



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

**ALYSSON VICTOR DANIEL RICARTE**

**AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE  
SAPATAS ASSENTES SOBRE SOLO MELHORADO COM CIMENTO.**

**CAMPINA GRANDE -PB**

**2021**

**ALYSSON VICTOR DANIEL RICARTE**

**AVALIAÇÃO DO MELHOR MÉTODO DISPONÍVEL PARA O CÁLCULO DA  
CAPACIDADE DE CARGA DE SAPATAS ASSENTES SOBRE SOLO MELHORADO  
COM CIMENTO.**

Trabalho de Conclusão de Curso realizado como um dos requisitos necessários para encerramento do componente curricular e conclusão da graduação no curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Campina Grande – UFCG.

**Orientadora: Prof. Dr. Carina Silvani**

**Campina Grande – PB**

**2021**

## RESUMO

As fundações superficiais são amplamente utilizadas como solução de fundação de obras de pequeno e médio porte na engenharia, entretanto, sua utilização depende diretamente da qualidade do solo no qual ela estará assente. Uma vez que o solo não apresente resistência adequada, soluções mais caras, como fundações profundas são necessárias. No intuito de reduzir custos diante deste problema, o melhoramento das características do solo com cimento, abordado neste presente trabalho se apresenta como uma possível solução viável e acessível, entretanto para isto, é necessário que se conheça o ganho de resistência a compressão alcançado com o melhoramento do solo com cimento. Para o estudo abordado, o solo natural coesivo friccional do campo experimental foi tratado com a mistura da areia de Osório com um teor de 7% de cimento Portland CP V-ARI, utilizado nos ensaios de prova de carga retirados da literatura, no qual foram ensaiados com uma placa de 30 cm de diâmetro para três camadas distintas, com espessura constante de 30 cm, e largura variáveis de 45, 60 e 90 cm, no qual todos apresentaram ganhos expressivos na capacidade de carga do solo, se mostrando dessa forma uma alternativa viável para utilização nas bases de sapatas, desta forma se faz necessário métodos que avaliem de forma confiável a capacidade de carga desse novo solo, para que sua aplicação seja segura e eficaz. Portanto no presente trabalho foi avaliado qual melhor método para o cálculo da capacidade de carga de um solo melhorado com cimento. No qual o foram avaliados os métodos de Myerhof, Thomé, Meyerhof e Hanna e Brinch-Hansen. Desta forma foi possível perceber que o método de Meyerhof superestimou os valores de capacidade de carga, com uma tendência de afastamento dos valores quanto maior a camada tratada quando comparados com os ensaios de prova de carga, como na camada de 90 cm chegando a 520,75% do valor do ensaio, desta forma se apresentando como inadequado para tal finalidade. O método de Thomé se mostrou ineficaz por não considerar o efeito da mudança da largura tratada, apresentando valores fixos para as três camadas. O método de Meyerhof e Hanna superestimou em cerca de 300% os valores para as três camadas estudadas, se mostrando também ineficaz na análise para solo melhorado com cimento. Já método de Brinch-Hansen apresentou os melhores resultados chegando a uma diferença de 16,04% para a camada de 45 cm, entretanto apresentou tendência de afastamento dos valores de prova de quanto maior fosse a camada tratada, chegando a uma diferença de 102,78% para a camada de 90 cm. Desta forma os resultados alcançados pelos métodos supracitados se mostraram ineficazes para avaliar a capacidade de carga de solos melhorados com cimento, reforçando a necessidade de mais estudos nessa área afim de estabelecer um método seguro e eficaz, visto as vantagens que essa solução pode trazer em termos econômicos.

**Palavras-chave:** Capacidade de Carga, Fundações Superficiais, solo reforçado com cimento.

## ABSTRACT

Shallow foundations are widely used as a foundation solution for small and medium sized works in engineering, however, their use depends directly on the quality of the soil on which it will be laid. Once the soil does not present adequate resistance, more expensive solutions, such as deep foundations, are required. In order to reduce costs in the face of this problem, the improvement of soil characteristics with cement, discussed in this paper, presents itself as a possible viable and affordable solution, however, it is necessary to know the gain in compressive strength achieved with the soil improvement with cement. For this study, the natural cohesive frictional soil from the experimental field was treated with a mixture of Osório sand with a 7% content of Portland cement CP V-ARI, used in the proof loading tests taken from the literature, which were tested with a 30 cm diameter plate for three different layers, with a constant thickness of 30 cm, and variable width of 45, 60 and 90 cm, in which all showed significant gains in load capacity of the soil, thus proving to be a viable alternative for use in the foundations of footings, so it is necessary methods that reliably assess the load capacity of this new soil, so that its application is safe and effective. Therefore, the present study evaluated the best method to calculate the bearing capacity of a soil improved with cement. The methods Myerhof, Thomé, Meyerhof and Hanna and Brinch-Hansen were evaluated. Thus, it was possible to realize that the Meyerhof method overestimated the values of bearing capacity, with a tendency for the values to move away from the higher the treated layer when compared to the proof load tests, as in the 90 cm layer, reaching 520.75% of the test value, thus presenting itself as inadequate for this purpose. The Thomé method proved ineffective because it did not consider the effect of the change in the treated width, presenting fixed values for the three layers. The Meyerhof and Hanna method overestimated by about 300% the values for the three layers studied, also proving ineffective in the analysis for soil improved with cement. The Brinch-Hansen method, on the other hand, showed the best results, reaching a difference of 16.04% for the 45 cm layer. However, it showed a tendency to deviate from the test values the larger the treated layer, reaching a difference of 102.78% for the 90 cm layer. Thus the results achieved by the methods mentioned above showed to be ineffective to evaluate the load capacity of soils improved with cement, reinforcing the need for further studies in this area in order to establish a safe and effective method, since the advantages that this solution can bring in economic terms.

**Keywords:** Load Capacity, Shallow Foundations, Cement Reinforced Soil.

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fórmulas para os cálculos dos fatores de Meyerhof. ....	16
Tabela 2 - Fatores de inclinação de carga, do terreno e de base.....	17
Tabela 3 - Fatores de forma e profundidade.....	29
Tabela 4 - Fatores de inclinação de HANSEN. ....	30
Tabela 5 -Propriedades do Solo do Campo Experimental.....	37
Tabela 6 - Resultados dos ensaios CD.....	37
Tabela 7 - Resumo das características do solo cimento. ....	38
Tabela 8 - Índices Físicos da Areia de Osório.....	38
Tabela 9 - Identificação das camadas. ....	39
Tabela 10 - Cargas de Ruptura. ....	42
Tabela 11 - Ensaio Triaxial Drenado.....	43
Tabela 12 - Meyerhof - camada de 45 cm. ....	44
Tabela 13 - Meyerhof - camada de 60 cm. ....	45
Tabela 14 - Meyerhof - camada de 90 cm. ....	45
Tabela 15 - Parâmetros - Thomé. ....	46
Tabela 16 - Parâmetros - Brinch - Hansen - Camada de 45 cm. ....	46
Tabela 17 - Parâmetros - Brinch - Hansen - Camada de 60 cm. ....	47
Tabela 18 - Parâmetros - Brinch - Hansen - Camada de 90 cm. ....	47
Tabela 19 - Camada superior de 45 cm – Meyerhof e Hanna. ....	48
Tabela 20 - Camada inferior de 45 cm – Meyerhof e Hanna. ....	48
Tabela 21 -Camada superior de 60 cm – Meyerhof e Hanna. ....	49
Tabela 22 - Camada inferior de 60 cm – Meyerhof e Hanna .....	49
Tabela 23 - Camada superior de 90 cm – Meyerhof e Hanna. ....	50
Tabela 24 -Camada inferior de 90 cm – Meyerhof e Hanna. ....	50
Tabela 25 - Propriedades do solo natural - Terzaghi.....	51
Tabela 26 - Rerresumo dos dados - Myerhof. ....	52
Tabela 27 - Valores Calculados pelo método de Thomé.....	54
Tabela 28 - Valores de Capacidade de Carga - Brinch - Hansen. ....	55
Tabela 29 - Capacidade de Carga (KN) - Meyerhof e Hanna. ....	57
Tabela 30 - Capacidade de Carga para o solo natural - Terzaghi.....	58

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de Ruptura a) generalizada, b) localizada, c) por puncionamento.....	11
Figura 2 - Zonas de escoamento plástico após a ruptura de uma fundação superficial.....	12
Figura 3 - Fatores de Capacidade de Carga.....	14
Figura 4 - Teoria de Meyerhof - mecanismos de ruptura.....	15
Figura 5 - Fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida.....	19
Figura 6 - Espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente.....	22
Figura 7 - Mecanismo de capacidade de carga.....	23
Figura 8 - Mecanismo de ruptura do solo sobre carregamento inclinado.....	26
Figura 9 - Capacidade de carga.....	27
Figura 10 - Convenção dos ângulos utilizados pela teoria de Hansen.....	30
Figura 11 - Correlação entre $q_{u2\%}/Pa$ e o fator F para a relação.....	32
Figura 12 - Aplicação esquemática de carga.....	34
Figura 13 - Solicitações do bulbo de pressões.....	35
Figura 14 - Localização do campo experimental (GOOGLE MAPS, ACESSADO EM 10/07/2018).....	36
Figura 15 - Detalhes construtivos.....	39
Figura 16 - Localização das cavas.....	40
Figura 17 - Comportamento da Carga x Recalque.....	41
Figura 18 - Tensão x Recalque.....	41
Figura 19 - Tensão x recalque relativo – Placas assentes sobre solo tratado.....	42
Figura 20 - Curva $p/p_{3\%} \times \delta/D$ .....	43
Figura 21 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por Rossi (2019) e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Meyerhof.....	53
Figura 22 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por Rossi (2019) e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Thomé.....	54
Figura 23 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por Rossi (2019) e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Brinch - Hansen.....	55
Figura 24 - Ruptura da camada CL45E30.....	56
Figura 25 - Ruptura da camada CL60E30.....	56
Figura 26 - Ruptura da camada CL90E30.....	57
Figura 27 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por Rossi (2019) e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Meyerhof e Hanna.....	58
Figura 28 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por DALLA ROSA (2003) em solo natural e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Terzaghi.....	59
Figura 29 - Comparação entres os Métodos por camada.....	60

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
2.	OBJETIVOS.....	8
2.1.	Objetivo Geral.....	8
2.2.	Objetivos Específicos .....	8
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
3.1.	Tipos de Fundações .....	9
3.2.	Teoria Da Capacidade De Carga Para Fundação Superficial .....	10
3.2.1.	Mecanismo de Ruptura.....	10
3.2.2.	Capacidade de Carga Para Cargas Verticais e Centradas.....	12
3.2.2.1.	Teoria de Terzaghi .....	12
3.2.2.2.	Teoria de Meyerhof .....	15
3.2.2.3.	Teoria de Vesic (1975) .....	17
3.3.	Reforço de Fundação Para Solo Cimentado.....	17
3.3.1.	Estabilização dos Solos .....	17
3.3.2.	Estabilização dos Solos com Adição de Cimento Portland.....	18
3.3.3.	Materiais empregados para a estabilização com cimento.....	20
3.3.4.	Efeito da Cimentação nas Propriedades dos Solos.....	20
3.4.	Capacidade de Carga para Fundação Superficial Assente Sobre Solo Reforçado.....	21
3.4.1.	Meyerhof .....	22
3.4.2.	Meyerhof e Hanna (1978).....	25
3.4.3.	Teoria de Brinch-Hansen (1960, 1971) .....	28
3.4.4.	Thomé (1999) .....	31
3.5.	Prova de Carga.....	32
4.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	36
4.1.	Materiais .....	36
4.1.1.	Localização Do Campo Experimental.....	36
4.4.	Métodos .....	44
4.4.1.	Meyerhof .....	44
4.4.2.	Thomé.....	45
4.4.3.	Teoria de Brinch-Hansen.....	46
4.4.4.	Método de Meyerhof e Hanna (1978) .....	48
4.4.5.	Sapata sobre solo Natural .....	50
4.4.5.1.	Terzaghi .....	50
5.	RESULTADOS .....	52

5.1. Provas de Carga sobre solo melhorado x Capacidade de Carga teórica calculada....	52
5.1.1. Meyerhof .....	52
5.1.2. Thomé.....	53
5.1.3. Brinch-Hansen.....	55
5.1.4. Meyerhof e Hanna .....	56
5.2. Provas de Carga sobre solo natural.....	58
5.2.1. Terzaghi .....	58
5.3. Comparação entre os métodos.....	59
6. CONCLUSÃO.....	62
7. REFERÊNCIAS .....	63



## 1. INTRODUÇÃO

As fundações são elementos estruturais com a função de transmitir as cargas das estruturas para o solo e podem ser divididas em dois tipos: fundações superficiais e profundas. Segundo NBR 6122/2019, fundações superficiais são elementos de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação. Já as fundações profundas são elemento de fundação que transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e, no mínimo, 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões (NBR 6122/2019).

Solos com baixa capacidade de suporte são muito comuns na natureza, e, por eles apresentarem baixa capacidade de carga e as estruturas a serem construídas apresentarem altas solicitações, as construções acabam por necessitar de fundações do tipo profunda. Fundação essa, que atravessa toda a camada de baixa resistência até ser assentada sobre solo de boa resistência. Esse tipo de solução, no entanto, acaba por apresentar custos mais elevados em comparação com as fundações rasas, sobretudo em edificações de interesse social (LARSEN & ASSIS, 2002).

Desta forma, a engenharia geotécnica vem trabalhando para melhorar esse cenário, apresentando soluções economicamente viáveis para as construções sobre solos de baixa capacidade de suporte. Dentre as opções para solução deste problema está a estabilização dos solos, podendo ela ser química ou mecânica a depender do tipo de solo, da disponibilidade técnica e dos recursos financeiros.

A estabilização química estudada no presente trabalho tem por finalidade o aumento da capacidade de carga através da adição de agente cimentante para que o solo apresente condições adequadas de resistência, e ainda sim, seja uma solução economicamente viável e segura. A capacidade de carga do solo tratado afim de receber a fundação superficial será calculada por métodos analíticos para solos estratificados.

As pesquisas em solos estratificados, por vezes, tratam da camada de solo superior como sendo de solo cimentado, dessa forma estas configurações de camadas ainda apresentam algumas lacunas a serem estudadas. Diante disso, no presente trabalho, será avaliado qual método se aproxima mais da realidade na previsão da capacidade de carga de solos cimentados.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivo Geral**

Analisar quatro métodos de previsão de capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre solo melhorado com cimento.

### **2.2. Objetivos Específicos**

- Avaliar qual dos métodos estudados é mais adequado para a previsão da capacidade de carga de fundações sobre solo melhorado com cimento;
- Examinar quais dos métodos estudados é capaz de prever o aumento da capacidade de carga devido ao aumento da largura de reforço de solo cimentado;
- Quantificar o consumo de cimento para a execução do reforço de fundações em solo cimento.

### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1. Tipos de Fundações

Fundações transmitem ao solo o carregamento da estrutura e são divididos segundo a NBR 6122/2019 como:

- **Fundação rasa (direta ou superficial)** - É um elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação.
- **Fundação profunda** - É o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

Ainda segundo a NBR 6122 (2019), as fundações superficiais são divididas em:

- **Sapata isolada** - sapata comum a somente um pilar;
- **Sapata associada** - sapata comum a dois pilares; a denominação se aplica também a sapata comum a mais do que dois pilares, quando não alinhados e desde que representem menos de 70 % das cargas da estrutura;
- **Sapata corrida** - sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que representem menos de 70 % das cargas da estrutura.
- **Radier** - elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70 % das cargas da estrutura.
- **Bloco** - elemento de fundação rasa de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo material, sem necessidade de armadura.

