das fundações



Fonte: Ruver (2011)

#### 3.1.4 Execução de reaterros:

Ruver (2011) executou 14 provas de cargas, sendo, 4 foram reaterradas com areia, e nas restantes o reaterro foi executado com areia cimento. Estas últimas não serão levadas em consideração, pois desvia do objetivo deste trabalho. Os equipamentos utilizados por ele foram balanças, computador, calculadora etc. As ferramentas utilizadas foram pás, baldes, enxadas, soquetes e etc. A Figura 19 apresenta algumas etapas do reaterro.

Figura 19: Execução da compactação (a) Espalhando o reaterro na cava; e (b) cava já compactada.



a)

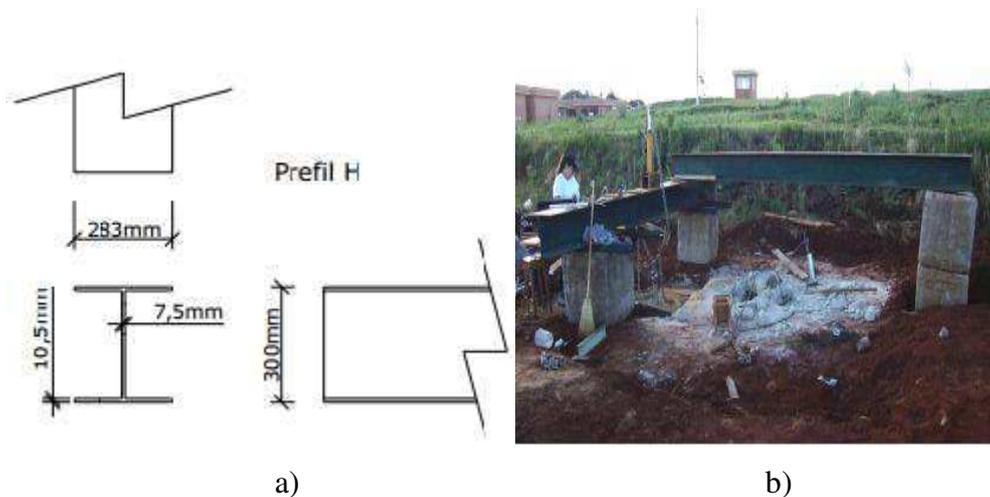
b)

Fonte: Ruver (2011)

### 3.1.5 Montagem das provas de carga:

O modelo de transmissão de carga proposto por Ruver (2011) no seu trabalho, para a execução da prova de carga, foi dimensionado com um coeficiente de majoração de 2. O aparato necessário para a realização do ensaio pode ser exemplificado em cinco partes: fundação, sistema de aplicação de carga, sistema de reação, sistema de transmissão de carga e instrumentação. O sistema de reação contava com blocos de concreto de 0,75 x 0,75 x 0,75 cm que ficavam apoiados no solo para receber as vigas de reação. As vigas de perfil H foram dispostas em duas, uma viga na superior e uma na inferior. A Figura 20 apresenta o sistema de reação utilizado no trabalho de Ruver (2011).

Figura 20: a) Dimensões das vigas b) Fotografia do sistema de reação implantado em campo.



Fonte: Ruver (2011)

No seu trabalho, Ruver (2011) munuiu-se tanto de talha manual quanto do macaco hidráulico para fazer a aplicação da carga. A escolha de um dos sistemas de aplicação de carga é feita com base na estimativa do valor da capacidade de carga da fundação em análise. As Figura 21 e 22 demonstram o funcionamento desses dois mecanismos.

Figura 21: Sistema de aplicação da carga por meio de talha



Fonte: Ruver (2011)

Figura 22: (a) sistema de aplicação de carga por meio do macaco hidráulico e (b) disposição do macaco e da célula de carga; e (c) união do laço do cabo de aço e as correntes



a)

b)

c)

Fonte: Ruver (2011)

### 3.1.6 Instrumentos

No ensaio de prova de carga é importante medir, além da carga, os deslocamentos. Para aferir essas grandezas Ruver (2011) utilizou deflectômetros digitais e analógicos para medir deslocamentos e uma célula de carga para aferir os carregamentos. A Figura 23 apresenta alguns desses instrumentos.

Figura 23: Equipamentos de medição- a) célula de carga b) deflectômetros



a)

b)

Fonte: Ruver (2011)

### 3.1.7 Prova de carga:

Como foi visto, Ruver (2011) realizou 4 provas de cargas, com areia sem adição de cimento, em placas de 30 e 45 cm. As análises foram feitas a partir de 3 profundidades de assentamento para a placa de 30 cm e uma profundidade apenas para a placa de 45 cm. A Tabela 7 a seguir mostra as condições de cada uma das provas de carga.

