

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de  
área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa  
capacidade de suporte**

**Jamile Giriboni Rossi**

Porto Alegre

2019

JAMILE GIRIBONI ROSSI

**FUNDAÇÕES CIRCULARES APOIADAS EM CAMADAS DE  
SOLO-CIMENTO DE ÁREA VARIÁVEL IMPLANTADAS EM  
SOLO COESIVO-FRICCIONAL DE BAIXA CAPACIDADE DE  
SUPORTE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia

Porto Alegre

2019

## CIP - Catalogação na Publicação

Rossi, Jamile Giriboni

Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte / Jamile Giriboni Rossi. -- 2019.

142 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Cesar Alberto Ruver.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2019.

1. Solo coesivo-friccional. 2. Solo-cimento. 3. Solo tratado. 4. Ensaio de placa. I. Cesar Consoli, Nilo, orient. II. Ruver, Cesar Alberto, coorient. III. Título.

**JAMILE GIRIBONI ROSSI**

**FUNDAÇÕES CIRCULARES APOIADAS EM CAMADAS DE SOLO-CIMENTO DE ÁREA VARIÁVEL IMPLANTADAS EM SOLO COESIVO-FRICCIONAL DE BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de fevereiro de 2019

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Ph.D. Concordia University, Canadá  
Orientador

Prof. Cesar Alberto Ruver  
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Co-orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Lucas Festugato (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Luizmar da Silva Lopes Junior (UPF)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Vitor Pereira Faro (UFPR)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Andrea Diambra (University of Bristol)**  
Dr. pela University of Bristol, UK

## **AGRADECIMENTOS**

Após a conclusão desta dissertação, gostaria de expressar os meus agradecimentos a aqueles que contribuíram de alguma forma na concretização deste trabalho.

Gostaria de agradecer à CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro prestado durante o mestrado, o qual foi essencial para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço também ao professor Nilo Consoli pela orientação, dedicação, entusiasmo e incentivo proporcionados a mim. Agradeço também por sempre estar presente e disposto a ajudar a qualquer momento que fosse preciso desde o início da pós-graduação.

Agradeço ao professor Cesar Ruver pela sua co-orientação, incentivo, trabalho duro na retirada das amostras e ajuda na análise de resultados deste trabalho.

Agradeço também aos técnicos administrativos e aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Agradeço imensamente ao apoio recebido durante a fase experimental deste trabalho pelos professores, graduandos e demais técnicos da Universidade de Passo Fundo (UPF). Em especial ao professor Antonio Thomé, ao professor Luizmar da S. Lopes Junior, ao laboratorista e graduando Leunir L. Freitas e ao graduando Yohan Casiraghi.

Agradeço aos meus pais, Jaime e Berenice, pelo apoio incondicional que sempre me deram em todas as etapas da minha vida. Sempre acreditaram em mim até mesmo quando eu não acreditava.

Agradeço ao meu noivo, Cássio Libraga, por abrir mão de estar junto de sua família para estar comigo durante esta etapa.

Agradeço também a todos meus colegas e amigos do PPGEC, pois me ajudaram tanto com o conhecimento quanto com palavras de apoio.

Um agradecimento especial ao Max Deluan e a Luciana Queiroz por não me deixarem desistir, por todas as palavras de apoio dirigidas a mim nos momentos que eu precisava. Desculpa se muitas vezes não dei ouvido a elas, mas sem vocês talvez não teria chegado até aqui. Então,

muito obrigada. Agradeço a Naiara Reginato pelo companheirismo e, principalmente, pelo ombro amigo quando eu precisei, agradeço a colega Bruna Spricigo por estar sempre disposta a ajudar e torcer para que tudo desse certo e ao colega Hugo Scheuermann Filho por sanar todas as minhas dúvidas e por estar sempre pronto a ajudar os colegas. Agradeço também a Mariana Carreta e a Helena Leon que me acompanharam durante todas as execuções dos ensaios no laboratório e também durante a análise dos resultados sempre dispostas a sanar minhas dúvidas.

Por fim, mas não menos importante, agradeço a Deus por sempre me abençoar e colocar boas pessoas no meu caminho!

O maior erro que você pode cometer, é o de ficar o tempo  
todo com medo de cometer algum.

*Elbert Hubbard*

## RESUMO

ROSSI, J. G. **Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte.** 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre .

A estabilização de solos como, por exemplo, com a adição de cimento Portland melhora as propriedades do solo sendo possível a sua utilização como base de fundações superficiais. Desta maneira, a capacidade de carga da fundação pode ser calculada por métodos analíticos que consideram o solo estratificado. As metodologias mais utilizadas consideram a camada tratada como um meio de largura infinita e depende apenas da relação entre o diâmetro da fundação e a espessura da camada. Logo, esta dissertação pretende analisar a influência que a largura da camada tratada exerce no comportamento carga - recalque do reforço durante a execução de ensaios de placa. Deste modo, foram conduzidos ensaios de carga estáticos em placas de 300mm de diâmetro sobre camadas de solo-cimento de diferentes larguras (450mm, 600mm e 900mm) e de espessura constante e igual a 300mm. Os resultados mostraram dois modos de ruptura. As duas camadas com larguras menores não apresentaram fissuras e punçaram sobre o solo coesivo friccional; já a camada de maior largura apresentou fissuras que iniciaram na parte inferior do centro da camada em direção as bordas. Esse trabalho vem ampliar o estado do conhecimento sobre fundações superficiais embasadas em camadas melhoradas apoiadas em solos coesivo friccional de baixa resistência mostrando a importância da consideração da dimensão da extensão (largura) camada tratada na estimativa da capacidade de carga de fundações superficiais.

**Palavras -chave:** estabilização dos solos; solo-cimento; capacidade de carga; ensaio de placa; solos estratificados.

## ABSTRACT

ROSSI, J. G. **Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte.** 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre .

Soil stabilization, such as the addition of cement, improves the soil properties and it is possible to use them as a base for shallow foundations. In this way, the bearing capacity of the foundation is calculated by analytical methods that consider stratified soil only. The most used methodology considers the treated layer as an infinite stratum and depends only on the ratio between the footing width and the thickness of the layer. Therefore, this dissertation intends to analyze the influence that the width of the treated layer exerts on the load - settlement behavior of the reinforcement during plate loading tests. Thus, static plate loading tests were carried out on footings (diameter of 300mm) resting on a soil-cement reinforced layers with different widths (450mm, 600mm and 900mm) and of constant thickness and equal to 300mm. The results have shown two distinct modes of rupture, the two smaller layers did not present cracks and punctured on the cohesive frictional soil, while the larger layer have shown a formation of tensile cracks in the center-bottom of the layer towards the edges. This work expands the knowledge on shallow footings bearing on improved layers above weak cohesive-frictional soils showing the importance of considering the width of the treated layer in the bearing capacity of footings.

**Keywords:** soil stabilization; soil-cement; bearing capacity; plate loading tests; stratified soils.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>24</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	24
1.2 OBJETIVOS .....	25
1.1.1 Objetivo Geral .....	25
1.1.2 Objetivos Específicos .....	25
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO.....	25
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>27</b>
2.1 ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS.....	27
2.1.1 Considerações iniciais .....	27
2.1.2 Estabilização Físico-Química.....	28
2.2 EFEITO DA CIMENTAÇÃO NAS PROPRIEDADES DOS SOLOS .....	30
2.2.1 Fator vazios/cimento .....	30
2.2.2 Considerações gerais sobre os efeitos da cimentação .....	30
2.2.3 Efeito na resistência e rigidez do solo .....	31
2.2.4 Efeito nas deformações, coesão e ângulo de atrito do solo .....	33
2.2.5 Efeito na permeabilidade e durabilidade .....	33
2.3 COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS PRÉ-RUPTURA .....	33
2.3.1 Cisalhamento .....	34
2.3.2 Compressão .....	38
2.4 COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS PÓS-RUPTURA .....	40
2.5 MÉTODOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS DE DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS ESTRATIFICADOS.....	40
2.6 PROVA DE CARGA .....	60
2.6.1 Considerações gerais .....	60
2.6.2 Critérios de definição da carga de ruptura.....	63
<b>3 PROGRAMA DE PESQUISA.....</b>	<b>69</b>
3.1 INTRODUÇÃO .....	69
3.2 ETAPA DE CAMPO .....	69
3.3 ETAPA DE LABORATÓRIO .....	70

3.4 MATERIAIS E MÉTODOS .....	71
3.4.1 Materiais .....	71
3.4.2 Métodos .....	85
<b>4 RESULTADOS .....</b>	<b>103</b>
4.1 COMPORTAMENTO CARGA - RECALQUE.....	103
4.2 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS .....	108
4.3 ENSAIO TRIAXIAL .....	111
4.4 CARGA DE RUPTURA.....	115
4.4.1 Critério baseado na limitação do recalque máximo .....	117
4.4.2 Critérios baseados na consideração das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica ..	118
4.4.3 Critério que considera o ajuste do gráfico a uma curva com formulação conhecida .....	118
4.4.4 Critérios que consideram o fator tempo .....	118
4.4.5 Comparação entre metodologias .....	118
4.6 MECANISMO DE RUPTURA .....	120
4.7 COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DA CAMADA DE 90cm de lado .....	123
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>124</b>
5.2 CONCLUSÕES.....	124
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	125
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>127</b>
<b>APÊNDICE .....</b>	<b>134</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Fenômeno de estabilização das areias cimentadas. (Adaptado de Chang & Woods, 1992).....	35
Figura 2.2: Influência da porcentagem de cimento no comportamento tensão-deformação de uma areia densa do Rio Mississippi (Adaptado de JURAN & RICCOBONO, 1991).....	37
Figura 2.3: Efeito da cimentação nas características de resistência da areia do Rio Mississippi (Adaptado de JURAN & RICCOBONO, 1991).....	37
Figura 2.4: Curvas tensão-deformação para distintas porcentagens de cimento (Adaptado de CLOUGH et al., 1981). .....	38
Figura 2.5: Mudança no módulo secante de deformação com a tensão desviadora (Adaptado de SCHNAID et al., 2001). .....	40
Figura 2.6: Fator de capacidade de carga de argila com coesão $c_1$ sobre camada de argila com coesão $c_2$ (Adaptado de BUTTON, 1953). .....	41
Figura 2.7: Fator de capacidade de carga de argila com coesão variando com a profundidade de $c_1$ na superfície até $c_2$ em uma profundidade $H_s$ no topo de uma camada de coesão $c_2$ (Adaptado de BUTTON, 1953). .....	42
Figura 2.8: Mecanismo de capacidade de carga (Adaptado de MEYERHOF, 1974). .....	43
Figura 2.9: Mecanismo de ruptura do solo sobre carregamento inclinado (Adaptado de MEYERHOF & HANNA, 1978). .....	46
Figura 2.10: Capacidade de carga (Adaptado de HANNA, 1982). .....	48
Figura 2.11: Comparação dos métodos de capacidade de carga (Adaptado de KRAFT & HELFRICH, 1982). .....	50
Figura 2.12: Correlação entre $q_{u2\%}/Pa$ e o fator $F$ para a relação $H/D=1,0$ (THOMÉ, 1999). ..	54
Figura 2.13: Ábaco para determinação de $q_{ult3\%}$ (FARO & CONSOLI, 2014). .....	55
Figura 2.14: Carga x Recalque (Adaptado de SHALABY, 2014). .....	56
Figura 2.15: Analogia reforço x viga bi-apoiada (FOPPA, 2016).....	58
Figura 2.16: Blocos de fundação de seção plena (FOPPA, 2016).....	58

Figura 2.17: Comparativo entre os modelos (FOPPA, 2016).....	59
Figura 2.18: Aplicação esquemática de carga (ALONSO, 1991). ....	62
Figura 2.19: Solicitações do bulbo de pressões (ALONSO, 1991).....	62
Figura 2.20: Método de Buttler e Hoy (Niyama <i>et al.</i> , 1998). ....	67
Figura 2.21 Critério de Mazurkiewicz (Niyama <i>et al.</i> , 1998).....	68
Figura 3.1: Localização do campo experimental dentro da Universidade de Passo Fundo (GOOGLE MAPS, ACESSADO 10/07/2018).....	71
Figura 3.2: Localização do campo experimental na visão da cidade de Passo Fundo (GOOGLE MAPS, ACESSADO 10/07/2018).....	72
Figura 3.3: Localização da cidade de Passo Fundo no mapa do Rio Grande do Sul (GOOGLE IMAGENS, ACESSADO 10/07/2018). ....	72
Figura 3.4: Perfil geotécnico do campo experimental (SPT) (LOPES JUNIOR apud EDLER <i>et al.</i> , 2012).....	73
Figura 3.5 Perfil geotécnico do campo experimental (CPT) (FARO, 2014).....	74
Figura 3.6: Curva granulométrica do campo experimental (RUVÉR, 2011).....	75
Figura 3.7: Comportamento tensão x deformação (CARRETA, 2018). ....	76
Figura 3.8: Deformação volumétrica x deformação axial (CARRETA, 2018).....	76
Figura 3.9: Trajetória de tensões e definição dos pontos de plastificação (CARRETA, 2018). .....	77
Figura 3.10: Carga x recalque - Solo residual (Adaptado de Dalla Rosa, 2003).....	77
Figura 3.11: Tensão x recalque relativo - Solo residual (Adaptado de Dalla Rosa, 2007). ....	78
Figura 3.12: Localização de Osório no mapa do Rio Grande do Sul (WIKIPEDIA). ....	78
Figura 3.13: Curva de distribuição granulométrica da Areia de Osório (CRUZ, 2008). ....	79
Figura 3.14: Evolução média da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002). ....	81

Figura 3.15: Gráfico da Resistência à compressão simples x quantidade de cimento (Adaptado de CRUZ, 2008). .....	82
Figura 3.16: RCS x porosidade em função da porcentagem de cimento (Adaptado de CRUZ, 2008).....	82
Figura 3.17: Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento (Adaptado de CRUZ, 2008).....	83
Figura 3.18: Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento (Adaptado de CRUZ, 2008).....	83
Figura 3.19: Correlação entre tensão de ruptura a diferentes tensões de confinamento e relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume ( $\Pi/C_{iv}$ ) (Adaptado de CRUZ, 2008).....	84
Figura 3.20: Abertura das cavas. ....	85
Figura 3.21: (a) Disposição das cavas no campo experimental; (b) Detalhes construtivos (medidas em centímetros).....	86
Figura 3.22: Balança e soquete manual (FARO, 2014).....	87
Figura 3.23: Camada tratada em execução. ....	89
Figura 3.24: Método da frigideira. ....	90
Figura 3.25: Sistema de reação.....	93
Figura 3.26: (a) Célula de carga; (b) Macaco hidráulico; (c) Bomba.....	93
Figura 3.27: Sistema de Aquisição de dados. ....	94
Figura 3.28: Sistema de plástico que mantém as régua resistivas na posição determinada. ....	95
Figura 3.29: Calibração das régua resistivas.....	96
Figura 3.30: Calibração das células de carga .....	97
Figura 3.31: Fonte amplificadora. ....	97
Figura 3.32: Visão geral dos equipamento. ....	99
Figura 3.33: Camada de 45cm sendo retirada do campo experimental.....	100

Figura 3.34: Procedimentos para escupir o corpo de prova: (a) Repartição do bloco; (b) Retiradas dos excessos; (c) Dando forma ao corpo de prova; (d) Corpo de prova esculpido.....	101
Figura 3.35: Corpo de prova posicionado e equipado com os sensores de efeito Hall .....	101
Figura 3.36: Ensaio triaxial .....	102
Figura 4.1: Comportamento carga x recalque – CL45E30.....	104
Figura 4.2: Comportamento carga x recalque – CL60E30.....	104
Figura 4.3: Comportamento carga x recalque – CL90E45 .....	105
Figura 4.4: Comportamento carga x recalque – Solo residual (Dalla Rosa, 2003).....	105
Figura 4.5: CL45E30 depois da ruptura. ....	106
Figura 4.6: CL60E30 de lado depois da ruptura.....	106
Figura 4.7: CL90E30 depois da ruptura. ....	106
Figura 4.8: Comportamento carga x recalque. ....	107
Figura 4.9: Curva tensão x recalque. ....	107
Figura 4.10: Tensão x recalque relativo – CL45E30.....	108
Figura 4.11: Tensão x recalque relativo – CL60E30.....	108
Figura 4.12: Tensão x recalque relativo – CL90E30.....	109
Figura 4.13: Tensão x recalque relativo. ....	109
Figura 4.14: Curva $p/p_{3\%}$ x $\delta/D$ . ....	110
Figura 4.15: Comportamento tensão equivalente x recalque equivalente. ....	110
Figura 4.16: Comportamento tensão x deformação – Ensaio triaxiais .....	111
Figura 4.17: Deformação volumétrica x deformação axial .....	111
Figura 4.18: Trajetória de tensões no espaço $s'$ x $t$ .....	112

Figura 4.19: Trajetória de tensões no espaço $p' \times q$ .....	112
Figura 4.20: Corpo de prova 01( $p'_{inicial} = 75$ kPa).....	114
Figura 4.21: Corpo de prova 01( $p'_{inicial} = 150$ kPa).....	114
Figura 4.22: Corpo de prova 02 ( $p'_{inicial} = 225$ kPa).....	115
Figura 4.23: Carga de ruptura estimada.....	116
Figura 4.24: Carga de ruptura experimental para CL45E30. ....	118
Figura 4.25 Carga de ruptura experimental para CL60E30.....	119
Figura 4.26 Carga de ruptura experimental para CL90E30.....	119
Figura 4.27: Carga de ruptura experimental e estimada x largura da camada.....	120
Figura 4.28: Camada tratada de 45cm x 45 cm x 30 cm retirada do solo. ....	121
Figura 4.29: (a) Corte longitudinal da camada tratada de 90 cm x 90 cm. (b) Aproximação das fissuras encontradas na camada tratada de 90 cm x 90. ....	122
Figura 4.30: CL90E30 normal e cíclica. ....	123
Figura 1.0.1A: Ruptura do solo abaixo da fundação (Meyerhof e Hanna, 1978). ....	140
Figura 1.0.2A: Coeficiente de puncionamento (Meyerhof e Hanna, 1978). ....	141
Figura 1.0.3A: Fatores de inclinação da carga (Meyerhof e Hanna, 1978).....	141
Figura 1.0.4A: Coeficiente de adesão unitária (Meyerhof e Hanna, 1978).....	142

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades do solo do campo experimental .....	75
Tabela 2: Granulometria da Areia de Osório.....	79
Tabela 3: Índices físicos da Areia de Osório.....	80
Tabela 4: Especificações Técnicas do Cimento Portland.....	80
Tabela 5: Umidade <i>in situ</i> da Areia de Osório .....	90
Tabela 6: Tabela de dados de controle de compactação das camadas tratadas .....	91
Tabela 7: Comparação dos parâmetros de resistência .....	113
Tabela 8: Parâmetros do solo residual adotados para estimativa da carga de ruptura.....	116
Tabela 9: Parâmetros do solo-cimento adotados para estimativa da carga de ruptura – Ensaio triaxial.....	116

## LISTA DE SÍMBOLOS

B	Largura da sapata
Bc	Diâmetro da fundação
$b_c, b_q, b_\gamma$	Fatores de inclinação da base da fundação
$C_{iv}$	Teor volumétrico de cimento
c	Coesão não drenada da argila
$C_{co}$	Índice de compressão
$C_r$	Coefficiente de recompressão
$c^*$	Coesão reduzida por Terzaghi
$c_1'$	Intercepto coesivo efetivo da camada tratada
$c_2'$	Intercepto coesivo efetivo da camada não tratada
$c_2$	Coesão da camada inferior
$C_a$	Adesão unitária
CD	Consolidado drenado
D	Diâmetro da fundação
$D_c$	Cota de assentamento da fundação
$D_{eq}$	Diâmetro equivalente à fundação quadrada
$E_2$	Módulo de elasticidade do solo não cimentado
FS	Fator de segurança
$g_c, g_q, g_\gamma$	Fatores de inclinação do terreno
$G_0$	Módulo cisalhante

H	Espessura da camada tratada
H <sub>c</sub>	Distância da base da sapata até a superfície da camada de argila
H <sub>f</sub>	Profundidade da superfície de ruptura abaixo da camada do solo superior
H <sub>r</sub>	Espessura da camada de reforço
i <sub>a</sub> , i <sub>s</sub>	Fator de inclinação
i <sub>c</sub> , i <sub>q</sub> , i <sub>γ</sub>	Fatores de inclinação da carga
L <sub>n</sub>	Leitura em um instante qualquer
L <sub>n-1</sub>	Leitura imediatamente anterior à leitura L <sub>n</sub>
L <sub>1</sub>	Primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento
K <sub>p</sub>	Coefficiente de pressão passiva da terra
K <sub>s</sub>	Coefficiente de cisalhamento na punção
m	Fator de camada, 0,17-0,23 para duas camadas de argila e 0,30 para a combinação areia-argila
N <sub>c</sub> , N <sub>γ</sub> e N <sub>q</sub>	Fator de capacidade de carga
N <sub>γ</sub> ' e N <sub>q</sub> '	Fatores de capacidade de carga que depende de φ, da razão H/B e da rigidez da base da fundação
P	Carga
P <sub>a</sub>	Pressão atmosférica
P <sub>p</sub>	Empuxo passivo
P <sub>r</sub>	Carga de ruptura
p' <sub>inicial</sub>	Tensão efetiva inicial
P'	Peso
Q	Tensão vertical

$Q_r$	Carga de ruptura (kN)
$q_b$	Capacidade de carga última da sapata suportada por uma camada inferior de espessura infinita, calculada pelo mesmo modo que $q_t$
$q_{bv}$ e $q_{tv}$	Capacidades de carga última
$q_0$	Capacidade de carga última de uma sapata sobre duas camadas de solo
$q_0'$	Capacidade de carga da fundação se a mesma estivesse apoiada no solo natural determinada pela fórmula básica de Terzaghi (1943)
$q_1$	Capacidade de carga da camada superior sem redução de parâmetro
$q_2$	Capacidade de carga da camada inferior com redução de parâmetro
$q_{bv}$	Capacidade de suporte da fundação se a mesma fosse apoiada sobre a camada inferior
$q_{pico}$	Resistência de pico nos ensaios triaxiais
$q_{RCS}$	Resistência à compressão simples
$q_t$	Capacidade de carga última de uma sapata suportada por um solo de camada superior de espessura infinita, calculado pela equação tradicional de capacidade de carga usando fatores recomendados por Vésic
$q_T$	Resistência a tração obtida através de ensaio de compressão diametral
$q_{tv}$	Capacidade de suporte da fundação se a mesma fosse apoiada sobre a camada superior
$q_{lim}$	Capacidade de carga limite
$q$	Tensão desvio
$q_u$	Capacidade última de carga
$q_{uv}$	Componente vertical da capacidade última de carga
$q_{u2\%}$	Carga prevista a 2% do recalque relativo

$Q_{ur(n)}$	Tensão de ruptura na base do reforço
$s$	Fator de forma que governa a pressão passiva em uma parede cilíndrica
$s_a$	Fator de forma para resistência ao cisalhamento na punção em superfície cilíndrica
$s_s$	Fator de forma para resistência ao cisalhamento na punção em superfície cilíndrica
$S_c, S_q, S_\gamma$	Fatores de forma
$T_r$	Largura adicional do reforço
$V_V$	Volume de vazios (água + ar)
$V_{ci}$	Volume de cimento
$\sigma_c$	Pressão confinante
$\sigma_{tmáx}$	Tensão de tração máxima
$\sigma_{\delta max}$	Tensão que provoca o recalque máximo
$\sigma_1$	Tensão principal máxima
$\sigma_3$	Tensão principal mínima
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_1$	Peso específico da camada superior
$\gamma_2$	Peso específico da camada inferior
$\gamma_{real}$	Peso específico obtido <i>in situ</i>
$\varphi_1$	Ângulo de atrito da camada superior
$\varphi *$	Ângulo de atrito reduzido de acordo com Terzaghi
$\varphi'_1$	Ângulo de atrito efetivo da camada tratada

$\phi'_2$	Ângulo de atrito efetivo da camada não tratada
$\eta$	Porosidade da mistura compactada
$\delta'$	Inclinação da pressão passiva
$\delta_m$	Recalque medido no tempo $t$ transcorrido após a aplicação de cada estágio de carregamento
$\delta_1$	Recalque absoluto no final do estágio anterior
$\alpha$	Inclinação de um plano onde atua a $P_p$ e que passa na borda da fundação com a vertical
$\alpha_p$	Constante de proporcionalidade que varia em cada estágio de carregamento, é determinado graficamente ou analiticamente.
$\beta$	Ângulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal
$\Delta\sigma_a$	Tensão desviadora
$\delta/D$	Recalque relativo
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CETEC	Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura
CPV – ARI	Cimento Portland V – Alta Resistência Inicial
IINMETRO	Instituto Nacional de Meteorologia, Normalização e Qualidade Industrial
IP	Índice de Plasticidade
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NBR	Norma Brasileira
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
RCS	Resistência à Compressão Simples
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UPF	Universidade de Passo Fundo

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Solos com baixa capacidade de suporte são demasiadamente encontrados na natureza e necessitam de fundações profundas para atender as necessidades da estrutura devido à solicitações muito altas. Fundações profundas atravessam toda a camada de baixa resistência até serem assentadas em solos mais resistentes. Este tipo de solução geotécnica pode ser demasiadamente onerosa para ser empregada em edificações populares quando comparada com fundações diretas (LARSEN & ASSIS, 2002).

A Engenharia Geotécnica tem procurado soluções para este impasse. Entre elas pode-se encontrar a técnica de estabilização de solos para que possam ser usadas fundações superficiais em alternativa a fundações profundas. A estabilização dos solos pode ser, em geral, química ou mecânica e dependem do tipo de solo em que a técnica vai ser aplicada, das condições econômicas e da viabilidade técnica da aplicação. Para tanto, é preciso que se conheça os tipos de estabilização e qual a viabilidade de cada um. Tanto a estabilização química quanto a estabilização mecânica visam melhorar as propriedades do solo para que possam ser assentadas fundações superficiais.

A estabilização química estudada neste trabalho visa o aumento da capacidade de carga de um solo coesivo friccional mediante o reaterro de uma camada de areia fina tratada com agente cimentante. Esta estabilização tem sido muito estudada tanto na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) quanto em diversas outras universidades devido a sua fácil aplicabilidade e grande ganho de resistência do solo (PRIETTO, 1996; THOMÉ, 1999; SCHNAID, 2001; CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2008; entre outros).

Com o uso de fundações superficiais sobre solos tratados, a capacidade de carga do solo passará a ser calculada para solos estratificados através de métodos analíticos e numéricos que podem ser encontrados facilmente na literatura. Os diversos estudos *in situ* que existem sobre solos tratados com agente cimentante consideram a espessura da camada e não sua extensão lateral (largura infinita). Esta dissertação vem, por meio de ensaios de placa *in situ* e análise da literatura, contribuir para a análise da influência que a largura da camada tratada tem na resistência do solo como um todo.

Neste trabalho foram construídas três camadas de larguras diferentes reforçadas com 7% de cimento Portland assentadas em um solo coesivo-friccional. O ensaio de placa possibilitará a compreensão da influência da largura da camada tanto na visualização da curva carga *versus* recalque quando no cálculo da capacidade de carga de solos estratificados através dos métodos existentes na literatura, Vésic (1975), Thomé (1999) e Meyerhof e Hanna (1978).

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho é analisar a influência da dimensão (extensão lateral) da camada superior cimentada no cálculo da capacidade de carga do sistema de dupla camada sendo a superior mais resistente.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Verificar a influência da largura da camada tratada de formato quadrado (baseado em um diâmetro equivalente) no aumento da capacidade de carga.
- Calcular os parâmetros de resistência da areia tratada através do método proposto por Cruz (2008) (embasado em ensaios de laboratório) e posterior comparação com ensaios triaxiais (realizado com amostras moldadas no campo).
- Verificar os distintos mecanismos e carga de ruptura das camadas tratadas de áreas diferentes.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

Este trabalho está sistematizado da seguinte maneira: o Capítulo 2 apresenta uma fundamentação teórica acerca dos temas relacionados a este trabalho, tais como influência da cimentação no comportamento do solo, técnicas e métodos analíticos e numéricos para o cálculo de capacidade de carga de solos estratificados.

O Capítulo 3 aborda o programa de pesquisa, ou seja, as diferentes etapas realizadas para a construção deste trabalho, como o ensaio de campo e laboratório, além de breve análise da caracterização, encontrada na literatura, dos materiais utilizados no ensaio.