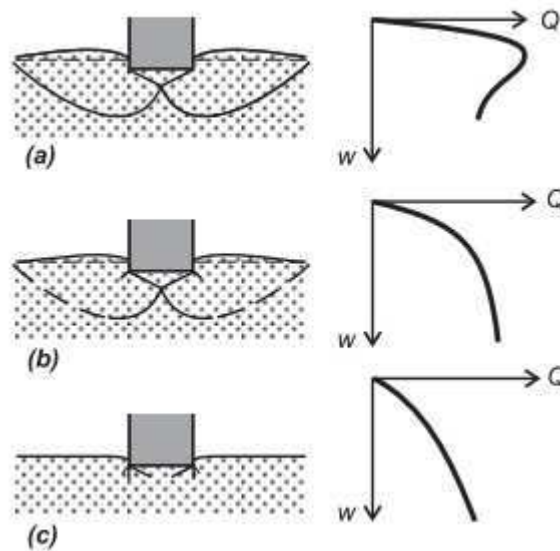
## 3.2. Teoria Da Capacidade De Carga Para Fundação Superficial

### 3.2.1. Mecanismo de Ruptura

O responsável pela primeira distinção de dois tipos de ruptura foi Terzaghi (1943), de acordo com ele a ruptura clássica ou conceitual é aquela que ocorre em solos mais resistentes como argilas rijas e duras, e areias compactas a muito compactas. Nesse primeiro caso, a ruptura ocorre bruscamente, após uma curta transição; a curva tem uma tangente vertical mostrada na Figura 1.a, e a ruptura é generalizada. Já a ruptura localizada é aquela que ocorre em solos menos resistentes, como argilas médias a moles e areias fofas (Figura 1.b). Neste último caso, se torna mais difícil de definir a carga de ruptura, pois a curva é mais abatida e não há a presença de uma tangente vertical.

Entretanto, Vesic (1963), definiu três tipos de ruptura: generalizada, localizada e por puncionamento. Para o caso a situação de puncionamento, a curva carga *versus* recalque apresenta um bom comportamento, visto que para valores crescentes de carga ocorrem pequenos deslocamentos, até que a ruptura acontece repentinamente e de maneira catastrófica. Em contrapartida à ruptura generalizada, de acordo com Vesic (1963), a ruptura por puncionamento é difícil de ser observada. À medida que a carga cresce, o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo (Figura 1.c). Neste caso o solo ao entorno da fundação praticamente não participa desse processo, não ocorrendo a inclinação da fundação.

Figura 1 - Tipos de Ruptura a) generalizada, b) localizada, c) por punção



Fonte: Adaptado de Vesic (1963)

Lopes (1979) observou como a geometria da placa influencia no modelo de ruptura para um mesmo solo. Uma placa circular apresentaria por exemplo uma ruptura mais próxima da punção ou localizada (Figura 2c), e descreveu os fatores que influenciam o modelo e ruptura como sendo:

- Propriedade dos solos (relação rigidez/resistência), quanto maior a rigidez, mais próxima da generalizada;
- Geometria do carregamento;
  - Profundidade – quanto maior  $D/B$ , mais próxima da punção;
  - Geometria em planta ( $L/B$ ) – a tendência não é clara;
  - Tensões iniciais - quanto maior o coeficiente de empuxo inicial  $K_0$ , mais próxima da generalizada.

Onde:

D: profundidade de assentamento da fundação;

B: menor dimensão da fundação;

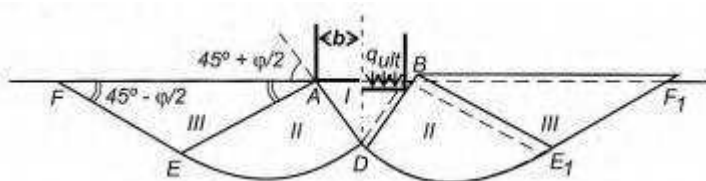
L: maior dimensão da fundação.

### 3.2.2. Capacidade de Carga Para Cargas Verticais e Centradas

#### 3.2.2.1. Teoria de Terzaghi

Terzaghi (1943) considera que uma fundação é dita superficial quando a largura da sua base ( $b$ ) vezes 2 é igual ou maior que a profundidade  $D$  de assentamento da base da fundação (a teoria de Terzaghi foi desenvolvida para sapatas corridas com ruptura generalizada). Com esta condição sendo cumprida, considerando como sendo uma sapata corrida, pode-se desprezar o cisalhamento no solo acima da base da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga  $q = \gamma \cdot D$  (peso específico do solo  $\times$  altura da camada de solo). Desta maneira o problema passa a ser de uma sapata corrida de largura  $2b$ , carregada uniformemente. O estado do equilíbrio plástico é mostrado na Figura 2:

Figura 2 - Zonas de escoamento plástico após a ruptura de uma fundação superficial.



Fonte: Terzaghi - 1943

Na Figura 2 é apresentado o caso em que o atrito e aderência entre a fundação e o solo são desprezados, não havendo assim tensões cisalhantes na interface fundação – solo. A zona de equilíbrio plástico apresentada na Figura 3 pode ser subdividida em (I) zona em forma de cunha, que se encontra abaixo da sapata, onde as tensões máximas são as verticais, zona (II) sendo duas zonas de cisalhamento radial, ADE e BDE<sub>1</sub>, passando pelas arestas da fundação, cujas fronteiras fazem ângulos de  $45^\circ + \varphi/2$  e  $45^\circ - \varphi/2$  e (III) duas zonas passivas de Rankini. As linhas tracejadas na direita representam as fronteiras entre as zonas I e III no momento da ruptura do solo, já as linhas cheias as mesmas fronteiras quando a fundação penetra no solo, o solo que se encontra na zona I, espalha-se lateralmente, e uma parte dessa zona se distorce como mostrado na figura. Terzaghi (1943).

Segundo Terzaghi (1943). se assim como na prática a base da fundação for rugosa, a tendência do solo na zona I de se espalhar é contraposta pelo atrito e a aderência na interface fundação – solo. Fazendo assim com que o solo se comporte como se fizesse parte da própria

fundação. Sendo assim a penetração da fundação só será possível se o solo abaixo do ponto D se deslocar verticalmente para baixo. Esse tipo de movimento necessita de uma superfície de deslizamento DE e tenha uma tangente vertical. Uma outra fronteira de deslizamento é a fronteira AD, da zona de cisalhamento radial ADE. É sabido que dos conhecimentos de estudos de equilíbrio plástico que as superfícies de deslizamento se interceptam segundo um ângulo de  $90 - \varphi$ . Em consequência disso, a fronteira AD deve fazer um ângulo  $\varphi$  com a horizontal, desde que o atrito e a aderência sejam o bastante para impedir um deslizamento na base.

Terzaghi (1943) então concluiu que, qualquer que seja a inclinação nas fronteiras, a fundação não pode penetrar no solo até que as pressões exercidas no solo junto as fronteiras inclinadas na zona (I) sejam se torne igual a pressão passiva. A partir daí, pôde-se calcular a capacidade de carga, chegando na fórmula como é conhecida hoje (Eq. 1):

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Eq. (1)}$$

Onde:

$Q_{ult}$  = Capacidade de carga;

$c$  = coesão do solo;

$N_c$ ,  $N_q$ , e  $N_\gamma$  = Fatores de capacidade de carga;

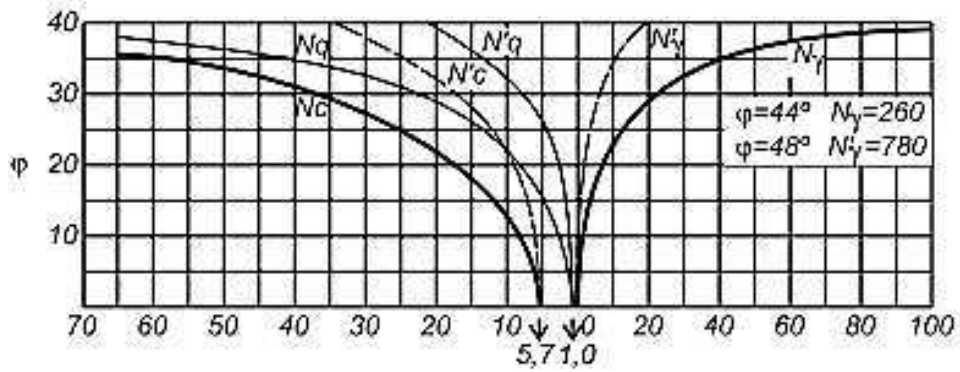
$q$  = sobrecarga ao nível da base;

$B$  = menor dimensão da sapata.

Valores dos fatores de capacidade de carga podem ser obtidos através da Figura 3:



Figura 3 - Fatores de Capacidade de Carga.



Fonte: Terzaghi (1943)

A expressão de Terzaghi foi feita para fundações retangulares com o comprimento muito maior que a largura, o que dificulta os cálculos para outros formatos de fundação, visto isso foram realizados vários ensaios com diferentes formatos de fundações, e a partir daí foram introduzidos fatores de correção de forma em cada parcela da fórmula (Eq. 2):

$$q_{ult} = cN_cS_c + qN_qS_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma S_\gamma \quad \text{Eq. (2)}$$

Onde:

$S_c, S_q, S_\gamma$  = Fatores de forma.

Os fatores  $N_\gamma, N_c$  e  $N_q$  são fatores de capacidade de carga calculados segundo as equações:

$$N_q = \frac{a^2}{\cos \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad \text{Eq. (3)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Eq. (4)}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad \text{Eq. (5)}$$

O fator  $N_\gamma$  foram obtidos por Kumbhojkar (apud DAS, 2009) Com:

$$a = e^{(0,75\pi - \phi/2)\tan\phi} \quad \text{Eq. (6)}$$

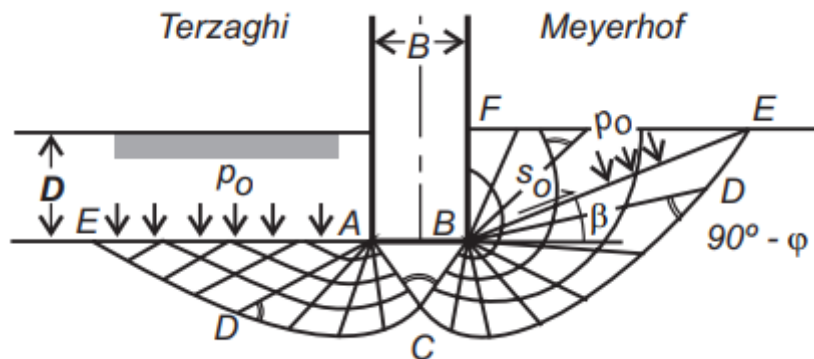
$\phi$ : ângulo de atrito interno do solo;

$K_{py}$ : coeficiente de empuxo passivo, definido por Rankine como igual a  $\text{tg}^2(45 + \phi/2)$

### 3.2.2.2. Teoria de Meyerhof

Ao contrário de seu antecessor Terzaghi, Meyerhof (1951) não despreza a resistência ao cisalhamento acima da base da fundação (Figura 4). Semelhante a Terzaghi, ele apresenta o cálculo da capacidade de carga como sendo a soma dos efeitos da coesão sobrecarga e peso próprio do solo, resultando na Equação 7:

Figura 4 - Teoria de Meyerhof - mecanismos de ruptura.



Fonte: Meyerhof (1951, 1963).

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + 0,5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{Eq. (7)}$$

Onde:

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga;

$S_c, S_q$  e  $S_\gamma$  = fatores de forma;

$d_c, d_q$  e  $d_\gamma$  = fatores de profundidade;

$i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  = fatores de inclinação.

Os fatores de capacidade de carga são calculados por Meyerhof pelas seguintes equações:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Eq. (8)}$$

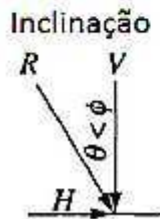
$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi \quad \text{Eq. (9)}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4\phi) \quad \text{Eq. (10)}$$

E os fatores de forma, profundidade e inclinação de acordo com a Tabela 1 abaixo:

**Tabela 1 - Fórmulas para os cálculos dos fatores de Meyerhof.**

Fatores	Fórmula	Para
Forma	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Qualquer $\phi$
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profundidade	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Qualquer $\phi$
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclinação	$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	Qualquer $\phi$
	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$



Fonte: (Adaptado de BOWLES, 1997).

Onde:

$\theta$ : ângulo de inclinação da resultante da carga com a vertical;

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2): \text{coeficiente de empuxo passivo.} \quad \text{Eq. (11)}$$

### 3.2.2.3. Teoria de Vesic (1975)

O método de Vesic (1975) se assemelha ao de Hansen, a maior diferença se encontra na obtenção do  $N_\gamma$ , e a variação de alguns fatores como  $i_i$ ,  $g_i$  e  $b_i$ . Para o cálculo do  $N_\gamma$  é utilizado a seguinte equação:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi \quad \text{Eq. (12)}$$

Os fatores de inclinação de carga, terreno e de base de Vesic (1975) seguem na Tabela 2:

Tabela 2 - Fatores de inclinação de carga, do terreno e de base.

Fatores de inclinação de carga	Fatores de inclin. do terreno
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta \text{ in radians}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
$i_q, \text{ and } m \text{ defined below}$	$i_q \text{ defined with } i_c$
$i_q = \left[ 1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$
	Fatores de inclinação de base
$i_\gamma = \left[ 1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Fonte: Adaptado de Vesic (1975).

## 3.3. Reforço de Fundação Para Solo Cimentado

### 3.3.1. Estabilização dos Solos

Os solos nem sempre apresentam condições necessárias a receber a fundação, são exemplos solos moles e areias fofas, não possuindo assim resistência significativa, sendo necessário o uso de técnicas afim de melhorar este solo com uma estabilização.

De acordo com Hall *et al.* (2012), a estabilização tem como função proporcionar um melhoramento nos aspectos físicos e mecânicos. Sendo usado como meio para isso a compactação do solo afim de aumentar sua resistência, inserção de finos com argilas e areias ou a adição de ligantes inorgânicos como o cimento Portland para melhorar a resistência e durabilidade dos solos, existem ainda outros métodos como drenagem, tratamento térmico etc. O resultado dessa estabilização seria, portanto, um novo solo, que apresentaria as características desejadas e necessárias para a realização da obra.

### 3.3.2. Estabilização dos Solos com Adição de Cimento Portland

Segundo a NBR 11798 (2012), solo – cimento é o produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem.

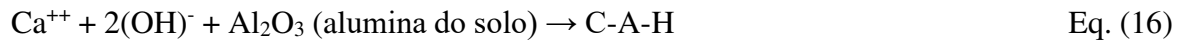
Segundo Foppa (2016), existem muitas diferenças entre o solo – cimento e o concreto, sendo a maior delas que no concreto existe uma quantidade de pasta (água + cimento) suficiente para recobrir a superfície dos agregados e preencher os vazios existentes entre eles. Enquanto no solo – cimento a quantidade de pasta é insuficiente, resultando assim na criação de uma matriz cimentícia que une os nódulos de agregados não cimentados.

Os padrões de reação de misturas de solos e agentes cimentícios foram estudados por Moh (1965). Ele verificou que os padrões de reações de misturas diferentes se assemelhavam, as maiores diferenças apresentadas forma nas taxas de reações de diferentes misturas e na quantidade relativa dos produtos das reações. Ainda de acordo com Moh (1965), as reações podem ser divididas em dois tipos, sendo elas reações primárias e reações secundárias.

Reações primárias:



Reações secundárias:



Onde o C-S-H (silicato de cálcio hidratado) e o C-A-H (aluminato de cálcio hidratado) são os compostos cimentantes.

De acordo com Croft (1967), nos primeiros momentos os produtos gerados da hidratação do cimento formados são gelatinosos e amorfos. Com o passar do tempo dissecação dos compostos gelatinosos e a cristalização de novos minerais promove o endurecimento dos produtos da hidratação (Figura 5). Após esta etapa o cálcio liberado pela hidratação do cimento reage gradualmente com a sílica e a alumina presentes no solo, formando produtos cimentantes adicionais, as quais são as chamadas reações secundárias.