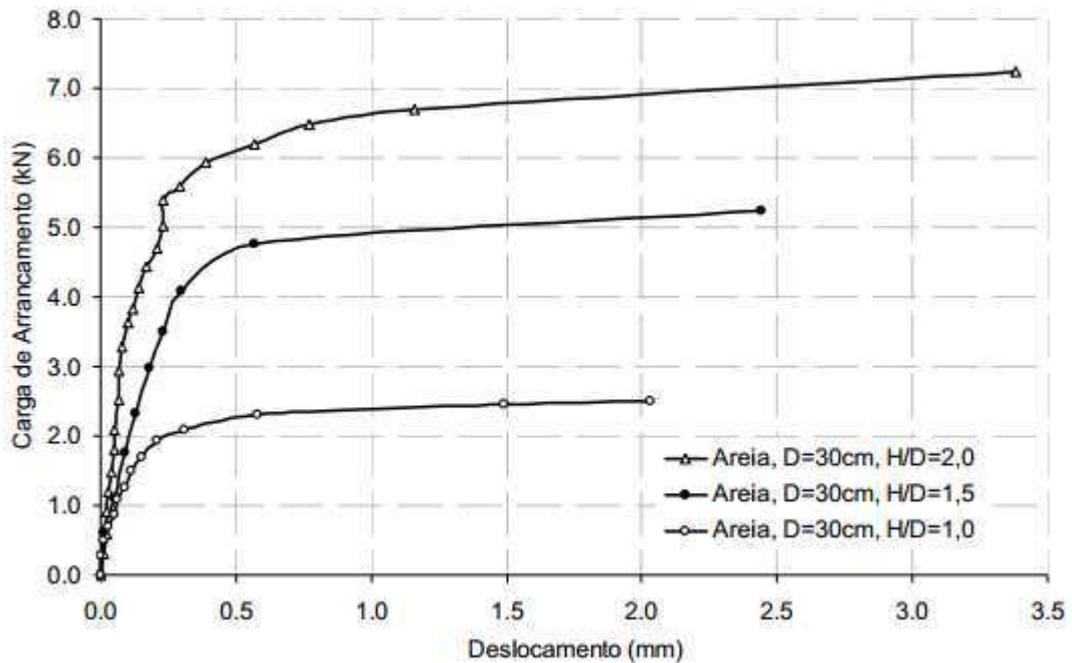
Tabela 7: Relação entre a profundidade e o diâmetro da placa em cada prova de carga

<b>H (cm)</b>	<b>D (cm)</b>	<b>H/D</b>
45	45	1
30	30	1
45	30	1,5
60	30	2

Fonte: Ruver (2011)

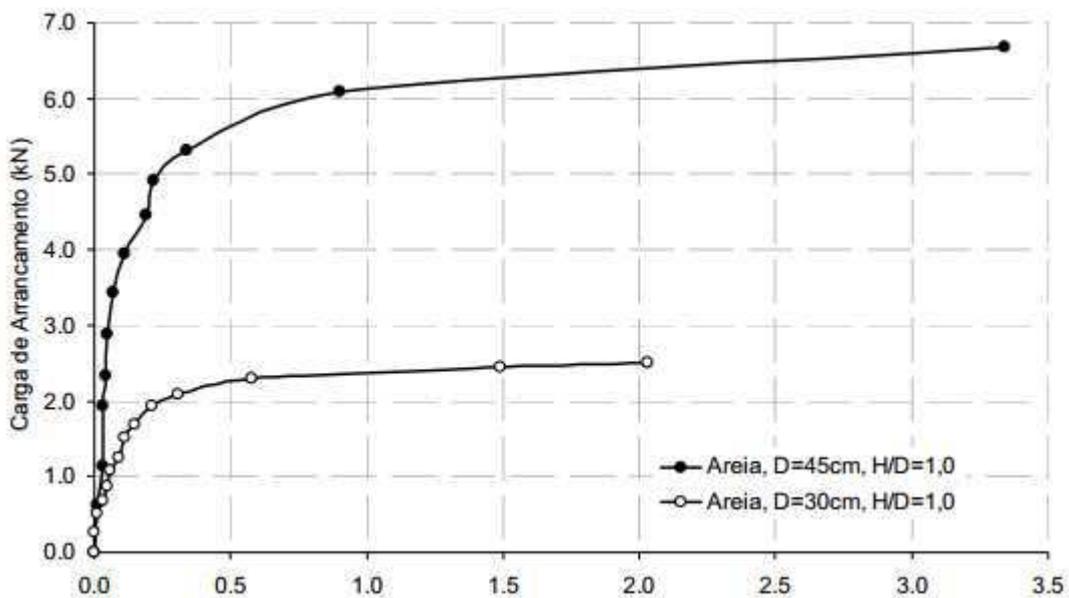
A Figura 24 apresenta os resultados da placa com diâmetro de 30 cm assente em diferentes profundidades e a Figura 25 apresenta os resultados para as placas com diâmetros de 30 cm e de 45 cm, assentes a uma profundidade de 45 cm ( $H/D = 1,0$ ).