No Capítulo 4, são apresentados e analisados os resultados obtidos através das etapas indicadas no Capítulo 3, além da estimativa da capacidade de carga feita para o solo.

Finalmente, no Capítulo 5 são abordadas a conclusão e considerações finais acerca do trabalho apresentado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados alguns conceitos teóricos acerca de melhorias que o cimento proporciona no solo que fundamentam este trabalho, assim como as ferramentas utilizadas para o desenvolvimento do mesmo.

### 2.1 ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS

Neste subcapítulo encontra-se uma introdução sobre a técnica de estabilização físico-química do solo para melhoria em suas propriedades.

#### 2.1.1 Considerações iniciais

Tratando-se de um elemento muito especial da construção civil, a fundação requer diversos cuidados para que cumpra seu objetivo principal de forma adequada. Por muitas vezes, o solo onde a fundação vai ser assentada não possui resistência significativa, como solos moles ou areia fofa, e é preciso um melhoramento utilizando técnicas de estabilização de solos.

Segundo Hall *et al.* (2012) a estabilização tem como função melhorar as propriedades físicas ou mecânicas do solo. Pode ser através da inserção de finos como argila, areia, etc. Também pode ser através da compactação do solo para aumentar sua resistência ou ainda a adição de ligantes inorgânicos como cimento Portland para melhorar a resistência e durabilidade do solo.

Para Burroughs (2001), as técnicas de estabilização podem ser divididas em três categorias, compactação (densificação), estabilização granular e estabilização química. O que pode-se concluir é que o resultado da estabilização é um novo material geotécnico com suas próprias propriedades (PRIETTO, 1996). No entanto, deve-se atentar para o tipo de estabilização que vai ser usada, pois devido à grande variabilidade de solos, nenhum método é bem sucedido em uma grande quantidade de solos (INGLES & METCALF, 1972).

O foco deste trabalho foi a utilização da estabilização química de solos com cimento Portland.

## 2.1.2 Estabilização Físico-Química

Casanova (2004) diz que a estabilização química dos solos, no Brasil, começou a ser utilizada em 1948 na construção de bases e sub-bases de pavimentos. Muitos estudos que podem ser encontrados na literatura dizem que solos granulares e solos argilosos com índice de plasticidade baixo são os melhores para serem estabilizados com cimento Portland (CURRIN *et al.* 1976).

As formas mais comuns de estabilização química do solo são cimento Portland, cal não hidratada, aditivos hidrofóbicos e emulsão betuminosa. (HALL *et al.*, 2012). As reações químicas resultantes produzem um material mais resistente e também certa melhoria em propriedades como plasticidade e retração (CROFT, 1968).

A quantidade de aditivo depende das propriedades do solo e do objetivo da adição. Para alterar propriedades do solo, tais como trabalhabilidade e plasticidade basta uma pequena quantidade de aditivo. Já para alterar propriedades como resistência e durabilidade, necessita-se de maiores quantidades do aditivo estabilizador (BURROUGHS, 2001).

Para selecionar o aditivo estabilizador deve-se levar em conta fatores como: a qualidade do solo a ser estabilizado, a melhoria que se deseja e o custo de misturar os materiais, além de fatores ambientais a que a estrutura está sendo submetida (BURROUGHS, 2001).

### 2.1.2.1 Estabilização com cimento Portland

Diversos estudos têm mostrado que os solos mais adequados para estabilização com cimento são solos granulares e materiais argilosos com baixo índice de plasticidade (CURRIN *et al.* 1976 apud MUHUNTHAN & SARIOSSEIRI).

Segundo Limprasert (1995), os íons de cálcio soltos durante a reação inicial de hidratação do cimento Portland estabilizam o solo reduzindo sua plasticidade. O mecanismo é a troca de cátions ou aglomeração de cátions adicionais no solo alterando a densidade de carga elétrica em torno da partícula do solo.

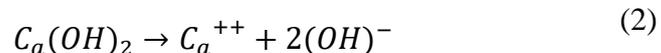
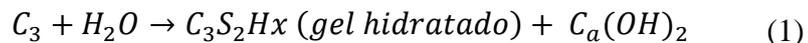
Durante a compactação do solo-cimento são desenvolvidas ligações químicas entre as superfícies adjacentes dos grãos de cimento Portland e entre a interface de grãos de cimento e partículas de solo. A hidratação do cimento Portland desenvolve fortes ligações químicas entre o mineral e os agregados para formar uma estrutura tipo favo de mel, assim as partículas não

podem mais deslizar umas sobre as outras. O cimento Portland, além de reduzir a plasticidade do solo também aumenta a resistência ao cisalhamento e reduz a capacidade de retenção de água dos solos argilosos (LIMPRASERT, 1995).

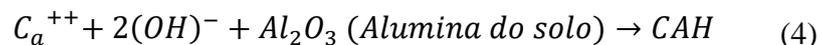
Para Herzog e Mitchell (1963), a formação de um esqueleto composto de solo-cimento confere resistência e rigidez à massa de solo. Segundo Nishida & Kawamura (1971, apud PRIETTO, 1996), em solos siltosos e arenosos, a resistência alcançada por uma mistura de solo cimento deve-se às ligações secundárias, tais como forças de Van der Waals.

Ao adicionar água no cimento Portland, tem-se como produtos os silicatos hidratados de cálcio, aluminatos hidratados de cálcio e cal hidratada. Em solos granulares, as forças de adesão resultantes da cimentação são as responsáveis pela estabilização. Os silicatos e aluminatos de cálcio ligam-se às partículas de solo, conferindo maior resistência à mistura. As reações químicas do cimento Portland são apresentadas abaixo (VITALI, 2008).

1. Hidratação do cimento Portland:



2. Reação entre a cal gerada na hidratação e os argilo-minerais do solo:



Os compostos CSH e CAH são os agentes cimentantes responsáveis pelo ganho de resistência. Gomes Correia (2004) apud Vitali (2008) diz que:

“A reação química entre o cimento e a água inicia-se durante a operação de mistura, estando os elementos resistentes provenientes da hidratação formados ao fim de aproximadamente uma hora. Um aumento do tempo de mistura e o atraso da compactação conduzem a um aumento do teor em água ótimo, a uma diminuição da massa volumétrica seca e a uma diminuição da durabilidade e da resistência do material compactado” (Gomes Correia, 2004, apud VITALI, 2008, pg 24).

## 2.2 EFEITO DA CIMENTAÇÃO NAS PROPRIEDADES DOS SOLOS

Neste subcapítulo é apresentada uma revisão bibliográfica do efeito da cimentação nas propriedades do solo, por exemplo, sua influência na dosagem, efeito na resistência, rigidez, deformações, coesão e ângulo de atrito, além da permeabilidade e durabilidade do solo.

### 2.2.1 Fator vazios/cimento

Foppa (2005) investigou a correlação entre a quantidade de vazios e quantidade cimento Portland das amostras. Utilizou em seu trabalho uma mistura de arenito Botucatu e cimento Portland para estimar a resistência do solo.

Utilizando inicialmente a mesma expressão de Larnach (1960) apud Foppa (2005) para definição do fator de vazios cimento (Equação 5), Foppa (2005) chegou a uma equação que melhor determina a relação entre os dois (Equação 6) expressa em termos da porosidade da mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente de 0,28.

$$\frac{V_v}{v_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (água + ar)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (5)$$

$$\frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} = \frac{\text{porosidade}}{\text{teor de cimento volumétrico}} \quad (6)$$

A aplicabilidade desta equação consiste em utilizar a relação vazios/cimento para escolher adequadamente a quantidade de cimento Portland e a energia de compactação necessária para alcançar a resistência desejada. O expoente de 0,28 é função do tipo de material utilizado, ou seja, do solo e do agente cimentante.

Cruz (2008) baseou seu trabalho na areia de Osório cimentada com diferentes teores de cimento Portland e diversas porosidades a fim de validar o método de dosagem para este material. Como resultado, determinou que quanto maior for esta relação, menor será a resistência do material, independente da tensão de confinamento.

### 2.2.2 Considerações gerais sobre os efeitos da cimentação

É notável que diversas propriedades geotécnicas dos materiais sofrem mudanças significativas com a adição de cimento Portland. Geralmente ocorre uma melhoria nessas

propriedades, por exemplo, a resistência, a durabilidade e a rigidez inicial aumentam conforme aumenta o teor de cimento Portland, já a compressibilidade do material diminui, os limites de consistência vão ser alterados e ainda surgirá, para solos granulares, um intercepto coesivo, além de que a permeabilidade desses solos granulares será reduzida.

A cimentação do solo confere uma mudança nas propriedades mecânicas devido ao preenchimento dos vazios pelos finos do cimento. A matriz de cimento suporta inicialmente a tensão confinante, impedindo quebra de partículas. Quando a matriz fratura, a carga é depositada sobre as partículas individuais e, assim, o início do esmagamento de partículas coincide com a plastificação das ligações de cimento (COOP & ATKINSON, 1993).

Huang & Airey (1998) sugerem que não é a percentagem de cimentação, mas a resistência das ligações em relação a resistência de um solo não cimentado que é importante. E as melhores medidas para representar este fato são a relação entre resistência à tração ou compressão confinada e a tensão de pré-adensamento.

Uma medida direta para o grau de cimentação do solo é a resistência à compressão não confinada, apenas o teor de cimento Portland não é um parâmetro apropriado, pois o grau de cimentação não é função apenas do teor de cimento, mas também da densidade, do tamanho e natureza de grãos dos minerais e da natureza do agente cimentante (SCHNAID *et al.* 2001).

### 2.2.3 Efeito na resistência e rigidez do solo

Clough *et al.* (1981) mostra em suas pesquisas com areia cimentadas (2% e 4%) que o pico de resistência aumenta com o aumento do grau de cimentação, assim como a rigidez, enquanto que a deformação mobilizada no pico diminui com o grau de cimentação. O ganho de resistência é devido a duas parcelas, ao cimento e a fricção.

As curvas de tensão-deformação pós-pico são altamente dependentes do grau de cimentação e da pressão confinante. Clough *et al.* (1981) diz que solos fortemente cimentados apresentam comportamento frágil na ruptura para qualquer nível de tensão confinante, enquanto que solos moderadamente ou fracamente cimentados mostram-se em uma transição entre o comportamento frágil e comportamento dúctil para um aumento de tensão confinante.

Para Coop & Atkinson (1993) em baixas tensões de confinamento, a maior parte da resistência de pico resulta da cimentação, já em tensões mais altas, a resistência torna-se

friccional. Para tensões de confinamento menores que a tensão de pré-adensamento, um aumento no teor de cimento resulta em aumento na rigidez e resistência de pico (HUANG & AIREY, 1998).

O comportamento do solo, para Schnaid *et al.* (2001), se mostra fortemente dependente da quantidade de cimento Portland e há uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento Portland. Conforme a quantidade cimento Portland aumenta, tanto o pico de resistência quando a rigidez inicial aumentam. Além disso, solos cimentados mostram um comportamento muito frágil na ruptura, formando planos de cisalhamento bem definidos.

Muhunthan *et al.* (2008) afirma que à medida que o teor de cimento Portland aumenta, para um dado tempo de cura, aumenta a resistência à compressão não confinada dos solos de granulação fina e grossa. Além disso, tem-se um aumento da resistência com o aumento do tempo de cura, fato esse geralmente atribuído aos produtos cimentantes resultantes de reações secundárias.

Outro fato importante é a queda da resistência quanto maior for o “delay” entre a formação da mistura e a sua compactação. Ingles e Metcalf (1972) *apud* Muhunthan *et al.* (2008) afirmam que com a demora da compactação formam-se grumos no solo decorrente da hidratação do cimento, assim, a compactação se torna mais complicada e por consequência a densidade será menor.

Em relação ao teor de umidade, foi mostrado por Felt (2000) *apud* Muhunthan *et al.* (2008) que apenas uma parte da água é utilizada na hidratação do cimento Portland, conseqüentemente, qualquer água adicionada a mais causará uma redução na resistência do solo-cimento.

Um aumento da densidade de areias cimentadas causa um aumento da eficiência da cimentação, pois as partículas estarão mais próximas uma das outras, segundo Clough *et al.* (1981). Além disso, o aumento da densidade também causa um aumento de resistência à compressão não confinada (MUHUNTHAN, 2008).

Já Huang & Airey (1993), apesar da resistência e rigidez aumentar, a influência da cimentação na resistência a compressão diminui com o aumento da densidade devido a grande contribuição do atrito e da interligação entre as partículas conforme a densidade aumenta. Já na resistência à tração, a redução da influência do cimento se deve ao acúmulo de partículas de cimento nos vazios em vez de contribuir uniformemente para a ligação entre partículas.

Foi observado por Rohlfes Júnior (1996) que as propriedades mecânicas do solo mudam primeiramente com o teor de cimento Portland e em um segundo lugar com a compactação.

Segundo Clough (1981), solos com quantidades significativas de finos possuem maior resistência, além disso, Yang & Salvati (2010) enunciam que as areias com menor tamanho de partícula possuem o melhor aumento do módulo de cisalhamento máximo com a cimentação. Quanto menor o grão, mais pontos de contato para o cimento avultar.

#### 2.2.4 Efeito nas deformações, coesão e ângulo de atrito do solo

Nos ensaios realizados por Dupas & Pecker (1979), amostras de areia e cimento Portland tinham um aumento no intercepto coesivo conforme aumentava a densidade aparente seca, o tempo de cura e o grau de cimentação.

Clough *et al.* (1981) confirma em sua pesquisa com areias cimentadas artificialmente que conforme aumenta o grau de cimentação, aumenta o intercepto coesivo, mas não muda o ângulo de atrito significativamente.

A deformação axial na ruptura diminui com o aumento do teor de cimento Portland e com a diminuição das tensões efetivas iniciais (SCHNAID *et al.* 2001).

#### 2.2.5 Efeito na permeabilidade e durabilidade

Dupas & Pecker (1979) realizaram ensaios de permeabilidade em amostras de solo-cimento com o teor de cimento igual a 5%, 7% e 9% e com duas densidades diferentes chegando a conclusão de que conforme aumentava a porcentagem de cimento e a densidade aparente seca diminuía a permeabilidade, provavelmente devido à contração na secagem durante a hidratação do cimento dos solos cimentados.

Segundo ensaios de durabilidade (molhagem e secagem; gelo e degelo) realizados também por Dupas & Pecker (1979), para um mesmo grau de compactação, a perda de massa foi maior quanto menor o teor de cimento Portland. A mesma conclusão também foi admitida por Muhunthan *et al.* (2008).

### 2.3 COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS PRÉ-RUPTURA

Neste subcapítulo são apresentadas considerações sobre o comportamento dos solos cimentados no cisalhamento e na compressão antes de acontecer a ruptura do material.

### 2.3.1 Cisalhamento

O módulo de cisalhamento, em solos não cimentados, é função de diversos parâmetros, como, por exemplo, tensão efetiva normal octaédrica ( $\sigma'_o$ ), índice de vazios ( $e$ ) grau de saturação, tensão de cisalhamento octaédrica, características dos grãos, frequência de vibração, amplitude das deformações, entre outras. Sendo que as duas mais importantes são  $\sigma'_o$  e  $e$ . Entretanto, para areias cimentadas, entra como variável importante o tamanho dos grãos, o tempo de cura, a estrutura do solo, a temperatura e as características do solo cimentante (CHANG & WOODS, 1992).

Chang & Woods (1992), analisaram o efeito das ligações entre partículas no módulo de cisalhamento através do dispositivo de coluna ressonante tipo Hall. A razão entre o módulo de cisalhamento último para baixas deformações de uma areia cimentada e o módulo de cisalhamento de uma areia não cimentada, para um mesmo índice de vazios, é denominado como  $M_g$ . E este módulo aumenta com o aumento do nível de cimentação da amostra definido pela razão entre o volume de cimento e o volume total de espaço vazio inicial do corpo de prova.

Os autores acima também determinaram que há três estágios para taxa de aumento do módulo de cisalhamento em areias cimentadas, uma ilustração é mostrada na Figura 2.1.

- Estágio I: O cimento Portland cobre a superfície das partículas e há algumas ligações ocorrendo.
- Estágio II: Ligações químicas se desenvolvem rapidamente; é nesse estágio que há o maior aumento do módulo de cisalhamento.
- Estágio III: não há mais ligações químicas novas, o cimento adicional irá apenas encher os espaços vazios.

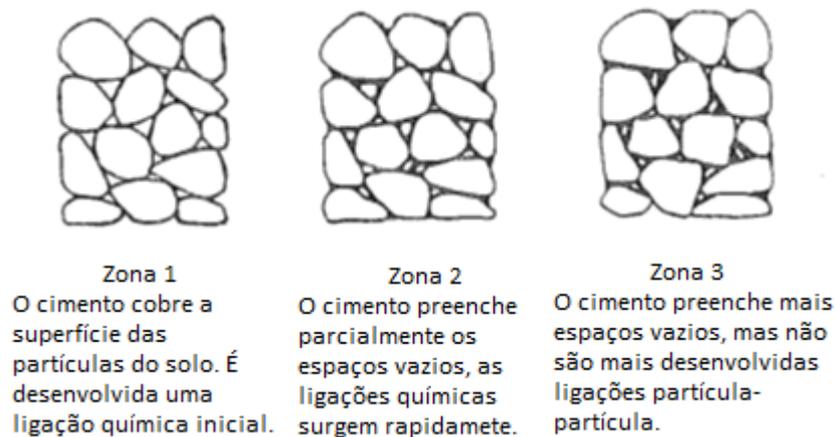


Figura 2.1: Fenômeno de estabilização das areias cimentadas.  
(Adaptado de Chang & Woods, 1992)

O comportamento de solos cimentados até o ponto de plastificação é rígido, mas não necessariamente elástico (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

Ensaio triaxiais convencionais drenados e não drenados, feitos por Airey (1993), em areias carbonáticas naturais mostraram que a deformação axial aumenta até a plastificação do solo, entretanto, a radial aumenta linearmente até a tensão desvio correspondente a 50% da tensão de plastificação. Depois desse ponto, a deformação radial se mantém constante até a plastificação. Este desvio de linearidade pode ser explicado pela quebra das ligações mais fracas e mais solicitadas. O ponto em que esse desvio de linearidade ocorre marca o limite do comportamento elástico do solo. Já o ponto de plastificação, pode ser visto a partir de uma mudança na curva tensão-deformação, marca o limite do comportamento rígido.

Outra conclusão do trabalho de Airey (1993) é que a cimentação aumenta o módulo de cisalhamento do solo e aumenta o tamanho da superfície de plastificação, enquanto que o módulo volumétrico (*bulk modulus*) parece não ser afetado.

Lee *et al.* (2009) fez uma série de ensaios triaxiais drenados para investigar os efeitos da cimentação no comportamento durante o cisalhamento de areias artificialmente cimentada. Foram usados dois tipos diferentes de areia, uma trituração direta da rocha mãe e outra natural dragada perto de uma ilha no Sul do Coréia, o agente cimentante foi o gesso. O autor confirma que para baixas tensões, o comportamento de uma areia cimentada é controlado pelas ligações de cimentação. Porém, conforme aumenta o nível de tensões, essas ligações serão quebradas e o fator dominante no comportamento será a componente friccional. Logo, para determinar o

parâmetro de resistência da areia cimentada deve-se considerar tanto a resistência das ligações quanto a tensão confinante.

A amostra com teor de gesso 5% tem comportamento similar ao da areia não cimentada devido à completa quebra das ligações cimentadas quando confinada à pressões maiores que 100kPa. Entretanto, para níveis maiores de cimentação, a resistência de pico aumenta e a amostra adquire um comportamento frágil de ruptura, além de expandir seu volume drasticamente perto do pico de resistência e suavizar as deformações depois do pico (LEE *et al.*, 2009).

Outra importante observação do trabalho de Lee *et al.* (2009) é que para tensões confinantes insuficientes para quebra das ligações a envoltória de ruptura da areia cimentada e da não cimentada são quase paralelas. Isto significa que a cimentação contribui para o intercepto coesivo enquanto que o ângulo de atrito mobilizado é similar para as duas independente do nível de cimentação, o que também é confirmado pelo trabalho de Acar *et al.* (1986) com areias de Monterey artificialmente cimentadas com cimento Portland.

Acar *et al.* (1986) faz uma importante observação em seu trabalho, a envoltória de ruptura da areia cimentada é curva, isto significa que o intercepto coesivo é maior que a verdadeira coesão do solo.

As Figuras 2.2 e 2.3 abaixo retiradas do trabalho de Juran & Riccobono (1991) mostra o efeito da cimentação na areia do Rio Mississippi no comportamento tensão-deformação e nos caminhos de tensão efetiva. Os caminhos de tensão são praticamente paralelos para ambos os materiais.

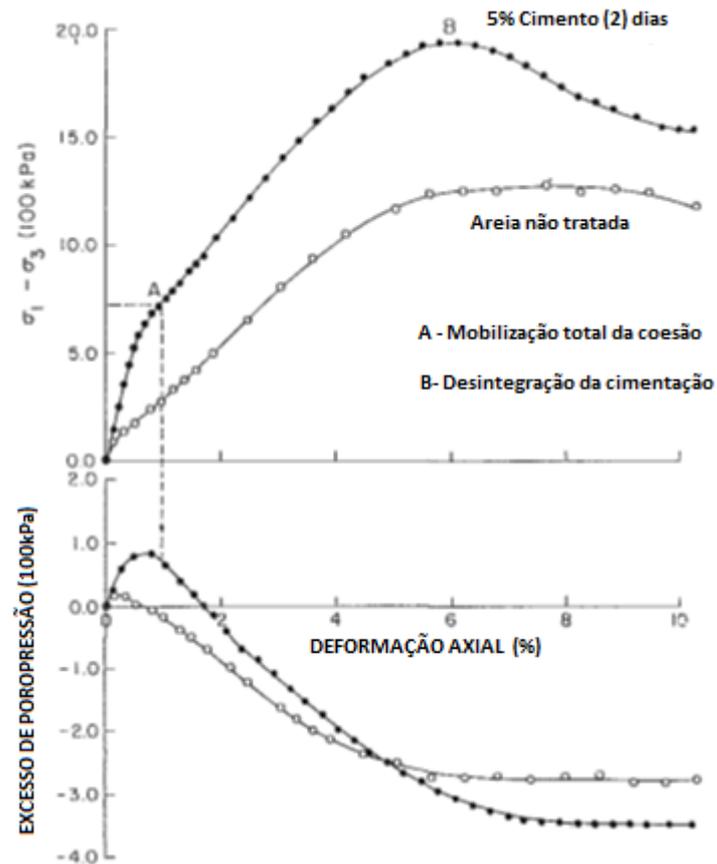


Figura 2.2: Influência da porcentagem de cimento no comportamento tensão-deformação de uma areia densa do Rio Mississippi (Adaptado de JURAN & RICCOBONO, 1991).

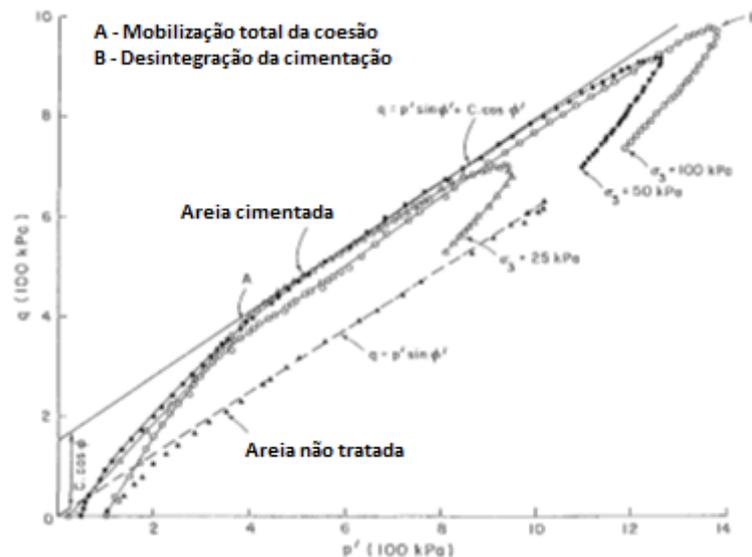


Figura 2.3: Efeito da cimentação nas características de resistência da areia do Rio Mississippi (Adaptado de JURAN & RICCOBONO, 1991).

Clough *et al.* (1981), em seu trabalho sobre areias artificialmente cimentadas, mostrou três fenômenos obtidos em curvas tensão-deformação (Figura 2.4).

- 1º: a resistência de pico aumenta com o aumento do grau de cimentação.
- 2º: a deformação no pico diminui com o aumento do grau de cimentação.
- 3º: o aumento de volume durante o cisalhamento é concentrado em um intervalo de deformação pequeno e acontece cada vez mais em menores deformações com o aumento do grau de cimentação.

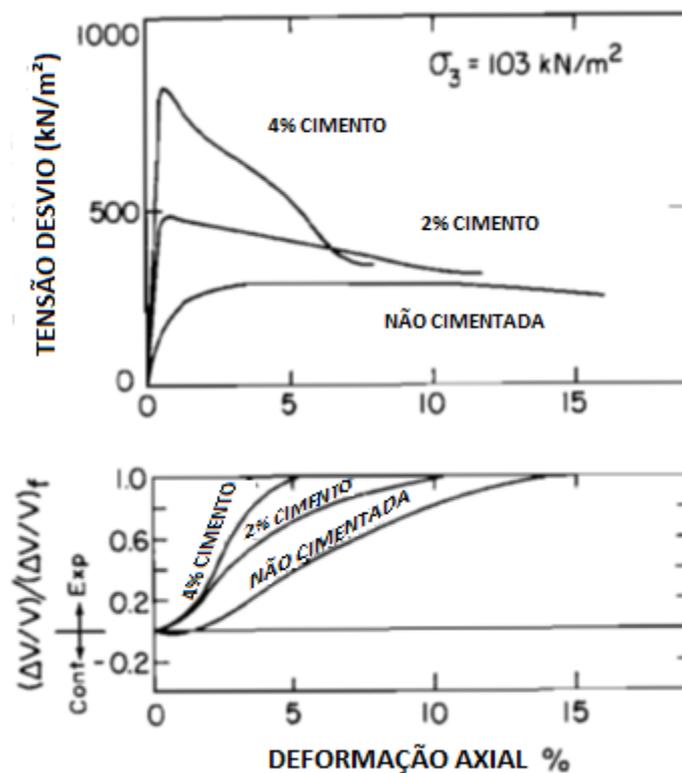


Figura 2.4: Curvas tensão-deformação para distintas percentagens de cimento (Adaptado de CLOUGH *et al.*, 1981).

### 2.3.2 Compressão

Segundo Consoli *et al.* (2007), que realizam um inúmeros ensaios de compressão não confinados e triaxiais em um solo derivado do arenito, a resistência a compressão não confinada aumenta linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade na compactação da mistura.

Coop & Atkinson (1993) observaram o mesmo comportamento nos materiais de estudo. E os autores ainda discorrem que o ponto de plastificação do solo cimentado, para compressão isotrópica, é mais pronunciado que o do não cimentado, e que a plastificação para a compressão

ocorreu fora da superfície limite do solo não cimentado. A plastificação está associada com a quebra das ligações de cimento.

Huang & Airey (1993) constataram que para as areias de sua pesquisa, areias carbonáticas cimentadas, a cimentação causa um deslocamento da curva de compressão normal e valores reduzidos para  $k_0$ .

O comportamento de amostras de areias carbonáticas fracamente cimentadas, durante a compressão isotrópica no trabalho de Airey (1993), é rígido até um ponto de plastificação bem definido onde grandes deformações volumétricas começam a ocorrer. Depois da plastificação, pode ser estimado uma linha de compressão normal para solos desestruturados. No descarregamento, as amostras mostram um comportamento muito rígido e a inclinação da curva de compressão é dado por  $K=0,006$ . O comportamento das amostras durante um ciclo de carregamento-descarregamento se aproxima de um comportamento linear elástico.

Rotta et al. (2003) analisaram ensaios de compressão isotrópica em amostras de areia siltosa proveniente de arenito intemperizado e concluiu que a tensão de plastificação primária em uma compressão isotrópica é função do índice de vazios e tensões no momento da cura e do teor de cimento Portland, mas é independente de qualquer aumento de OCR depois da cura. Outra conclusão importante é que a contribuição da cimentação no comportamento de compressão isotrópica reduz com a diminuição do índice de vazios de cura.