**Figura 5 - Fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida.**



**Fonte: INGLES e METCLAF, (1972)**

Noble (1967), ainda constatou que, a hidratação de grãos de cimento pode ser inibida pelo encapsulamento do cimento por argilas de granulação muito fina e por géis de CSH e/ou CAH, pouco antes formados.

### **3.3.3. Materiais empregados para a estabilização com cimento**

Os materiais empregados na estabilização são: solo, cimento Portland e água. Qualquer solo desde que não seja altamente orgânico é passível de ser melhorado ao ser estabilizado com cimento e ter suas propriedades modificadas. Segundo Ingles e Metclaf (1972), os solos arenosos são os tipos de solos mais eficientes de serem estabilizados principalmente pela facilidade de se obter uma mistura mais homogênea. Segundo Felt (1955), a matéria orgânica pode retardar ou impedir a hidratação do cimento em misturas solo – cimento. Acontece isso devido a matéria orgânica absorver os íons de cálcio liberados na hidratação, prejudicando dessa forma as ligações secundárias do solo, também responsáveis pelo ganho de resistência.

Segundo Croft (1967), alguns argilominerais interferem na ação do estabilizante do cimento. Sendo os solos caoliníticos ou ilíticos mais apropriados para a estabilização com cimento do que solos com grande quantidade de argilominerais expansivos. O cimento atua nos argilominerais diminuindo o índice de plasticidade e aumentando o Limite de contração

Os solos orgânicos contam com uma alta capacidade de troca iônica, dessa forma ela pode acabar por dificultar a hidratação ao reter íons de cálcio que foram liberados pelo processo de hidratação do silicato de cálcio e do aluminato de cálcio. (CHEN E WANG (2006)). Portanto, solos desse tipo necessitam de uma cuidadosa seleção de aglomerantes e a quantidade a ser injetada. (HEBIB E FARREL (1999) e AHNBERG et al. (2003)).

### **3.3.4. Efeito da Cimentação nas Propriedades dos Solos**

As propriedades dos solos modificados com cimento Portland são dependentes de vários fatores como: tipo de solo, grau de compactação, teor de umidade e tempo de cura. A adição de cimento Portland muda tanto a curto como longo prazo as propriedades dos solos. (MOREIRA, 2020).

O pesquisador Felt (1955) aponta diferentes fatores que influenciam no comportamento do solo – cimento Portland em relação a durabilidade. Segundo o autor, o aumento da densidade da mistura produz uma redução na perda de massa para corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem, e concluiu que o aumento na densidade provoca um aumento na resistência do solo – cimento Portland.

Em relação a permeabilidade Ingles e Metclaf (1972) e Felt (1955) concluíram que de forma geral ela diminui, exceto em solos argilosos onde a tendência a contração pode aumentar.

Já em relação a resistência, de acordo Nuñez (1991), há uma relação linear entre a resistência a compressão simples e o teor de cimento Portland, quanto mais cimento Portland presente na mistura, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação, por consequência maior quantidade de cal liberada para a formação dos produtos secundários.

De acordo com Saxena e Lastrico (1978), a resistência ao cisalhamento dos solos é composta por três fatores, coesão, dilatância e fricção. A coesão compreende todas as cimentações naturais ou artificiais entre as partículas. Já a fricção e a dilatância são difíceis de distingui-las, ambas têm função direta na pressão efetiva normal atuante no plano de cisalhamento. Para o caso de solos cimentados a coesão é predominante para pequenas deformações. Após ultrapassar um certo nível de deformação, há uma quebra gradual das cimentações fazendo com que a resistência friccional comece a predominar.

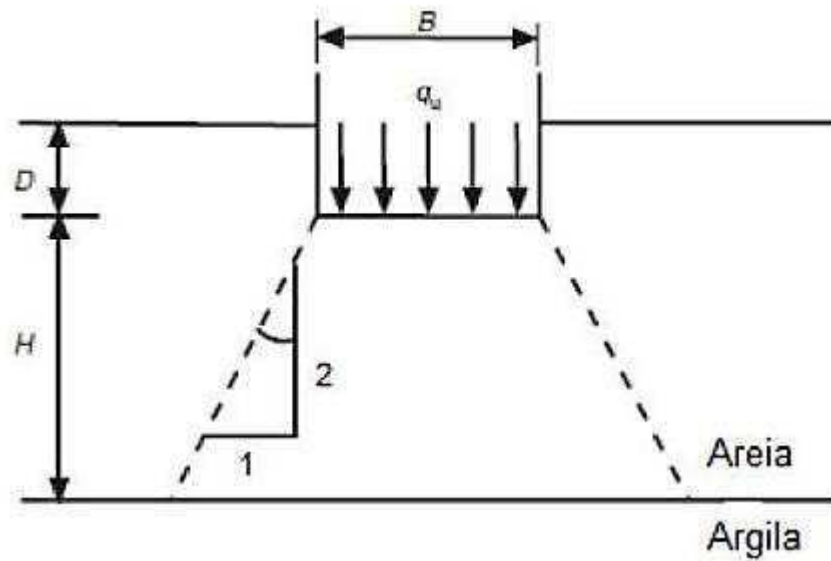
Com relação a retração dos solos argilosos cimentados, Pitta (1985) afirma que ela é muito mais lenta quando se compara com solos granulares, ou seja, eles atingem a estabilidade de volume logo nas primeiras idades. Quanto maior a fração argilosa maior a retração.

### **3.4. Capacidade de Carga para Fundação Superficial Assente Sobre Solo Reforçado**

Segundo Kenny e Andrawes (1997), Terzaghi (1948) foi o primeiro a propor um método para calcular a capacidade de carga em fundações assentes em sistemas de dupla camada, sendo a camada superior mais resistente que a camada inferior, onde faz a consideração que a camada superior atua principalmente na distribuição da carga em uma área maior, reduzindo, sua intensidade. Neste caso a ruptura ocorre quando a capacidade de carga do solo inferior é atingido. De acordo com Terzaghi e Peck (1948), a carga se espalhará obedecendo uma razão de 2:1 (vertical/horizontal), a partir das bordas da fundação, formando um ângulo de aproximadamente 27° com a vertical (Figura 6).



Figura 6 - Espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente.



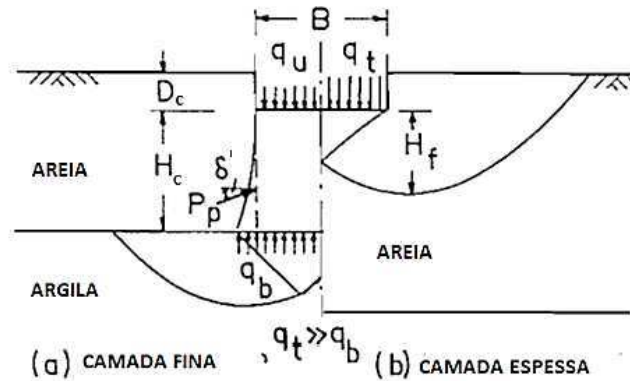
Fonte: adaptado de KENNY e ANDRAWES, 1997.

### 3.4.1. Meyerhof

Meyerhof (1974), estudou a capacidade de carga de camada densa de areia sobre argila mole e de camada de areia fofa sobre argila rija. Para o caso de areia densa sobre argila mole, o mecanismo de ruptura adotado foi o de forma piramidal truncada empurrada para dentro de uma camada de argila mole de forma que, no caso de ruptura por cisalhamento, o ângulo de atrito da areia e a coesão não drenada da argila sejam mobilizados.

Tal mecanismo pode ser observado na Figura 7, e é dada pela Equação 17:

Figura 7 - Mecanismo de capacidade de carga.



Fonte: Adaptado de MEYERHOF, 1974.

$$q = CN_c + 2P \frac{\sin \delta'}{B} + \gamma D_c \quad \text{Eq. (17)}$$

Onde:

$q_u$  = capacidade última de carga

$c$  = coesão não drenada da argila.

$N_c$  = fator de capacidade de carga = 5,14.

$\gamma$  = peso específico.

$B$  = largura da sapata.

$D_c$  = cota de assentamento da fundação.

$H_c$  = distância da base da sapata até a superfície da camada de argila.

$P_p$  = empuxo passivo. Equação 18.

$\delta'$  = inclinação da pressão passiva.

$$P_p = 0,5\gamma H_c^2 \left( 1 + \frac{2D_c}{H_c} \right) K_p / \cos \delta' \quad \text{Eq. (18)}$$

Onde:  $K_p$  = coeficiente de pressão passiva da terra.

A análise pode ser estendida para sapatas circulares através da Equação 19.

$$q_U = 1,2N_C + 2\gamma H_C^2 \left(1 + \frac{2D_C}{H_C}\right) K_P / \cos\delta' \quad \text{Eq. (19)}$$

Com um máximo valor de capacidade de carga calculado pela Equação 20.

$$q_U = q_T = 0,3\gamma B N_\gamma + \gamma D_C N_q \quad \text{Eq. (20)}$$

Onde:  $s$  = o fator de forma que governa a pressão passiva em uma parede cilíndrica.

$K_S$  = Coeficiente de cisalhamento na punção.

$$Ks \tan\varphi = KP \tan \delta'$$

$N_\gamma$  e  $N_q$  = fatores de capacidade de carga.

Alguns testes *in loco* e os resultados de Meyehorf (1974) mostraram que a dedução do coeficiente  $K_s$  aumenta conforme a espessura da camada diminui. Ainda de acordo com o autor, para areias fofas sobre camada de argila rija a capacidade de carga de uma sapata pode ser estimada de forma simplificada, fazendo a suposição de que a camada de areia repousa sobre uma base rija. A camada de areia então irá romper lateralmente por compressão e a tensão última é calculada pela equação:

$$q_U = \frac{\gamma B N_{\gamma'}}{2} + \gamma D_C N_{q'} \quad \text{Eq. (21)}$$

Com um máximo de:

$$q_U = q_b = C N_c + \gamma D_C \quad \text{Eq. (22)}$$

Onde:

$N_{\gamma'}$  e  $N_{q'}$  = fatores de capacidade de carga que depende de  $\varphi$ , da razão  $H_C/B$  (distância da base da sapata até a superfície da camada de argila/largura da sapata), e do grau de dureza da base rígida.

Meyerhof (1974) através dos resultados de seus ensaios chegou à conclusão que a espessura da camada de areia depende da razão da capacidade de carga entre argila e areia, o ângulo de atrito da areia e da forma e profundidade da sapata.

### 3.4.2. Meyerhof e Hanna (1978)

O autor continuou suas pesquisas sobre solos estratificados, e, no seu trabalho Meyerhof e Hanna (1978) passou a considerar uma camada de alta capacidade de suporte sobre uma camada com baixa capacidade de suporte e uma camada de baixa capacidade de suporte sobre uma camada de alta capacidade de suporte. Nesse estudo foram desenvolvidas teorias para estimar a capacidade de carga de camadas sobre carregamento vertical e inclinado.

Para o caso de camadas fortes sobre camadas fracas, foi considerado o rompimento da primeira sobre a segunda, respectivamente. Em relação a carga última a massa de solo tem forma de pirâmide aproximadamente truncada da camada superior é empurrada na direção da camada inferior mais ou menos na direção da força aplicada.

Segundo Meyerhof e Hanna (1978), as forças aplicadas podem ser tomadas como adesão unitária  $C_a$  (Eq. 24) e uma pressão de terra passiva ( $P_p$ ) inclinada com um ângulo médio ( $\delta'$ ), atuando em um plano que passa pela borda da base da sapata inclinada com um ângulo  $\alpha$  com a vertical.

Dessa forma, para uma sapata de largura  $B$  e assentada em uma profundidade  $D_c$ , e uma distância  $H_c$  da superfície da camada fraca, a capacidade de carga na direção da carga pode ser calculada pela Equação 26 é demonstrada pela Figura 8:



$K_p$  = coeficiente de pressão passiva da terra.

Para o caso de uma camada fraca sobre depósito forte, a capacidade de carga do solo acima será muito menor que a camada de solo inferior podendo ocorrer uma ruptura por compressão lateral, A capacidade de carga pode ser calculada pela Equação 26:

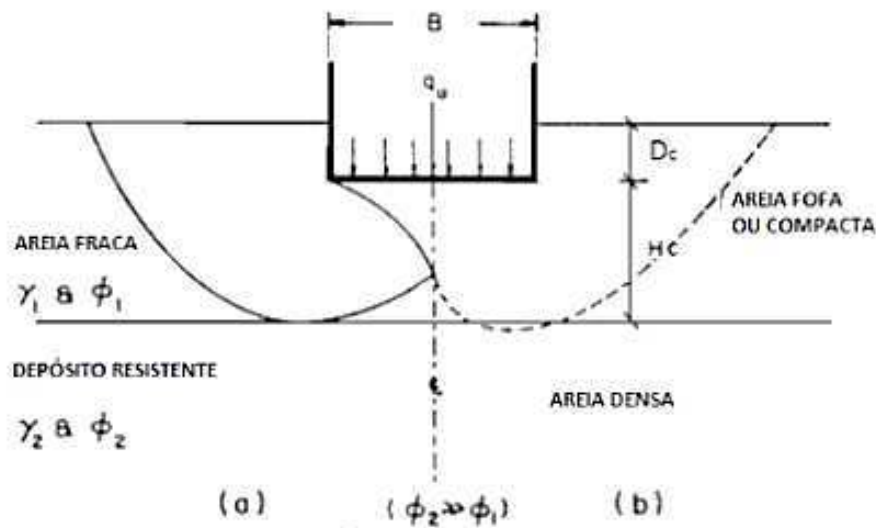
$$q_{UV} = q_{tv}(q_{bv} - q_{tv}) \left(1 - \frac{H_c}{H_f}\right)^2 \geq q_{tv} \quad \text{Eq. (27)}$$

Onde:

$H_f$  = profundidade da superfície de ruptura embaixo da camada do solo superior.

Já Hanna (1982) estudou sapatas assentes em camadas de areias de baixa resistência sobrepostas a um depósito de areia densa. O esquema está representado pela Figura 9 e calculado pela equação 28:

Figura 9 - Capacidade de carga.



Fonte: Adaptado de Hanna,1982.

$$q_U = 0,5\gamma_1 B N'_\gamma + \gamma_1 D_c N'_q \leq 0,5\gamma_2 B N_{\gamma_2} + \gamma_1 H_c N_{q_2} \quad \text{Eq. (28)}$$

Onde:  $\gamma_1$  e  $\gamma_2$  = são o peso específico da camada superior e inferior, respectivamente.

B = largura da sapata.

Hc = profundidade da camada superior abaixo da base da sapata.

Dc = cota de assentamento da fundação.

$N_q'$  e  $N_\gamma'$  = fatores de capacidade de carga modificados dependentes do ângulo de atrito  $\phi$  da camada superior, da razão Hc/B e da rugosidade da sapata.

### 3.4.3. Teoria de Brinch-Hansen (1960, 1971)

Para a estimativa da capacidade de carga de fundações Hansen levou em consideração os fatores de capacidade de carga ( $N_i$ ), de forma ( $S_i$ ), de profundidade ( $d_i$ ), de inclinação da carga ( $i_i$ ), inclinação do terreno ( $g_i$ ) e inclinação da base da fundação ( $b_i$ ). Resultando na Equação 29:

$$q_{ult} = cN_c S_c i_c g_c b_c + qN_q S_q i_q g_q b_q D_c + 0,5\gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad \text{Eq. (29)}$$

O cálculo dos fatores de forma permanece da mesma forma que os de Meyerhof, exceto  $N_\gamma$ :

$$N_\gamma = 1,5 * (N_q - 1) \tan \theta \quad \text{Eq. (30)}$$

Os fatores de forma e de profundidade conforme a Tabela 3:

Tabela 3 - Fatores de forma e profundidade.

Fatores de forma	Fatores de profundidade
$s_c' = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \phi = 0^\circ$	$d_c' = 0.4k \quad \phi = 0^\circ$
$s_c = 1.0 - \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_c = 1.0$ sapata corrida	$k = \frac{D_f}{B}$ para $\frac{D_f}{B} \leq 1$
	$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$ para $\frac{D_f}{B} > 1$
	(k radians)
$s_q = 1.0 - \frac{B'}{L'} \text{sen}\phi$ para qualquer $\phi$	$d_q = 1 + 2 \tan\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 k$
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.0$ para qualquer $\phi$

Fonte: (HANSEN, 1970).