Figura 24: Resultado das provas de carga realizadas para um mesmo diâmetro ( $D = 30\text{cm}$ ), assentes em diferentes profundidades - Carga de arrancamento pelo deslocamento



Fonte: Ruver (2011)

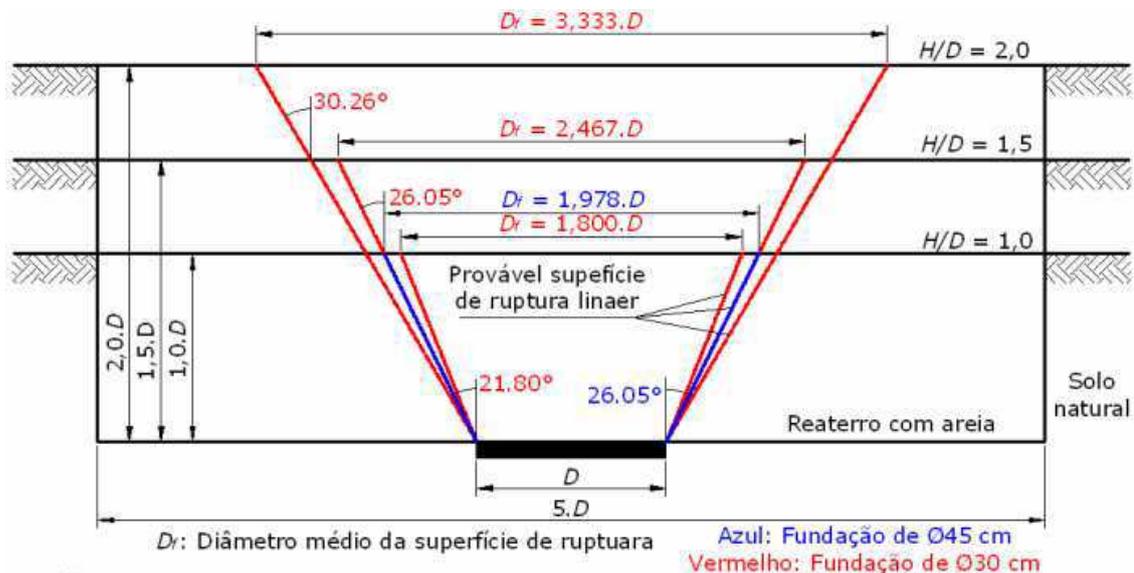
Figura 25: Resultado das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ( $H/D = 1,0$ ) para diferentes diâmetros ( $D = 30\text{ cm}$  e  $45\text{ cm}$ ) - Carga de arrancamento pelo deslocamento



Fonte: Ruver (2011)

O comportamento da superfície de ruptura nas quatro provas de carga é descrito na Figura 26. Essas informações servirão para as estimativas de capacidade de carga utilizando as metodologias citadas no item 2.5.

Figura 26: Representação das prováveis superfícies de ruptura.



Fonte: Ruver (2011)

Segundo Ruver (2011) o comportamento da observado pelos resultados das provas de carga é compatível com a bibliografia que foi descrita no item 2.4. O autor cita ainda que para o fator de carga ao arrancamento pelo embutimento o melhor ajuste corresponde a curva logarítmica. A Tabela 8 apresenta os valores de capacidade de carga ao arrancamento obtidos das provas de cargas reaterradas com areia.

Tabela 8: Valores de cargas máximas obtidos para as diferentes provas de carga realizadas com reaterro de areia

<b>Carga máxima</b>			
<b>H (Cm)</b>	<b>D (Cm)</b>	<b>H/D</b>	<b>(kN)</b>
45	45	1,0	6,67
30	30	1,0	2,50
45	30	1,5	5,24
60	30	2,0	7,25

Fonte: Ruver (2011)

### 3.2 Métodos:

Estimar a capacidade de carga a tração, fazendo uso dos métodos empíricos apresentados no item 2.5. Os resultados obtidos serão comparados com aqueles encontrados por Ruver (2011) em prova de carga como é mostrado no item 3.1.8.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Resultados

Os resultados da análise da capacidade de carga a tração pelos os métodos citados no item 3 desse trabalho, para as 4 situações, serão calculados e discutidos neste item. Para isso, dividiu-se o cálculo de estimativa da capacidade de carga por métodos para facilitar análise dos resultados obtidos.

#### 4.1.1 Método do Cone.

Devido as divergências sobre o valor de  $\alpha$ , como apresentado no item 3.5.1, o cálculo da capacidade de carga foi executado para  $\alpha =$  valor do ângulo obtido das provas de carga, para as respectivas profundidades e diâmetro da fundação e para  $\alpha = \emptyset = 37^\circ$ , conforme admitido pelos autores (pág 22). Os resultados de capacidade de carga a tração obtidos são apresentados na Tabela 9, sendo o peso da fundação constante e o peso do solo dependendo do valor de  $\alpha$ .

Tabela 9: Capacidade de carga a tração pelo método do tronco de cone

<b>H(cm)</b>	<b>D(cm)</b>	<b>H/D</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>	<b>Peso da sapata (kN)</b>	<b>Peso do solo (kN)</b>	<b>Resultado (kN)</b>
45	45	1	26,05	0,66	2,80	3,46
45	45	1	37,00	0,66	3,92	4,58
30	30	1	21,8	0,25	0,72	0,97
30	30	1	37,00	0,25	1,18	1,43
45	30	1	26,05	0,46	1,72	2,18
45	30	1	37,00	0,46	2,69	3,15
60	60	2	30,26	1,00	3,70	4,70
60	60	2	37,00	1,00	5,05	6,05

Fonte: O autor (2019)

#### 4.1.2 Método do Cilindro de Atrito

Para a estimativa de capacidade de carga pelo método do cilindro de atrito foi levado em consideração o peso da fundação, o peso do solo sobre a fundação, que depende da profundidade de assentamento da mesma, e da resistência proveniente da aderência ao longo da superfície de ruptura. Os resultados de capacidade de carga obtidos por este método estão contidos na Tabela 10.