Consoli *et al.* (2006) encontram padrões similares nos ensaios de compressão não confinada realizados no mesmo solo de Rotta *et al.* (2003). Uma de suas conclusões foi que os efeitos da cimentação na compressibilidade, plastificação e resistência foram bem mais pronunciados para baixos índices de vazios.

Em um gráfico do módulo secante de deformação pela tensão desviadora (Figura 2.5), observa-se que o módulo secante de deformação se mostra constante no início da curva até um ponto de plastificação visível, e, então, o o módulo tem uma redução gradual (SCHNAID *et al.*, 2001).

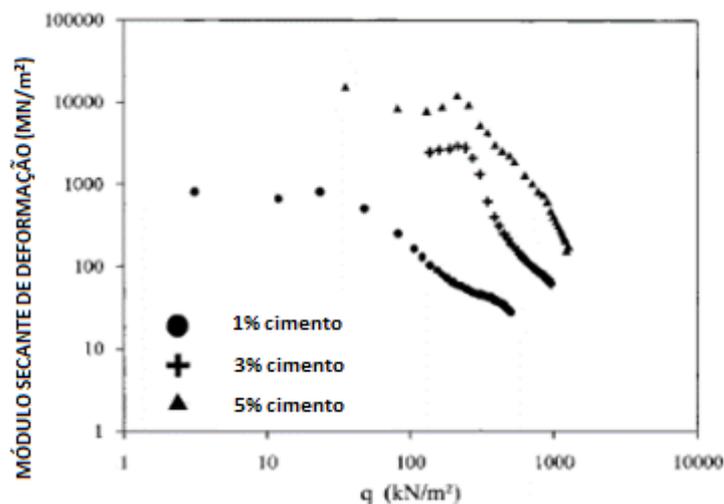


Figura 2.5: Mudança no módulo secante de deformação com a tensão desviadora (Adaptado de SCHNAID et al, 2001).

## 2.4 COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS PÓS-RUPTURA

Quando a cimentação quebra as amostras se aproximam do estado crítico quando cisalhadas (AIREY, 1993). O comportamento pós-pico tanto para amostras de areias cimentadas naturalmente quanto artificialmente o modo de ruptura de areias fracamente cimentadas é frágil para baixas tensões de confinamento e dúctil para altas, pois para baixas tensões, quem comanda são as ligações da cimentação e para altas tensões de confinamento, a componente friccional da resistência se torna a componente dominante. Já para areias fortemente cimentadas a componente dominante tanto para alta quanto para baixas tensões de confinamento é as ligações cimentadas, logo o comportamento na ruptura é frágil em ambas tensões (CLOUGH *et al.*, 1981)

Coop & Atkinson (1993) mostraram em sua pesquisa que em grandes deformações, tanto as amostras não cimentadas quanto as cimentadas atingem o estado crítico, porém as amostras de solo cimentadas nem sempre alcançam estado crítico bem definidos iguais as não cimentadas.

## 2.5 MÉTODOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS DE DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS ESTRATIFICADOS

Button (1953) foi um dos pioneiros no estudo da capacidade de carga de solos estratificados. Sua análise foi feita para duas camadas de argilas com coesões diferentes e em dois casos diferentes. O primeiro caso era de uma camada de argila mais grossa  $c_2$  embaixo de uma camada

de argila com coesão  $c_1$ , e o segundo caso era de uma camada de argila com coesão variando com a profundidade de  $c_1$  na superfície até  $c_2$  em uma profundidade  $H_s$  no topo de uma camada de coesão  $c_2$ . Usando o método de Fellenius (1929) ele determinou que o fator de capacidade de carga ( $N_c$ ) para o primeiro caso seria obtido através de ábacos mostrados na Figura 2.6. Enquanto que para o segundo na Figura 2.7.

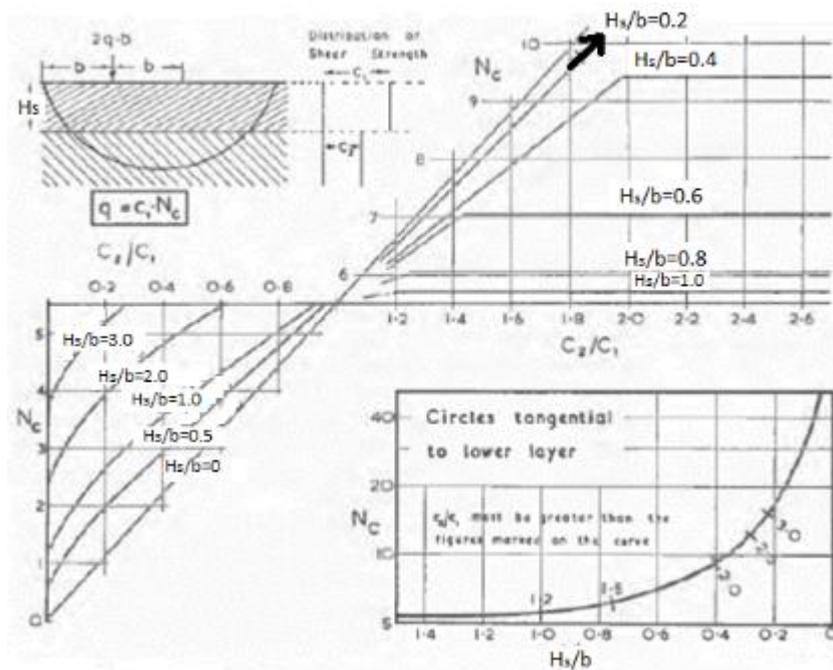


Figura 2.6: Fator de capacidade de carga de argila com coesão  $c_1$  sobre camada de argila com coesão  $c_2$  (Adaptado de BUTTON, 1953).

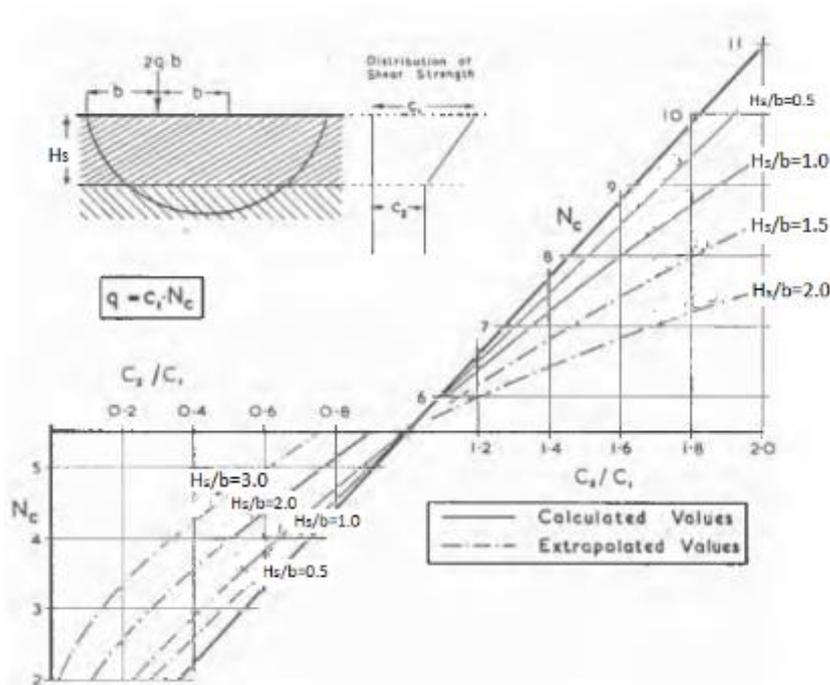


Figura 2.7: Fator de capacidade de carga de argila com coesão variando com a profundidade de  $c_1$  na superfície até  $c_2$  em uma profundidade  $H_s$  no topo de uma camada de coesão  $c_2$  (Adaptado de BUTTON, 1953).

Button (1953) assumiu uma superfície de ruptura circular na carga última, em que as curvas se encontram na borda da base da fundação. O fator de capacidade carga usado depende da espessura da camada superior, da geometria da fundação e da relação entre as coesões das duas camadas.

Brown & Meyerhof (1969) investigaram de forma experimental a capacidade de carga para um caso de uma camada rígida sobre uma camada mole e para o caso contrário. No primeiro caso, eles assumiram que a ruptura ocorre quando sapata perfura a camada com completo desenvolvimento da resistência da camada inferior. Para o segundo caso, a ruptura ocorre pela compressão da camada mole entre a base da sapata e a camada inferior. Os estudos foram feitos em termos de resistência ao cisalhamento não drenada e cargas aplicadas na superfície da camada, além disso, apenas um tipo de argila foi utilizada.

Os resultados de Brown & Meyerhof (1969) são experimentais e afetados significativamente pelas características do solo estudado, por isso, os modelos apresentados no trabalho têm diversas limitações.

Meyerhof (1974) investigou a capacidade de carga de camada densa de areia sobre argila mole e de camada de areia fofa sobre argila rijá. A teoria apresentada foi analítica. No caso de areia densa sobre argila mole, o mecanismo de ruptura adotado foi de uma forma piramidal truncada empurrada para dentro da camada de argila de modo que, no caso de ruptura por cisalhamento, o ângulo de atrito da areia e a coesão não drenada da argila sejam mobilizados. A capacidade de carga é dada pela equação 7 e o mecanismo pode ser observado na Figura 2.8.

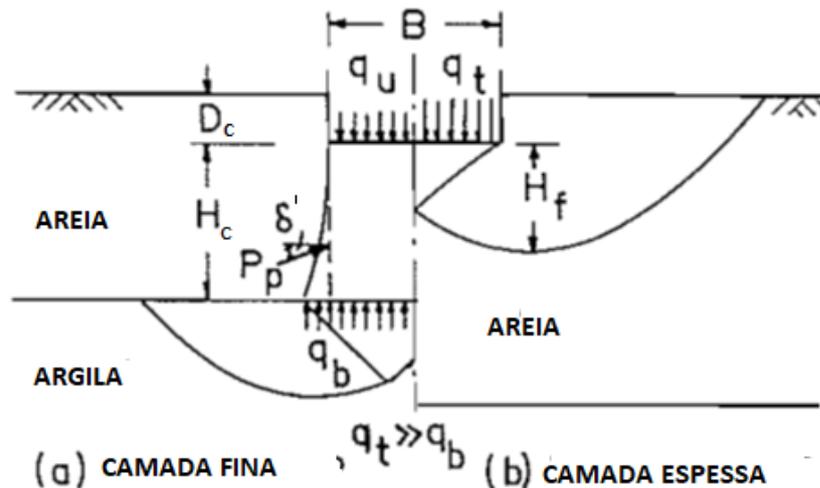


Figura 2.8: Mecanismo de capacidade de carga (Adaptado de MEYERHOF, 1974).

$$q_u = cN_c + 2P_p \sin \delta' / B + \gamma D_c \quad (7)$$

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 8.

$\delta'$  = inclinação da pressão passiva.

$$P_p = 0,5\gamma H_c^2 (1 + 2D_c/H_c) K_p / \cos \delta' \quad (8)$$

Onde:

$K_p$  = coeficiente de pressão passiva da terra.

A análise pode ser estendida para sapatas circulares através da equação 9.

$$q_u = 1,2cN_c + 2\gamma H_c^2 (1 + 2D_c/H_c) sK_s \tan \varphi / B + \gamma D_c \quad (9)$$

Com um máximo calculado pela equação 10.

$$q_u = q_t = 0,3\gamma B N_\gamma + \gamma D_c N_q \quad (10)$$

Onde:

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

$K_s$  = Coeficiente de cisalhamento na punção.  $K_s \tan \varphi = K_p \tan \delta'$

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

Meyehorf (1974) fez alguns testes *in loco* e os resultados mostraram que a dedução do coeficiente  $K_s$  aumenta conforme aumenta a espessura da camada diminui.

Para areias fofas sobre camadas de argila rija a capacidade de carga de uma sapata pode ser estimada de forma simplificada supondo que a camada de areia repousa sobre uma base rija. A camada de areia vai romper lateralmente por compressão. E a capacidade de suporte última pode ser calculada pela equação 11.

$$q_u = \gamma B N_\gamma' / 2 + \gamma D_c N_q' \quad (11)$$

Com um máximo de (Equação 12):

$$q_u = q_b = cN_c + \gamma D_c \quad (12)$$

Onde :

$N_\gamma'$  e  $N_q'$  = fatores de capacidade de carga que depende de  $\phi$ , da razão  $H_c/B$  e do grau de dureza da base rígida.

Para uma sapata circular, não há ainda uma solução encontrada. Podem ser feitas apenas simplificações nas equações anteriores chegando a equação 13.

$$q_u = s_\gamma' \gamma B N_\gamma' / 2 + s_q' \gamma D_c N_q' \quad (13)$$

Com um máximo de (Equação 14):

$$q_u = q_b = 1,2cN_c + \gamma D_c \quad (14)$$

Os resultados dos ensaios feitos por Meyerhof mostraram que a influência da espessura da camada de areia depende da razão de capacidade de carga entre argila e areia, do ângulo de atrito da areia e da forma e profundidade da sapata.

Meyerhof continuou investigando sobre capacidade de carga de solos estratificados, e no trabalho Meyerhof e Hanna (1978) passou a considerar uma camada forte sobre uma camada fraca e uma camada fraca sobre camada forte. Nesta pesquisa eles desenvolveram teorias para prever a capacidade de carga de camadas sobre carregamento vertical e também inclinado.

No caso de camadas fortes sobre depósitos fracos, foi considerado o rompimento da camada forte sobre a camada fraca. Na carga última, a massa de solo em forma de pirâmide mais ou menos truncada da camada superior é empurrada sobre a camada inferior aproximadamente na direção da carga vertical aplicada.

As forças aplicadas na superfície de ruptura podem ser tomadas como uma adesão  $C_a$  (Equação 15 e 16) e a uma pressão de terra passiva  $P_p$  inclinada em um ângulo médio  $\delta'$  atuando para cima em um plano que passa pela borda da base da sapata inclinado em um ângulo  $\alpha$  com a vertical.

Assim, para uma sapata de largura  $B$  e assentada em uma profundidade  $D_c$  e a uma distância  $H_c$  da superfície da camada fraca, tem-se que a componente vertical da capacidade de carga na direção da carga pode ser calculada pela equação 17 e entendida através da Figura 2.9.

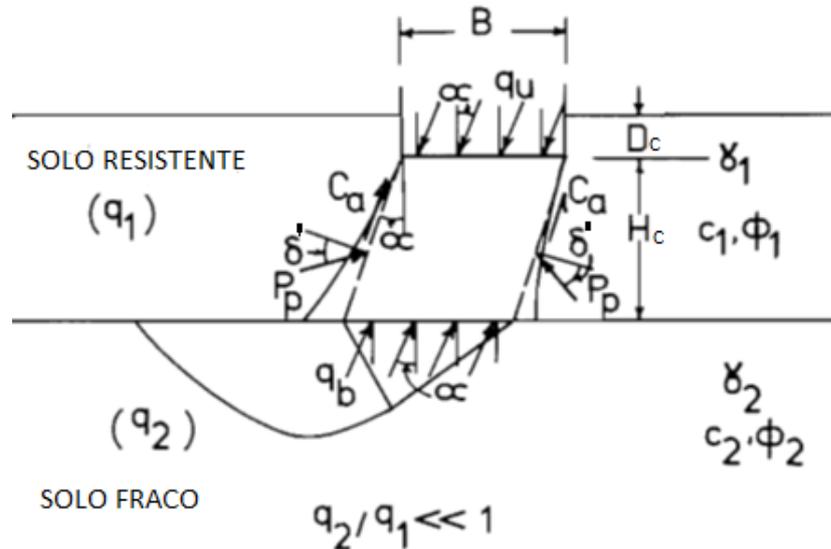


Figura 2.9: Mecanismo de ruptura do solo sobre carregamento inclinado (Adaptado de MEYERHOF & HANNA, 1978).

$$C_a = c_a H_c / \cos \alpha \quad (15)$$

$$P_p = 0,5 \gamma_1 H_c^2 (1 + 2 D_c \cos \alpha / H_c) K_p / \cos \delta' \quad (16)$$

$$q_{uv} = q_{bv} + 2(C_a + P_p \sin \delta') \cos \alpha / B - \gamma_1 H_c \quad (17)$$

$$q_{uv} = q_u \cos \alpha \leq q_{tv} \quad (18)$$

Onde:

$q_{uv}$  = componente vertical da capacidade última de carga.

$C_a$  = adesão unitária.

$K_p$  = coeficiente de pressão passiva da terra.

As análises podem ser modificadas para uso em sapatas circulares determinando a resistência passiva  $P_p$  inclinada de um ângulo  $\delta'$  em uma superfície cilíndrica inclinada passando pela base da sapata (Equação 19).

$$q_{uv} = q_{bv} + 4C_a i_a s_a H_c / B + 2\gamma_1 H_c^2 x (1 + 2D_c \cos \alpha / H_c) K_s i_s s_s \tan \varphi_1 / B - \gamma_1 H_c \leq q_{tv} \quad (19)$$

Onde:

$i_a, i_s$  = fator de inclinação.

$s_a$  = fator de forma para resistência ao cisalhamento na punção em superfície cilíndrica.

$K_s$  = coeficiente de cisalhamento na punção.

$s_s$  = fator de forma para resistência ao cisalhamento na punção em superfície cilíndrica.

$q_{bv}$  e  $q_{tv}$  = capacidade de carga última (Meyerhof, 1963 e Hansen 1970).

$$q_{bv} = c_2 N_{c2} i_{c2} s_{c2} + \gamma_1 (D_c + H_c) N_{q2} i_{q2} s_{q2} + 0,5 \gamma_2 B N_{\gamma 2} i_{\gamma 2} s_{\gamma 2} \quad (20)$$

$$q_{tv} = c_1 N_{c1} i_{c1} s_{c1} + \gamma_1 D_c N_{q1} i_{q1} s_{q1} + 0,5 \gamma_1 B N_{\gamma 1} i_{\gamma 1} s_{\gamma 1} \quad (21)$$

Onde:

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  = fator de capacidade de carga.

$i$  e  $s$  = são inclinação e fator de forma, respectivamente.

Os subscritos 1 e 2 se referem a camada superior e camada inferior, respectivamente.

No caso de camada fraca sobre depósito forte, a capacidade de carga do solo de cima é muito menor que a inferior, a camada abaixo da sapata pode vir a romper lateralmente por compressão. A capacidade de carga pode ser estimada de forma semi-empírica pela equação 22.

$$q_{uv} = q_{tv} + (q_{bv} - q_{tv})(1 - H_c/H_f)^2 \geq q_{tv} \quad (22)$$

Onde:

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

Os ensaios mostraram um rápido decréscimo da capacidade de carga última quanto maior for a camada superior em espessura.

Hanna & Meyerhof (1979) é uma extensão dos trabalhos de investigação da capacidade de carga. Neste trabalho, eles investigaram a capacidade de carga de três camadas. A análise foi feita apenas para cargas verticais e assentada no topo de duas camadas resistentes em cima de uma camada fraca.

Hanna & Meyerhof (1980) já foi um trabalho complementar, foram feitas análises dos resultados experimentais e construído gráficos de projeto. Esses gráficos juntamente com a teoria encontrada no trabalho anterior (Meyerhof, 1974) podem ser utilizados para prever a capacidade de sapatas em uma densa camada de areia sobrejacente a um depósito de argila mole. São gráficos que fornecem resultados mais precisos que a teoria anterior, uma vez que são baseados em resultados experimentais. No entanto, as propriedades de areia e argila podem afetar os gráficos, e portanto, os resultados.

Em Hanna & Meyerhof (1981), os autores investigaram experimentalmente a capacidade de carga de sapatas submetidas a cargas inclinadas. Os resultados foram analisados para determinar os fatores de inclinação, profundidade e forma utilizados nas equações teóricas da capacidade de carga para fundações superficiais.

Hanna (1982) investigou sapatas assentadas em camadas de areia pouco resistentes sobrepostas a um depósito de areia densa. A capacidade de carga pode ser calculada através da equação 23. Na Figura 2.10 está um esquema para melhor entendimento do caso tratado.

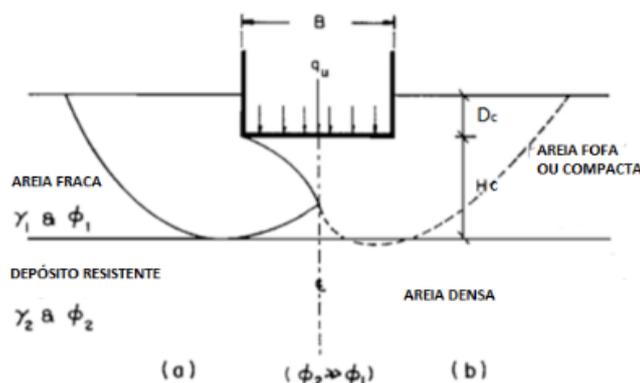


Figura 2.10: Capacidade de carga (Adaptado de HANNA, 1982).

$$q_u = 0,5\gamma_1BN'_\gamma + \gamma_1D_cN'_q \leq 0,5\gamma_2BN_{\gamma_2} + \gamma_1H_cN_{q_2} \quad (23)$$

Onde:

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

B = largura da sapata.

$H_c$  = profundidade da camada superior abaixo da base da sapata.

$D_c$  = cota de assentamento da fundação.

$N'_q$  e  $N'_\gamma$  = fatores de capacidade de carga modificados dependentes do ângulo de atrito  $\phi_1$  da camada superior, da razão  $H_c/B$  e da rugosidade da sapata.

Gráficos de projetos foram apresentados para ajudar no projeto da sapata. O mecanismo de ruptura da camada superior é o mesmo de uma sapata assentada sobre uma camada de areia profunda e homogênea. A influência da estratificação do solo se dá apenas na diferença nos fatores de capacidade de carga, eles foram determinados no trabalho a partir de testes modelos. Fornece resultados bastante precisos, mas os fatores de capacidade de carga dependem do tipo de areia utilizada no ensaio.

Kraft & Helfrich (1982) compararam 27 casos de sapatas, encontrados na literatura, assentadas em camada de areia sobre camada de argila utilizando os métodos de Hanna & Meyerhof (1980) e Jacobsen et al. (1977). Os fatores de capacidade de carga utilizados foram os recomendados por Vésic (1973) citado pelo autor. Ambos os métodos provaram serem boas previsões dos resultados medidos e previstos. A comparação de resultados pode ser vista na Figura 2.11.

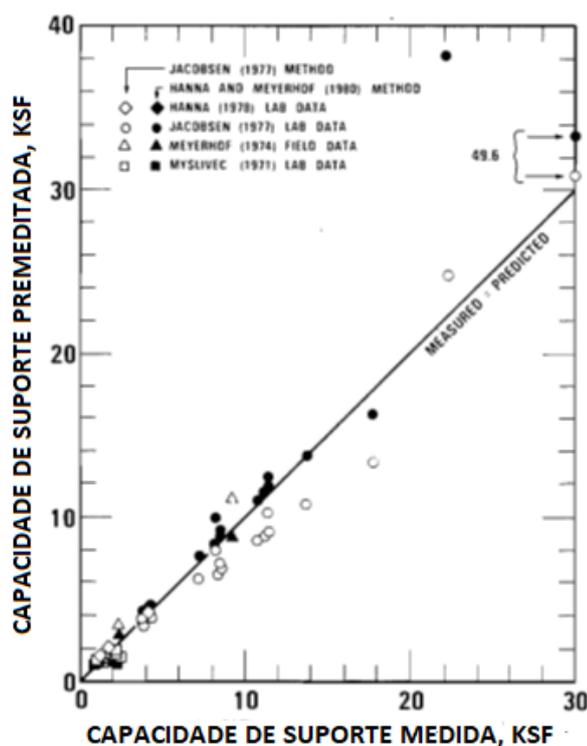


Figura 2.11: Comparação dos métodos de capacidade de carga (Adaptado de KRAFT & HELFRICH, 1982).

Já Kenny & Andrawes (1997) investigaram experimentalmente a eficiência do método de Hanna & Meyerhof (1980) para camada de areia sobre camada de argila. A taxa de aumento de capacidade de carga com a profundidade da areia prevista através do método é maior que a obtida experimentalmente, isto quer dizer que para profundidades maiores, o método de Hanna & Meyerhof (1980) superestima a capacidade de carga.

Azam & Wang (1991) estudaram os métodos teóricos existentes e desenvolveram uma equação semi-empírica para o cálculo da capacidade de carga de solos estratificados ( $c-\phi$ ), no qual a camada de cima pode ser mais rija ou mais mole que a inferior, através de um programa de elementos finitos elasto-plástico de tensão bidimensional. O programa utiliza relações incrementais de tensão-deformação para materiais perfeitamente elásticos-plásticos e critérios de plastificação de Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager.

A equação proposta é formulada por ajuste de curva. A base de dados é a relação capacidade de carga x espessura da camada superior. As variações da capacidade de carga observadas nas curvas levam a uma abordagem semi-empírica para formular uma única equação (Equação 24) para as quatro curvas.

$$q_0 = q_t + (q_b - q_t)[1 - m(H/B)]^2 \quad (24)$$

Onde:

$q_0$  = capacidade de carga última de uma sapata sobre duas camadas de solo.

$q_t$  = capacidade de carga última de uma sapata suportada por um solo de camada superior infinitamente grosso, calculado pela equação tradicional de capacidade de carga usando fatores recomendados por Vésic.

$q_b$  = capacidade de carga última da sapata suportada por uma camada inferior infinitamente grossa, calculada pelo mesmo modo que  $q_t$ .

$m$  = fator de camada, 0,17-0,23 para duas camadas de argila e 0,30 para a combinação areia-argila.

$H/B$  = relação entre a espessura da camada superior e a largura da sapata.

Os resultados da análise mostram que quando a camada superior é uma fina camada de areia sobre uma argila rija acontece uma ruptura por cisalhamento local limitada à camada de areia. Outra importante conclusão do trabalho de é que a espessura da camada superior influencia a capacidade de carga última que diminui com o aumento da espessura da camada superior quando ela é mais fraca que a camada inferior e vice-versa. A equação formulada no trabalho foi comparada à soluções já existentes e chegou-se a conclusão de que a equação formulada pode fornecer um valor de capacidade de carga mais razoável que outros já existentes.

Consoli *et al.* (2009) investigou três misturas diferentes de solo tratado, areia com cinza e cal de carbureto, areia com cinza e cimento Portland e solo residual com cimento Portland, sobre um solo residual. Foram feitos ensaios de placa em fundações superficiais colocadas no topo da camada tratada. Os resultados dos ensaios mostraram que a relação  $H/D$  ( $H$  sendo a espessura da camada tratada e  $D$  o diâmetro da placa ensaiada) tem grande influência na capacidade de carga. O aumento de  $H/D$  provoca um comportamento mais rígido e resistente.

Através do método de Vésic (1975), Equação 25, Consoli *et al.* (2009) estimou a tensão limite definida como a tensão a 3% ( $p_{3\%}$ ) do deslocamento relativo (recalque/diâmetro da placa,  $\delta/D$ ). E a tensão limite estimada foi satisfatória para  $H/D \leq 1,0$ , ou seja, boas estimativas

podem ser feitas através do método de Vésic para relações  $H/D \leq 1,0$ . Assim, combinando os ensaios de placa com o método de Vésic (1975), pode-se definir uma curva única de  $p/p_{3\%} \times \delta/D$  para fundações de diferentes tamanhos e para diferentes espessura de camada superior.

$$q_{lim} = \left\{ q_0' + \frac{1}{K} c_1' \cot \varphi_1' \right\} e^{4K \tan \varphi_1' (H/D)} - \frac{1}{K} c_1' \cot \varphi_1' \quad (25)$$

Onde:

$q_0'$  = capacidade de carga da fundação se a mesma estivesse apoiada no solo natural determinada pela fórmula básica de Terzaghi (1943), com a adição de outros coeficientes como sugerido por Brinch Hansen (1961).

$c_1'$  = coesão efetiva da camada superior.

$\varphi_1'$  = ângulo de atrito efetivo da camada superior.

$$K = \frac{1 - \sin^2 \varphi_1'}{1 + \sin^2 \varphi_1'}$$

H = espessura da camada tratada.

D = diâmetro da placa.

A capacidade de carga da fundação apoiada em solo natural foi calculada através da Equação 26.

$$q_0' = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D_c N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma \quad (26)$$

Sendo:

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

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

$i_c, i_q, i_\gamma$  = fatores de inclinação da carga considerados iguais a 1, pois a carga não é inclinada.

$b_c, b_q, b_\gamma$  = fatores de inclinação da base da fundação considerados iguais a 1, pois a base da fundação não é inclinada.