Os fatores de inclinação da carga, de terreno e de base são calculados conforme a Tabela 4:



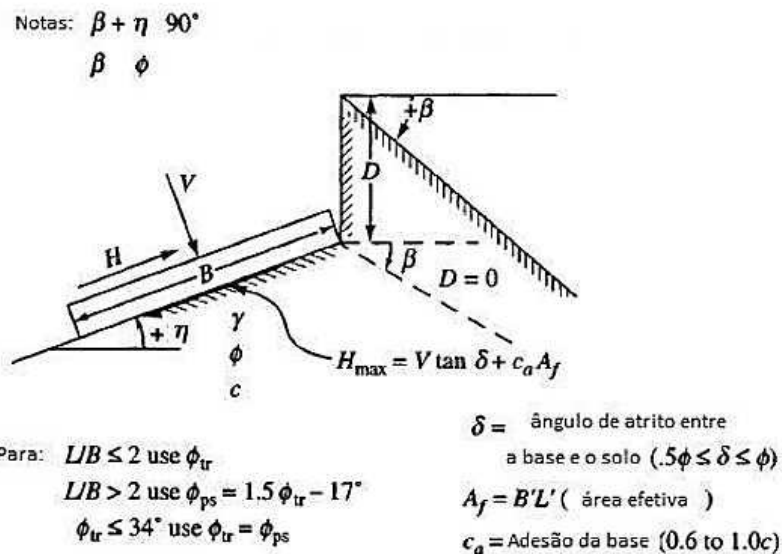
**Tabela 4 - Fatores de inclinação de HANSEN.**

Fatores de inclinação de carga	Fatores de inclin. do terreno
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$	$g_q = g_r = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
	Fatores de inclinação de base
$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_r = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	$\eta$ in radians

Fonte: (BOWLES, 1977).

A classificação e a convenção dos ângulos são estabelecidas pela Figura 10:

**Figura 10 - Convenção dos ângulos utilizados pela teoria de Hansen.**



Fonte: Hansen (1970).

Para este método, o solo melhorado com cimento é considerado como fundação assente sobre o solo natural.

#### 3.4.4. Thomé (1999)

Thomé (1999) sugeriu uma metodologia semiempírica para obter a capacidade de carga a 2% do recalque relativo. O autor verificou que a capacidade de carga sofre influência da relação H/D (espessura da camada/ diâmetro da placa), da coesão do solo cimentado e dos parâmetros do solo não-cimentado. Fazendo os cálculos e realizando ajustes necessários para que levassem em conta todos os parâmetros, para chegar a um fator que chamou de fator de parâmetros (F), que foi necessário para que sua faixa de variação se adequasse a mesma ordem de grandeza dos demais parâmetros. Chegou - se a seguinte equação (Eq. 31):

$$F = \ln\left(\frac{C_1'}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{C_2'}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4\varphi_2'} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right) \quad \text{Eq. (31)}$$

Onde:

$C_1'$  = intercepto coesivo efetivo do solo cimentado.

$Pa$  = pressão atmosférica.

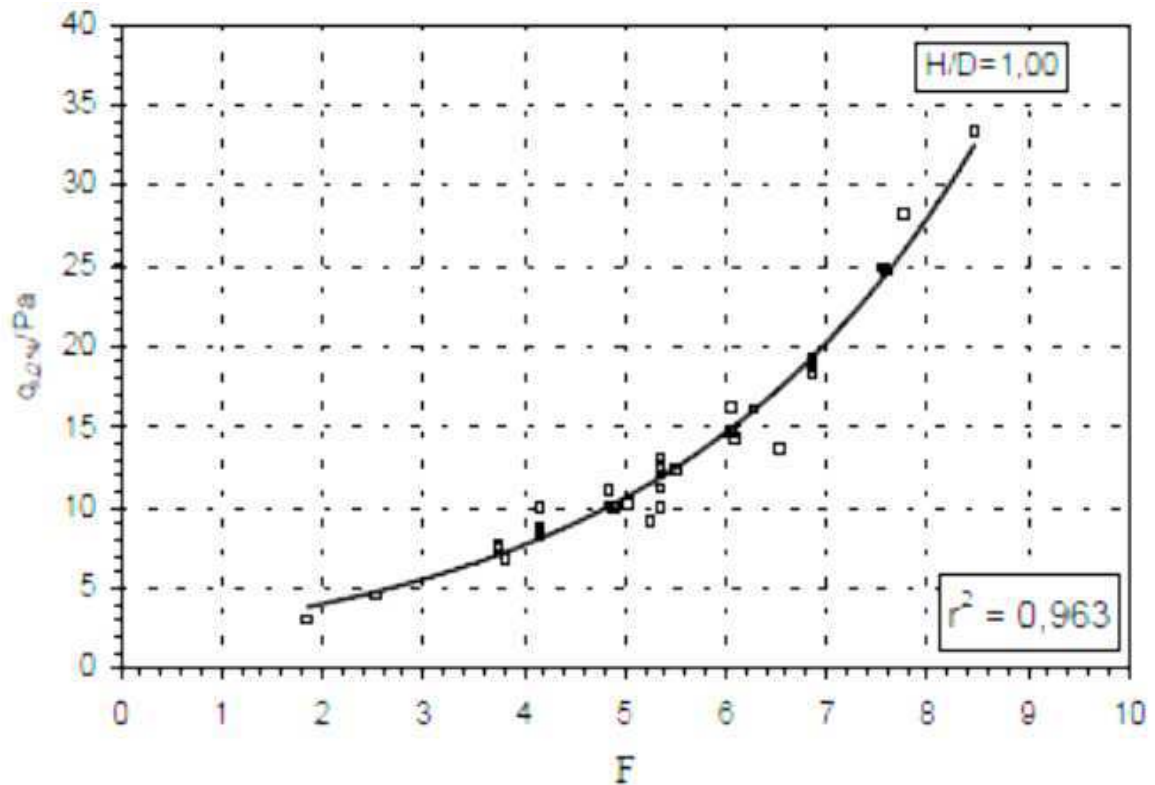
$C_2'$  = intercepto coesivo efetivo do solo não cimentado.

$\varphi_2'$  = ângulo de atrito efetivo do solo não cimentado.

$E_2$  = módulo de elasticidade do solo não cimentado.

Na Figura 11 é apresentada uma correlação entre  $q_{u2\%}/Pa$  e o fator F para a relação H/D = 1,0.

Figura 11 - Correlação entre  $q_{U2\%}/Pa$  e o fator F para a relação.



Fonte: THOMÉ,1999.

A Equação 32 é a representação da curva apresentada na Figura 12:

$$\frac{q_{U2\%}}{Pa} = 2,1001e^{0,3235F} \quad \text{Eq. (32)}$$

### 3.5. Prova de Carga

Segundo Alonso (1991), o ensaio de prova de carga tem como objetivo reproduzir as condições de uma sapata sofrendo as ações de uma sapata em obra.

A NBR 6489/84 (a versão atualizada é de 2019, porém será utilizada a de 1984 pois ela foi utilizada nas provas de carga que servem de base para a presente análise) descreve os passos a seguir para a instalação dos equipamentos usados no ensaio:

- a cota da superfície de carga deverá, sempre, ser a mesma que a das eventuais bases das sapatas de futura fundações;

- a placa para aplicação das cargas ao solo deverá ser rígida, e terá uma área não inferior a 0,5m<sup>2</sup>, será colocada sobre o solo em seu estado natural e devidamente nivelado, ocupando a área total do fundo de um poço. A relação entre a largura e a profundidade do poço para a prova, deve ser a mesma que entre a largura e a profundidade da futura fundação;
- ao abrir-se o poço, todos os cuidados serão necessários para evitar alteração do grau de umidade natural e amolgamento do solo na superfície de carga;
- a carga máxima alcançada no ensaio, caso não se vá até à ruptura, deverá ser mantida, pelo menos, durante 12 horas;
- a descarga deverá ser feita em estágio sucessivo, não superior a 25% da carga total, lendo-se os recalques de maneiras idêntica à do carregamento e mantendo-se cada estágio até a estabilização dos recalques, dentro da precisão admitida.

Ainda de acordo com NBR 6489/84, para a execução devem ser seguidos os seguintes passos:

- cargas aplicadas à em estágios sucessivos de, no máximo, 20% da taxa admissível provável do solo;
- em cada estágio de carga, os recalques serão lidos imediatamente após a aplicação essa carga e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1,2,4,8,15 minutos etc.). Só será aplicado novo acréscimo de carga depois de verificada a estabilização dos recalques (com tolerância máxima de 5% do recalque total neste estágio entre leituras sucessivas);
- o ensaio deverá ser levado até, pelo menos, observa-se um recalque total de 25mm ou até atingir-se o dobro da taxa admitida para o solo;
- a carga máxima alcançada no ensaio, caso não se vá até à ruptura, deverá ser mantida, pelo menos, durante 12 horas.

De acordo com o Fellenius (1975) apud Russi (2007), existem quatro formas de execução deste ensaio, são elas:

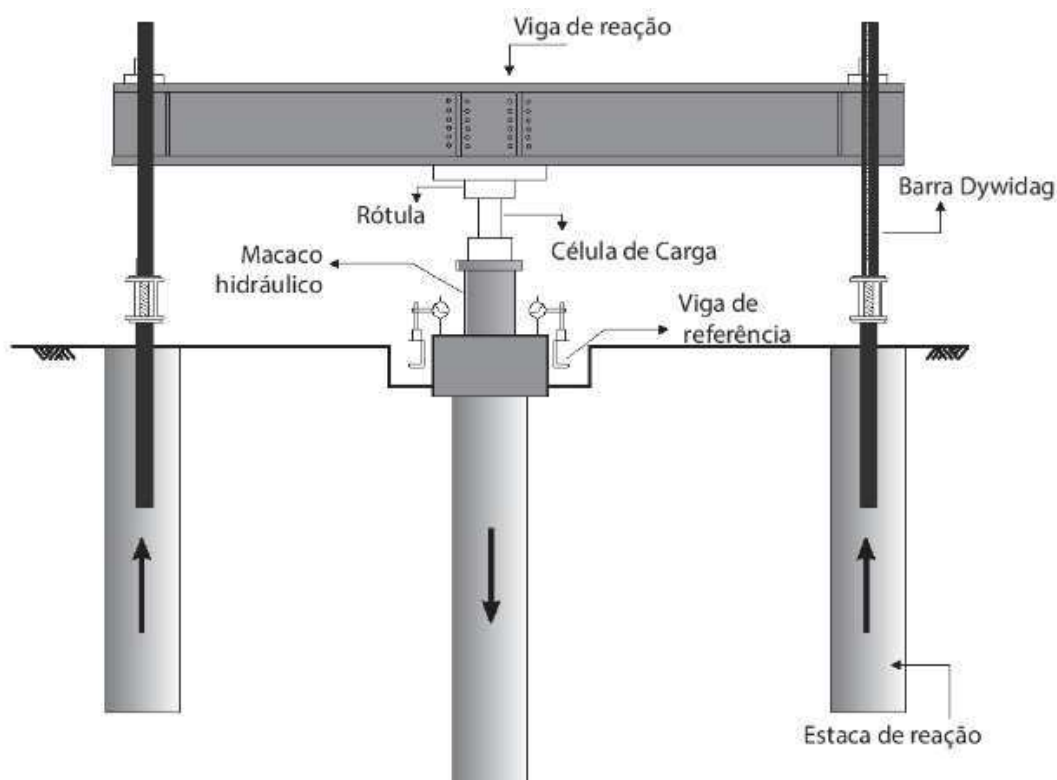
- SML (Slow Maintained Load Test): os incrementos de carga são iguais e mantidos até que se estabilizem os deslocamentos. É regido pela NBR 6489/84.
- QML (Quick Maintained Load Test): carregamento em incrementos iguais e a carga é mantida por um intervalo de tempo pré-determinado.
- CRP ou SCT (Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test): o solo é carregado até 1/3 da carga de projeto, descarrega-se até a metade da carga e repete o mesmo ciclo por

cerca de 20 vezes. Logo depois, aumenta-se a carga limite superior em 50% e repete-se o procedimento até a ruptura.

- CRP (Constant Rate of Penetration): a velocidade do carregamento é constante, medindo a força necessária para o deslocamento do solo.

Segundo ALONSO (1991), a carga deve ser aplicada por meio do macaco hidráulico (Figura 12). O ensaio permite fazer uma correlação entre o deslocamento medido com o extensômetro e a carga aplicada pelo macaco.

**Figura 12 - Aplicação esquemática de carga.**

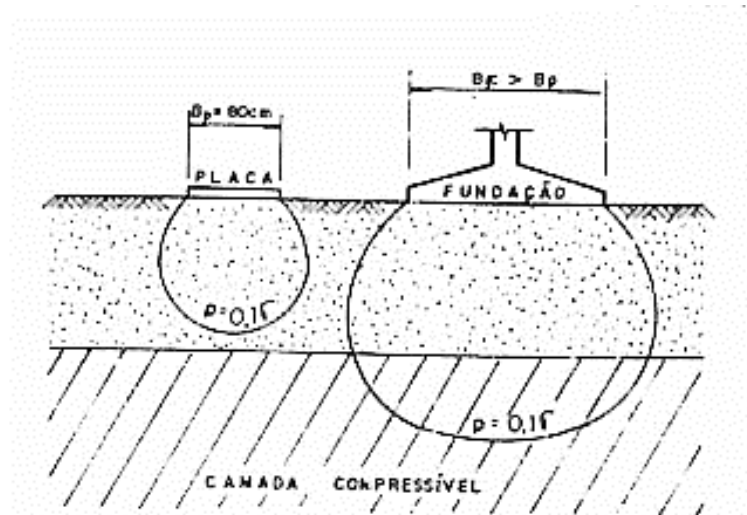


**Fonte: Aoki et al 2011.**

Segundo ALONSO (1991), para que os resultados do ensaio sejam relevantes e representativos de uma sapata, os bulbos de pressões (Figura 13) da placa e da fundação incluam solos com as mesmas características de resistência e deformabilidade. Segundo Teixeira (1996) apud Rossi (2007), há uma dificuldade em estabelecer correlações entre a capacidade de carga das fundações e o ensaio de placa em decorrência do efeito da escala, que é ainda mais aparente em solos arenosos. De acordo com o autor a capacidade de carga aumenta com o tamanho da

fundação, logo há de haver uma correção nos dados do ensaio para que apresente resultados satisfatórios.

**Figura 13 - Solicitações do bulbo de pressões.**



**Fonte: ALONSO (1991).**

Para contornar o efeito da escala, Décourt (1994) apud Russi (2007) afirmam que o gráfico tensão x recalque pode ser apresentado de forma adimensional, normalizando as tensões pela tensão de ruptura convencional ou física e os recalques pela largura da placa usada no ensaio, dessa forma a curva tensão x recalque irá convergir para uma única curva independentemente do tamanho da fundação.

Thomé (1998), propôs que normalizar a tensão por uma tensão de 2% do recalque relativo. O autor apresenta em seu trabalho ainda uma metodologia para calcular a tensão de 2% do recalque relativo (item 3.4.4). Já Consoli *et al.* (2009) indica a normalização dos resultados através da tensão relativa de 3% do deslocamento relativo.

## 4. MATERIAIS E METÓDOS

### 4.1. Materiais

Serão usados os resultados dos ensaios de prova de carga de Rossi (2019), de sua dissertação “Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte” que serão comparados com os métodos de previsão de capacidade de carga para fundações visando avaliar a metodologia mais adequada. As provas de carga foram realizadas no sobre solo residual de basalto (campus UPF-RS) e o reforço foi executado em Areia de Osório estabilizada com 7% de cimento Portland.