Tabela 10: Resultado obtido pelo método do cilindro de atrito.

<b>H</b> <b>(cm)</b>	<b>D(cm)</b>	<b>H/D</b>	<b><math>\alpha</math></b> <b>(°)</b>	<b>Peso da sapata</b> <b>(kN)</b>	<b>Peso do solo</b> <b>(kN)</b>	<b>Resistência</b> <b>(kN)</b>	<b>Resultado</b> <b>(kN)</b>
45	45	1	0	0,66	1,22	2,4	4,28
30	30	1	0	0,25	0,36	1,07	1,68
45	30	1,5	0	0,46	0,54	2,4	3,4
60	30	2	0	1	0,72	4,28	6

Fonte: O autor (2019)

#### 4.1.3 Método de Balla

Para o cálculo da capacidade de carga das sapatas submetidas a tração por esse método faz-se necessário a utilização das simplificações feitas por Balla (1961) como visto no item 2.6.3. Como o solo utilizado nas sapatas por Ruver (2011) é uma areia, utilizaremos o gráfico da Figura 11 para obtermos os resultados.

Os parâmetros utilizados na estimativa de capacidade de carga são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11: Parâmetros do solo e da fundação

$\phi$	37°
$\nu$	25,4mm
$C$	0
$\gamma$	17
$R_o$	16mm
$m$	0
$\gamma_{aço}$	$76,5 \frac{KN}{m^3}$

Fonte: O autor (2019)

Os resultados das capacidades de carga obtidos estão apresentados na tabela 12 a seguir:

Tabela 12: Resultados obtidos pelo método de Balla

<b>H (cm)</b>	<b>D (cm)</b>	<b>Resultado (kN)</b>
45	45	3,46
30	30	1,01
45	30	2,34
60	30	6,02

Fonte: O autor (2019)

#### 4.1.4 Método de Meyerhof e Adams

A estimativa de capacidade de carga ao arrancamento por esse método leva em consideração, por exemplo, o fator de forma, o peso de solo contido acima da base, levantada na ruptura e o peso da fundação

A partir das aproximações feitas como base na Tabela 5, os resultados para o fator de forma, para cada caso, estão contidos na Tabela 13, a seguir:

Tabela 13: Determinação do coeficiente m e do fator de forma

<b>H(cm)</b>	<b>D (cm)</b>	<b>H/D</b>	<b>m</b>	<b>S</b>
45	45	1	0,38	1,38
30	30	1	0,38	1,38
45	30	1,5	0,38	2,88
60	30	2	0,38	3,38

Fonte: O autor (2019)

Aplicando todos os parâmetros na Equação 10, os resultados obtidos estão contidos na Tabela14.

Tabela 14: Resultado obtido a partir da estimativa pelo método de Meyerhof e Adams

<b>Resultado calculado</b>			
<b>H(cm)</b>	<b>D (cm)</b>	<b>H/D</b>	<b>(kN)</b>
45	45	1	6,91
30	30	1	2,12
45	30	1,5	6,40
60	30	2	12,8

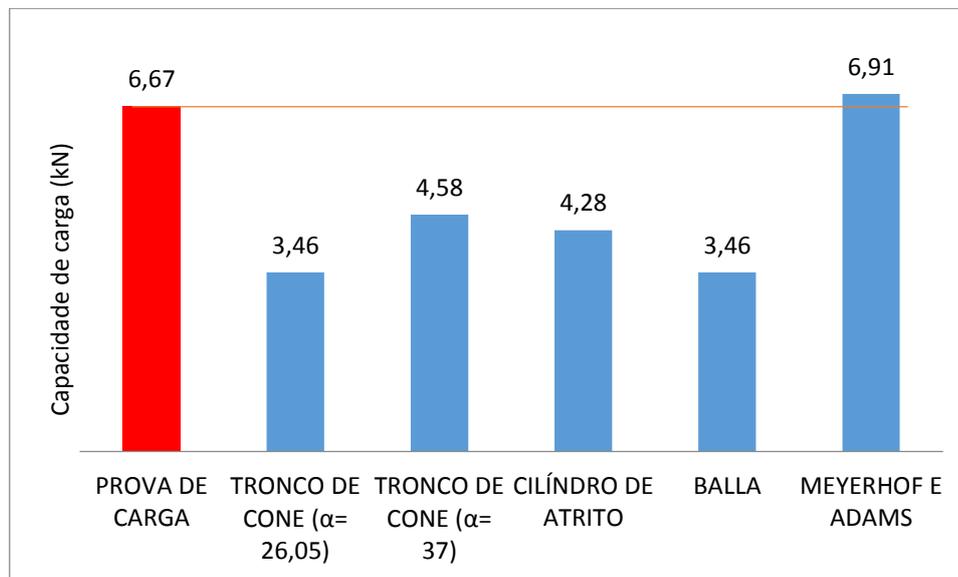
Fonte: O autor (2019)

## 4.2 Discussões

### 4.2.1 Fundação com H= 45 e D= 45 cm

Com os resultados obtidos a partir dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o caso em que a base da sapata foi assentada a uma distância de 45 cm da superfície da cava com um diâmetro de 45 cm, ou seja, embutimento (H/D) igual a 1, foi elaborado o gráfico da Figura 27 , possibilitando uma análise comparativa dos valores.