$g_c, g_q, g_\gamma$  = fatores de inclinação do terreno considerados iguais a 1, pois o terreno não é inclinado.

$c^*$  = coesão reduzida de acordo com Terzaghi (1943).

$\varphi^*$  = ângulo de atrito reduzido de acordo com Terzaghi (1943).

$D_c$  = cota de assentamento da fundação.

$B$  = lado da fundação.

$\gamma$  = peso específico natural da camada inferior.

Thomé (1999) propôs uma metodologia semi-empírica para obtenção da capacidade de carga a 2% do recalque relativo. Em sua pesquisa, ele 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. Realizando os cálculos e ajustes necessários para compor um fator de parâmetros que levasse em conta todas as variáveis envolvidas, o autor obteve a Equação 27 e a chamou de F.

$$F = \ln\left(\frac{c_1'}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c_2'}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4\varphi_2'} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right) \quad (27)$$

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.

A Figura 2.12 apresenta uma correlação entre  $q_{u2\%}/Pa$  e o fator F para a relação H/D=1,0.

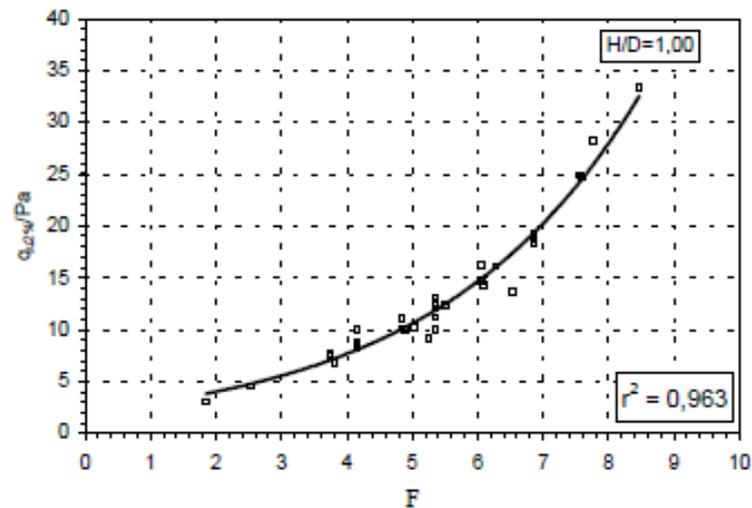


Figura 2.12: Correlação entre  $q_{u2\%}/Pa$  e o fator  $F$  para a relação  $H/D=1,0$  (THOMÉ,1999).

A Equação 28 mostrada abaixo é a equação representativa da curva da Figura 2.12.

$$\frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,1001e^{0,3235F} \quad (28)$$

Para comprovar a metodologia apresentada o autor realizou a previsão da carga para 2% de recalque relativo para resultados de ensaios de placa sobre solos cimentados executados por diferentes autores. Constatou-se então que há uma boa concordância entre resultados previstos e os observados na prática.

Faro & Consoli (2014) estudaram, através dos Métodos dos Elementos Finitos, o comportamento de fundações superficiais assentes em um perfil de dupla camada sendo a superior artificialmente cimentada com uma largura igual a três vezes o diâmetro da fundação. Estudaram-se as relações  $H/D$  de 0,0; 0,0625; 0,125; 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 3,0; e 4,0.

Para representar o solo foi considerado um modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura Drucker-Prager e lei de fluxo não associada. A análise paramétrica foi realizada para 3% do recalque relativo variando os parâmetros que mais influenciam o comportamento das fundações superficiais em sistema de dupla camada segundo Thomé *et al* (2005) citado pelo autor, como coesão efetiva da camada cimentada ( $c'_1$ ), a coesão da camada não-cimentada ( $c'_2$ ), o ângulo de atrito da camada não-cimentada ( $\varphi'_2$ ) e o módulo de elasticidade da camada não cimentada ( $E_2$ ), já apresentados anteriormente em Thomé (1999).

Utilizando a metodologia proposta por Thomé, Faro & Consoli (2014) propuseram curvas para determinação da capacidade de carga a 3% do recalque relativo. Na Figura 2.13 pode ser visto o ábaco gerado pelas curvas propostas pelo trabalho de Faro & Consoli (2014) para sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada, para 3% de recalque relativo.

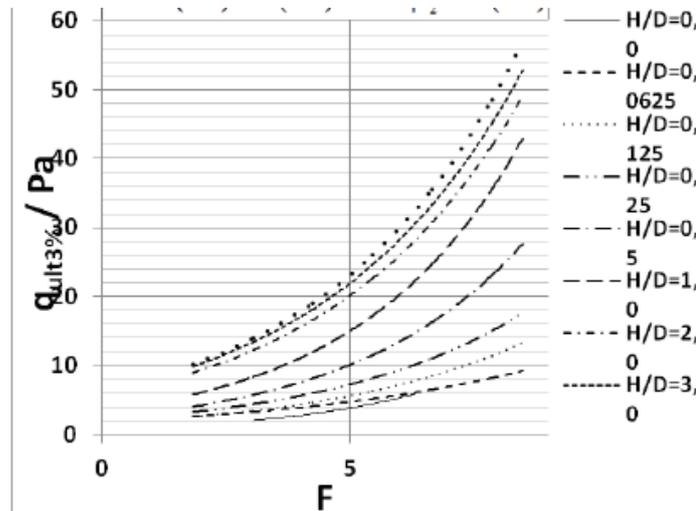


Figura 2.13: Ábaco para determinação de  $q_{ult3\%}$  (FARO & CONSOLI, 2014).

Como conclusão do trabalho de Faro & Consoli (2014), tem-se que a metodologia apresentada é uma boa proposta para determinação da capacidade de carga a 3% de recalque relativo de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada sendo a superior tratada com cimento.

Shalaby (2014) apresenta um estudo a fim de encontrar um método relevante para avaliar a substituição do solo residual por solo tratado utilizando ensaios de placa. Foram feitos três ensaios de placa, um com o solo natural, outro com uma camada de areia compactada sobre o solo natural e o último com uma camada de areia misturada com cimento sobre o solo natural.

As cargas últimas do ensaio foram obtida através do gráfico Carga x Recalque, como pode ser observado na Figura 2.14. Nesta mesma figura constata-se que a carga última do solo tratado com areia compactada e com areia misturada com cimento aumenta em 83% a 165%, respectivamente, em comparação com o solo natural.

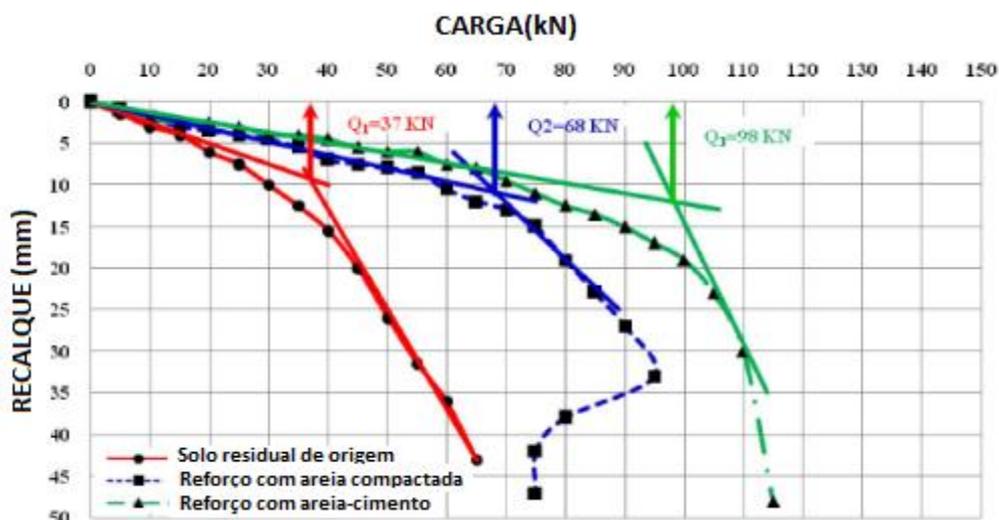


Figura 2.14: Carga x Recalque (Adaptado de SHALABY, 2014).

Foppa (2016) determinou um novo método para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes em camadas reforçadas com solo-cimento. Para tanto, o autor realizou ensaios em modelo reduzido de fundações contínuas assentes sobre solo arenoso fofo e simulações numéricas através de elementos finitos.

Foppa (2016) observou que acontecem dois tipos de ruptura. O primeiro tipo é aquele em que a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural com o mesmo deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural. Já no segundo tipo, acontece o rompimento da camada reforçada com o aparecimento de uma fissura que se localiza junto à borda ou bem no meio da fundação, depende da espessura da camada, e se propagada de baixo para cima.

O modo de ruptura na camada de reforço citado por Foppa (2016) considera que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação  $T_r/H_r$ . Onde  $T_r$  é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e  $H_r$  é a espessura do reforço.

Quando a ruptura ocorre na camada de reforço a fissuração tende a ocorrer junto às bordas da fundação para relações  $H_r/B \leq 0,50$ , enquanto que para  $H_r/B \geq 1$  a fissuração tende a ocorrer no centro da fundação.

Para o novo método da capacidade de carga desenvolvido por Foppa (2016), é razoável considerar que o sistema “fundação + reforço” seja equivalente a uma fundação com a largura

igual à do reforço, pois o comportamento obtido conforme aumentava a largura das camadas foi parecido como o comportamento obtido para fundações com diferentes larguras sobre solo natural.

Realizando as observações e cálculos necessários de que a ruptura se dá na camada de reforço, Foppa (2016) chega a uma equação para a tensão de tração máxima (Equação 29), considerando que a camada de reforço funciona como uma viga invertida submetida a uma tensão uniforme  $Q$  aplicada pelo solo e cujos apoios se localizam na borda da fundação (Figura 2.15).

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^2 \quad (29)$$

Onde:

$Q$  = tensão vertical.

$\sigma_{tm\acute{a}x}$  = tensão de tração máxima.

$H_r$  = espessura da camada de reforço.

$T_r$  = largura adicional do reforço.

Na ruptura, a tensão que atua na base do reforço será  $Q_{ur(n)}$ .

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q_{ur(n)} \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^2 \quad (30)$$

Para que não haja ruptura do reforço, a  $\sigma_{tm\acute{a}x}$  deve ser menor que a resistência a tração ( $q_T$ ), obtida através de ensaio de compressão diametral, dividida por um fator de segurança ( $FS$ ).

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q_{ur(n)} \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^2 \leq \frac{q_T}{FS} \quad (31)$$

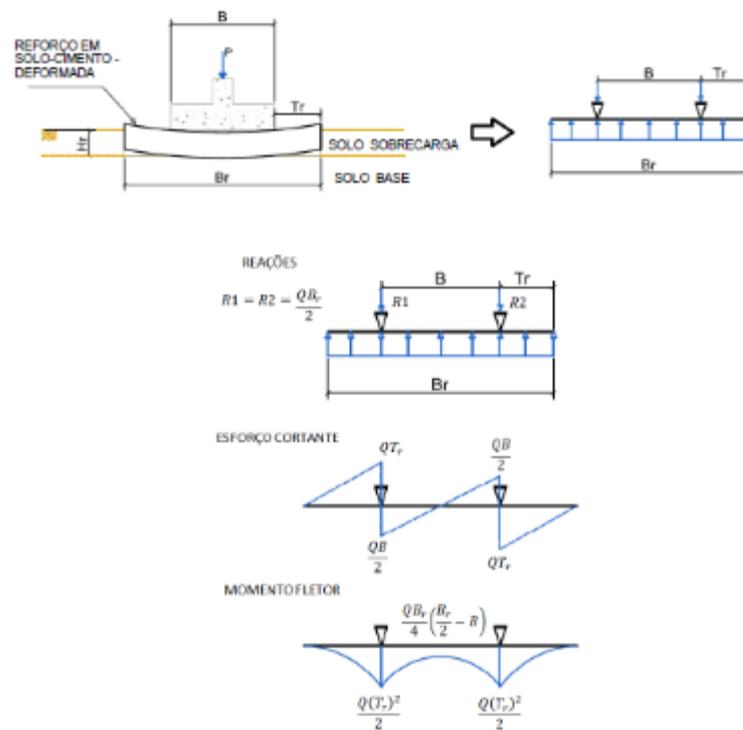


Figura 2.15: Analogia reforço x viga bi-apoiada (FOPPA, 2016).

Em reforços de maior espessura, onde a tensão de tração máxima ocorre no centro da fundação, o comportamento observado tende a se aproximar de blocos de fundação.

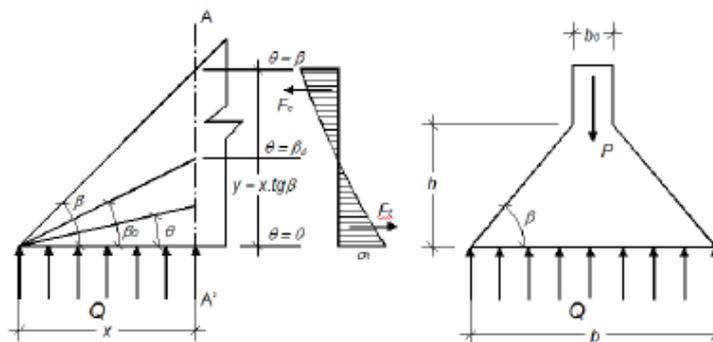


Figura 2.16: Blocos de fundação de seção plena (FOPPA, 2016).

E a tensão máxima de tração será calculada através da Equação 32.

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (32)$$

Onde:

$Q_{ur(n)}$  = tensão de ruptura na base do reforço.

$\sigma_{tm\acute{a}x}$  = tensão de tração máxima.

$\beta$  = ângulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal.

Para que não haja ruptura do reforço, a  $\sigma_{tm\acute{a}x}$  deve ser menor que a resistência a tração ( $q_T$ ), obtida através de ensaio de compressão diametral, dividida por um fator de segurança (FS).

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3 \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \leq \frac{q_T}{FS} \quad (33)$$

O comparativo entre o modelo de bloco, a simulação numérica e o modelo de viga pode ser melhor comparado na Figura 2.17.

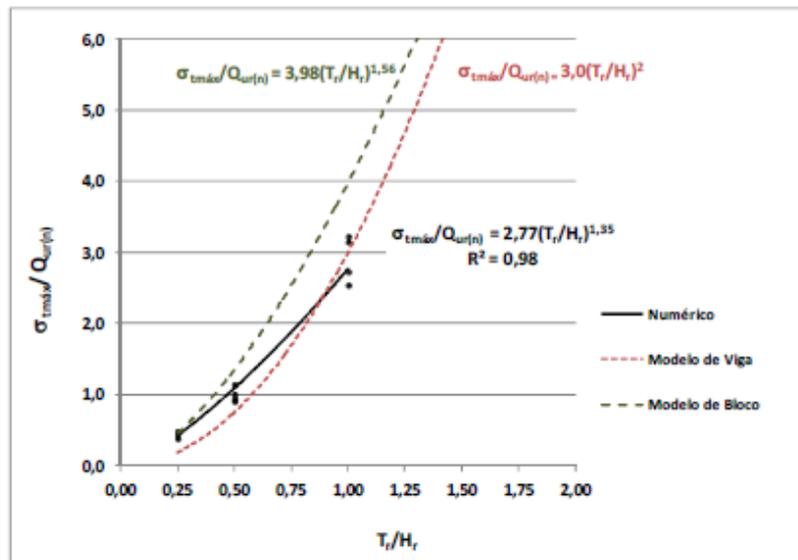


Figura 2.17: Comparativo entre os modelos (FOPPA, 2016).

Através da equação obtida numericamente, pode-se prever qual a relação  $T_r/H_r$  limite para que não haja a ruptura do reforço, segundo Foppa (2016), através da Equação 34.

$$\frac{q_T}{Q_{ur(n)}} = 2,77 \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^{1,35} \quad (34)$$

## 2.6 PROVA DE CARGA

### 2.6.1 Considerações gerais

Provas de carga em sapatas de escala real nem sempre são possíveis devido ao custo e aparato necessário para sua execução. Para remediar este problema são feitos ensaios de placa. Este ensaio visa reproduzir as condições de uma sapata sofrendo ações das cargas da estrutura em obra (ALONSO, 1991).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas possui uma norma (Prova de carga direta sobre terreno de fundação, NBR 6489/1984) que rege o ensaio de placa. A NBR 6489 aponta os passos para instalação do equipamento de ensaio como apresentado abaixo:

- 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 conforme a NBR 6489, Para a execução do ensaio devem ser seguidos os seguintes passos:

- cargas aplicadas à em estágio 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 leitura 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;

Reservam-se ainda os cuidados de anotar a data, o dia e qualquer anormalidade durante o ensaio.

Segundo Fellenius (1975) *apud* Russi (2007) existem quatro formas distintas de execução do ensaio:.

- SML (Slow Maintained Load Test): os incrementos de carga são iguais e mantidos até que se estabilizem os deslocamentos. É o ensaio regido pela NBR 6489.
- 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.

A American Society for Testing and Materials (ASTM) D 1194-94 permite que a placa a ser usada no ensaio de placa varie entre 305 a 762mm.

A carga deve ser aplicada na placa através de um macaco hidráulico (Figura 2.18). Este ensaio permite correlacionar deslocamento, medido por extensômetros, com a carga aplicada (ALONSO, 1991).

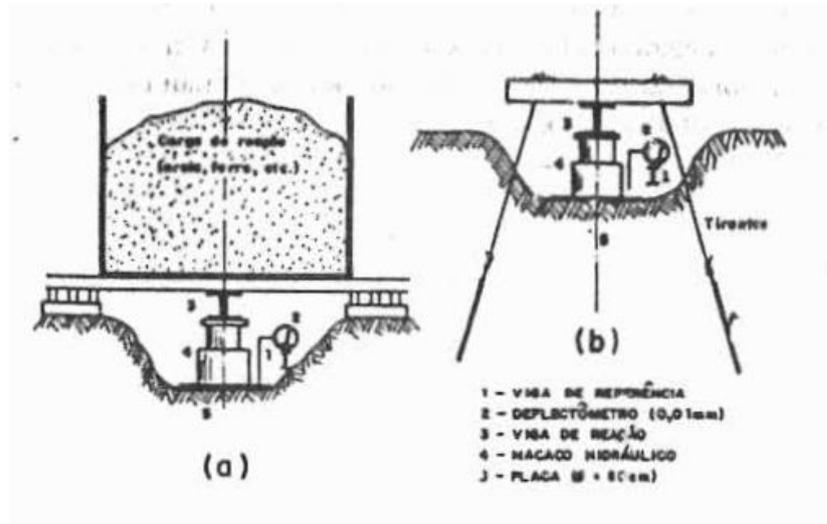


Figura 2.18: Aplicação esquemática de carga (ALONSO, 1991).

Os resultados desse tipo de ensaio são apresentados em curva carga x recalque e tensão x recalque. Para poder utilizar os resultados do ensaio como representativos de uma sapata, Alonso (1991) afirma que os bulbos de pressões da placa e da fundação incluam solos com as mesmas características de resistência e deformabilidade. Ou seja, se existirem solos com compressibilidade diferente que é solicitado pela fundação, mas não pela placa, os ensaios de placa não terão valor (Figura 2.19).

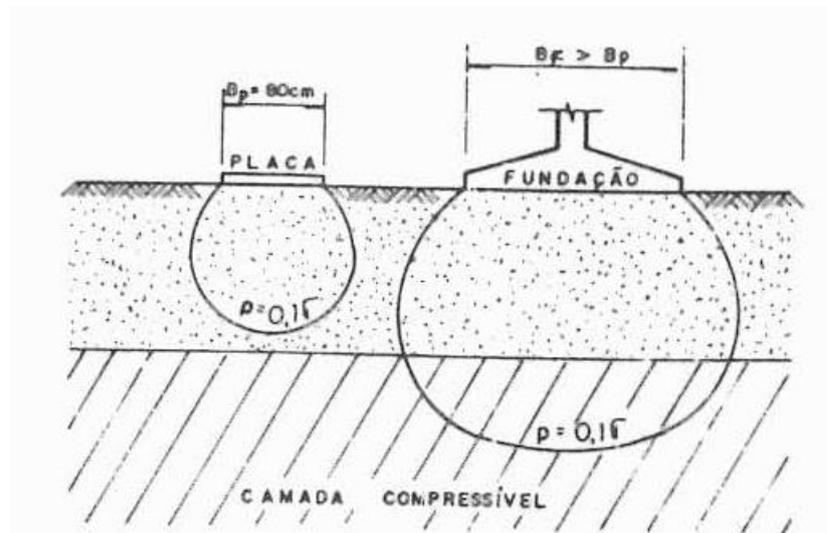


Figura 2.19: Solicitações do bulbo de pressões (ALONSO, 1991).

Sabendo que o bulbo de pressões não é um problema para análise de resultados, deve-se ainda verificar o efeito da escala entre a placa e a fundação, Teixeira (1966) apud Russi (2007) afirma que há uma dificuldade em estabelecer correlações entre a capacidade da fundação e os

ensaios de placa por causa do efeito escala, mais sensível ainda em solos arenosos. O autor discorre que a capacidade de carga aumenta com o tamanho da fundação, logo, não é viável utilizar os resultados do ensaio de placa sem nenhuma correção.

Para evitar o efeito escala, Décourt (1994) apud Russi (2007) diz que os gráficos tensão x recalque podem ser apresentados de maneira adimensional, ou seja, normalizando as tensões pela tensão de ruptura convencional ou física e os recalques pela largura da placa de ensaio, assim a curva tensão x recalque irá convergir para uma única curva independente da dimensão da fundação. Thomé (1998) propõe normalizar a tensão por uma tensão a 2% do recalque relativo. Em seu estudo, já comentado neste trabalho, Thomé (1998) apresenta ainda uma metodologia para calcular a tensão a 2% do recalque relativo. Enquanto que Consoli *et al.* (2009) propõe a normalização dos resultados através da tensão para 3% do deslocamento relativo.

Vianna (2005) discorre em seu trabalho, que caso as curvas tensão x recalque não aflua para uma única curva quando normalizadas, independente do tamanho da fundação, é porque ocorreu o efeito escala.

## 2.6.2 Critérios de definição da carga de ruptura

Cudmani (1994) afirma que costuma-se definir a carga de ruptura de fundações superficiais como aquela em que os recalques aumentam indefinidamente em um gráfico carga-deformação, conhecida como ruptura generalizada. Porém, nem sempre é possível determinar visualmente a carga de ruptura já que esta pode se dar de três maneiras: generalizada, localizada ou por puncionamento. A carga de ruptura pode ser, então, obtida por análises da curva tensão-deformação através de diferentes critérios citados no trabalho de autores como Cudmani (1994), Niyama *et al.* (1998), Salles (1998), Russi (2007), Dalla Rosa e Thomé (2004), entre outros.

Cudmani (1994) apresentou em seu trabalho diversos critérios para definição da carga de ruptura. Porém, o autor diz que se deve ter atenção aos critérios escolhidos, pois a maioria deles foram elaborados para fundações profundas. Abaixo está apresentada a relação de critérios citados por Cudmani (1994).

### 1. Limitação do recalque total

#### a) Absoluto: 25mm (Código de NY)

b) Relativo:

- 10% do diâmetro da ponta da estaca (Critério definido por Terzaghi e adotado na norma inglesa segundo Hachich *et al.* (1998)).
- $d/30$  (NBR 6489/84)
- 5% do diâmetro (Compagnucci e Gómez, 1980)

2. Limitação do recalque plástico

3. Limitação do recalque elástico

4. Máximo da razão incremento recalque elástico/incremento recalque plástico

5. Limitação da relação carga/recalque

6. Limitação da razão carga/recalque plástico

7. Máximo do incremento de carga/incremento do recalque

8. Curvatura máxima da curva  $\log(P)$  vs.  $\log(\delta)$  (De beer, 1965)

9. Postulado de Van der Veen (Van der Veen, 1953)

10. Critérios baseados na tangente da curva carga-recalque

a) A tensão admissível está na intersecção das tangentes inicial e final da curva tensão x recalque;

b) A pendente da curva tensão x recalque alcança um valor constante.

11. Critérios que consideram o fator tempo

a) Cambefort e Chadeisson (Gutierrez, 1993)

b) O método de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris).

12. Critério de Hansen (Jimenez, 1981). A tensão de ruptura é aquela correspondente a um recalque que é o dobro do que havia sido produzida com 90% da mesma tensão.

Segundo Cudmani (1994), a maioria dos critérios apresentados foram determinados para situações específicas locais, logo, deve-se ter cuidado na adoção dos critérios. Em seu trabalho, o autor adotou cinco critérios que abrangiam os diferentes modos de definição da carga de ruptura. São eles:

Critério 1: Limitação do recalque máximo a  $d/30$ .

Critério 2: Limitação do recalque máximo a 10% $d$ .

Critério 3: Tangente da curva tensão x recalque constante.

Critério 4: Critério do tempo (Método de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

Critério 5: Ponto de inflexão da curva  $\log(P)$  vs.  $\log(\delta)$ .

Sendo:

$d$  = diâmetro da placa

$P$  = carga

$\delta$  = recalque

As conclusões de Cudmani (1994) limitam-se a dizer que o Critério 5 conduz a valores muito menores de carga de ruptura se comparado aos demais critérios e que o Critério 4 conduziu a uma menor dispersão dos resultados. Por isso e pelo fato de que é um critério menos arbitrário que os outros já que leva em consideração o comportamento do solo, o autor passou a utilizar em suas análises apenas o critério de número 4.

Salles (1998) utilizou em seu trabalho quatro critérios diferentes para a determinação do critério de ruptura, sendo eles:

Critério 1: O proposto pela NBR 6489/84 em que o recalque máximo é determinado pelo valo igual a  $d/30$ . E a carga correspondente a  $d/30$  é a carga de ruptura.

Critério 2: A carga de ruptura é obtida pela intersecção das tangentes dos trechos iniciais e finais da curva carga x recalque.

Critério 3: A carga de ruptura é obtida pelo ponto de inflexão da curva  $\log(P)$  vs  $\log(\delta)$ .

Critério 4: Proposto pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Este critério leva em consideração o fator tempo. Para cada incremento de carga são plotados os valores de recalque vs  $\log(\text{tempo})$ . Este gráfico mostra um comportamento linear, deste comportamento é retirada uma inclinação ( $\alpha_p$ ) que posteriormente é

plotada com a correspondente carga. Os valores resultaram em duas linhas aproximadamente retas e a intersecção entre elas define a carga de ruptura.

Após análise criteriosa dos quatro métodos aplicados em seus resultados, Salles (1998) definiu que o Critério 2 foi o que apresentou valores menos dispersos para a carga de ruptura, situando-se em um valor médio.

Dalla Rosa e Thomé (2004) definiram a carga de ruptura através de três critérios:

Critério 1: Recalque máximo limitado por  $d/30$ .

Critério 2: Recalque máximo limitado a 10% do diâmetro da placa.

Critério 3: Limitar o recalque relativo a 2% do diâmetro da placa.

Russi (2007) utilizou os critérios abaixo para determinação da carga de ruptura:

Critério 1: Limitar o recalque máximo a  $d/30$ .

Critério 2: Ponto de intersecção das tangentes dos trechos inicial e final da curva tensão x recalque.

Critério 3: Postulado de Van der Veen (1953).

O método de Van der Veen (1953) *apud* Russi (2007) é descrito através da Equação 35.

$$P = P_r(1 - e^{-\alpha r}) \quad (35)$$

Onde:

$P$  = carga aplicada ao solo

$r$  = recalque provocado por uma determinada carga  $P$

$P_r$  = carga de ruptura

$\alpha$  = coeficiente que depende da forma da curva

São arbitrados valores para  $P_r$  e verificado qual valor resulta em uma reta quando plotado em um gráfico com abcissas  $-\ln(1 - P/P_r)$  e de ordenadas  $r$ .

Critério 4: Método da Rigidez (1996) proposto por Décourt (1996). Se baseia no conceito de rigidez ( $R$ ) de uma fundação (relação entre a carga aplicada e o recalque que ela provoca).

Russi (2007) percebeu que critérios como  $d/30$  e intersecção das tangentes apresentam valores mais conservadores, enquanto que o critério da rigidez apresentou valores mais arrojados. O que apresentou menos dispersão foi o critério  $d/30$ , enquanto que o critério da rigidez apresentou valores mais dispersos.

#### 2.6.2.1 Critérios de Butler e Hoy

Segundo Niyama *et al.* (1998) este método de obtenção da carga de ruptura depende da escala do desenho e da interpretação individual dos resultados.