#### 4.1.1. Localização Do Campo Experimental

Rossi (2019) executou as provas de carga no campo experimental fica localizado no Bairro São José na cidade de Passo Fundo, Rio Grande do Sul, ao lado do centro tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC) na Universidade de Passo Fundo (UPF) (Figura 14).

Figura 14 - Localização do campo experimental (GOOGLE MAPS, ACESSADO EM 10/07/2018).



Fonte: Rossi (2019).

#### 4.1.2. Propriedades do Solo do Campo Experimental

As propriedades do solo foram obtidas por Dalla Rosa *et al* (2004a; 2004b) e confirmadas por Carreta (2018), Tabela 5.

**Tabela 5 -Propriedades do Solo do Campo Experimental.**

Parâmetros	
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	27,5
Peso Específico Natural (kN/m <sup>3</sup> )	15,6
Limite de Plasticidade (%)	55
Limite de Liquidez (%)	35
Porcentagem de Argila (%)	65
$\sigma_{mv}$ (kPa)	150
$C_r$	0,029
$C_{co}$	0,39
Resistência à Compressão Simples (kPa)	50

**Fonte: (Adaptado de Dalla Rosa et al., 2004a; 2004b e Carreta, 2018).**

Onde:

$\sigma_{mv}$  (KPa): Tensão de pré-adensamento.

$C_r$ : Coeficiente de recompressão.

$C_{co}$ : Índice de compressão.

Carreta (2018), realizou ensaios triaxiais consolidados drenados (CD), com amostras retiradas a 3 metros de profundidade e tensões efetivas ( $p'$  inicial) de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. Os resultados obtidos por ele estão apresentados na Tabela 6.

**Tabela 6 - Resultados dos ensaios CD.**

Coesão ( $C'$ )	9.52 kPa
Ângulo de atrito ( $\phi$ )	30,5°
Peso Específico Natural ( $\gamma$ )	15,6 KN/m <sup>3</sup>

**Fonte: Carreta 2018.**



### 4.1.3. Características do Solo Cimento

Rossi (2019) utilizou a porcentagem de 7% de Cimento Portland (CP V – ARI) para a estabilização química, com base no trabalho de CRUZ (2008). De acordo com Rossi (2019), valores acima tornaria a solução cara, e a abaixo de 7%, menos significativos. A umidade foi mantida em 10% e a densidade seca foi estabelecida em 1,6 g/cm<sup>3</sup>. Os dados estão resumidos na Tabela 7.

**Tabela 7 - Resumo das características do solo cimento.**

CP V - ARI	7%
Umidade	10%
Densidade	16,0 KN/m <sup>3</sup>

**Fonte: Rossi (2019).**

### 4.1.4. Areia de Osório

- Localização: a areia utilizada no trabalho vem da cidade de Osório no Rio Grande do Sul.
- Características da areia: os resultados utilizados provem do trabalho de Cruz (2008). Os resultados estão expostos na Tabela 8.

**Tabela 8 - Índices Físicos da Areia de Osório.**

Índices Físicos	Areia de Osório
Peso específico real dos grãos	26,5 kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de uniformidade	2,11
coeficiente de curvatura	1,15
Diâmetro médio	0,09 mm
Diâmetro médio	0,17 mm
Índice de vazios mínimo	0,60
Índice de vazios máximo	0,85

**Fonte: Adaptado de Cruz (2008).**

#### 4.1.5. Camadas Tratadas

Foram feitas por Rossi (2019), 6 cavas com espessura de 30cm. A escolha da espessura da camada foi de 30 cm, já que segundo Thomé (1999), ela apresenta bons resultados, visando uma menor quantidade de cimento e redução de custos.

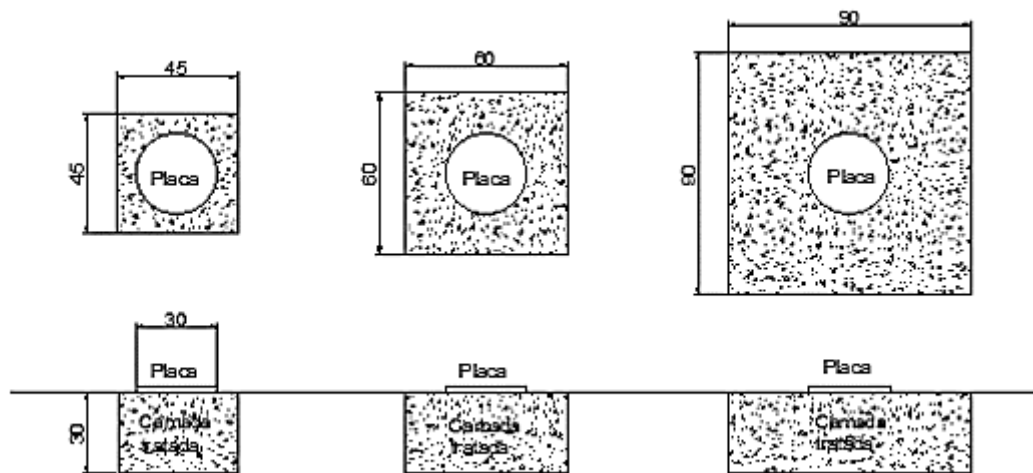
Na etapa de campo foram feitos 6 ensaios de placa com a espessura de 30 cm de diâmetro, sobre três camadas quadradas de 45 cm, 60 e 90 cm, com 30 cm de espessura demonstradas na Figura 15. E na Tabela 9 estão descritas as camadas

**Tabela 9 - Identificação das camadas.**

PLACA	IDENTIFICAÇÃO	PESO ESPECÍFICO
CL45E30	Camada tratada de 45 cm de largura e 30 cm de espessura	17,2 KN/m <sup>3</sup>
CL60E30	Camada tratada de 60 cm de largura e 30 cm de espessura	18,6 KN/m <sup>3</sup>
CL90E30	Camada tratada de 90 cm de largura e 30 cm de espessura	17,1 KN/m <sup>3</sup>

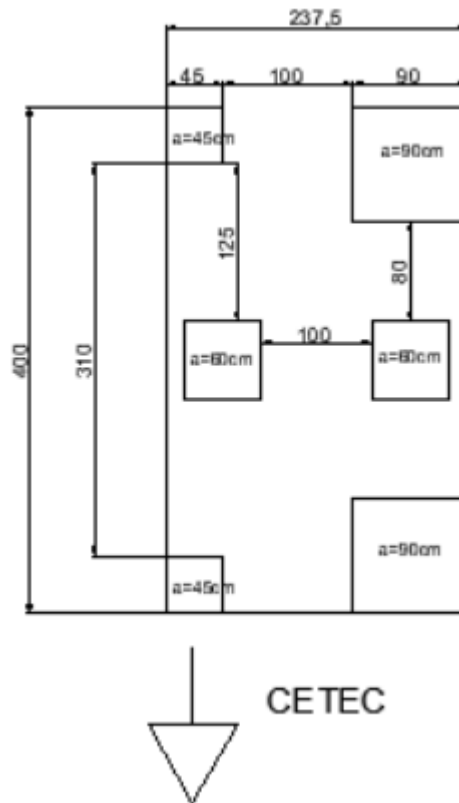
Fonte: Rossi (2019).

**Figura 15 - Detalhes construtivos.**



Fonte: Rossi (2019).

Figura 16 - Localização das cavas.

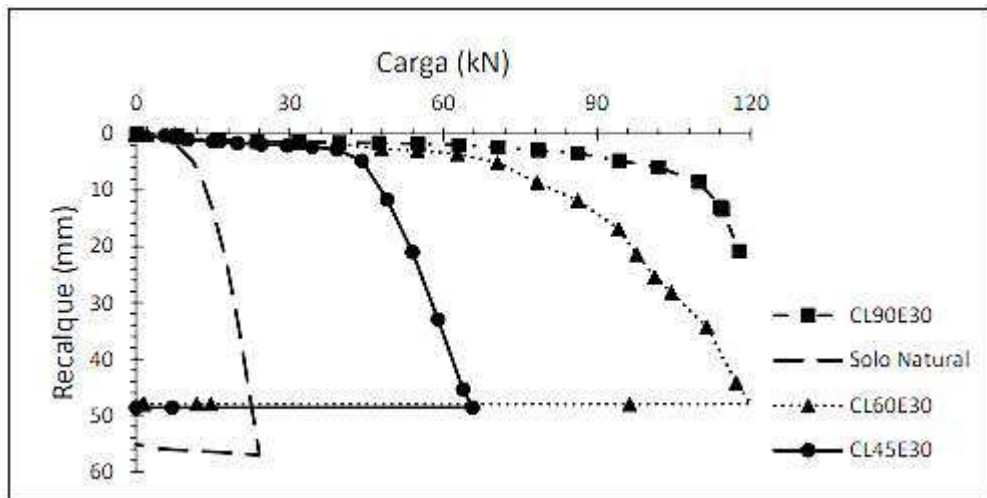


Fonte: Rossi (2019).

#### 4.2. Resultados dos Ensaios de Placa de Rossi (2019)

A Figura 17 abaixo apresenta os resultados das provas de carga realizadas por Rossi (2019), incluindo o ensaio de placa realizado em solo não tratado (natural). Onde se pôde perceber que a maior resistência alcançada foi a camada de 90 cm como esperado por se tratar da camada com maior área de solo tratada:

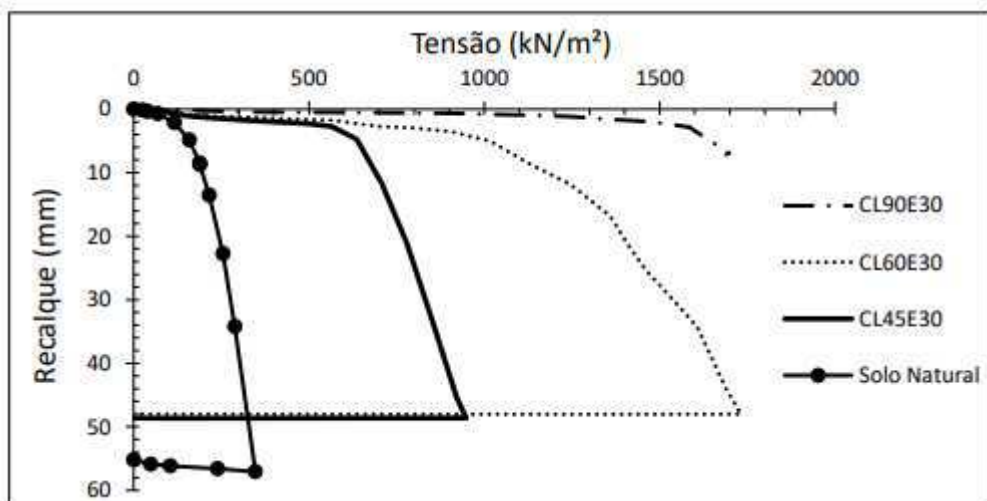
Figura 17 - Comportamento da Carga x Recalque.



Fonte: Rossi (2019)

Já a Figura 18 mostra as curvas de tensões (dividindo a carga pela área da placa) em função do recalque.

Figura 18 - Tensão x Recalque.



Fonte: Rossi (2019).

A Tabela 10 apresenta os resultados de carga de ruptura de acordo com a camada tratada:

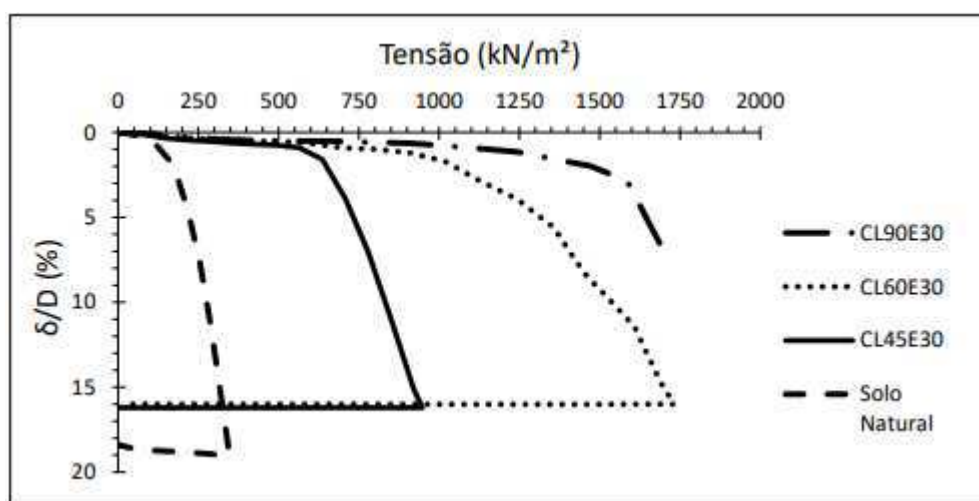
**Tabela 10 - Cargas de Ruptura.**

Placa	Carga de Ruptura (KN)	Tensão de Ruptura (KN/m <sup>2</sup> )
CL45E30	50	246,91
CL60E30	70	194,44
CL90E30	120	148,15

Fonte: Rossi (2019).

A fim de eliminar a variável do efeito de escala nos resultados, Rossi (2019) realizou a normalização dos resultados que serão apresentados a seguir. De acordo com Consoli *et al* (2009), o primeiro passo para a normalização é a apresentação das curvas tensão x recalque relativo ( $\delta/D$ ), onde recalque relativo é a relação entre o recalque obtido do ensaio e o diâmetro da placa utilizado. As Figuras 19 apresenta as curvas tensão x deslocamento relativo.

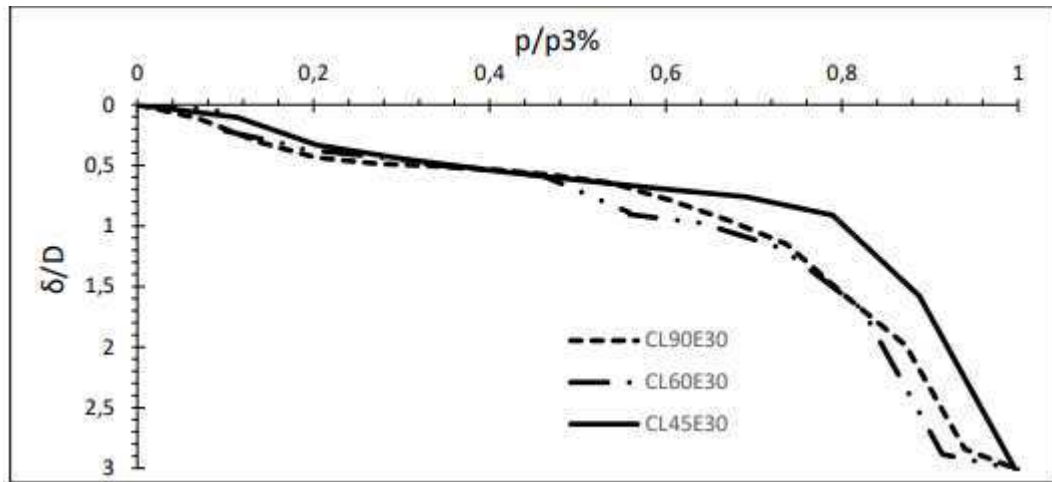
**Figura 19 - Tensão x recalque relativo – Placas assentes sobre solo tratado.**



Fonte: Rossi (2019).

Rossi (2019) prosseguiu obtendo a tensão a 3% ( $p_{3\%}$ ) do  $\delta/D$ , dividindo a tensão de ensaio ( $p$ ) por  $p_{3\%}$ , plotasse as seguintes curvas  $p/p_{3\%}$  versus  $\delta/D$  apresentadas na Figura 20.