Figura 27: Capacidade de carga a tração da fundação com H= 45 E D=45 cm (H/D=1)



Fonte: O autor (2019)

A partir dos resultados apresentados na Figura 27, acima é possível observar que o valor que mais se aproxima da prova de carga é o que provém do método de Meyerhof e Adams. Este apresentou uma estimativa de capacidade de carga de 6,91kN que é, aproximadamente, 3,6% maior que o valor da prova de carga ensaiada para essa fundação que foi de 6,67 KN.

Os resultados obtidos em todos os outros métodos foram menores que o obtido no ensaio de prova de carga. Dentre esses valores, o método do tronco de cone para  $\alpha = \phi = 37^\circ$  foi o que chegou mais próximo da prova de carga, sendo 31,33 % menor. Em seguida, temos o resultado obtido a partir do método do cilindro de atrito que é de 35,83 % menor que o valor da capacidade de carga ensaiada e, finalmente, os resultados obtidos pelos métodos de Balla e Cilindro de atrito que são iguais e são cerca de 48,12% menores que o valor da prova de carga. A Tabela 15, faz uma comparação entre os valores obtidos para cada fundação através dos diversos métodos com o valor observado na prova de carga.

Tabela 15: Comparação dos resultados obtidos com o valor da prova de carga real para fundação com H= 45 E D=45 cm (H/D=1)

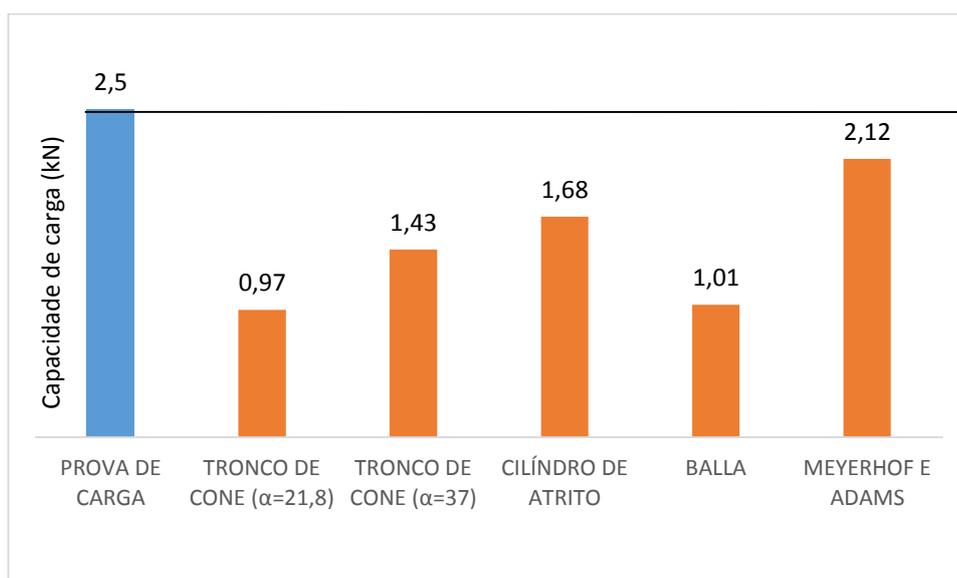
PROVA DE CARGA 6,67 kN	% (EM RELAÇÃO À PROVA DE CARGA)
TRONCO DE CONE ( $\alpha= 26,05$ )	51,88%
TRONCO DE CONE ( $\alpha= 37$ )	68,67%
CILÍNDRIO DE ATRITO	64,17%
BALLA	51,88%
MEYERHOF E ADAMS	103,60%

Fonte: O autor (2019)

#### 4.2.2 Fundação com H= 30 e D= 30 cm

Para a sapata assentada a uma distância de 30 cm da superfície e com um diâmetro de 30 cm, ou seja, para um embutimento também igual a1, foi elaborado o gráfico contido na Figura 28 a seguir.

Figura 28: Capacidade de carga a tração da fundação com H= 30 E D=30 cm (H/D=1)



Fonte: O autor (2019)

Seguido os resultados de capacidade de carga contidos no gráfico da Figura 28, é possível identificar que em nenhum dos métodos o resultado foi igual ou superior ao da prova de carga, que foi igual 2,5 kN. Dentre os métodos, o que mais se aproximou do resultado da prova de carga foi o método de Meyerhof e Adams com um resultado igual a 2,15 kN, sendo 15,2 % menor que o valor da prova de carga. Em seguida, tem-se o resultado da estimativa de capacidade de carga obtida através do método do cilindro de atrito que foi igual a 1,68 kN, ficando assim 32,8% abaixo do valor da prova de carga. Na sequência, temos o método de tronco de cone (para  $\alpha=37^\circ$ ) igual a 1,43 kN, o método de Balla que apresentou o valor de

1,01 kN, e por fim, o valor obtido do método tronco de cone para  $\alpha=21,8$  foi de 0,97 kN, sendo assim 42,8%, 59,6% e 61,2% menores que o valor da prova de carga, respectivamente. A Tabela 16 a seguir, faz uma comparação entre os valores obtidos para cada fundação através dos diversos métodos com o valor observado na prova de carga.