O método de Buttler e Hoy (Fig. 2.20) consiste em fazer uma reta paralela à linha de compressão elástica da estaca e outra tangente à curva com inclinação de 0,05 polegada para 1tf (em torno de 0,13mm/kN). A intersecção entre as duas retas dá a carga de ruptura iminente da fundação.

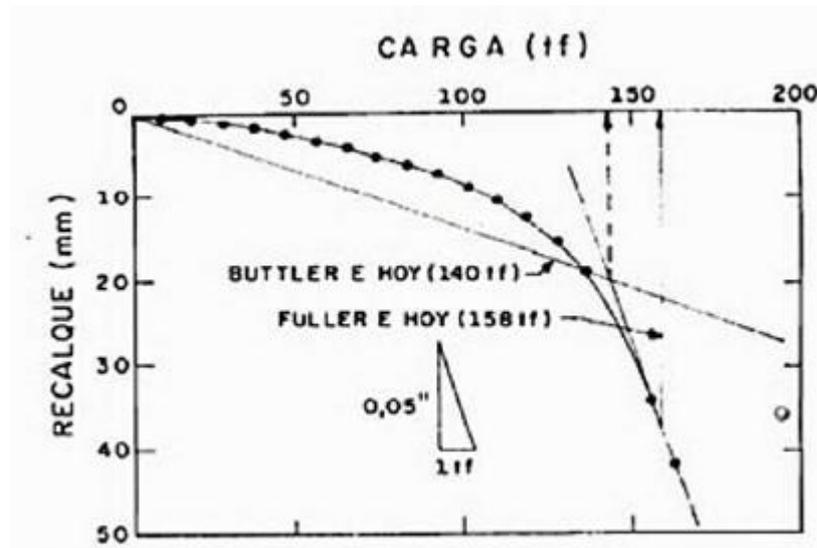


Figura 2.20: Método de Buttler e Hoy (Niyama *et al.*, 1998).

#### 2.6.2.2 Critério de Mazurkiewicz

Segundo Niyama *et al.* (1998), divide-se a curva, considerada parabólica, em partes com recalques iguais. A partir disto, traça-se linhas retas verticais e exatamente no ponto em que as horizontais tocam a curva. Essas linhas retas verticais são levadas até os eixos das cargas, e, no

ponto em que interceptam este eixo traçam-se retas a 45° com a horizontal até interceptarem a linha seguinte. Uma reta é traçada pelos pontos obtidos através do processo acima e o ponto em que ela corta o eixo das cargas é o ponto que fornece a carga de ruptura (Figura 2.21).

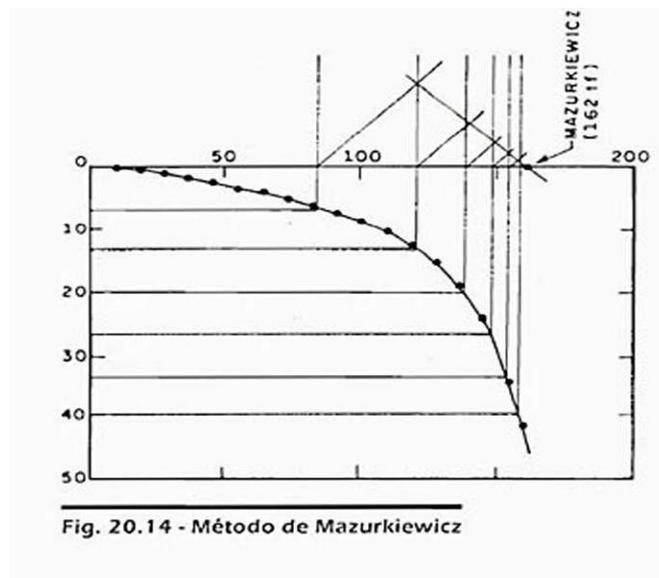


Figura 2.21 Critério de Mazurkiewicz (Niyama et al., 1998).

### 2.6.2.3 Critério proposto pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Este processo, citado por Cudmani (1994), adota a Equação 36 para determinação da carga de ruptura.

$$\delta_m = \delta_1 + \alpha_p \log t \quad (36)$$

Onde:

$\delta_m$  = recalque medido no tempo  $t$  transcorrido após a aplicação de cada estágio de carregamento.

$\delta_1$  = recalque absoluto no final do estágio anterior.

$\alpha_p$  = constante de proporcionalidade que varia em cada estágio de carregamento, é determinado graficamente ou analiticamente.

Ao representar  $\alpha_p$  em função da carga, tem-se uma curva com tramos inicial e final lineares, a carga de ruptura é aquela que se dá no ponto de mudança de um tramo para outro.

## 3 PROGRAMA DE PESQUISA

### 3.1 INTRODUÇÃO

De acordo com a revisão bibliográfica, percebe-se que existem diversos estudos baseados na viabilidade do uso de solo-cimento para melhoramento da capacidade de carga do solo, os estudos comprovam as vantagens que se pode ter ao adicionar um agente cimentante ao solo. Existem ainda estudos de campo que mostram uma relação H/D de camadas de solo cimentadas *versus* capacidade de carga da fundação, de maneira que entrando com a variável H/D determina-se a capacidade de carga.

Sendo assim, o propósito do programa de pesquisa deste trabalho visa abranger a influência da extensão lateral, mantendo a espessura da mesma constante. O programa compreende duas etapas. Na etapa de campo, foram realizados 6 ensaios de placa (30cm de diâmetro) em escala real sobre três camadas quadradas de largura diferentes (45cm, 60cm e 90cm) com espessura de 30cm. Para a escolha das medidas também levou-se em conta as mesmas variáveis além de que se considera que as três medidas abrangem uma gama ideal de valores.

A etapa de laboratório compreende em ensaios triaxiais consolidados drenados com as amostras retiradas *in situ* para determinação dos parâmetros de resistência do solo. E posterior determinação da tensão admissível pelos métodos empíricos já apresentados.

### 3.2 ETAPA DE CAMPO

Durante a etapa de campo foram realizados ensaios de placa em camadas tratadas de mesma espessura e diferente largura em uma mistura de areia fina, mais especificamente, areia de Osório com material cimentante, cimento Portland CP V-ARI. A escolha da areia de Osório foi baseada no conhecimento que se tem das propriedades desse material através de trabalhos feitos na UFRGS, entre eles Cruz (2008) e Ruver (2011), enquanto que a escolha do cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) deve-se ao fato de que os trabalhos utilizado para embasamento desta pesquisa utilizaram o mesmo cimento (CRUZ, 2008; RUYER, 2011; FARO, 2014, entre outros). Além disso, o cimento CP V-ARI alcança em 7 dias uma resistência equivalente a cura de 28 dias do CP III, esta justificativa será retomada mais a frente.

Os ensaios de placa visavam obter/determinar os seguintes elementos:

- Curva tensão x recalque;
- Tensão de ruptura;
- Carga na ruptura;
- Mecanismo de ruptura.

Os ensaios foram realizados no campo experimental da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado na cidade de Passo Fundo, Rio Grande do Sul. Foram escavadas seis cavas no solo, duas valas para cada medida de largura, a fim de reproduzir o ensaio caso o mesmo viesse a falhar. As cavas tinham 45, 60 e 90 centímetros de largura x 30 centímetros de profundidade, construídas sobre solo coesivo-friccional. O preenchimento das cavas foi feito com uma mistura de areia fina de Osório, e cimento Portland CP-V ARI.

Sobre os seis camadas tratadas foram realizados os ensaios de placa, 65 dias de cura, com placa de 30cm de diâmetro. Inicialmente, foi proposto que os ensaios fossem realizados com 28 dias após a cura, porém, foi preciso mais 37 dias para o ajuste do sistema de aquisição de dados.

### 3.3 ETAPA DE LABORATÓRIO

Por ser um material muito conhecido através de pesquisas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, optou-se por não realizar os ensaios de caracterização da areia de Osório, e utilizar os dados que existem na literatura (Cruz, 2008). A caracterização do solo coesivo friccional do campo experimental, incluindo a execução de ensaios triaxiais para a determinação dos parâmetros de resistência (intercepto coesivo e ângulos de atrito), também foi pesquisada em trabalhos anteriores como Faro (2014), Dalla Rosa *et al.* (2004a; 2004b), Ruver (2011) e Carreta (2018).

Neste sentido, optou-se realizar somente ensaios triaxiais na areia tratada, em amostras coletadas após a execução das provas de carga, para a determinação dos parâmetros de resistência.

## 3.4 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção são explicitados os materiais e os métodos utilizados no trabalho, bem como uma pequena revisão da caracterização dos materiais encontrada na literatura de cada um para complemento do trabalho.

### 3.4.1 Materiais

Neste subcapítulo é apresentada a localização e caracterização do campo experimental onde foram realizados os ensaios de campo. Também são apresentados a caracterização da areia fina de Osório, bem como as especificações do cimento Portland e dados da mistura feita em *in situ* de areia e cimento.

#### 3.4.1.1 Campo Experimental

- a) Localização: o campo experimental está localizado ao lado do Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC) na Universidade de Passo Fundo (UPF), Bairro São José, Passo Fundo, RS (Figura 3.1, 3.2 e 3.3).



Figura 3.1: Localização do campo experimental dentro da Universidade de Passo Fundo (GOOGLE MAPS, ACESSADO 10/07/2018).



Figura 3.2: Localização do campo experimental na visão da cidade de Passo Fundo (GOOGLE MAPS, ACESSADO 10/07/2018).

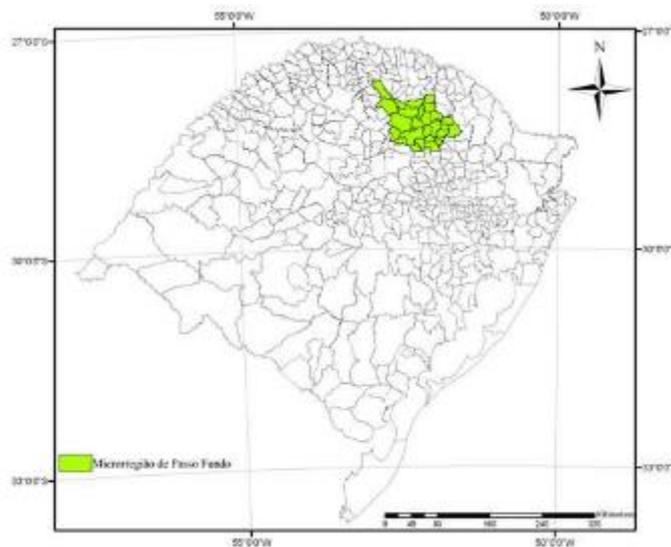


Figura 3.3: Localização da cidade de Passo Fundo no mapa do Rio Grande do Sul (GOOGLE IMAGENS, ACESSADO 10/07/2018).

b) Caracterização e prospecção geotécnica:

Segundo Faro (2014), o solo coesivo friccional do campo experimental é do tipo homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). O solo coesivo friccional de Passo Fundo, se caracteriza por ser um solo profundo e bem drenado, muito intemperizado, com predominância de caulinita e óxido de ferro, acentuada acidez e baixa CTC (atividade de argila menor).

- Standard Penetration Test (SPT): o perfil geotécnico através do ensaio SPT é mostrado na Figura 3.4. Através do perfil, nota-se que a partir de 3m de profundidade o solo é denotado como uma argila arenosa ao longo de toda a

profundidade de ensaio. Nota-se também que até 3m, o  $N_{spt}$  está em torno de 5, além de que não foi verificada a presença de água.

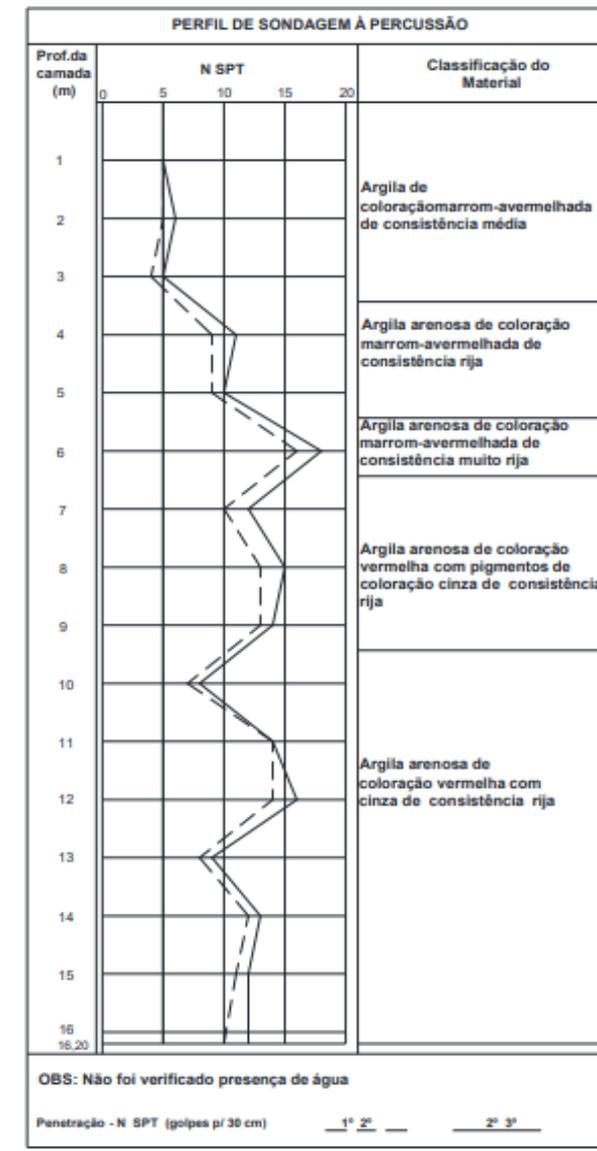


Figura 3.4: Perfil geotécnico do campo experimental (SPT) (LOPES JUNIOR apud EDLER *et al.*, 2012)

- Cone Penetration Test (CPT): realizado por Faro (2014), tem seus resultados mostrado na Figura 3.5. Observa-se, a partir dos cinco ensaios realizados, que  $q_t$  não apresentou grande variação de um ensaio para outro, mostrando que o solo é realmente homogêneo. Ademais, a variação de  $q_t$  com a profundidade não se mostra tão significativa até 15m de profundidade.

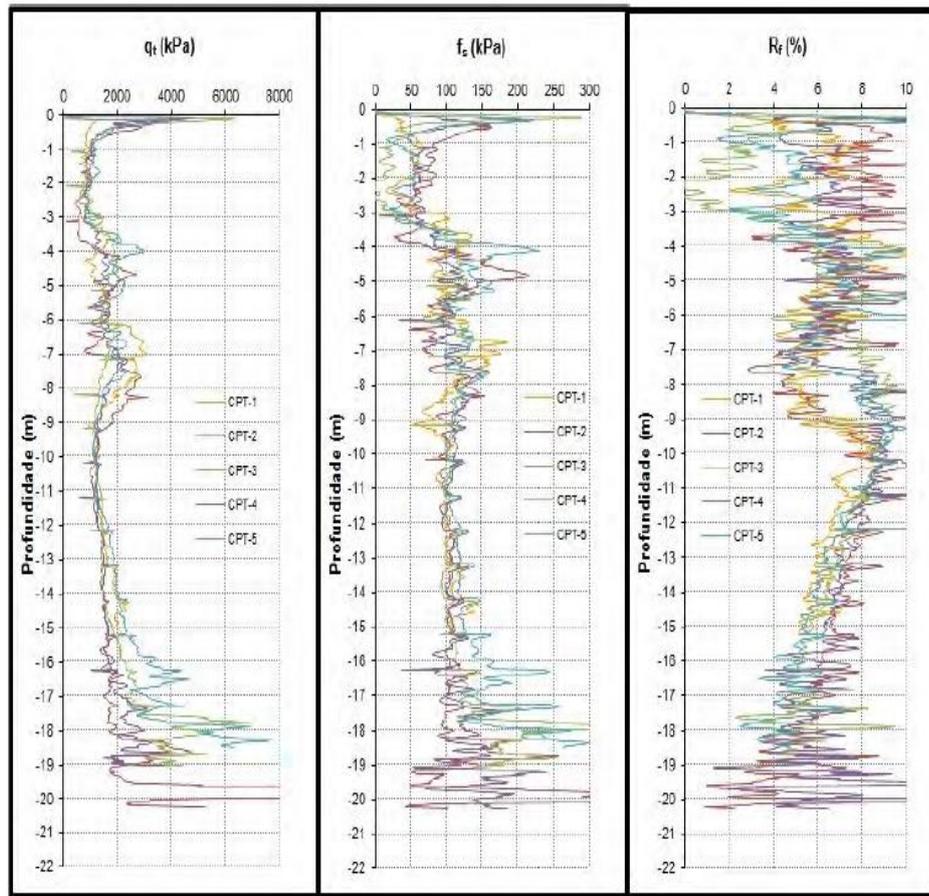


Figura 3.5 Perfil geotécnico do campo experimental (CPT) (FARO, 2014).

- Umidade, índices físicos e granulometria: Dalla Rosa *et al.* (2004a; 2004b) coletou amostras até 5m de profundidade e determinou os índices físicos do solo e o peso específico (Tabela 1). Ruver (2011) coletou algumas amostras e refez os ensaios para confirmá-los. A umidade média encontrada por Ruver (2011) foi de 28,87% e o peso específico dos grãos foi de 26,7 kN/m<sup>3</sup>, nota-se que os valores se enquadram com os de Dalla Rosa *et al.* (2004a; 2004b). Os resultados dos ensaios realizados por Ruver (2011) para determinação dos limites de Atterberg e granulometria (Figura 3.6) também confirmam os valores obtidos por Dalla Rosa *et al.* (2004a; 2004b).

Tabela 1: 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
$\sigma_{vm}$ (kPa)	150
$C_r$	0,029
$C_{cc}$	0,39
Resistência à compressão simples (kPa)	50

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

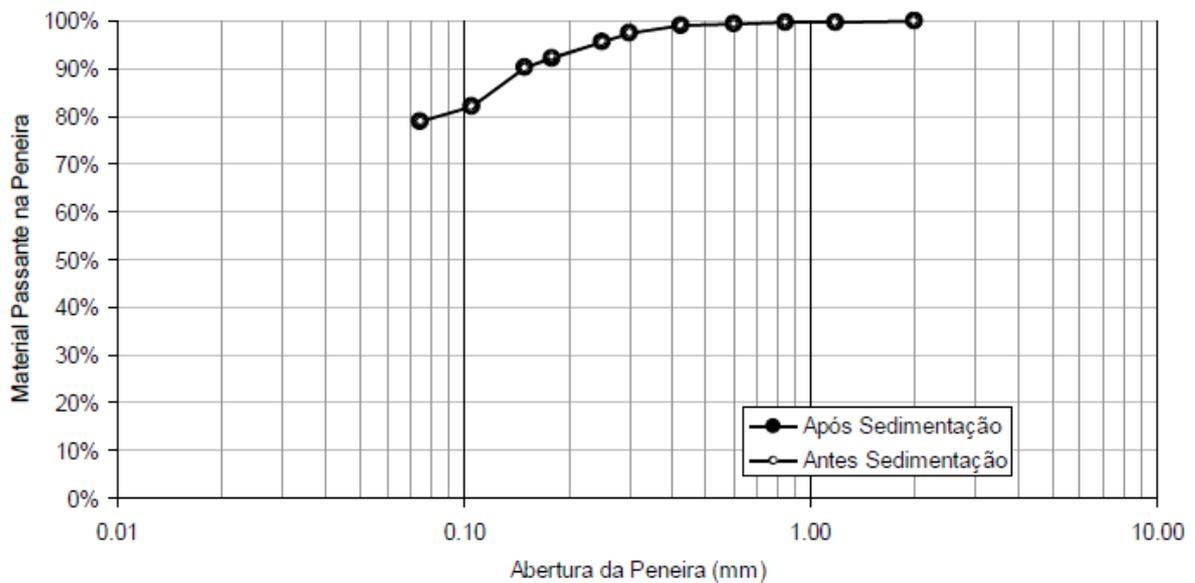


Figura 3.6: Curva granulométrica do campo experimental (RUVÉR, 2011).

- Ensaios triaxiais consolidados drenados (CD): Carreta (2018) realizou ensaios triaxiais drenados em amostras do solo coesivo-friccional, retiradas

Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte

à 3 metros de profundidade, nas tensões efetivas ( $p'_{inicial}$ ) de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. Os resultados obtidos por Carreta (2018) encontram-se representados nas Figuras 3.7 a 3.9. Os parâmetros de resistência de intercepto coesivo e ângulo de atrito definidos foram  $c' = 9,52$  kPa e ângulo de atrito  $\phi' = 30,5^\circ$ , respectivamente. Enquanto que o peso específico ( $\gamma$ ) obtida nos ensaios triaxiais foi  $15,6$  kN/m<sup>3</sup>.

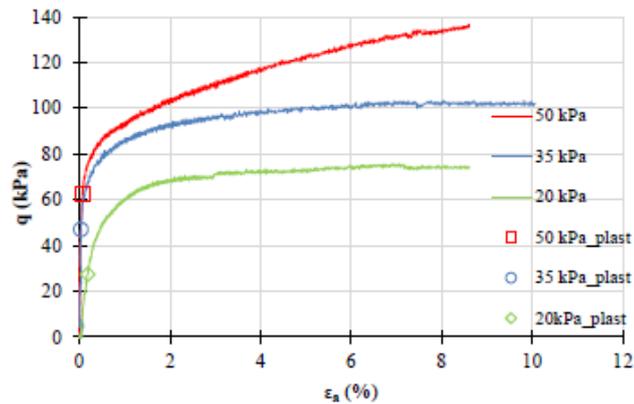


Figura 3.7: Comportamento tensão x deformação (CARRETA, 2018).

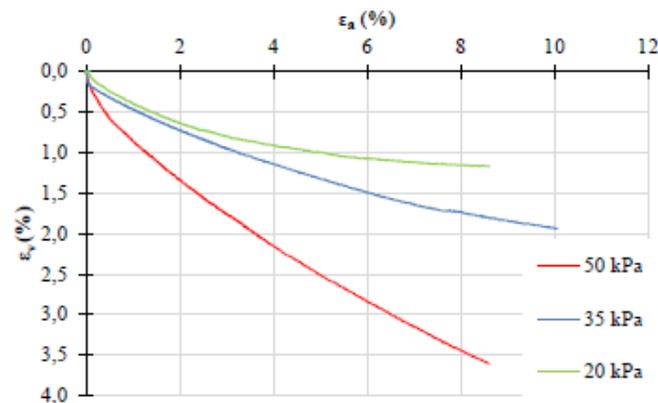


Figura 3.8: Deformação volumétrica x deformação axial (CARRETA, 2018).

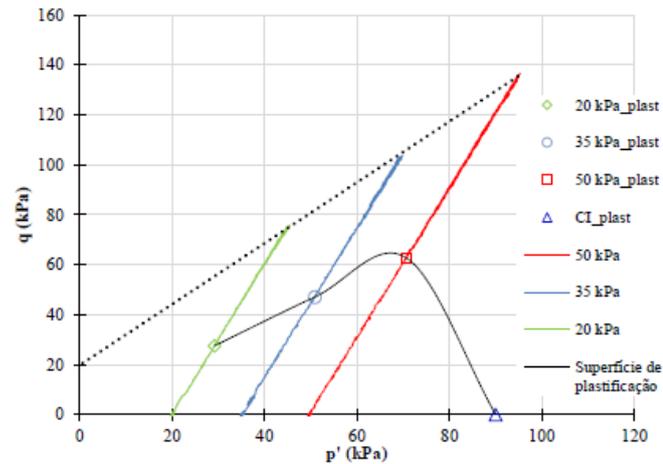


Figura 3.9: Trajetória de tensões e definição dos pontos de plastificação (CARRETA, 2018).

- Prova de carga: Dalla Rosa (2003) realizou ensaios de placa diretamente sobre solo natural a uma profundidade de 80cm. As placas utilizadas compunham três diâmetros distintos, sendo eles iguais 0.30m, 0.60m e 0.90m. Os resultados obtidos estão apresentados nas Figuras 3.10 e 3.11.

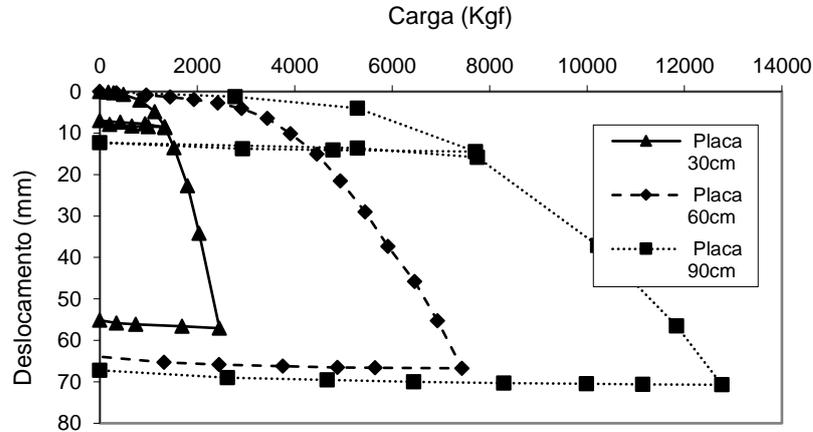


Figura 3.10: Carga x recalque - Solo residual (Adaptado de Dalla Rosa, 2003).

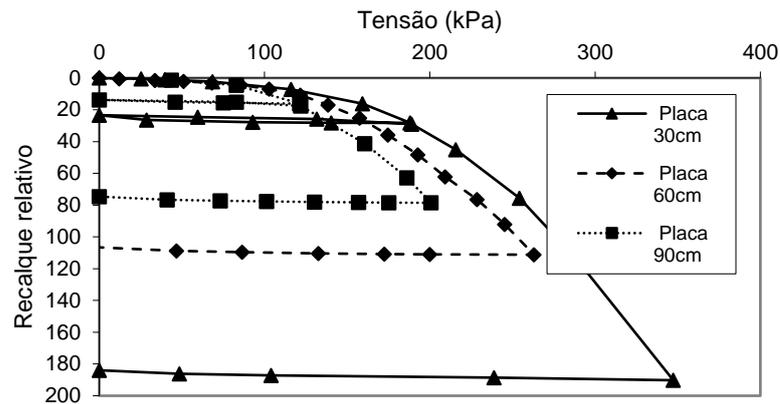


Figura 3.11: Tensão x recalque relativo - Solo residual (Adaptado de Dalla Rosa, 2007).

#### 3.4.1.2 Areia de Osório

- a) Localização: a areia utilizada nesse trabalho é proveniente da cidade de Osório (RS) (Figura 3.12).



Figura 3.12: Localização de Osório no mapa do Rio Grande do Sul (WIKIPEDIA).

- b) Caracterização: os resultados de caracterização da Areia de Osório expostos neste trabalho provém das análises de Cruz (2008). A areia de Osório trata-se de uma areia fina e uniforme, com grãos arredondados e com grande presença de quartzo e nenhuma de matéria orgânica.

Cruz (2008) realizou a análise granulométrica através de peneiramento, de acordo com a NBR 7181/84 ou Europeia correspondente. A distribuição granulométrica está exposta na Tabela 2 e na Figura 3.13.

Tabela 2: Granulometria da Areia de Osório

Abertura da peneira (mm)	% passante
0,60	100,00
0,425	99,97
0,30	99,47
0,15	38,50
0,075	1,55
0,0534	0,00

(Fonte: Adaptado de Cruz, 2008).

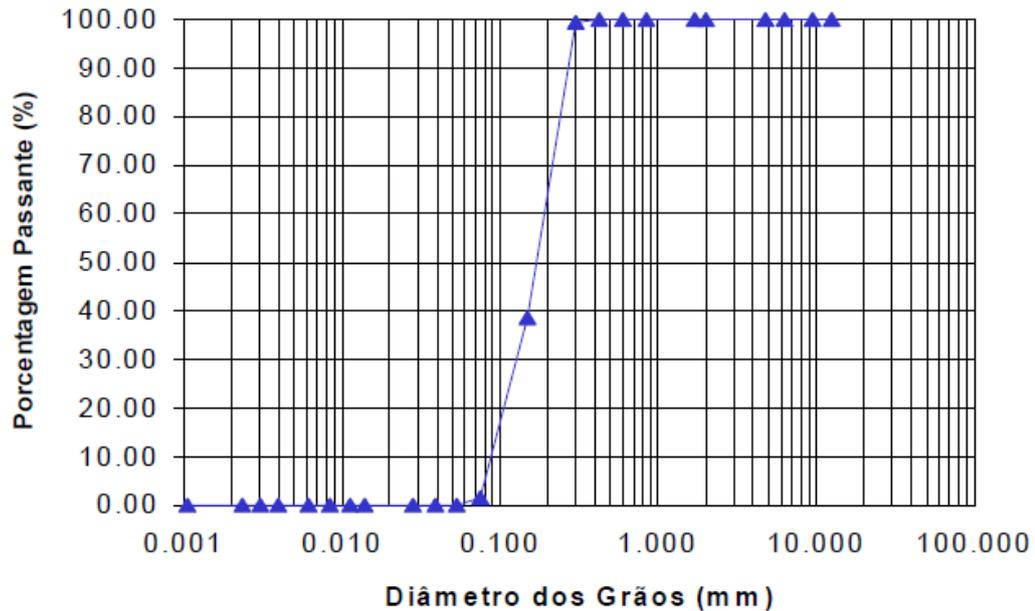


Figura 3.13: Curva de distribuição granulométrica da Areia de Osório (CRUZ, 2008).