**Figura 20 - Curva  $p/p_{3\%} \times \delta/D$ .**



**Fonte: Rossi (2019).**

### **4.3. Ensaio Triaxial de Rossi (2019)**

Rossi (2019) realizou o ensaio triaxial drenado a tensões efetivas ( $p'$  inicial) de 75 KPa, 150 KPa e 225 KPa. Os corpos de prova utilizados no ensaio advêm das camadas tratadas de 45 cm. Os resultados do ensaio estão dispostos na Tabela 11:

**Tabela 11 - Ensaio Triaxial Drenado.**

Ensaio Triaxial Drenado	
Parâmetros	-
$C_1'$ (KN/m <sup>2</sup> )	200,03
$\varphi_1'$ (°)	40,54
$E_1'$ (MN/m <sup>2</sup> )	192 - 305

**Fonte: Rossi (2019).**

Onde:

$C_1'$  = Intercepto coesivo efetivo da camada tratada;

$\varphi_1'$  = Ângulo de atrito efetivo da camada tratada,

$E_1'$  = Módulo de elasticidade do solo cimentado.

#### 4.4. Métodos

Foram calculadas as capacidades de carga dos solos melhorado com cimento, por três métodos distintos a fim de avaliar qual método apresenta resultados mais precisos quando comparado ao ensaio de placa realizado no solo melhorado com cimento. Também foi calculado a capacidade para sapata assentes sobre solo reforçado. Esses serão comparados com as provas de carga da Figura 17. Os métodos e parâmetros utilizados estão descritos a seguir:

##### 4.4.1. Meyerhof

O presente método considera no cálculo que se trata de um solo com camada densa de areia sobre argila mole e de camada de areia fofa sobre argila rija. O que se a semelha em termos de resistência no caso estudado nesse trabalho que se trata de uma camada resistente sobre uma com resistência menor.

O cálculo é feito pela Equação 17:

$$q = CN_c + 2P \frac{\sin \delta'}{B} + \gamma D_c \quad \text{Eq. 17}$$

E os parâmetros de cálculo estão presentes nas Tabela 12 em relação a camada de 45 cm, Tabela 13 referente a de 60 cm e Tabela 14 a de 90 cm.

**Tabela 12 - Meyerhof - camada de 45 cm.**

Parâmetro	Valor	Fonte
H	0,3	Figura 15
H/D	1,0	Figura 15
C (KN/m <sup>2</sup> )	9,52	Tabela 6
Nc	79,78	Eq (4)
B(m)	0,45	Figura 15
γ (KN/m <sup>3</sup> )	17,2	Tabela 9
Dc (m)	0,3	Figura 15
p	3,4056	Eq. (25)
Φ	40,54	Tabela 11

**Fonte: Rossi (2019)**

**Tabela 13 - Meyerhof - camada de 60 cm.**

Parâmetro	Valor	Fonte
H	0,3	Figura 15
H/D	1,0	Figura 15
C (KN/m <sup>2</sup> )	9,52	Tabela 6
Nc	79,78	Eq. (4)
B(m)	0,6	Figura 15
γ (KN/m <sup>3</sup> )	18,6	Tabela 9
Dc (m)	0,3	Figura 15
p	3,6828	Autor (2021)
Φ	40,54	Tabela 11

Fonte: Rossi (2019).

**Tabela 14 - Meyerhof - camada de 90 cm.**

Parâmetro	Valor	Fonte
H	0,3	Figura 15
H/D	1,0	Figura 15
C (KN/m <sup>2</sup> )	9,52	Tabela 6
Nc	79,78	Eq. (4)
B(m)	0,9	Figura 15
γ (KN/m <sup>3</sup> )	17,1	Tabela 9
Dc (m)	0,3	Figura 15
p	3,3858	Rossi (2019)
Φ	40,54	Tabela 11

Fonte: Rossi (2019).

#### 4.4.2. Thomé

O método de Thomé faz a consideração de que a fundação é assentada acima de um solo estratificado, sendo a camada superior cimentada e infinita. Desse modo não há variação de resistência com o aumento ou diminuição da camada tratada, por tanto os dados serão resumidos pela Tabela 15 para um único caso.

O cálculo é feito através da Equação 31 e 32 respectivamente:

$$F = \ln\left(\frac{C_1'}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{C_2'}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4 \varphi_2'} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right) \quad \text{Eq. (31)}$$

$$\frac{q_{U2\%}}{Pa} = 2,1001e^{0,3235F} \quad \text{Eq. (32)}$$



E os parâmetros utilizados estão presentes Tabela 15 a seguir:

**Tabela 15 - Parâmetros - Thomé.**

Parâmetro	Valor	Fonte
c1'	200,03	Tabela 11
c2'	9,52	Tabela 6
pa	93,459	Autor (2021)
E2	21000	Rossi (2019)
φ2'	30,5	Tabela 6
área da placa	0,2827	Figura 15

Fonte: Rossi (2019).

#### 4.4.3. Teoria de Brinch-Hansen

A análise feita pelo método considera a camada tratada como sendo fundação assente sobre solos natural. A base da equação usada no método é a de Terzaghi, com a contribuição de Brinch – Hansen através da adição de novos coeficientes apresentados na Equação 29:

$$q_{ult} = cN_c S_c i_c g_c b_c + qN_q S_q i_q g_q b_q D_c + 0,5\gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad \text{Eq. (29)}$$

E os parâmetros utilizados de acordo com as camadas nas Tabela 16 (camada de 45 cm), Tabela 17 (camada de 60 cm) e Tabela 18 (camada de 90 cm):

**Tabela 16 - Parâmetros - Brinch - Hansen - Camada de 45 cm.**

Parâmetro	Valor	Fonte
c	9,52	Tabela 6
N <sub>c</sub>	16,27	Eq. (4)
N <sub>q</sub>	7,39	Eq. (3)
B	0,45	Figura 15
γ	15,60	Tabela 6
D <sub>c</sub>	0,30	Figura 15
N <sub>γ</sub>	6,59	Eq. (30)
S <sub>c</sub>	1,45	Tabela 3
S <sub>q</sub>	1,39	Tabela 3
S <sub>γ</sub>	0,60	Tabela 3
i <sub>c</sub>	1,00	Tabela 4
i <sub>q</sub>	1,00	Tabela 4
i <sub>γ</sub>	1,00	Tabela 4

gc	1,00	Tabela 4
gq	1,00	Tabela 4
gY	1,00	Tabela 4
bc	1,00	Tabela 4
bq	1,00	Tabela 4
bY	1,00	Tabela 4

Fonte: Rossi (2019)

**Tabela 17 - Parâmetros - Brinch - Hansen - Camada de 60 cm.**

Parâmetro	Valor	Fonte
c	9,52	Tabela 6
Nc	16,27	Eq. (4)
Nq	7,39	Eq. (3)
B	0,60	Figura 15
Y	18,60	Tabela 9
Dc	0,30	Figura 15
NY	6,59	Eq. (30)
Sc	1,45	Tabela 3
Sq	1,39	Tabela 3
SY	0,60	Tabela 3
ic	1,00	Tabela 4
iq	1,00	Tabela 4
iY	1,00	Tabela 4
gc	1,00	Tabela 4
gq	1,00	Tabela 4
gY	1,00	Tabela 4
bc	1,00	Tabela 4
bq	1,00	Tabela 4
bY	1,00	Tabela 4

Fonte: Rossi (2019)

**Tabela 18 - Parâmetros - Brinch - Hansen - Camada de 90 cm.**

Parâmetro	Valor	Fonte
c	9,52	Tabela 6
Nc	16,27	Eq. (4)
Nq	7,39	Eq. (3)
B	0,90	Figura 15
Y	17,20	Tabela 9

Dc	0,30	Figura 15
NY	6,59	Eq. (30)
Sc	1,45	Tabela 3
Sq	1,39	Tabela 3
SY	0,60	Tabela 3
ic	1,00	Tabela 4
iq	1,00	Tabela 4
iY	1,00	Tabela 4
gc	1,00	Tabela 4
gq	1,00	Tabela 4
gY	1,00	Tabela 4
bc	1,00	Tabela 4
bq	1,00	Tabela 4
bY	1,00	Tabela 4

Fonte: Rossi (2019).

#### 4.4.4. Método de Meyerhof e Hanna (1978)

O método considera a capacidade de carga de fundações assentes em uma camada resistente e pouco espessa sobre um depósito pouco resistente, levando em consideração o funcionamento da camada superior.

Na Tabela 19 estão apresentados os dados de cálculos utilizados referente a camada superior de 45 cm, e na Tabela 21 os dados referentes a camada inferior de 45 cm.

**Tabela 19 - Camada superior de 45 cm – Meyerhof e Hanna.**

Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte
Sc	1,87	Tabela 1	sq	1,85	Tabela 1	SY	0,60	Tabela 1
Ic	1,00	Tabela 2	iq	1,00	Tabela 2	iY	1,00	Tabela 2
bc	1,00	Tabela 2	bq	1,00	Tabela 2	bY	1,00	Tabela 2
gc	1,00	Tabela 2	gq	1,00	Tabela 2	gY	1,00	Tabela 2
c1'	200,03	Tabela 11	Y1	17,20	Tabela 9	B	0,45	Figura 15
Nc	79,78	Eq. (4)	Dc	0,00	Rossi (2019)	NY	120,14	Eq. (5)
			Nq	69,23	Eq. (3)			

Fonte: Rossi (2019).

**Tabela 20 - Camada inferior de 45 cm – Meyerhof e Hanna.**

Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte
Sc	1,45	Tabela 1	sq	1,39	Tabela 1	SY	0,60	Tabela 1

Ic	1,00	Tabela 2	iq	1,00	Tabela 2	iY	1,00	Tabela 2
bc	1,00	Tabela 2	bq	1,00	Tabela 2	bY	1,00	Tabela 2
gc	1,00	Tabela 2	gq	1,00	Tabela 2	gY	1,00	Tabela 2
c1'	9,52	Rossi (2019)	Y1	15,60	Tabela 6	B	0,45	Tabela 6
Nc	16,27	Eq. (4)	Dc	0,00	Rossi (2019)	NY	6,59	Eq. (4)
			Nq	7,39	Eq. (3)			

Fonte: Rossi (2019).

Na Tabela 21 estão apresentados os dados de cálculos utilizados referente a camada superior de 60 cm, e na Tabela 22 os dados referentes a camada inferior de 60 cm.

**Tabela 21 - Camada superior de 60 cm – Meyerhof e Hanna.**

Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte
Sc	1,87	Tabela 1	sq	1,85	Tabela 1	SY	0,60	Tabela 1
Ic	1,00	Tabela 2	iq	1,00	Tabela 2	iY	1,00	Tabela 2
bc	1,00	Tabela 2	bq	1,00	Tabela 2	bY	1,00	Tabela 2
gc	1,00	Tabela 2	gq	1,00	Tabela 2	gY	1,00	Tabela 2
c1'	200,03	Rossi (2019)	Y1	18,60	Tabela 9	B	0,60	Figura 15
Nc	79,78	E. (4)	Dc	0,00	Rossi (2019)	NY	120,14	Eq. (5)
			Nq	69,23	Eq. (3)			

Fonte: Rossi (2019).

**Tabela 22 - Camada inferior de 60 cm – Meyerhof e Hanna**

Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte
Sc	1,45	Tabela 1	sq	1,39	Tabela 1	SY	0,60	Tabela 1
Ic	1,00	Tabela 2	iq	1,00	Tabela 2	iY	1,00	Tabela 2
bc	1,00	Tabela 2	bq	1,00	Tabela 2	bY	1,00	Tabela 2
gc	1,00	Tabela 2	gq	1,00	Tabela 2	gY	1,00	Tabela 2
c1'	9,52	Tabela 6	Y1	15,60	Tabela 6	B	0,60	Figura 15
Nc	16,27	Eq. (4)	Dc	0,00	Rossi (2019)	NY	6,59	Eq. (5)
			Nq	7,39	Eq. (3)			

Fonte: Rossi (2019).

Na Tabela 23 estão apresentados os dados de cálculos utilizados referente a camada superior de 90 cm, e na Tabela 24 os dados referentes a camada inferior de 90 cm.

**Tabela 23 - Camada superior de 90 cm – Meyerhof e Hanna.**

Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte
Sc	1,87	Tabela 1	sq	1,85	Tabela 1	S $\gamma$	0,60	Tabela 1
Ic	1,00	Tabela 2	iq	1,00	Tabela 2	i $\gamma$	1,00	Tabela 2
bc	1,00	Tabela 2	bq	1,00	Tabela 2	b $\gamma$	1,00	Tabela 2
gc	1,00	Tabela 2	gq	1,00	Tabela 2	g $\gamma$	1,00	Tabela 2
c1'	200,03	Tabela 6	$\gamma_1$	17,10	Tabela 9	B	0,90	Tabela 6
Nc	79,78	Eq. (4)	Dc	0,00	Rossi (2019)	N $\gamma$	120,14	Eq. (4)
			Nq	69,23	Eq. (3)			

**Fonte: Rossi (2019).**

**Tabela 24 -Camada inferior de 90 cm – Meyerhof e Hanna.**

Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte	Parâmetro	Valor	Fonte
Sc	1,45	Tabela 1	sq	1,39	Tabela 1	S $\gamma$	0,60	Tabela 1
Ic	1,00	Tabela 2	iq	1,00	Tabela 2	i $\gamma$	1,00	Tabela 2
bc	1,00	Tabela 2	bq	1,00	Tabela 2	b $\gamma$	1,00	Tabela 2
gc	1,00	Tabela 2	gq	1,00	Tabela 2	g $\gamma$	1,00	Tabela 2
c1'	9,52	Tabela 6	$\gamma_1$	15,60	Tabela 6	B	0,90	Figura 15
Nc	16,27	Eq. (4)	Dc	0,00	Rossi (2019)	N $\gamma$	6,59	Eq. (5)
			Nq	7,39	Eq. (3)			

**Fonte: Rossi (2019).**

#### 4.4.5. Sapata sobre solo Natural

##### 4.4.5.1. Terzaghi

O método de Terzaghi foi utilizado para calcular a capacidade de carga de Sapatas assentes sobre solo natural através da Equação 1:

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad \text{Eq. (1)}$$

Com os dados da **Erro! Fonte de referência não encontrada.** relativos ao solo natural, o u seja, sem tratamento.

**Tabela 25 - Propriedades do solo natural - Terzaghi.**

Parâmetro	Valor	Fonte
c	9,52	Tabela 6
Nc	16,27	Eq. (4)
q	0	Rossi (2019)
Nq	7,39	Eq. (3)
B	0,3	Figura 15
$\gamma$	15,6	Tabela 6
N $\gamma$	6,59	Eq. (5)
Sc	1,45	Tabela 1
Sq	1,39	Tabela 1
S $\gamma$	0,6	Tabela 1

**Fonte: Rossi (2019).**

## 5. RESULTADOS

### 5.1. Provas de Carga sobre solo melhorado x Capacidade de Carga teórica calculada

#### 5.1.1. Meyerhof

O cálculo da capacidade de carga pelo método de Meyerhof, foi realizado segundo o Item 3.4.1 dispondo dos parâmetros do solo presentes na Tabela 12, Tabela 13 e Tabela 14.

Foram estudadas três situações. Elas se distinguem pela largura da camada melhorada, a primeira camada referente a de 45 cm, a segunda de 60 cm e a terceira de 90 cm, todas com altura constante de 30 cm como demonstrado pela Figura 15. Estas apoiadas sobre um solo de menor capacidade de carga.