Tabela 16: Comparação dos resultados obtidos com o valor da prova de carga real para fundação com H= 30 E D=30 cm (H/D=1)

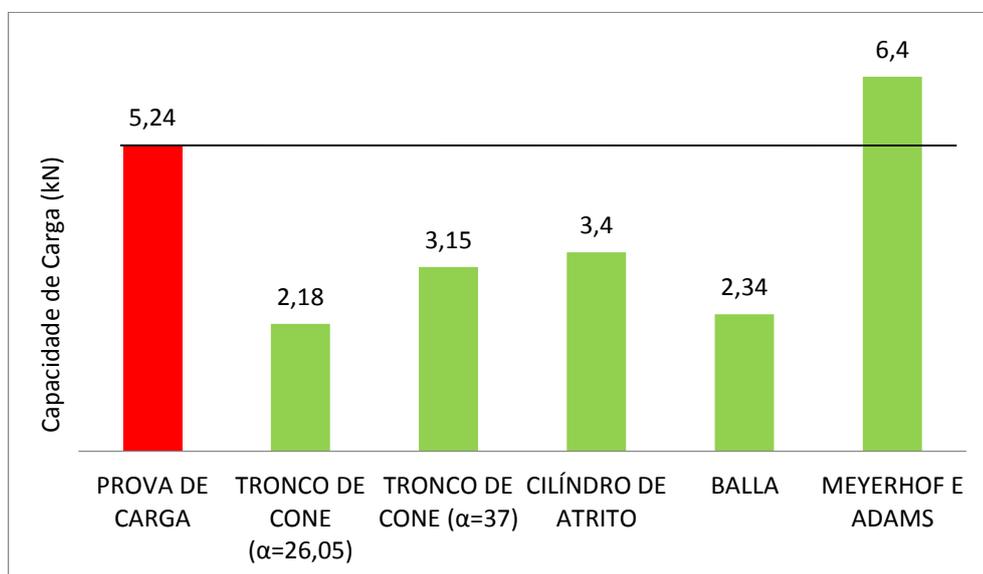
<b>PROVA DE CARGA 2,5 kN</b>	<b>% (EM RELAÇÃO À PROVA DE CARGA)</b>
TRONCO DE CONE ( $\alpha=21,08$ )	38,8%
TRONCO DE CONE ( $\alpha=37$ )	57,2%
CILÍNDRIO DE ATRITO	67,2%
BALLA	40,4%
MEYERHOF E ADAMS	84,8%

Fonte: O autor (2019)

#### 4.2.3 Fundação com H= 45 e D= 30 cm

Para a fundação com 45 cm de profundidade e 30 cm de diâmetro, ou seja, com o embutimento de 1,5 obteve-se os resultados que estão dispostos no gráfico da Figura 29.

Figura 29: Capacidade de carga a tração da fundação com H= 45 E D=30 cm (H/D=1,5)



Fonte: O autor (2019)

A partir dos resultados contidos na Figura 29, é possível notar que o método de Balla apresentou um resultado igual a 6,4 kN que é 22,13% maior que o valor da prova de carga que foi de 5,24 kN. O segundo valor que mais se aproximou do valor real foi o obtido pela estimativa do método do cilindro de atrito que foi de 3,4kN, sendo este 35,11 % menor que o valor da prova de carga. Na sequência, estão os resultados obtidos pelo método do tronco de cone para

$\alpha=37$  que teve como resultado 3,15 kN, logo depois está o valor obtido pelo método do cilindro de atrito que apresentou um valor de 2,34 kN e, por fim, o resultado obtido pelo método do tronco de cone para  $\alpha=26,05$  foi de 2,18 KN. Os valores ficaram abaixo do valor da prova de carga em uma porcentagem de 39,88%, 55,34 % e 58,39 %, respectivamente. A Tabela 17 a seguir, faz uma comparação entre os valores obtidos para cada fundação pelo os diversos métodos com o valor observado na prova de carga.

Tabela 17: Comparação dos resultados obtidos com o valor da prova de carga real para fundação com H= 45 E D=30 cm (H/D=1,5)