Também obtidos por Cruz (2008), os índices físicos podem ser vistos na Tabela 3.

Tabela 3: 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, $C_u$	2,11
Coefficiente de curvatura, $C_c$	1,15
Diâmetro médio, $D_{10}$	0,09mm
Diâmetro médio, $D_{50}$	0,17mm
Índice de vazios mínimo, $e_{min}$	0,60
Índice de vazios máximo, $e_{máx}$	0,85

(Fonte: Adaptado de Cruz, 2008)

### 3.4.1.3 Cimento Portland

O cimento Portland usado para o melhoramento do solo foi o cimento Portland CP V – ARI, caracterizado comom de alte resistência inicial. De acordo com as especificações do fabricante, o cimento atende as normas NBR 5733 e NBR 5737. O CP V-ARI contém ainda uma adição de até 5% de fíler de calcário. As especificações técnicas do cimento, segundo a ABNT, encontram-se na Tabela 4.

Tabela 4: Especificações Técnicas do Cimento Portland

Parâmetros	CP V - ARI
Tempo de início de pega (horas)	$\geq 1$
MgO(%)	$\leq 6,5$
Resíduo Insolúvel (%)	$\leq 1,0$
SO <sub>3</sub> (%)	-
Resistência à compressão (MPa)	
1 dia	$\geq 14$
3 dias	$\geq 24$
7 dias	$\geq 34$
28 dias	-
Adição permitida (%)	
Escória	0
Material Pozolânico	0

(Fonte: Site <http://www.cimentoitambe.com.br/>. Acessado em 10/07/2018)

Na Figura 3.14 é apresentado, para os diferentes tipos de cimento, a resistência à compressão simples com o tempo de cura.

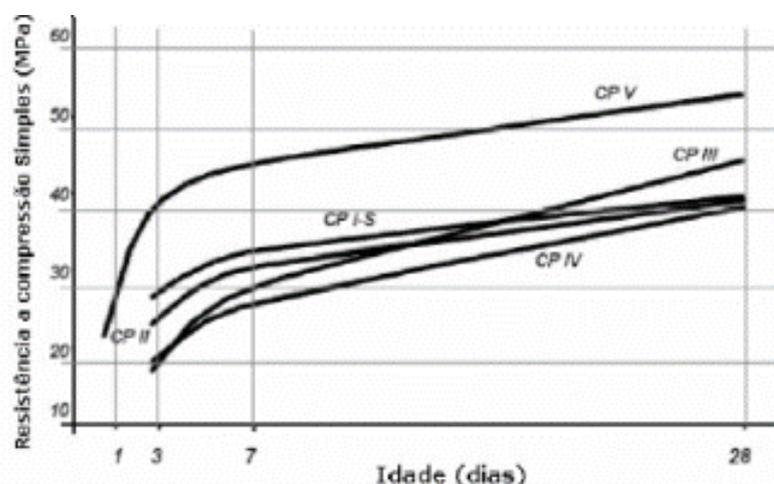


Figura 3.14: Evolução média da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

A escolha do cimento Portland justifica-se pelo estudo de Cruz (2008), juntamente com Faro (2014), ser a principal referência bibliográfica das características dos materiais e da mistura solo-cimento e à sua alta resistência inicial, embora o tempo de cura foram de 65 dias devido à problemas técnicos. Neste trabalho foi usada uma das dosagens de Cruz (2008), logo, é pertinente a mesma escolha do cimento. A escolha da dosagem de 7% de cimento Portland justifica-se pela concepção do autor deste trabalho em ser a dosagem mais adequada, já que acima deste valor o custo se torna alto e valores inferiores são menos significativos.

#### 3.4.1.4 Areia de Osório tratada com Cimento Portland

- a) Ensaio de Compressão Simples: o ensaio de compressão simples realizado por Cruz (2008) seguiu a NBR 12025/90. A velocidade de deformação dos ensaios foram de 1,14 milímetros por minuto. O autor utilizou três corpos de prova idênticos e estipulou que para a aceitação do ensaio, a resistência de cada um não deveria distanciar mais que 10% da resistência média do conjunto.

Os resultados estão expostos em função do fator volume de vazios/ volume de cimento em termos de porosidade e teor de cimento volumétrico ( $\Pi/Ci_v$ ).

A Figura 3.15 apresenta o gráfico da resistência à compressão simples x a quantidade de cimento. Percebe-se que para 7% de cimento os valores

alcançados pelos corpos de prova variam aproximadamente de 750 kN/m<sup>2</sup> à 1300 kN/m<sup>2</sup>, variando conforme o índice de vazios. Como esperado, quanto menor o índice de vazios para uma mesma porcentagem de cimento, maior a resistência à compressão simples. E comparando para um mesmo índice de vazios, quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência (Cruz, 2008).

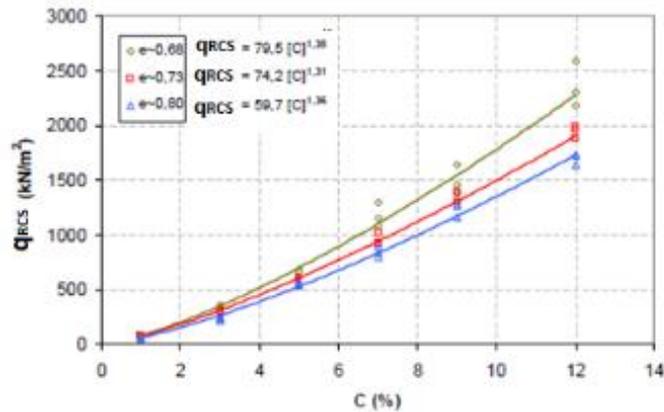


Figura 3.15: Gráfico da Resistência à compressão simples x quantidade de cimento (Adaptado de CRUZ, 2008).

Na Figura 3.16, a resistência à compressão simples é exemplificada versus a porosidade da amostra. Observa-se que quanto maior a porosidade, menor a resistência das amostras para uma mesma porcentagem de cimento. Para a porcentagem de cimento escolhida na dosagem do presente trabalho, a RCS variou aproximadamente 200 kN/m<sup>2</sup> em torno dos 1000 kN/m<sup>2</sup>. Percebe-se que quanto menor a quantidade de cimento, menor é a influência da porosidade na RCS (Cruz, 2008).

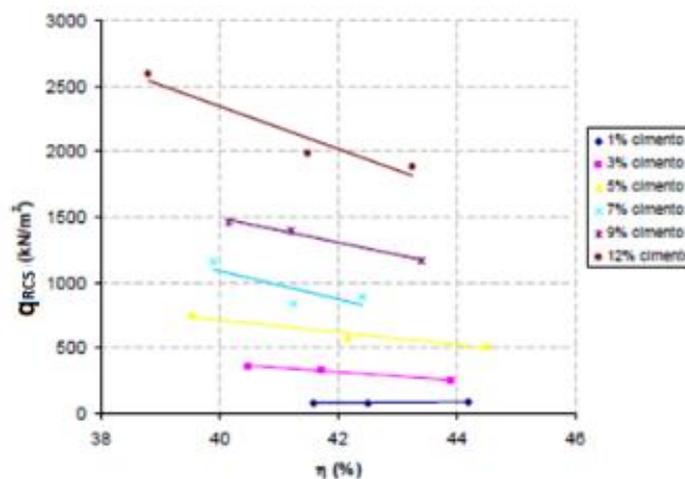


Figura 3.16: RCS x porosidade em função da porcentagem de cimento (Adaptado de CRUZ, 2008).

Na Figura 3.17 a RCS é apresentada em função da razão do volume de vazios e volume de cimento. Quanto maior for a relação entre essas duas variáveis, menor é a RCS, pois quanto mais vazios, menos cimento presente na amostra (CRUZ, 2008).

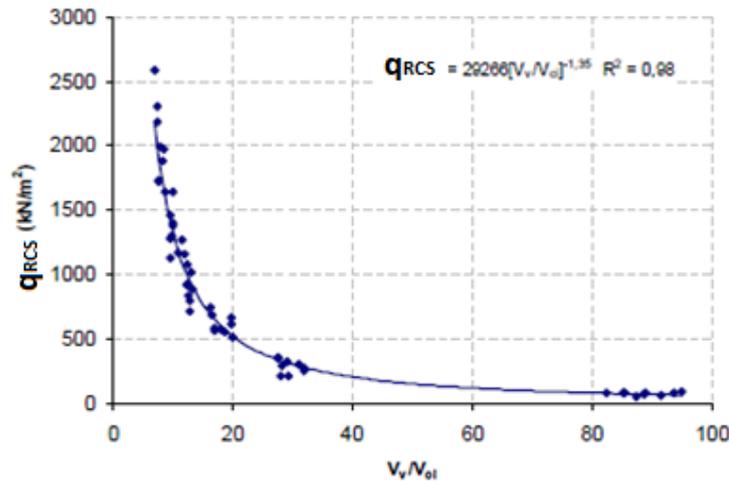


Figura 3.17: Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento (Adaptado de CRUZ, 2008).

Cruz (2008) também plotou a RCS em função do fator vazios/cimento expresso em termos da porosidade e teor de cimento volumétrico, que foi um dos principais pontos do trabalho deste autor. Este fator foi proposto por Cruz (2008) para dosagem das amostras de cimento e areia. O fator de ajuste da curva do teor de cimento volumétrico é 1 para a areia de Osório (Figura 3.18).

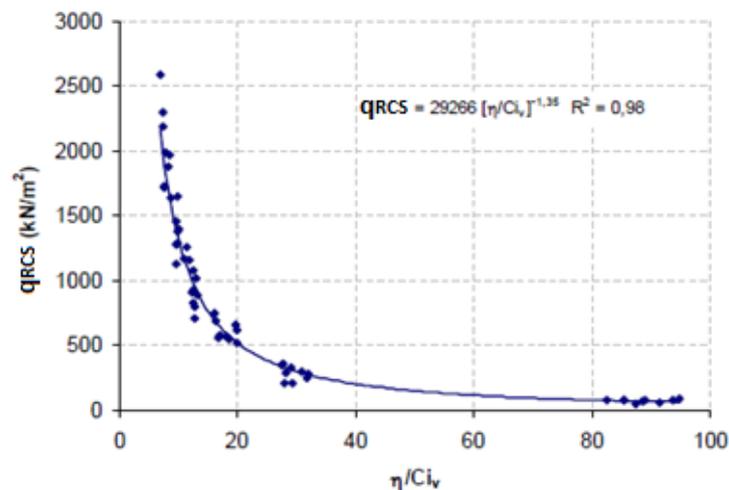


Figura 3.18: Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento (Adaptado de CRUZ, 2008).

b) Ensaio Triaxial: Cruz (2008) realizou o ensaio de compressão triaxial com tensões confinantes de 20, 200 e 400 kN/m<sup>2</sup> sob uma velocidade de deformação de 0,0173 milímetros/minuto. A execução dos ensaios, segundo o autor, seguiu os procedimentos descritos pela BS 1377 (1990) ou prCEN ISSO/TS ABC-8,9,10E (2003) e foi separado em duas fases, na primeira foi feita completa saturação do corpo de prova e na segunda o carregamento até a ruptura.

O autor mostra com seus resultados que, para diferentes tensões de confinamento, o material apresenta o mesmo comportamento e quanto maior a tensão, maior será a resistência. Além disso, Cruz (2008) obteve equações que relacionavam os parâmetros de resistência da areia cimentada ( $c_1'$  e  $\phi_1'$ ) e módulo cisalhante ( $G_0$ ) com a relação da porosidade pela quantidade de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ). Na Figura 3.19 pode-se observar a relação entre a resistência simples ( $q_{RCS}$ ), a resistência de pico nos ensaios triaxiais ( $q_{pico}$ ), diferentes tensões de confinamento e a relação porosidade/quantidade de cimento.

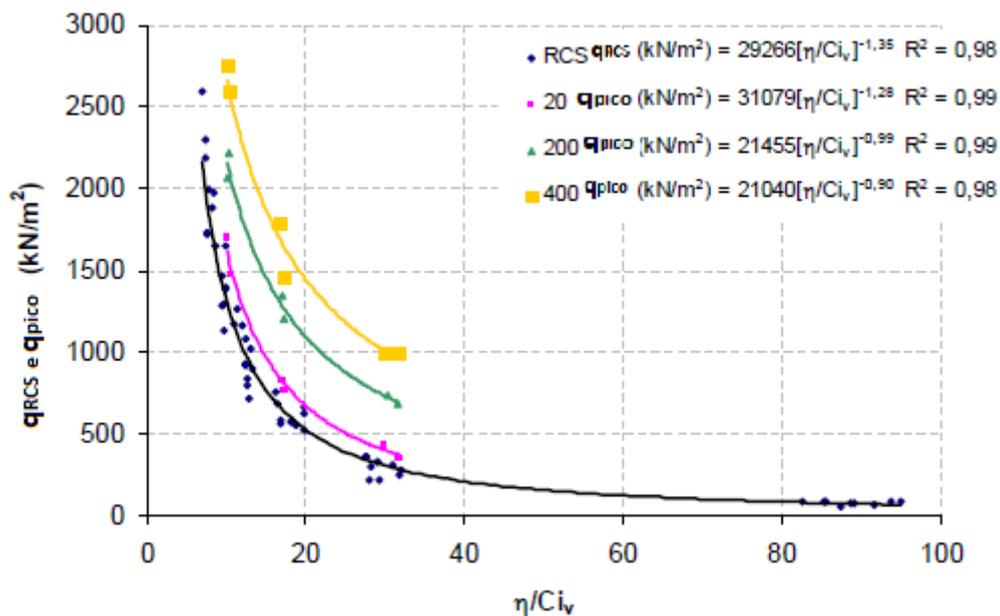


Figura 3.19: Correlação entre tensão de ruptura a diferentes tensões de confinamento e relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume ( $\eta/C_{iv}$ ) (Adaptado de CRUZ, 2008).

### 3.4.2 Métodos

#### 3.4.2.1 Projeto e execução da camada tratada

- a) Abertura das cavas: Primeiramente foi escolhido o local onde seriam feitas as cavas para preenchimento, seguidamente foi feita a marcação dos locais onde seriam escavadas e então com o auxílio de uma pá foram abertas as cavas manualmente, tomou-se o devido cuidado para que o fundo da vala ficasse nivelado, assim como as paredes da vala ficassem na vertical. Foram escavadas seis cavas de 30 cm de espessura. A escolha da espessura de 30 cm é justificada por ser uma espessura que demonstra ter bons resultados para análise (Thomé, 1999) e por usar uma menor quantidade de cimento visando manter um custo baixo para ser aplicado na prática.

A Figura 3.20 mostra a abertura de uma das cavas e Figura 3.21 mostra o croqui de localização e detalhes construtivos.



Figura 3.20: Abertura das cavas.

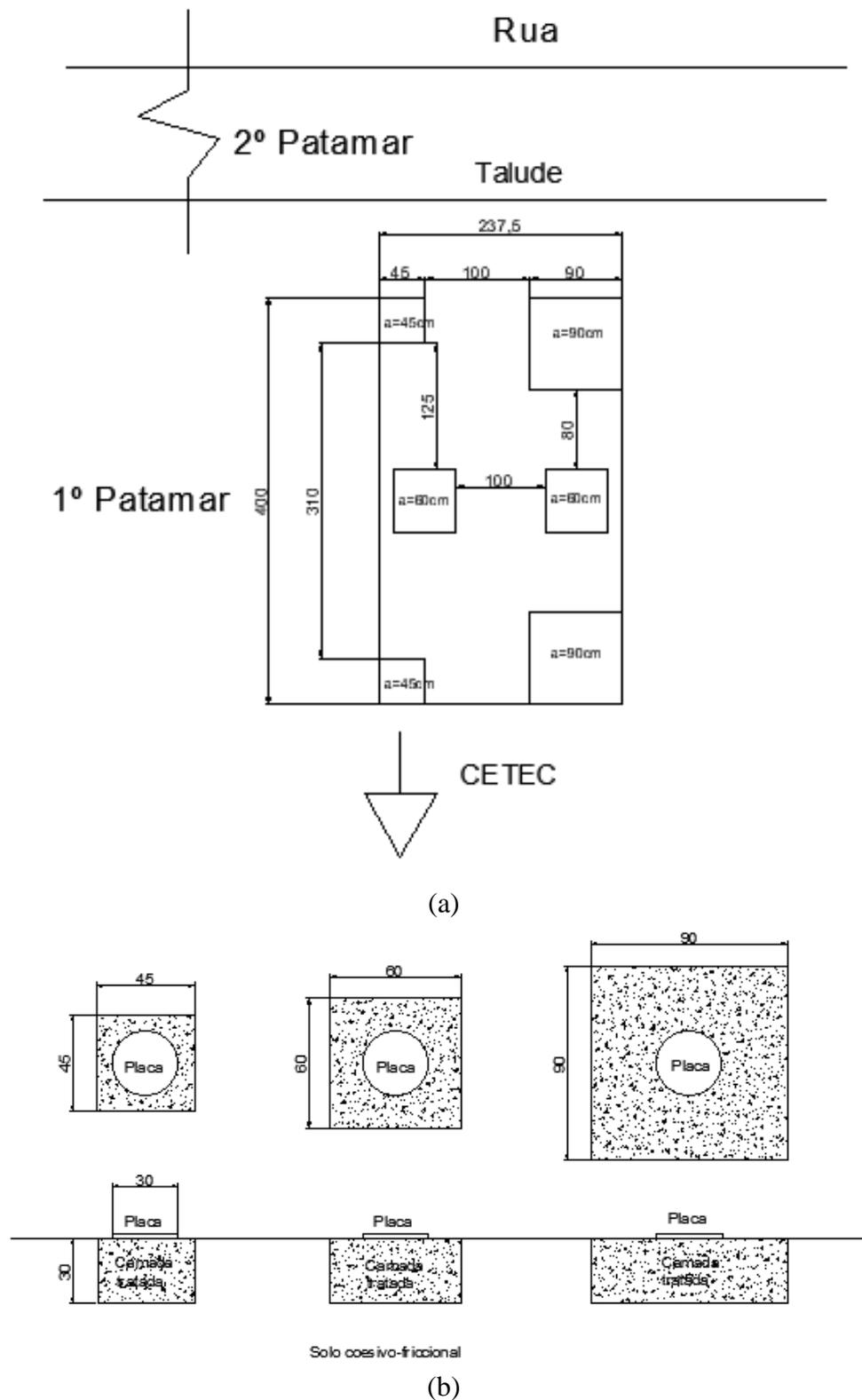


Figura 3.21: (a) Disposição das cavas no campo experimental; (b) Detalhes construtivos (medidas em centímetros).

b) Mistura e Execução areia de Osório e Cimento Portland: para iniciar a execução da areia de Osório e Cimento Portland, precisou-se levar todo material, exceto a

betoneira que já se encontrava no local, a ser utilizado para o local de ensaio, pás, carrinho de mão, baldes, uma balança devidamente calibrada e um soquete de madeira (Figura 3.22).



Figura 3.22: Balança e soquete manual (FARO, 2014)

Prontamente após a abertura da cava procedeu-se à mistura da areia de Osório, do Cimento Portland e da água, no campo com ajuda da betoneira. A umidade foi mantida em 10% e a percentagem de cimento foi estabelecida em 7% do peso seco da areia. A densidade foi estabelecida em  $1,60\text{g/cm}^3$ .

O preenchimento da cava foi estabelecido em três camadas de 10 centímetros, logo, cada camada foi misturada separadamente, até mesmo porque a betoneira não comportava um volume grande de material e para controle da compactação, e posteriormente à mistura da camada, esta foi levada à respectiva cava e compactada.

Antes mesmo de realizar a mistura do material na betoneira, foi preciso verificar a umidade da areia, já que se encontrava no local haviam alguns dias e, diferentemente do laboratório, apresentava sempre uma umidade residual. Conhecendo a umidade através do método da frigideira *in situ*, corrigiam-se a massa da quantidade de água a ser colocada e a massa de cimento que era determinada em função da massa de areia seca.

O procedimento de execução está discorrido abaixo:

- Pesava-se a areia como se encontrava no campo e colocava o peso respectivo à uma camada na betoneira;
- Acomodava a areia;
- Pesava-se o cimento e colocava na betoneira o necessário para uma camada;
- Misturavam-se os dois materiais até atingir uma certa homogeneização do material;
- Pesava-se a água e a juntava à mistura;
- Misturou-se aproximadamente 10 minutos para completa homogeneização do material;
- Após este instante, a mistura era despejada em um carrinho de mão e levada até a respectiva cava;
- Seguidamente, a mistura era pré-compactada com o auxílio de ferramentas manuais (enxada e pá) e logo depois com o soquete manual até estabelecer mais ou menos 10 centímetros de altura. Esta compactação em camadas ajudou a manter o controle do peso específico desejado. Todas as camadas foram determinadas com 10cm de altura (Figura 3.23);
- Antes de despejar a próxima camada foram retirados dois cilindros de cravação para confirmar o peso específico desejado, o ensaio foi realizado segundo a NBR 9813/1997, seguidamente do preenchimento do vazio deixado pelo cilindro e escarificação da camada para garantir aderência entre elas. Do material do cilindro de cravação retirou-se amostras para determinação da umidade. O teor de umidade foi mantido em 10% com variação de  $\pm 2\%$ ;
- Este mesmo procedimento foi realizado nas seis cavas, ou seja, 18 camadas de solo-cimento com espessura de 10cm;
- As cavas foram cobertas com uma lona e deixadas curar por, inicialmente, por 28 dias, e então, precisou-se de mais 30 dias para corrigir o sistema de aquisição, levando no total 65 dias de espera entre a execução e os ensaios.



Figura 3.23: Camada tratada em execução.

- a) Ensaios realizados durante a execução da camada tratada: a umidade da areia foi determinadas através do “ensaio da frigideira”. O ensaio não é normalizado pela ABNT, mas é muito utilizado na pavimentação por promover bons resultados de forma rápida. Segundo Faro (2014), devido a ampla utilização deste método na pavimentação, o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo publicou a norma DER M 28-61 – Deteminação do teor de umidade dos solos pelo fogareiro – aceita pelo Instituto Nacional de Metereologia, Normalização e Qualidade Industrial (INMETRO, 2006).

Logo, devido à rapidez na determinação da umidade *in situ*, foi o método escolhido. Os procedimentos citados na norma foram realizados três vezes seguidas, antes da dosagem, na primeira hora da manhã. A umidade utilizada para o cálculo das dosagens era a média das três amostras seguidas. A Figura 3.24 ilustra o ensaio.



Figura 3.24: Método da frigideira.

Juntamente com este método, a umidade foi determinada em laboratório, pois apesar do método da frigideira render bons resultados *in situ*, os resultados em laboratório são mais confiáveis. A norma que rege este ensaio é a NBR 6457 (ABNT, 1986). Como pode ser visto na Tabela 5, os valores obtidos em estufa e através do método da frigideira não se distaciaram.

Tabela 5: Umidade *in situ* da Areia de Osório

Frigideira	Estufa
5,72%	5,33%
5,60%	5,71%

Retirou-se duas amostras para determinação da massa específica, através do ensaio de cilindro de cravação (normalizado pela NBR 9813/1987), para cada camada de 10 centímetros. O ensaio seguiu-se dessa maneira: (a) depois da compactação da primeira camada, primeiramente, (b) crava-se o cilindro cuidadosamente até total imersão, em seguida, (c) escava-se as laterais do

cilindro, (d) corta-se o solo abaixo do cilindro, (e) retira-se o mesmo do local cravado, (f) nivela-se o solo nas bordas do cilindro, (g) despeja-se o mesmo em uma bacia e (h) leva-se até o laboratório. No laboratório o cilindro era pesado, obtendo-se assim a massa da mistura areia de Osório e Cimento Portland. Posteriormente, a mistura era levada de volta para a cava para preencher o local de onde foi retirado. Através da Equação 37 obtia-se-se a massa específica do material *in situ*.

$$\gamma_{real} = \frac{(P'_{solo\ úmido+cilindro} - P'_{cilindro})}{V_{cilindro}} [kN/m^3] \quad (37)$$

No total foram retirados 6 cilindros por cava, o valor utilizado para cálculos posteriores foi a média dos seis valores encontrados. Com os dados recolhidos, foi possível montar uma tabela (Tabela 6) com índice de vazios e valor de  $\eta/C_{iv}$ .

Tabela 6: Tabela de dados de controle de compactação das camadas tratadas

Tabela de dados			
Parâmetros médios	Camada de 45	Camada de 60	Camada de 90
$\gamma_{real}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,72	1,85	1,71
$\gamma_{real}/\gamma_{teorico}$	1,07	1,15	1,07
e	0,67	0,60	0,69
$\eta/C_{iv}$	11,98	10,62	12,27
$c_1'$ (kN/m <sup>2</sup> )	288,56	329,41	281,08
$\varphi_1'$ (°)	36,57	37,96	36,30
$E_1'$ (MN/m <sup>2</sup> )	3586,46	3906,45	3526,20

Como pode ser observado, o índice de vazios está entre 0,60 e 0,69. Esta variabilidade é esperada por lidar com pesquisa de campo. Outra coisa que se

pode perceber foi que a camada de 60cm de lado alcançou um peso específico maior que as outras camadas, possivelmente um erro no controle de compactação. Não desejável, porém compreensível devido as variabilidades da pesquisa de campo. Entretanto, ao calcular o ângulo de atrito em função de  $\eta/C_{iv}$  através da Equação 39 proposta por Cruz (2008) o aumento no peso específico da camada de 60cm de lado torna-se menos significativo, o que não pode ser dito para a deformabilidade e coesão. As equações propostas por Cruz (2008) estão apresentadas abaixo.

$$c_1' = 4430,4 \left( \frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,10} [kN/m^2] \quad (38)$$

$$\varphi_1' = 78,966 \left( \frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-0,31} [^\circ] \quad (39)$$

$$E_1' = 20908 \left( \frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-0,71} [MN/m^2] \quad (40)$$

#### 3.4.2.2 Ensaio de Placa

a) Sistemas de reação, aplicação e transmissão de carga no ensaio de placa: O sistema de reação de carga é constituído de um pórtico com duas sapatas de concreto e uma viga de aço. Sobre o pórtico encontrava-se a sobrecarga composta de 13 blocos de concreto com mais ou menos 800kg cada. A viga de reação era constituída de um perfil H fabricado em chapas de aço e pesando 20kN. Este sistema já existia no campo experimental.

A transmissão de carga era feita através de um macaco hidráulico com capacidade de 50 toneladas acionado por uma bomba hidráulica manual, célula de carga e placas. A célula de carga foi calibrada no laboratório juntamente com 3 réguas resistivas utilizadas para medir deslocamento. Os equipamentos e o sistema de reação encontram-se representados na Figura 3.25 e 3.26.



Figura 3.25: Sistema de reação.