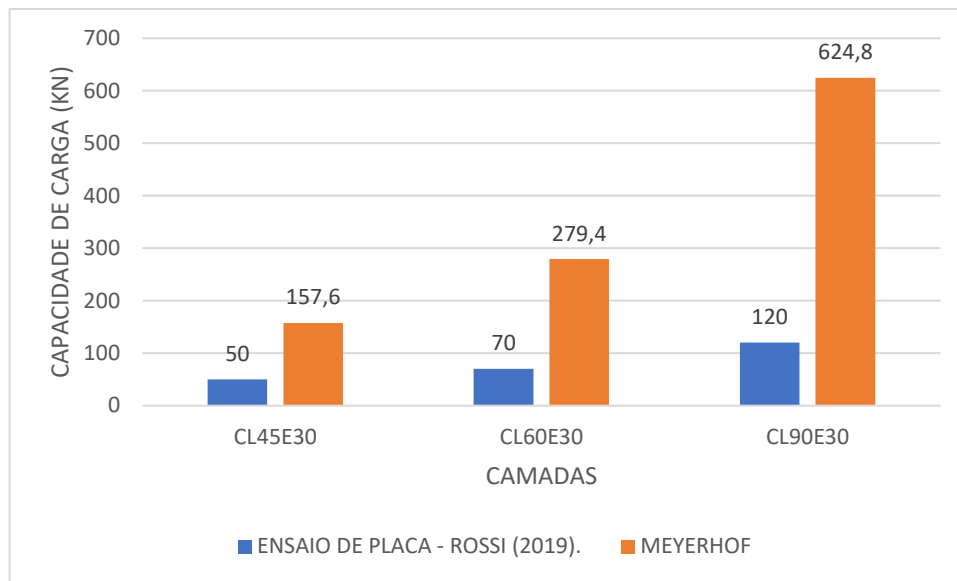
Com os valores da Tabela 12, Tabela 13 e Tabela 14 e a Equação 17, foram calculados os valores dispostos na terceira coluna da Tabela 26

A comparação entre os resultados dos métodos está presente na Tabela 26 a seguir, e visualmente explicado pela Figura 21.

**Tabela 26 - Resumo dos dados - Myerhof.**

Camada	Ensaio de Placa (KN)	Meyerhof (KN)
CL45E30	50	157,6
CL60E30	70	279,4
CL90E30	120	624,8

**Figura 21 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por Rossi (2019) e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Meyerhof.**



É possível notar que com o aumento da largura da camada tratada há um aumento da capacidade de carga do solo, como esperado, e diminuição dos recalques para uma mesma carga aplicada, como podemos ver na Figura 19 para os resultados da prova de carga, evidenciando dessa forma a capacidade de melhoramento das características do solo por cimento. O método de Meyerhof é capaz de prever o aumento da capacidade de carga com o aumento da largura da camada de tratamento, entretanto, é notável o aumento da diferença entre as previsões de capacidade de carga do método e as provas de carga com o aumento da largura da camada tratada, chegando a superestimar em 520,67% na camada de 90 cm.

### 5.1.2. Thomé

O cálculo da capacidade de carga por Thomé como apresentado no Item 3.4.4, considera a camada superior sendo cimentada e infinita, desta forma desconsiderando o efeito do aumento da largura camada tratada em seu método. Portanto, como no caso estudado foi obtido apenas um valor para comparação com os ensaios de Prova de Carga.

Essa metodologia semiempírica calcula a capacidade a 2% de recalque relativo ( $qu_{2\%}$ ), chegando a um fator  $F$  que levasse em consideração a relação  $H/D$  (espessura da camada/Diâmetro da placa) da coesão do solo cimentado e dos parâmetros do solo não-cimentado, chegando então ao fator  $F$ , calculado pela Equação 31.

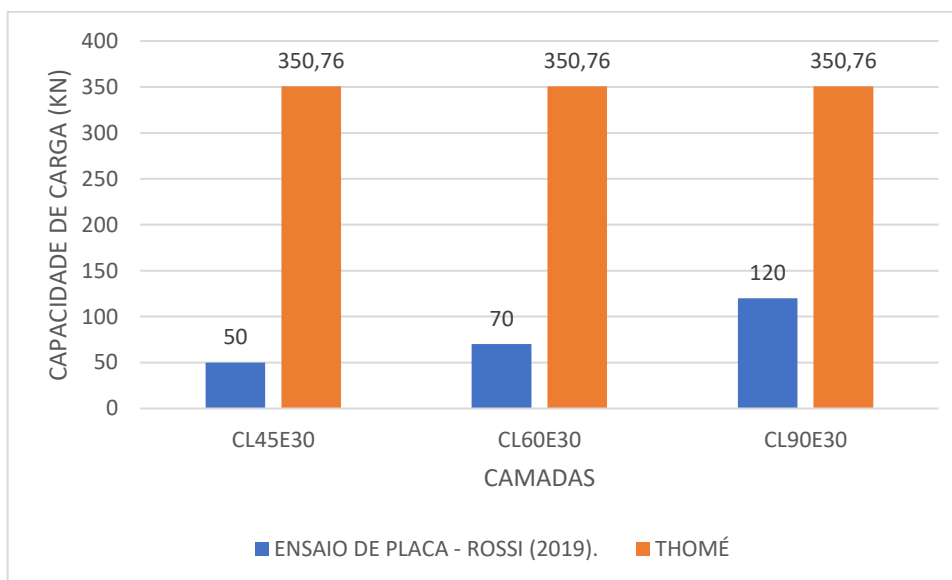


De posse dos dados da Tabela 15, e as Equação 31, foi calculado o fator F igual a 5,7, e em seguida a Capacidade de Carga a 2% utilizando a Equação 32, em seguida multiplicando pela área da placa pra chegar à carga de aplicação suportada (q), apresentados na Tabela 27, e comparados com os resultados das Provas de Carga na Figura 22.

**Tabela 27 - Valores Calculados pelo método de Thomé.**

Identificação	Parâmetro	Valor
Fator F	F	5,7
Capacidade de Carga à 2% (KN/m <sup>2</sup> )	qu2%	1240,73
Capacidade de Carga (KN)	q	350,76

**Figura 22 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por Rossi (2019) e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Thomé.**



Pode-se notar que devido as características do método, já comentadas, a variação da largura da camada tratada não influencia nos valores de capacidade de carga obtido pelo método. Haveria diferença em caso fossem aumentadas as espessuras da camada tratada, ou seja, caso não fosse constante para as três camadas tratadas a espessura de 30 cm e a relação H/D de 1. Desta forma, o método apresenta problemas ligados a otimização do volume da camada tratada, pois não prevê a capacidade de carga com o aumento, ou, diminuição da largura da camada.

É notável que, com o aumento da camada os valores da prova de carga foram se aproximando dos valores calculados pelo método, o que era esperado já que o método considera uma camada infinita, ou seja, quanto maior a largura da camada, mais tende a se aproximar do

modelo. Dessa forma a camada que mais distanciou do resultado do ensaio foi a de 45 cm, chegando a superestimar em 701,52%

### 5.1.3. Brinch-Hansen

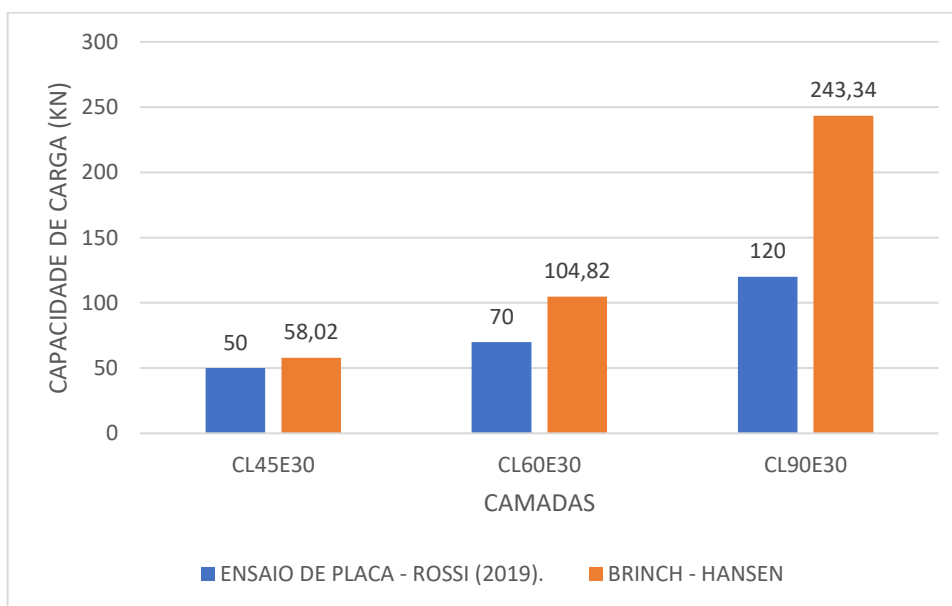
O cálculo da Capacidade de Carga por Brinch – Hansen está baseado na teoria de Terzaghi, sendo adicionado suas contribuições. É calculado como explicado no Item 3.4.3, considerando a camada tratada como sendo uma fundação assente sobre o solo natural.

Dispondo dos dados da Tabela 16, Tabela 17 e Tabela 18, referentes especificamente as camadas de 45, 60 e 90 cm, e fazendo uso da Equação 29, chegou-se aos seguintes valores apresentados na Tabela 28 e comparados com a prova de Carga na Figura 23 abaixo:

**Tabela 28 - Valores de Capacidade de Carga - Brinch - Hansen.**

Camada	Brinch – Hansen (KN)
CL45E30	58,02
CL60E30	104,82
CL90E30	243,34

**Figura 23 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por Rossi (2019) e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Brinch - Hansen.**



Pode-se notar que os valores ficaram próximos para a camada de 45 cm, já na de 60 cm houve uma variação de aproximadamente 50%, e para de 90 cm de 100%, demonstrando, apesar

da superestimativa da capacidade de carga, o método é capaz de prever o aumento da capacidade de carga com o aumento da camada tratada.

#### 5.1.4. Meyerhof e Hanna

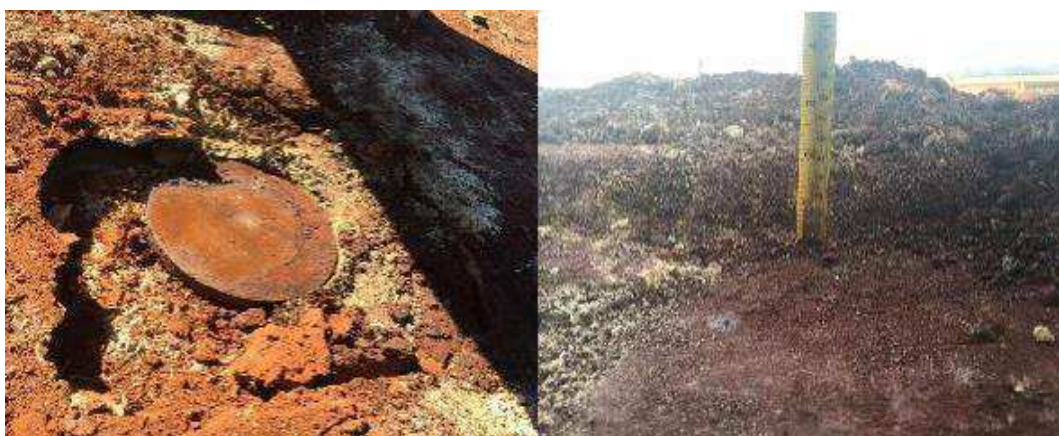
O cálculo por Myerhof e Hanna (Item 3.4.2) foi feito considerando uma camada de elevada capacidade de carga assente sobre uma de resistência menor, pois representa adequadamente a situação das provas de carga que foram executadas sobre um reforço de solo cimentado. Este método assume que na carga última uma massa de solo em forma piramidal truncada é empurrada sobre a camada de solo menos resistente, como de fato ocorreu no estudo de Rossi (2019) como pode-se notar nas Figura 24, Figura 25 e Figura 26, e com maior evidência para os casos da Camada de 45 e 60 cm.

**Figura 24 - Ruptura da camada CL45E30.**



Fonte: Rossi (2019).

**Figura 25 - Ruptura da camada CL60E30.**



Fonte: Rossi (2019).

**Figura 26 - Ruptura da camada CL90E30.**



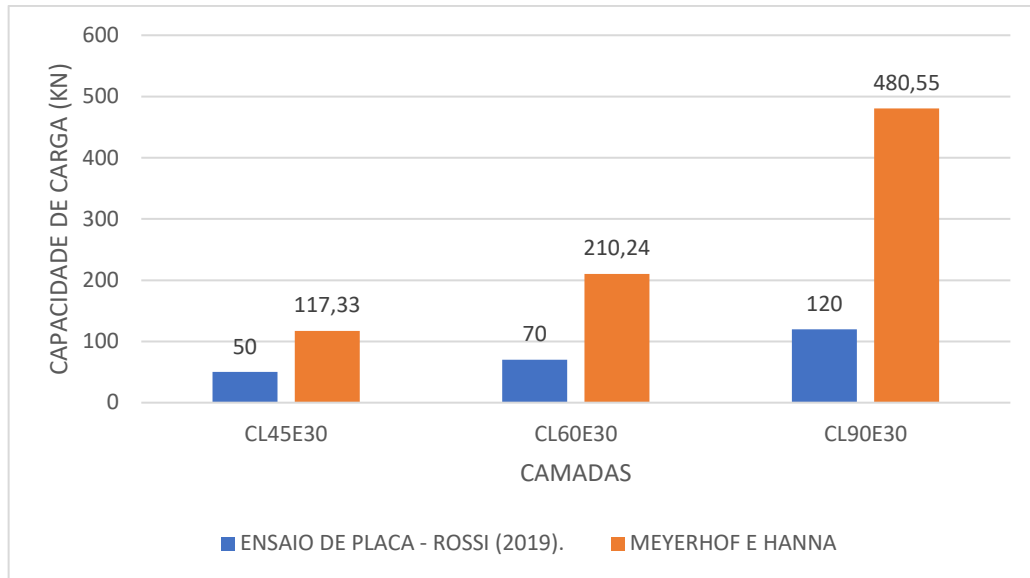
**Fonte: Rossi (2019).**

Como explanado anteriormente, a relação H/D continua sendo igual a 1 em todas as situações estudadas, e, dispondo dos dados das camadas superiores (camada tratada) e inferiores (solo natural), presentes na Tabela 19, Tabela 20, Tabela 21, Tabela 22, Tabela 23 e Tabela 24, e com o auxílio das Equações 23, 24, 25 e 26, chegou-se aos seguintes valores de capacidade de Carga de acordo com a camada, apresentados na Tabela 29 e comparados com o ensaio de Prova de carga na Figura 27 :

**Tabela 29 - Capacidade de Carga (KN) - Meyerhof e Hanna.**

Camada	Placa	Meyerhof e Hanna
CL45E30	50	117,33
CL60E30	70	210,24
CL90E30	120	480,55

**Figura 27 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por Rossi (2019) e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Meyerhof e Hanna.**



Confirmando o esperado, como pode-se notar houve um aumento da Capacidade de Carga do solo tratado com o aumento da largura tratada. Entretanto apesar do tipo de ruptura do modelo de Meyerhof e Hanna ter sido observado nas provas de carga o método realizou previsões e com o aumento dela há também um aumento na variação dos resultados das provas de carga para o calculado pelo método, chegando a superestimar em 300,46% na camada de 90 cm.

## 5.2. Provas de Carga sobre solo natural

### 5.2.1. Terzaghi

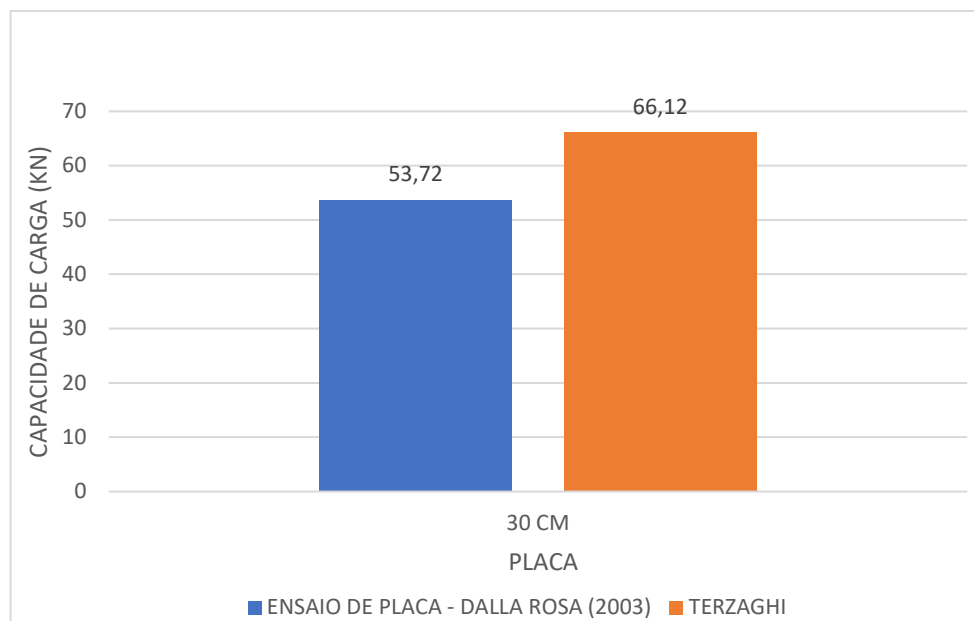
O método de Terzaghi como explicado no item 3.2.2.1, foi desenvolvido para Sapatas retangulares com comprimento muito maior que a largura, chegando a partir de experimentos em fatores de forma calculados pelas Equações 3, 4 e 5.