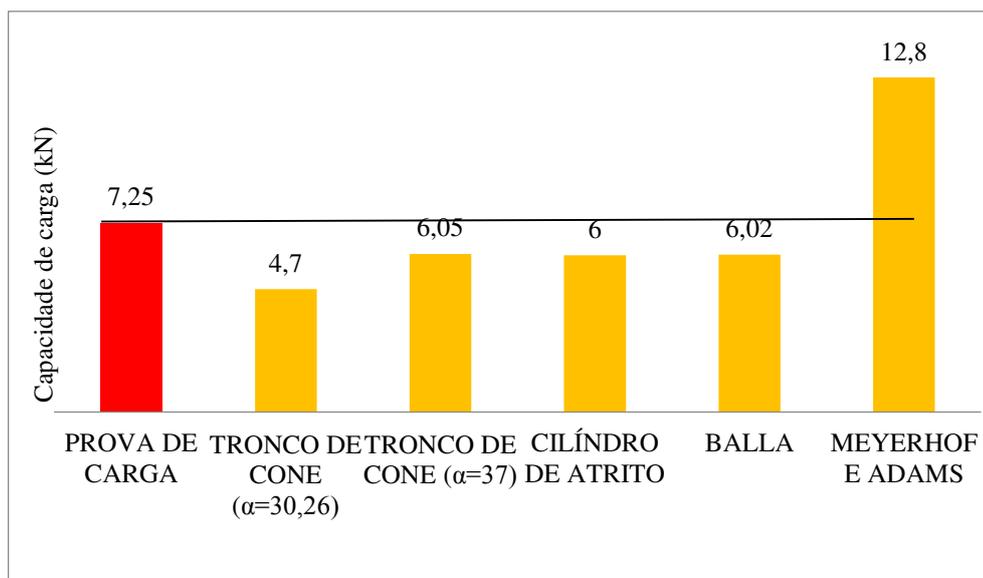
<b>PROVA DE CARGA 5,24 kN</b>	<b>% (EM RELAÇÃO À PROVA DE CARGA)</b>
TRONCO DE CONE ( $\alpha= 26,05$ )	41,60%
TRONCO DE CONE ( $\alpha= 37$ )	60,11%
CILÍNDRIO DE ATRITO	64,88%
BALLA	44,66%
MEYERHOF E ADAMS	122,13%

Fonte: O autor (2019)

#### 4.2.4 Fundação com H= 60 e D= 30 cm

Para a fundação de 30 cm de diâmetro assentada a 60 cm da superfície, logo com embutimento igual a 2, obteve-se os resultados apresentados no gráfico contido na Figura 30.

Figura 30: Capacidade de carga a tração da fundação com H= 60 E D=30 cm (H/D=2)



Fonte: O autor (2019)

A partir dos resultados contidos na Figura 30, se pode observar que o método de Meyerhof e Adams apresentou um valor de 12,8 KN que é cerca 76,55% maior que o valor observado na prova de carga que foi de 7,25 KN. Os demais métodos apresentaram valores abaixo da prova de carga. O método do tronco de cone para  $\alpha=37$  apresentou um valor de 6,05 KN e fica cerca de 16,55 % abaixo do valor de carga. Na sequência, o método de Balla resultou em um valor de capacidade de carga de 6,02 KN, ou seja, o valor é cerca de 16,96% menor que o valor da prova de carga ensaiada. Com o método do cilindro de atrito, observou-se um valor de 6 KN, e para o método de tronco de cone  $\alpha=30,26$ , o valor estimado para a capacidade de carga foi de 4,7 KN. Para ambos os métodos, os valores são menores que a capacidade de carga ensaiada em 17,24% e 35,17%, respectivamente. A Tabela 18 faz uma comparação entre os valores obtidos para cada fundação através dos diversos métodos com o valor observado na prova de carga.

Tabela 18: Comparação dos resultados obtidos com o valor da prova de carga real para fundação com H= 60 E D=30 cm (H/D=2)

<b>PROVA DE CARGA 7,25 kN</b>	<b>% (EM RELAÇÃO À PROVA DE CARGA)</b>
TRONCO DE CONE ( $\alpha= 30,26$ )	64,82%
TRONCO DE CONE ( $\alpha= 37$ )	83,44%
CILÍNDRIO DE ATRITO	82,76%
BALLA	83,03%
MEYERHOF E ADAMS	176,55%

Fonte: O autor (2019)

#### 4.2.4 Análise dos métodos analisados

Com as análises feitas, é possível notar que, dos resultados obtidos através dos calculados de estimativa de capacidade de carga, o que mais se aproximou do valor da capacidade de carga à tração ensaiada foi o proveniente do método de Meyerhof e Adams. Em três das quatro fundações, os valores obtidos por esse método estiveram acima do valor da prova de carga. Notou-se também que, à medida que o embutimento cresce (H/D), o valor da capacidade de carga estimado por esse método também cresce. Para os outros métodos, os valores ficaram sempre abaixo do valor da capacidade de carga a tração da prova de carga. O método que menos se aproximou do valor real da prova de carga foi o método do tronco de cone para um valor de  $\alpha$  igual ao valor estimado por Ruver (2011) para cada fundação ensaiada por ele.

## 5 CONCLUSÃO

Com o fim deste trabalho, conclui-se que os resultados obtidos foram interessantes e de importância fundamental para o estudo da engenharia de fundações.

É possível observar que os valores obtidos nas provas de cargas são tão maiores quanto maior for o embutimento, profundidade de assentamento e diâmetro da fundação.

Com base nos métodos clássicos de estimativa de capacidade de carga. tronco de cone, cilindro de atrito, Balla e Meyerhof e Adams foi possível observar os valores estimados e compará-los com os valores obtidos por Ruver (2011) nas suas provas de carga. Comparando os resultados obtidos com os valores das provas de carga, é possível observar que o método de Meyerhof e Adams, se mostrou mais eficiente com resultados superiores aos das provas de carga, com ressalva para o caso em que fundação foi assentada a 30 cm e possuía um diâmetro também igual a 30. Os outros métodos apresentaram valores abaixo da prova de carga em todas as situações, porém o que se distanciou mais do valor de prova de carga, para todos os casos, foi o proveniente do método do tronco de cone para a situação em que o valor de  $\alpha$  é o real, obtido nas provas de carga.