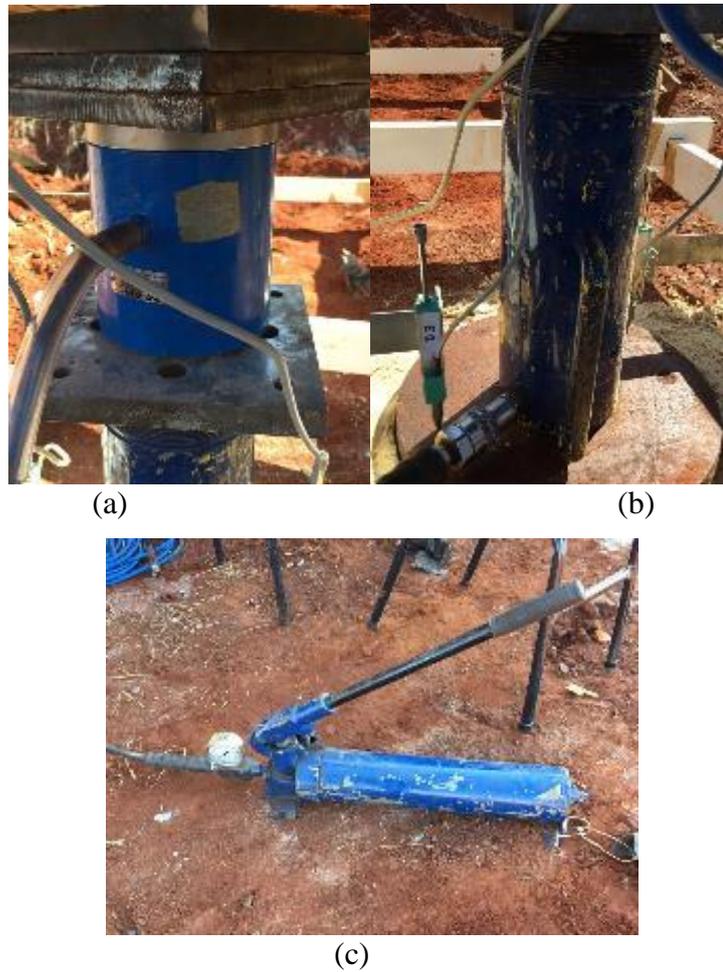


Figura 3.26: (a) Célula de carga; (b) Macaco hidráulico; (c) Bomba.

b) Sistema de aquisição de dados e deslocamentos: os recalques da placa eram obtidos através de dois transdutores de deslocamento, da marca Gefran, dispostas em posições opostas diretamente na placa, enquanto que as medidas da movimentação vertical da camada tratada eram obtidas, também por transdutor de deslocamento de mesma marca. Todos os transdutores apresentavam um cursor 50mm foram calibradas em laboratório com erro máximo de menos de 5mm.

Os transdutores de deslocamento faziam medições a cada 2 segundos e mandavam um sinal elétrico correspondente ao deslocamento para um sistema de aquisição de dados (Figura 3.27). Todos os transdutores de deslocamento e a célula de carga foram verificadas antes de iniciar o ensaio em 4 dos 6 ensaios realizados, exatamente porque durante os dois primeiros ensaios ocorreram alguns problemas técnicos, desde vazamento de óleo do macaco até problemas na célula de carga. Os transdutores de deslocamento foram presos a um sistema de suporte de plástico fixados no chão (Figura 3.28). Os transdutores que mediam os deslocamentos diretamente na camada, encontravam-se aproximadamente a 5cm da borda da placa para a camada de 45cm, 10cm da borda da placa para a camada de 60cm e 20cm da borda da placa para a camada de 90cm.

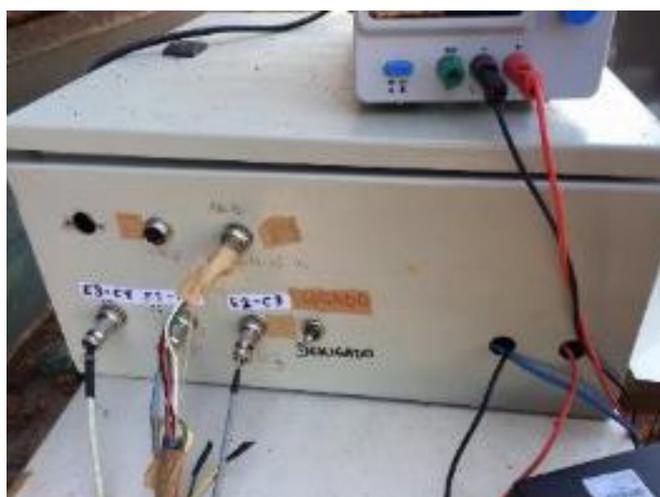


Figura 3.27: Sistema de Aquisição de dados.



Figura 3.28: Sistema de plástico que mantém as réguas resistivas na posição determinada.

O sistema de aquisição era composto de quatro canais, dois possíveis canais que ligavam as células de carga ao sistema e três para aos transdutores de deslocamento. Apesar se existirem dois canais e duas células de carga que poderiam ser utilizadas, apenas uma era utilizada durante o ensaio.

Os deslocamentos obtidos através das transdutores eram apresentados na tela do notebook, onde o sistema estava instalado, durante todo o ensaio, assim como a carga aplicada. Os valores em volts correspondentes aos deslocamentos eram salvos diretamente em uma planilha manipulável do excel. Tendo posse dos valores das constantes de calibração (Fig. 3.29 e 3.30), era possível multiplicar pelos valores em volts para obter os deslocamentos e a carga em suas respectivas unidades. Todo o sistema recebia 12,6 Volts para seu funcionamento através da fonte DC Power Supply – MPL-1305M (Figura 3.31).

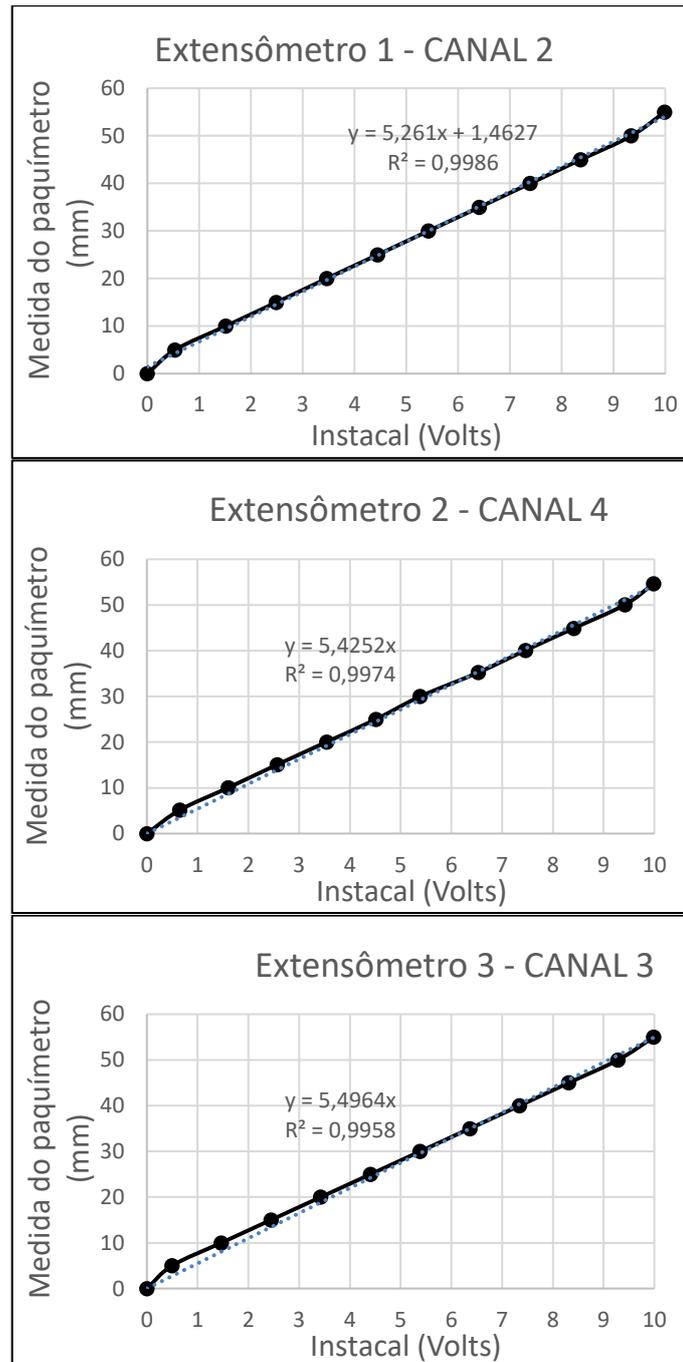


Figura 3.29: Calibração das réguas resistivas

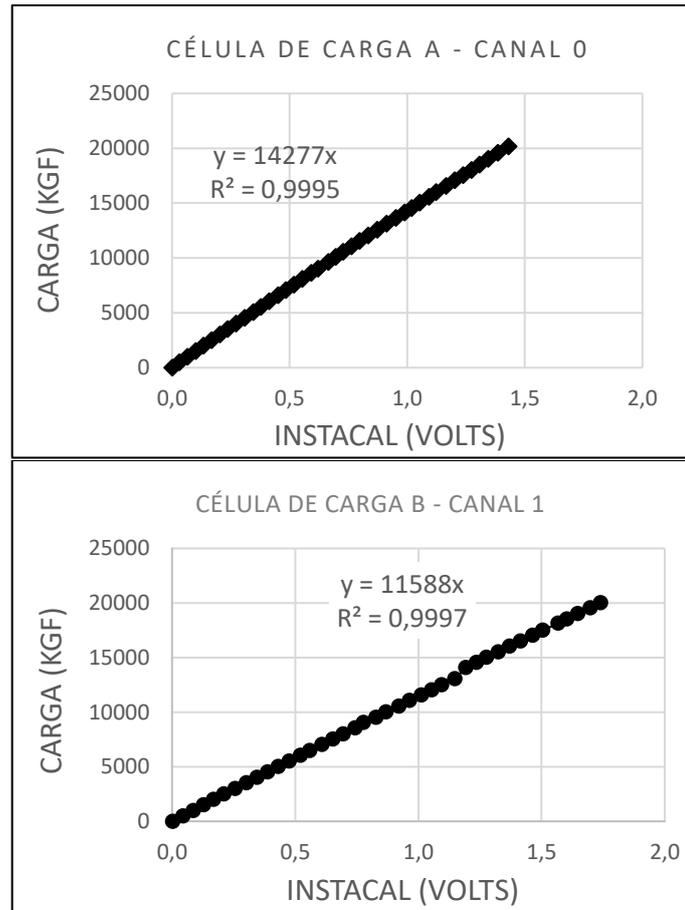


Figura 3.30: Calibração das células de carga



Figura 3.31: Fonte amplificadora.

Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte

- c) Método de ensaio: foram realizados ensaios tradicionais de acordo com a NBR 6489/1984d e um ensaio cíclico, em uma das camadas tratadas com 90 cm, sem norma padrão. O ensaio padronizado na camada tratada de 90cm de lado foi realizado com 65 dias de cura, nos dias imediatamente posteriores não foi possível a realização dos demais ensaios, pois houve alguns dias chuvosos. O ensaio padronizado da camada tratada de 60cm foi realizado com 74 dias de cura e a camada tratada de 45cm, com 76 dias de cura. Lembrando que foi preciso um dia para mudar a reação de lugar antes de cada ensaio e que houve mais dois ensaios que não foram possível utilizar os resultados.

A execução do ensaio padronizado compunha três etapas, a primeira envolvia a colocação da reação no devido lugar, durava um dia, a segunda compunha a preparação do ensaio feita na primeira hora da manhã e a terceira envolvia a aplicação da carga.

A reação era colocada no local de ensaio através de uma retroescavadeira. Com a ajuda retroescavadeira era possível retirar os blocos de cima da reação, retirar a viga, deslocar as sapatas para o local indicado, recolocar a viga e os blocos sobre as sapatas.

Para a preparação do ensaio era preciso em torno de 1h e meia na primeira hora da manhã. A preparação consistia em levar todos os equipamentos para o local de ensaio, a regularização do local onde ia ser assentada a placa, a montagem do sistema de transmissão de carga e a instalação do sistema de aquisição de dados.

A aplicação de carga era realizada de acordo com a NBR 6489/1984d. A carga era aplicada em estágios sucessivos de não mais que 20% da capacidade de carga estimada. Os valores dos incrementos foram de 500kg para a camada de 45cm de lado e 800kg para a camada de 60 e 90cm de lado. Os estágios de carregamento eram aplicados somente quando a estabilização dos recalques era verificada. O critério de estabilização dos recalques é o proposto pela MB 3472 (ABNT, 1991), Equação 41.

$$L_n - L_{n-1} \leq 5\%(L_n - L_1) \quad (41)$$

Onde:

$L_n$  = leitura em um instante qualquer;

$L_{n-1}$  = leitura imediatamente anterior à leitura  $L_n$ ;

$L_1$  = primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento;

Foi estabelecido o mínimo de 30min para cada incremento de carga, independente de os recalques estarem estabilizados antes deste tempo. O ensaio foi levado até a ruptura chegando a 12 toneladas de carga para a camada de 90cm., valor bem próximo do estimado através do método proposto por Thomé (1999). A Figura 3.32 traz uma visão geral dos equipamentos durante um dos ensaios.



Figura 3.32: Visão geral dos equipamentos.

O ensaio cíclico foi realizado dois dias depois do último ensaio padronizado. Mantendo as mesmas preparações que o padronizado, apenas a aplicação da carga que era diferente. As cargas cíclicas foram aplicadas da seguinte forma:

- Iniciava-se o ensaio normalmente até o primeiro estágio de 10 kN. Deixava estabilizar e então descarregava até o zero.
- Na próxima etapa iniciava-se o ensaio novamente carregando os vários estágios de carga (esperando estabilizar cada um) até chegar aos 60 kN.

- Retornou-se ao zero, e 10 min depois carregou-se novamente em 2 estágios de 30 kN deixando estabilizar e seguindo os estágios normais até chegar à 90 kN para, então, descarregar novamente.
- Depois de 10min descarregado, carregou-se as 90 kN em 3 estágios de 30 kN e seguiu-se os estágios normais de 10 kN até chegar na ruptura.

#### 3.4.2.2 Ensaio Triaxiais

Os ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) foram realizados no equipamento triaxial cíclico do Laboratório LEGG (UFRGS). As dimensões da amostra para este equipamento são maiores que do triaxial Bishop-Wesley possibilitando medidas de deformação mais facilitadas. Foram conduzidos três ensaios triaxiais CD em amostras indeformadas retiradas originalmente de uma das camadas tratadas em campo.

Os corpos de prova tinham dimensões de 100mm de diâmetro por 200mm de altura esculpidos à mão a partir da camada tratada de 45cm retirada do campo experimental (Figura 3.33). Os corpos de prova, após esculpidos (Figura 3.34), eram medidos e pesados. Para proceder com o ensaio, os corpos de prova eram posicionados na câmara do triaxial cíclico, envolvidos com uma membrana e *o' rings* para evitar contato entre corpo de prova e o fluido da câmara e equipado com dois sensores de efeito *Hall* axiais e um sensor radial para medida de deformações (Figura 3.35).



Figura 3.33: Camada de 45cm sendo retirada do campo experimental

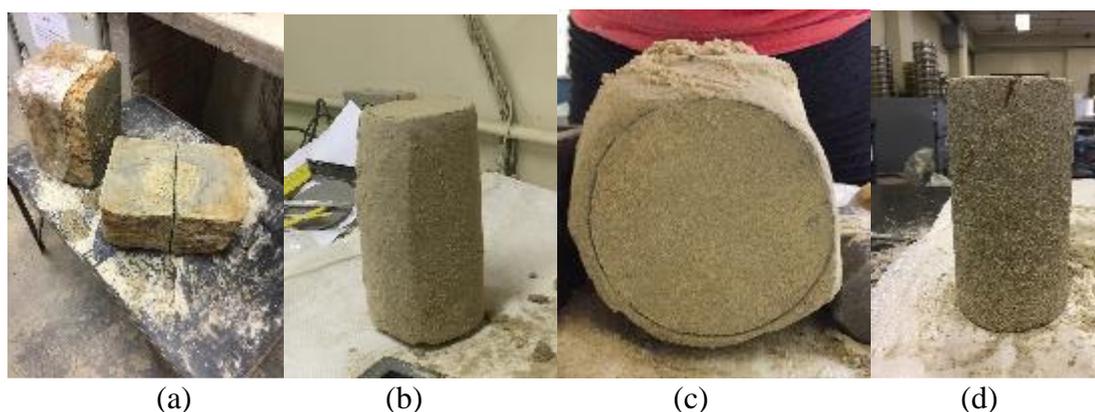


Figura 3.34: Procedimentos para escupir o corpo de prova: (a) Repartição do bloco; (b) Retiradas dos excessos; (c) Dando forma ao corpo de prova; (d) Corpo de prova esculpido.

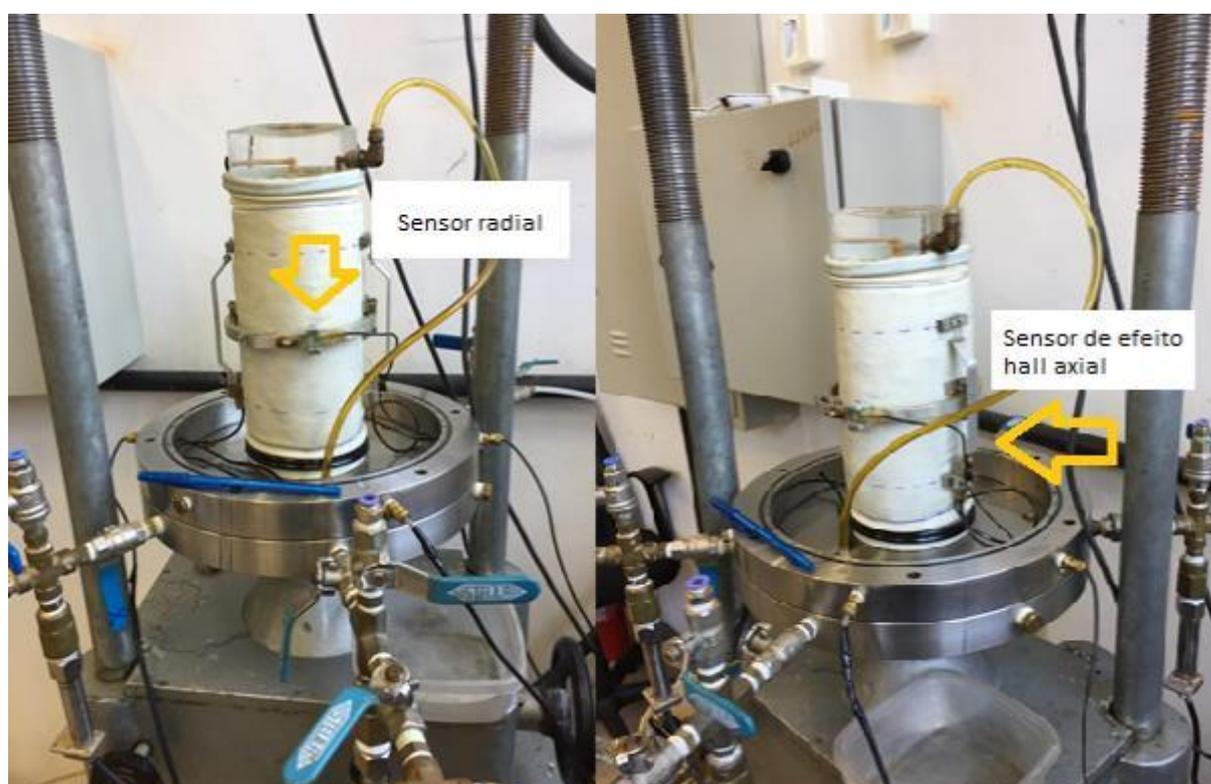


Figura 3.35: Corpo de prova posicionado e equipado com os sensores de efeito Hall

Os procedimentos adotados durante o ensaio foram, de maneira simplificada, percolação de dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), percolação de água, saturação, consolidação e cisalhamento da amostra. A percolação de  $\text{CO}_2$  no sentido da base do corpo de prova para o topo garante uma saturação mais rápida, pois o gás é facilmente dissolvido pela água durante a fase de saturação.

A percolação de  $\text{CO}_2$  ocorria durante 30 minutos mantendo-se uma tensão efetiva constante de  
Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte

10 kPa, assim se evitaria uma possível interferência dessa tensão na quebra de estrutura do corpo de prova. A percolação da água era facilitada pela percolação de CO<sub>2</sub>, sendo percolado um volume de água de pelo menos duas vezes o volume de vazios da amostra. Durante a fase de saturação, o programa de aquisição adotado (Labview) permitia a leitura do parâmetro B de Skempton (1954) para aferir a devida saturação do corpo de prova. Quando as leituras do parâmetro B alcançavam valores  $\geq 0.9$ , equivalente a solos muito rígidos ou cimentados (HEAD, 1998), considerava-se a amostra saturada. Foram realizados oito estágios de 30 minutos na saturação chegando a tensões confinante de 320 kPa e contrapressão de 300 kPa, mantendo-se a tensão efetiva de 20 kPa.

Para a consolidação, aplicava-se uma tensão confinante desejada verificando a variação volumétrica do corpo de prova durante toda a etapa. Foram realizados seis estágios de 10 minutos. Durante a etapa do cisalhamento a velocidade de deformação do corpo de prova era de 0,06mm/min, pois em ensaios drenados, a taxa de deformação deve ser pequena para permitir a saída de água da amostra sem que haja mudança apreciável na poropressão. Para obtenção da envoltória de ruptura foram utilizadas tensões confinantes de 75 kPa, 150 kPa e 225 kPa, pois o solo tratado não teria problemas de quebra de estrutura e estão de acordo com as tensões de serviço observadas em campo, logo poderiam ser aplicadas tensões maiores que as tensões aplicadas no solo residual (20 kPa, 35 kPa e 50 kPa). A Figura 3.36 ilustra os três ensaios triaxiais realizados.



Figura 3.36: Ensaio triaxial

## 4 RESULTADOS

A seguir, serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de placa no solo natural (sem tratamento), camada tratada de areia de Osório e cimento Portland sobre solo natural. Os resultados apresentados não demonstram o efeito da sucção do solo.

### 4.1 COMPORTAMENTO CARGA - RECALQUE

As Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 que se sucedem mostram o comportamento carga x recalque atingido com o ensaio de placa para cada camada tratada. A partir deste tópico, adota-se uma nomenclatura diferenciada para identificação das camadas tratadas no gráfico e no texto. A camada de 45 cm de largura terá sua nomenclatura como CL45E30, a camada de 60 cm de largura terá sua nomenclatura como CL60E30 e a camada de 90 cm de largura terá sua nomenclatura como CL90E30, sendo o *C* da nomenclatura para identificar que fala-se da camada melhorada, *L* para identificar a largura da camada (45cm, 60cm ou 90cm) e o *E* para identificar a espessura (30cm). A figura 4.4 mostra o resultado do ensaio realizado no solo natural realizado por Dalla Rosa (2003). Para a realização dos ensaios foi utilizada a placa de 30 cm de diâmetro. Tais figuras apresentam o recalque composto pelo valor de recalque médio dos dois transdutores colocados sobre a placa em posições contrárias. Foi apresentada apenas a média dos transdutores, pois o comportamento dos dois transdutores foi similar. Nas Fig. 4.1 à 4.3 também é expresso o deslocamento vertical obtido com o transdutor colocado diretamente na camada.

Dos resultados mostrados nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 pode-se concluir que a carga de ruptura foi atingida para a CL90E30. Após atingir o valor máximo de carga, foi impossível manter o mesmo nível de carga no macaco, caracterizando a ruptura. Pode-se observar também o deslocamento íntegro e uniforme de toda camada tratada da mesma forma que a placa para CL45E30 e CL60E30, evidenciado através das Figuras 4.5 e 4.6, onde observa-se que ocorreu uma compressão da camada sobre o solo residual. Já para a CL90E30 houve deslocamento ínfimo da na borda da camada tratada, o que pode ser comprovado pela Figura 4.7. Acredita-se que houve uma ruptura por puncionamento da placa na camada tratada, pois houve recalque da placa apoiada no centro, sem haver deslocamento vertical expressivo na borda da camada. O ensaio na CL90E30 foi interrompido antes de alcançar a mesma magnitude de recalque das

outras camadas porque ao chegar em cargas de 120 kN tornou-se impossível manter a carga estável no macaco já que a mesma tendia a zero.

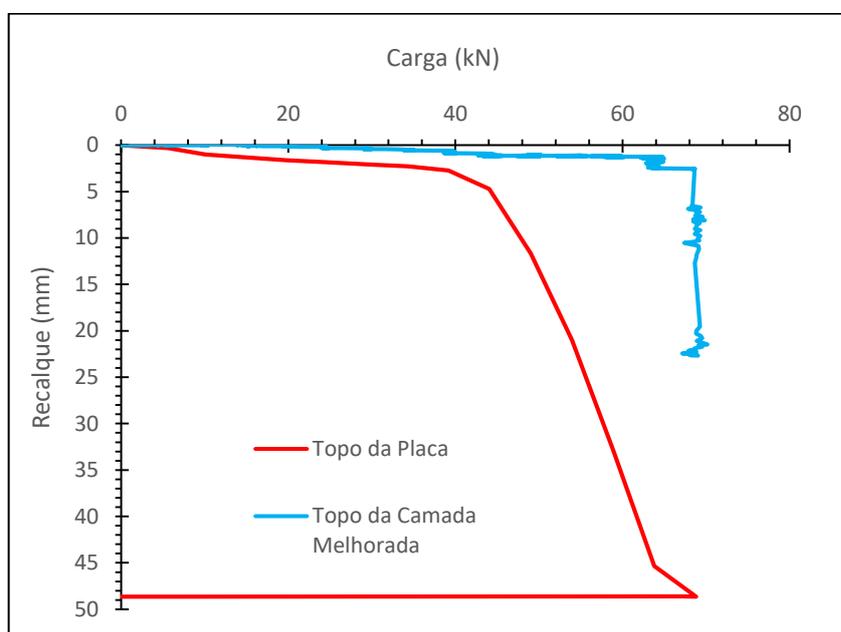


Figura 4.1: Comportamento carga x recalque – CL45E30

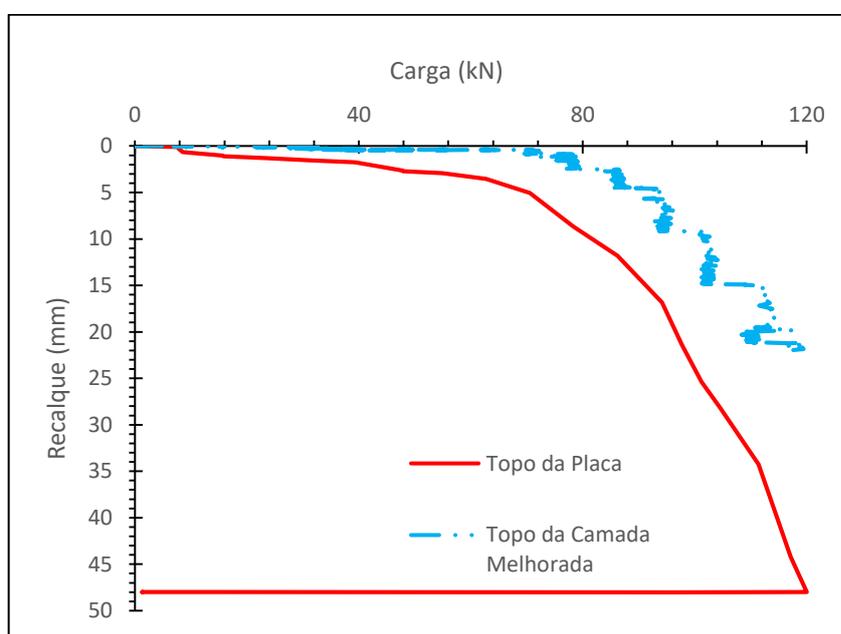


Figura 4.2: Comportamento carga x recalque – CL60E30

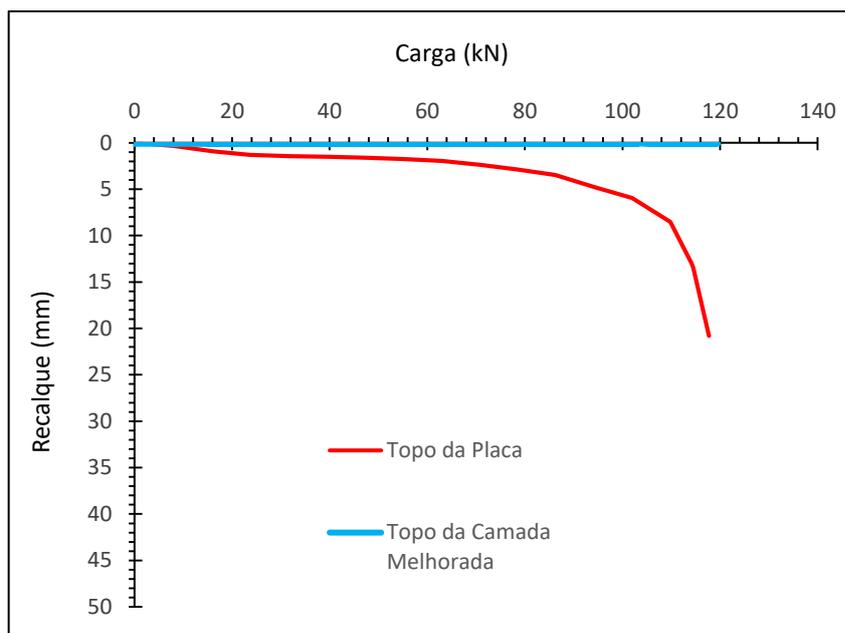


Figura 4.3: Comportamento carga x recalque – CL90E45

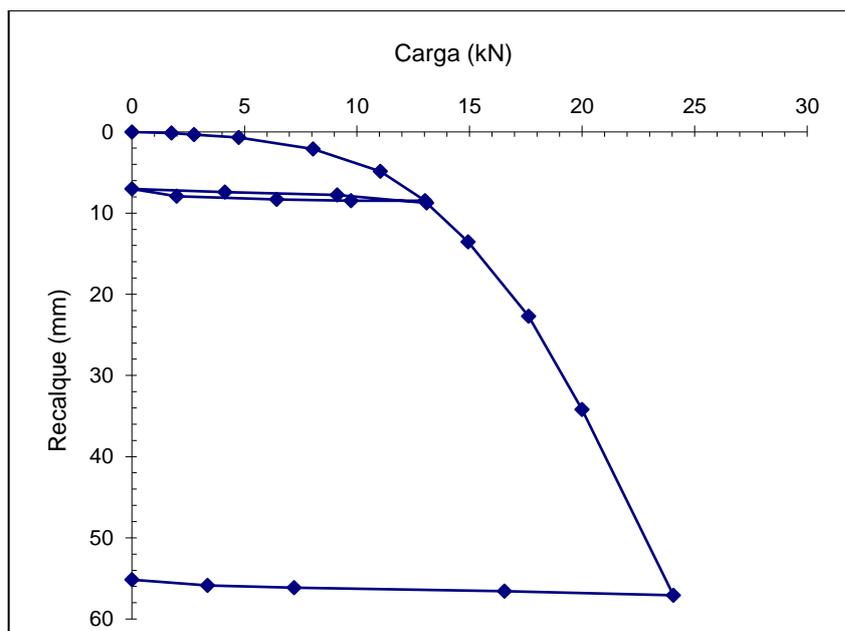


Figura 4.4: Comportamento carga x recalque – Solo residual (Dalla Rosa, 2003).