De posse da equação de Terzaghi (Eq. 1), e os parâmetros do solo na Tabela 25. Chegou-se aos valores apresentados na Tabela 30 e comparados com a Prova de Carga na Figura 28:

**Tabela 30 - Capacidade de Carga para o solo natural - Terzaghi.**

Placa	Terzaghi
30 CM	66,12

**Figura 28 - Comparação entre os resultados das provas de carga de carga realizadas por DALLA ROSA (2003) em solo natural e as previsões de capacidade de carga pelo Método de Terzaghi.**



Como mostrado na Figura 28 acima, os valores de capacidade de carga, para os ensaios de placa com diâmetro de 30 cm de DALLA ROSA (2003) ficaram próximo do valor calculado pelo método de Terzaghi, comprovando desta forma sua eficácia no cálculo de capacidade de carga para solo naturais e homogêneos, apresentando valores confiáveis.

### 5.3. Comparação entre os métodos

Dispondo dos resultados anteriores calculados pelos métodos de Meyerhof, Brinch – Hansen, Meyerhof e Hanna e Thomé, foi possível comparar seus valores de acordo com a camada tratada e apresentá-los lado a lado na Figura 29.

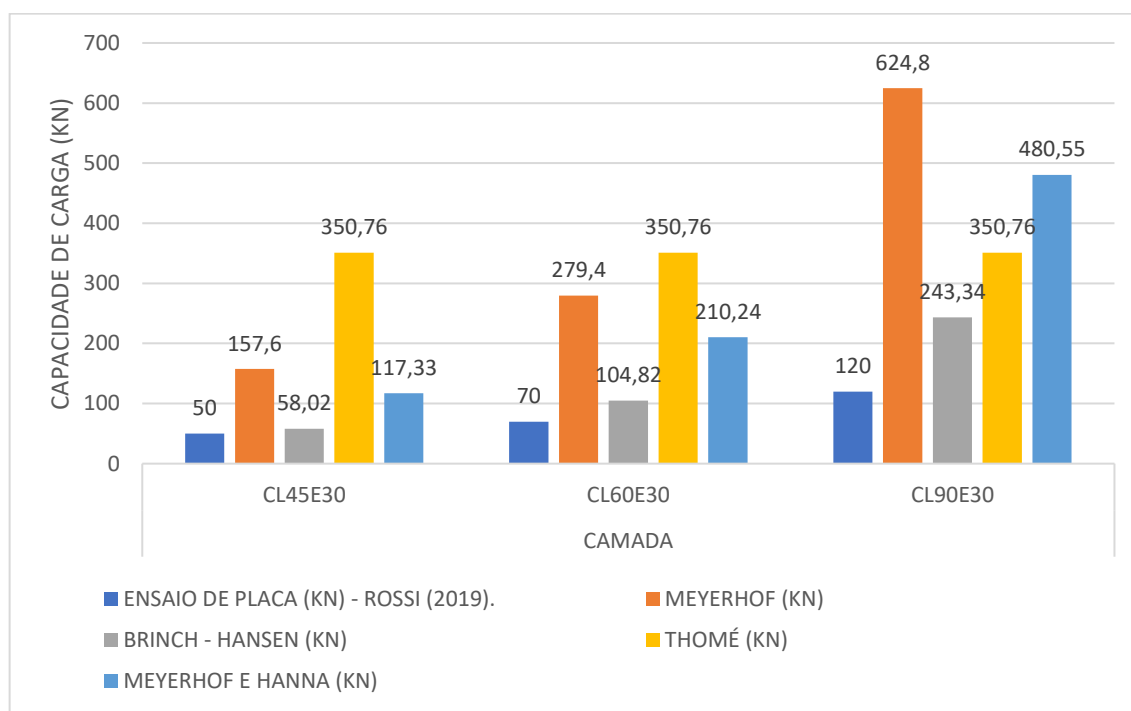
Pode-se notar que dentre os métodos estudados, aquele que mais se aproximou dos resultados das provas de carga foi o método de Brinch – Hansen, além disso, ele apresenta uma tendência de melhores resultados quanto menor a largura da camada, chegando há uma diferença mínima para a camada de 45 cm de 16,04% e máxima para a camada de 90 cm de 102,78%. As considerações desse método tendo em vista que se trata de uma contribuição há métodos anteriores como os de Meyerhof e Terzaghi se mostraram próximos da realidade do estudo, com a forma de ruptura mais ou menos piramidal truncada ( Figura 24, Figura 25 e Figura 26) se assemelhando as teorias que contribuíram para dar origem ao método (Terzaghi, Meyerhof, e Meyerhof e Hanna). Por outro lado, o método de Thomé se mostrou o mais

desfavorável economicamente, como podemos ver na Figura 29 + não há influência do aumento da largura da camada, desta forma o método não é capaz prever até que largura esta solução para reforço de solo seria economicamente vantajosa.

Após Brinch – Hansen, o método que se apresentou mais vantajoso foi o de Meyerhof e Hanna, assim como Brinch – Hansen alcançando seu melhor resultado para a menor camada tratada (45 cm).

Desta forma, o método que mais se afastou da realidade na previsão de Capacidade de Carga foi o método de Meyerhof, também com uma tendência de afastamentos dos valores da Prova de carga com o aumento da camada. Tornando o método para esta situação pouco confiável, necessitando de coeficientes de segurança altos, para aumentar sua confiabilidade de aplicação.

**Figura 29 - Comparação entres os Métodos por camada.**



Portanto para a situação estudada de solo melhorado com cimento, com variação da largura da camada, nenhum dos métodos utilizados se mostrou verdadeiramente satisfatório para essa análise, apresentando valores destoantes da realidade, conforme há o aumento da camada, superestimando seus valores, o que torna a análise perigosa para aplicações práticas, necessitando de coeficientes de segurança elevados (>3,0).

Conclui-se que para todas as camadas de solo tratado houve um ganho significativo de resistência. Partindo de um valor de 24 KN obtido por DALLA ROSA (2003) em seu ensaio de

prova de carga, para um valor de 50 KN (ROSSI, 2019) para a camada de 45 cm, havendo um acréscimo de cerca de 108,3% em sua resistência. Portanto, para uma mesma solicitação de carregamento com o melhoramento do solo feito com cimento Portland a sapata teria uma área aproximadamente 50% menor. Neste caso o uso de cimento Portland CP V-ARI para uma camada de 45 cm com espessura de 30cm e teor de cimento de 7%, seria da ordem de  $4,2525 \times 10^{-3} \text{ m}^3$  ou 13,2678 kg de cimento, considerando um peso específico médio de  $3120 \text{ Kg/m}^3$ , ou seja, aproximadamente 25% de um saco de 50Kg (valor usual). Para a camada de 60 cm de mesma espessura e teor de cimento o valor seria de aproximadamente  $7,56 \times 10^{-3} \text{ m}^3$  ou seja 23,59 Kg que corresponde a aproximadamente 52,82% de um saco de 50Kg. Para a camada de 90 os valores seriam  $0,017 \text{ m}^3$ , aproximadamente 53,07 Kg de cimento, que corresponde a 106,14% de um saco de cimento.

Portanto essa solução acarretaria economia tanto de concreto quanto de formas e Aço, demonstrando com isso ser uma opção de grande valia para o emprego no melhoramento de solo para recebimento de sapatas. Podendo ainda chegar a valores mais expressivos com o aumento da camada como demonstrado nos ensaios de prova de carga de ROSSI (2019).



## 6. CONCLUSÃO

Conclui-se que o método que melhor previu a capacidade de carga do fundações superficiais assentes solo melhorado com cimento CP V – ARI foi o de Brinch – Hansen, no qual foi considerado que uma camada de elevada capacidade de carga (solo-cimento) se apoiando sobre um solo de baixa capacidade de carga (solo argiloso natural). Este método leva em consideração a profundidade, inclinação da carga, fatores de forma, inclinação do terreno, inclinação da base da fundação. Além disso este método se mostrou mais eficiente quanto menor a camada tratada, como ocorreu para a camada com largura de 45 cm (CL45E30), que foi o qual chegou de previsão de capacidade de carga próximo do valor do ensaio de placa, e tendo seu valor superestimado na camada de maior largura (CL90E45).

Os métodos de Meyerhof, Brinch – Hansen e Meyerhof e Hanna foram capazes de prever o aumento da capacidade de carga da fundação devido ao aumento da largura do reforço de solo-cimento. Entretanto o método de Thomé, que considera a camada de reforço infinita, não conseguiu prever a influência da largura do reforço de solo cimento.

Conclui-se também que essa metodologia de reforço na base de fundações com solo cimento, se mostrou eficaz em relação economia de materiais de construção, chegando a mais que duplicar a capacidade de carga como ocorreu no ensaio de fundação com diâmetro de 30 cm, que quando assentada diretamente sobre o solo apresenta capacidade de carga de 24 KN (Dalla Rosa ,2004) e quando assente sobre uma camada de solo-cimento com 45 cm de lado e espessura de 30 cm possui capacidade de carga de 50KN (Rossi, 2019). Este fato que acarretaria numa fundação cerca de 50% menor com conseqüente diminuição na quantidade de concreto utilizado, de formas para concretagem, tempo de execução e armadura, isso com adição de somente 7% de cimento Portland CP V-ARI.

Porém destaca-se que os métodos de previsão de capacidade de carga estudados nessa pesquisa não foram eficientes em prever o comportamento das fundações assentes sobre solo melhorado, logo mais, pesquisas devem ser realizadas visando melhorar a capacidade de previsão de capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre solo cimentado. Desta forma tornando a solução mais segura e economicamente viável

## 7. REFERÊNCIAS

- AHNBERG, H., JOHANSSON, S.-E., PIHL, H., CARLSSON, T., 2003, Stabilising effects of different binders in some Swedish soils. *Ground Improvement* 7 ed., n.1,
- ALONSO, U. R. Previsão e controle das fundações. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1991.
- BRINCH HANSEN, J., 1961, “A General Formula for Bearing Capacity”, Boletim Número 11, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- BRINCH HANSEN, J., 1970, “A Revised and Extend Formula for Bearing Capacity”, Boletim Número 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- CARRETA, M. S. Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais. 2018. 182f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.
- CHEN, C.; WANG, X. Adsorption of Ni(II) from aqueous solution using oxidized multi-wall carbon nanotubes. *Ind. Eng. Chem.*, v. 45, 2006.
- CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas**: projeto geométrico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 142 p.
- CONSOLI, N. C., FESTUGATO, L. HEINECK, K. S. Strain hardening behaviour of fibereinforced sand in view of filament geometry. *Geosynthetics International* 16. 2009-b.
- CROFT, J. B. (1967) The influence of soil mineralogical composition on cement estabilization. *Geotechnique*.
- CRUZ, R. C. Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada. 2008. 216f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil,

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

DÉCOURT, L. (1994) Fundações e Interação Solo-estrutura, Relato Geral. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. XCOBRAMSEF1994. Foz do Iguaçu.

FELLENIUS, B. H. Test loading of piles and new proof testing procedure. Journal of the Geotechnical Engineering Division, New York, ASCE, v. 101, n. 9,1975.

FELT, E. J. Factors influencing physical properties of soil-cement mixtures. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5, 1955.

FOPPA, D. Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento. 2016. 238f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

HALL, M. R.; NAJIM, K, B.; DEHDEZI, P. Soil stabilization: materials, properties, and techniques. University of Nottingham, UK– 2012.

HANNA, T.H. Instrumentation of foundation structures – a new review. In: CONFERENCE ON CONSTRUCTION PRACTICES AND INSTRUMENTATION IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. 1982, Surat-India. Proceedings...Surat, v.1.

HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. Akademiet for de Tekniske Videnskaber. Geoteknisk Institut. 1961.

HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. DanishGeoteknisk Institut, Bulletin n. 28, Copenhagen 1970.

HEBIB, S.; FARRELL, E.R. Some Experiences of Stabilizing Irish Organic Soils. Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization,1999.

KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. Géotechnique, v. 47, n. 2, 1997.

LARSEN, Cristiano Kaminski; ASSIS, Juceane Aparecida de. Estudo comparativo de tipos de fundação para uma obra residencial. 2002. 65 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tuiuti do Paraná, Curitiba, 2002.

LOPES, F. R. The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method. 1979. Thesis (Ph. D.) ã University of London, London, 1979.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, v. 2, n. 3. 1951.

MEYERHOF, G. G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal*, v.11, n.2,1974.

MEYERHOF, G.G.; HANNA, A.M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15,1978

MOH, Z. C. Reactions of soil minerals with cement and chemicals. *Highway Research Record*, Washington, O. C. 1965.

MOREIRA, Eclesielter Batista. **CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA FINITA DE SOLO CIMENTADO**. 2020. 222 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/218632>. Acesso em: 02 abr. 2021.

**NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 108 p.

NBR 6489: Prova de carga direta sobre o terreno da fundação. Rio de Janeiro, 1984d. 2p.

NGLES, O. G.; METCALF, J. B. *Soil stabilization: principles and practices*. Sydney: Butterworths, 1972.

NOBLE, D. F. Reactions and strength development in portland cement-clay mixtures. *Highway Research Record*, Washington, V. 198, 1967.

NÚÑEZ, W. P. Estabilização Físico-química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, visando seu Emprego na Pavimentação. 1991. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

PITTA M. R. Retração de solo-cimento. São Paulo, 1985. ABCP, 63p.

ROSSI, Jamile Giriboni. **Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte**. 2019. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/194540?show=full>. Acesso em: 25 mar. 2021.

RUSSI, D. **Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros**. 2007. 149 páginas. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

SALES, Luís Fernando Pedroso. **Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solos Tratados**. 1998. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/2142>. Acesso em: 26 mar. 2021.

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M., Static Properties of Lightly Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 104, n. GT12, 1978.

SHERWOOD, P.T. Soil stabilization with cement and lime: state of the art review. London: HMSO, 1993.

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: FALCONI, Frederico F. et al. *Fundações teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

TERZAGHI, K., 1943, *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, New York.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. New York, John Willey & Sons.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley & Sons, 1948.

THOMÉ, A.; *Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais*. Tese (Doutorado em XXVIII CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA EM ENGENHARIA – CRICTE 2017, 15 a 18 de novembro de 2017 – Ijuí – RS – Brasil Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1999.

THOMÉ, Antônio. **Comportamento de Fundações Superficiais apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais**. 1999. 266 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/3036>. Acesso em: 28 mar. 2021.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **FUNDAÇÕES**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 583 p.

VENDRUSCOLOR, Márcio Antônio. **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solo Melhorado**. 1996. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/1453>. Acesso em: 02 abr. 2021.

VESIC, A. S. Research on bearing capacity of soils, unpublished (apud Vesic, 1975).

VESIC, A. S., 1963a, "Bearing capacity of deep foundations in sand", Highway research Record 39, National Academy of Sciences, National Research Council, Washington, USA.

VESIC, A. S., 1963b, "Theoretical studies of cratering mechanisms affecting the stability of cratered slopes", Final Report, Project No. A-655, Engineering Experiment Station, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.

VESIC, A. S.; JOHNSON, W. H., 1963, "Model Studies of Beams Resting on a Salt Subgrade", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 89, n. 1.