### 5.1 Sugestões para trabalhos futuros.

A partir dos resultados obtidos neste trabalho, como sugestão para os trabalhos futuros, indica-se um estudo aprofundado dos métodos abordados, no objetivo de encontrar novos parâmetros para incrementar nas equações de estimativa de capacidade a tração, visando obter resultados mais próximos aos valores reais. Por fim, outra sugestão é o desenvolvimento de um coeficiente de segurança, para o dimensionamento de fundações rasas submetidas a tração.

## 6 REFERÊNCIAS:

ADAMS, J.I. & HAYES, o.e. "**The Uplift Capacity of Shallow Foundations**". Ontario Hydro Research Quarterly 19,1 1967.

ANDREADIS, A.; HARVEY, R. C.; BURLEY, E. **Embedded Anchor Response To Uplift Loading**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No GT1, 59-78, 1981.

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

ATKINSON, J. **An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**. Londres, Inglaterra, McGraw-Hill, 1993, 337p.;

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura - Prática da construção civil**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997

BALLA, A. **The resistance to breaking out of mushroom foundation for pylons**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5th, 1961, Paris

BAKER, W.R. & KONDNER, R.L. "**Pullout Load Capacity of a Circular Earth Anchor Buried in Sand**". HRB, nQ 108, 1965.

BOUAZZA, A.; FINLAY, T. W. **Uplift Capacity of Plate Anchors Buried in a Two Layered Sand**. Nota Técnica. Géotechnique, Vol. 40, no. 2, 293-297. 1990;

DALLA ROSA, F. **Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de Uma Areia Artificialmente Cimentada**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 191, 2009;

DANZIGER, Fernando Arthur. **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro ,1983.

DIAS, R. D. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, p. 347, 1987;

GARCIA, O. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga das 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.

GONTIJO, C. R. **Cálculo de torres para linhas de transmissão.** 1994. ILAMPARUTHI, K.; MUTHUKRISHNAIAH, K. Anchors in Sand: Delineation of Rupture Surface. Ocean Engineering, Pergamon, Vol. 26, p. 1249-1273, 1999.

JUNG, Jonata Garrido. **Fundações superficiais de linhas de transmissão submetidas a esforços de tração: Comparação entre os métodos de previsão decarga.** Trabalho de Conclusão de curso. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

KOVACS, A.; BLOUIN, S.; MCKELVY, B.; COLLIGAN, H. **On The Theory Of Ground Anchors.** U.S. Army Material Command. National Technical Information Service. Hanover, New Hampshire. 1975;

KRISHNA, Y. S. R. **Numerical Analysis of Large Size Horizontal Strip Anchors.** Dissertação (Mestrado em Ciência) – Faculdade de Engenharia, Instituto Indiano de Ciência. Balgalore, Índia, P. 194, 2000;

MURTA, K.; HALLAL, R.; FIGUEIREDO, L. **Torre de transmissão de energia elétrica: um novo olhar e possibilidades para o cenário de transmissão brasileiro.** Congresso Latino-americano da Construção Metálica. 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

MEYERHOF, G. G. & ADAMS, J.J. **The ultimate uplift capacity of foundations.** Canadian Geotechnical Journal, v.5, n.4, p.225-244, November, 1968.

MURRAY, E. J.; GEDDES, J. D. **Uplift of Anchor Plates in Sand.** Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No 3, 202-215, 1987;

PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. **Design of Shallow Foundations under Tensile Loading for Transmission Line Towers: Na Overview.** Engineering Geology, Elsevier, No. 101, p. 226-235, 2008,

ROWE, R. K.; DAVIS, E. H. **The Behaviour of Anchor Plates in Clay**. Géotechnique, Vol. 32, no. 1, 9-23. 1982

RUVER, Cesar Alberto. **Estudo de arrancamento de fundações em solos tratados com cimento**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

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) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

TAGAYA, K.; SCOTT, R. F.; ABOSHI, H. **Pullout Resistance of Buried Anchor in Sand**. Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 28, No. 3, p. 114-130. 1988;

TERZAGHI, K.; PECK, R. B (1967). Soil mechanics in engineering practice. 2. ed. New York, John Willey & Sons.

VELLOSO, P. P. C. **Fundações – Aspectos Geotécnicos**. Notas de Aula – NA 01/82: Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ, 5ª Edição, Vol. 2/3, p. 326-329 e 353-355. 1987;

VELLOSO, D; LOPES, F. **Concepções de obras de fundações**. In: Fundações Teoria e Prática. Ed. Pini, 1ª. Ed., 1998, p 221 a 226.

VÉSIC, A. S., 1972. **Expansion of cavities in infinite soil masses**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol.98, n°SM3, pp. 265-269

WAYHS, Carlos Alberto Simões Pires. **Notas de aula da disciplina de Fundações – Fundações Superficiais – Parte 2. Capacidade de carga**. Curso de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2013a.