Figura 4.5: CL45E30 depois da ruptura.



Figura 4.6: CL60E30 de lado depois da ruptura.



Figura 4.7: CL90E30 depois da ruptura.

A Figura 4.8 mostra uma visão geral de todos os resultados incluindo o ensaio com a mesma placa em solo natural. Nota-se que quanto maior a largura da camada tratada, maiores são as cargas para os mesmos recalques, logo, a influência da largura da camada tratada se torna visível. Atingiu-se uma carga de 120 kN para a CL90E30 antes de atingir grandes deslocamentos, enquanto que com a CL60E30 alcançou-se uma carga de 70 kN e com a CL45E30 quase uma carga de 50 kN. Em comparação com o solo natural, todas as camadas apresentaram melhores resultados, o que já era esperado.

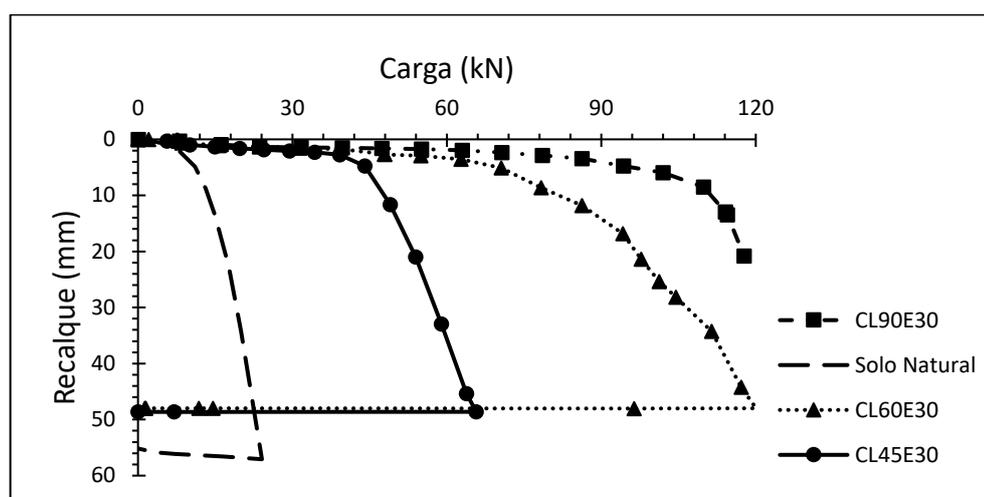


Figura 4.8: Comportamento carga x recalque.

A Fig. 4.9 mostra as curvas da tensão (carga pela área da placa) em função do recalque obtido no ensaio.

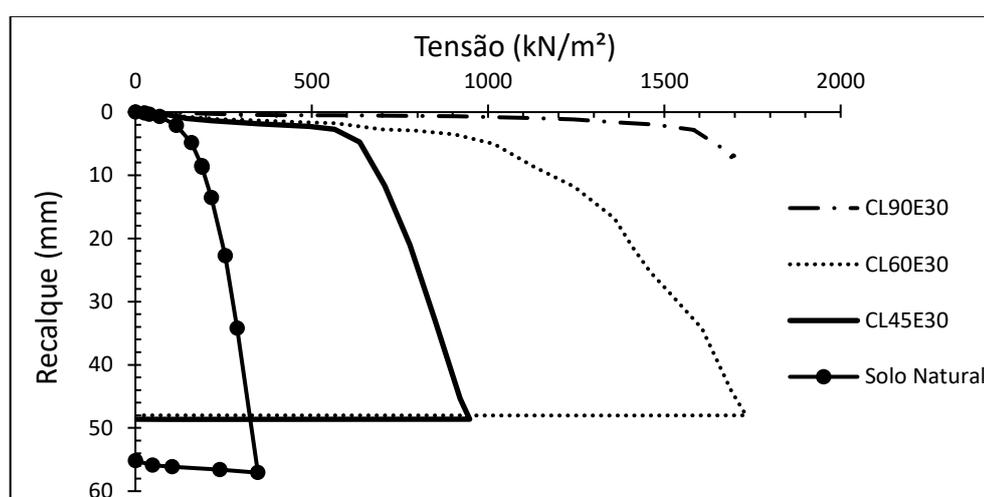


Figura 4.9: Curva tensão x recalque.

## 4.2 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS

A normalização dos resultados, como já explicitada anteriormente no item 2.6.1, é muito importante quando se quer eliminar a variável do efeito escala dos resultados. Consoli *et al.* (2009) expôs que o primeiro passo da normalização é a apresentação das curvas tensão x recalque relativo ( $\delta/D$ ), sendo o recalque relativo a relação entre o recalque obtido no ensaio e o diâmetro da placa utilizada. As Figuras 4.10 a 4.13 apresentam as curvas tensão x deslocamento relativo para o presente trabalho.

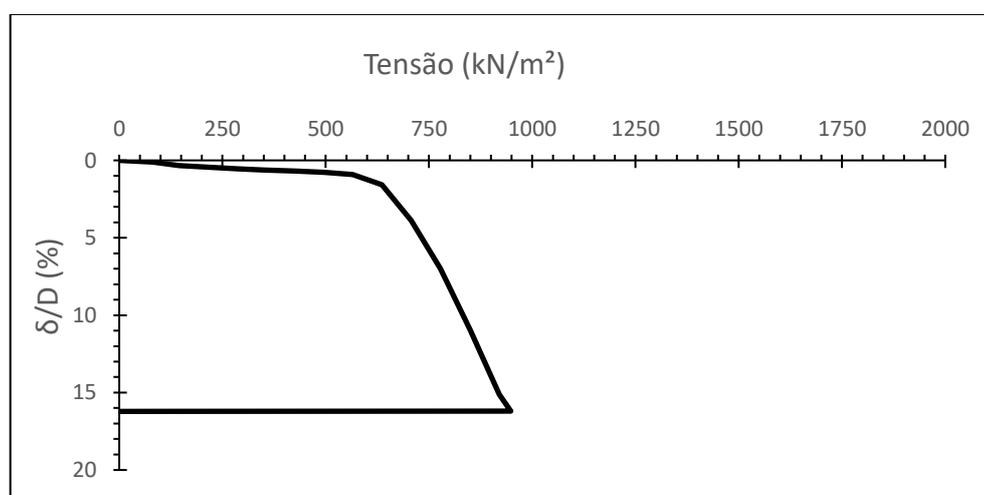


Figura 4.10: Tensão x recalque relativo – CL45E30.

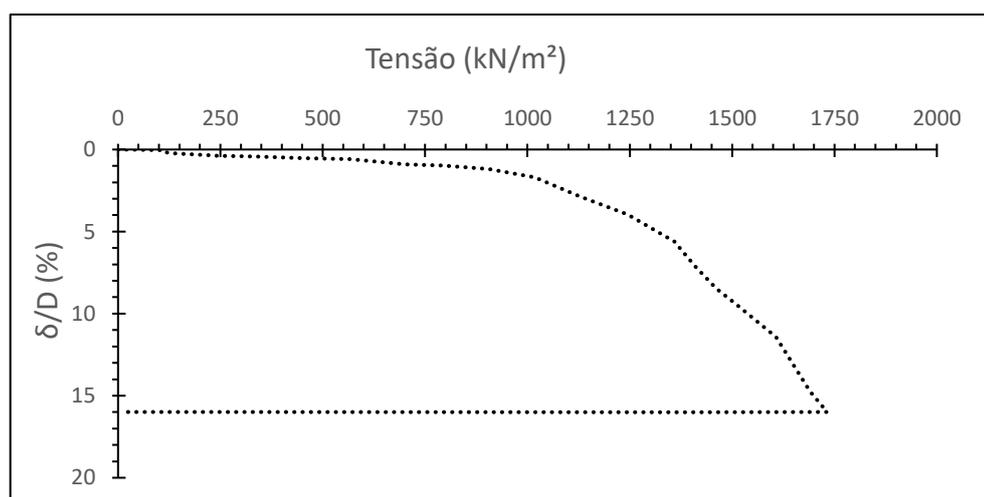


Figura 4.11: Tensão x recalque relativo – CL60E30..

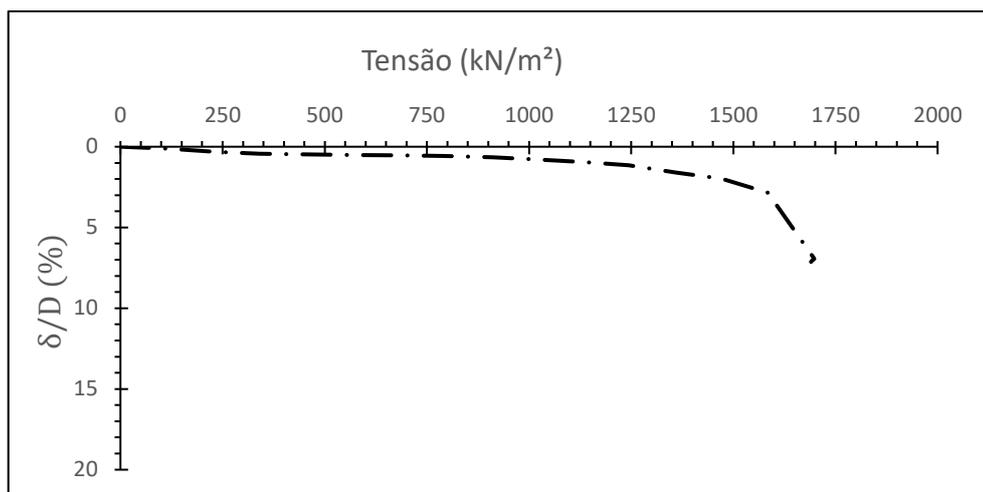


Figura 4.12: Tensão x recalque relativo – CL90E30..

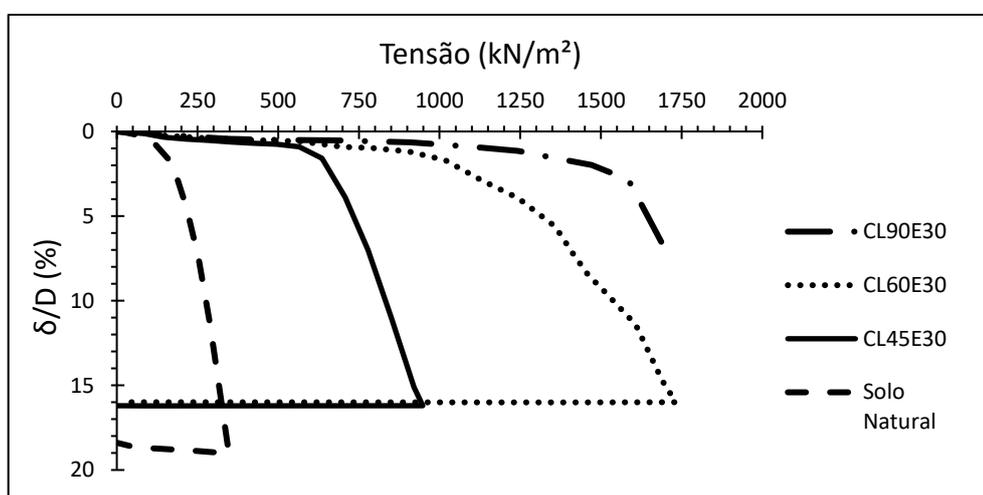


Figura 4.13: Tensão x recalque relativo.

Depois da representação das curvas, obtém-se a tensão a 3% ( $p_{3\%}$ ) do  $\delta/D$ , divide-se a tensão de ensaio ( $p$ ) pela  $p_{3\%}$  e apresentam-se novas curvas  $p/p_{3\%}$  x  $\delta/D$  representadas na Figura 4.13. As curvas da Figura 4.14 tendem a convergir para uma única curva, houve uma pequena dispersão na CL45E30, infere-se, portanto, que o efeito escala foi mais significativo nesta camada.

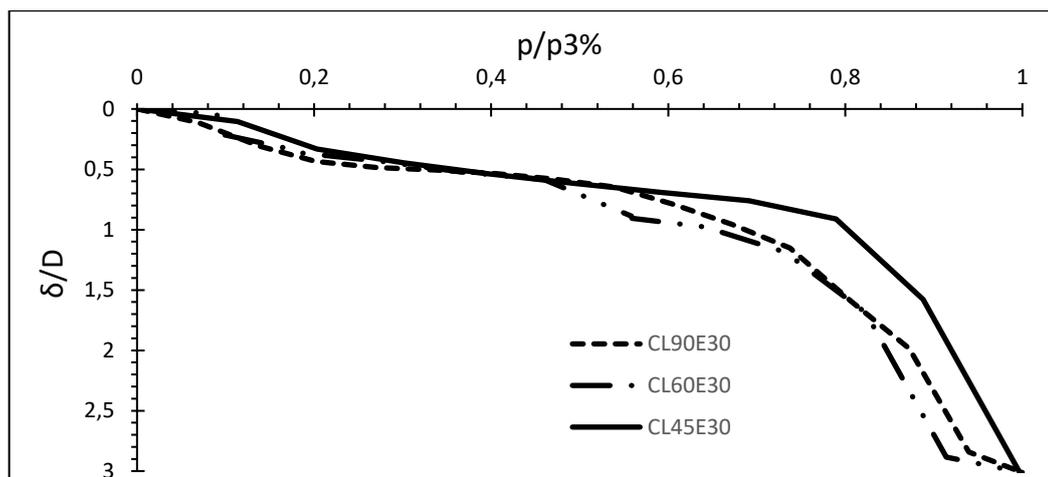


Figura 4.14: Curva  $p/p_{3\%}$  x  $\delta/D$ .

Foi observado também que devido ao modo de ruptura das camadas, pode-se considerar a camada como uma placa de diâmetro equivalente a área da camada. A Figura 4.15 mostra o comportamento da curva recalque obtido no ensaio ( $\delta$ ) dividido por um diâmetro equivalente da área tratada ( $D_{eq}$ ) *versus* a tensão equivalente à esta mesma área. Opta-se por realizar as curvas em função de um diâmetro equivalente à área tratada apenas para demonstração dos resultados em função de um diâmetro, porém esta consideração não implica que os resultados sejam os mesmos, caso a camada melhorada fosse circular com esse mesmo diâmetro. Observe-se que os resultados das áreas tratadas coincidem até certo valor (em torno de 2% do recalque relativo) para as camadas de 45 e 60 validando uma normalização dos resultados.

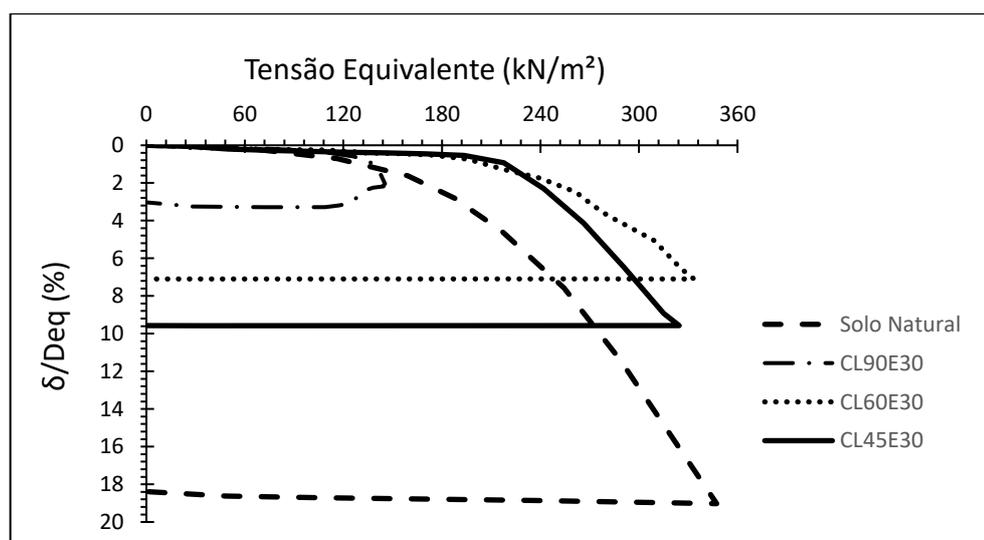


Figura 4.15: Comportamento tensão equivalente x recalque equivalente.

### 4.3 ENSAIO TRIAXIAL

Os resultados dos ensaios triaxiais drenados, que melhor simulam a situação a longo prazo no campo, realizados nas tensões efetivas ( $p'_{inicial}$ ) de 75 kPa, 150 kPa e 225 kPa estão apresentados nas Figuras 4.16 e 4.17. Os corpos de prova utilizados são provenientes da camada de 45cm. A escolha em obter resultados em termos efetivos deve-se ao fato de que o fluido não possui resistência à cisalhamento. As tensões de cisalhamento são transmitidas inteiramente através dos pontos de interação dos grãos. Logo, a tensão de cisalhamento, em um determinado plano, depende da tensão efetiva normal neste plano e não da tensão total (HEAD, 1998).

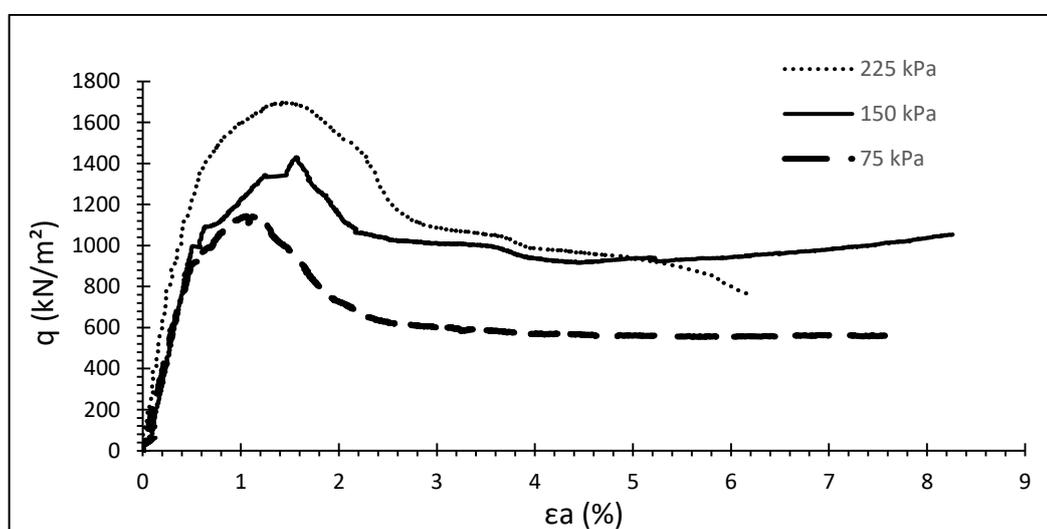


Figura 4.16: Comportamento tensão x deformação – Ensaios triaxiais

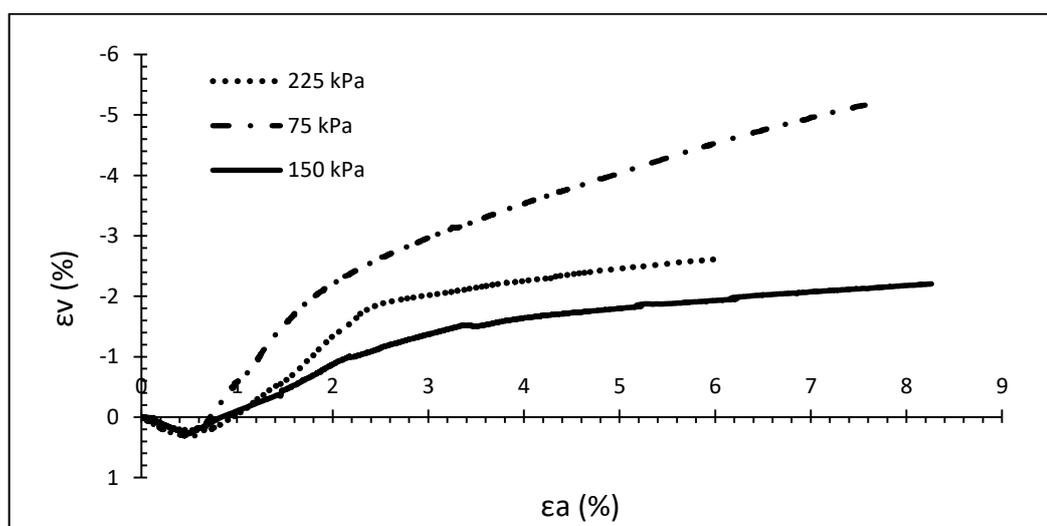


Figura 4.17: Deformação volumétrica x deformação axial

Os ensaios nas tensões confinantes iniciais de 75 kPa, 150 kPa e 225 kPa apresentaram um pico pronunciado, sendo o maior pico para maior tensão confinante e uma queda de resistência após este pico. Além disso, nota-se maior rigidez para maior tensão confinante. Até 3% de deformação axial ocorreu um paralelismo entre as três curvas na Figura 4.16.

Observa-se através da Figura 4.17 que ocorreu uma pequena contração no início do ensaio e uma progressiva expansão no restante para as três tensões confinantes. Esperava-se que quanto menor a tensão confinante, maior a expansão, porém, não foi o que ocorreu para algumas das três tensões confinantes. O comportamento da  $p'_{\text{inicial}}$  de 225 kPa foi mais expansivo que o comportamento da  $p'_{\text{inicial}}$  150 kPa.

As trajetórias de tensões no espaço  $s' \times t$  estão apresentadas na Figura 4.18. E no espaço  $p' \times q$  na Figura 4.19.

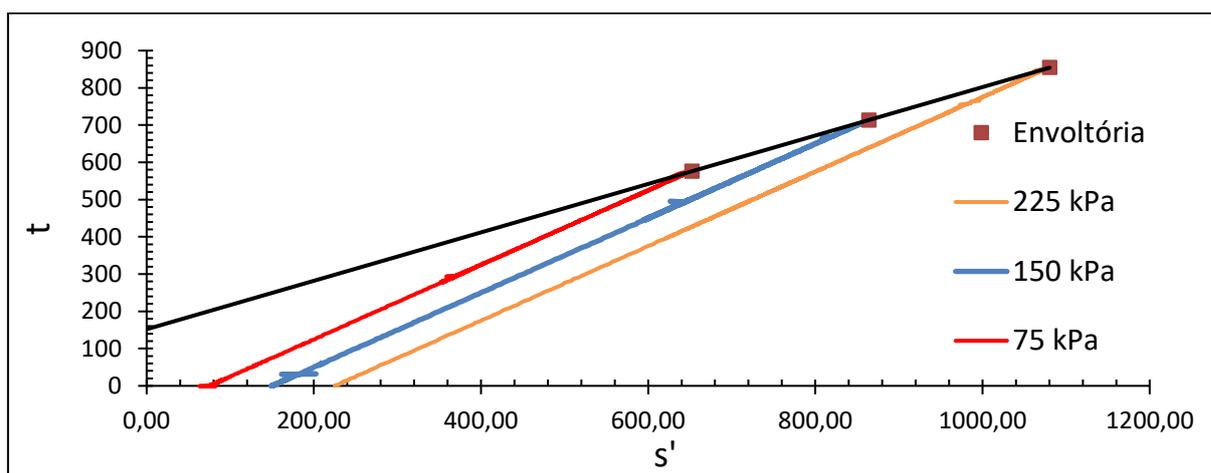


Figura 4.18: Trajetória de tensões no espaço  $s' \times t$

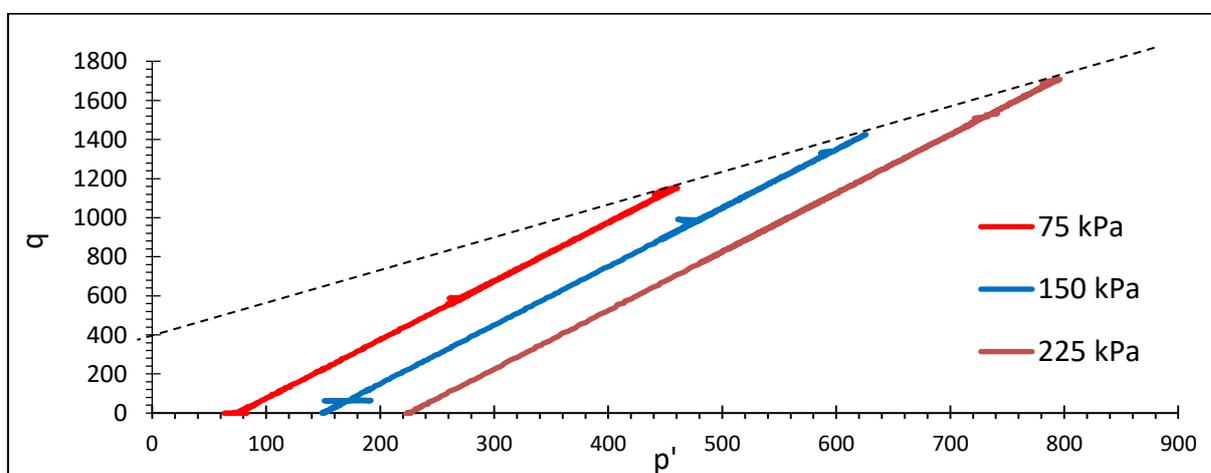


Figura 4.19: Trajetória de tensões no espaço  $p' \times q$ .

O ângulo de atrito efetivo determinado através do ensaio foi de  $40,54^\circ$  e o intercepto coesivo determinado foi de 200,03 kPa. Quando estes dados são comparados com os dados obtidos através das equações propostas por Cruz (2008), apresentadas no item 3.4.2.1, nota-se que as equações propostas por (2008) superestimaram o intercepto coesivo e subestimaram o ângulo de atrito, isto ocorreu porque as equações propostas por Cruz (2008) tem utilização adequada para amostras executadas cuidadosamente em laboratório. As amostras dos ensaios triaxiais CD utilizadas neste trabalho foram comprimidas durante o ensaio de placa em campo. A Tabela 7 compara os resultados obtidos através das equações de Cruz (2008) com os resultados dos ensaios triaxiais. Nota-se que o intercepto coesivo obtido no ensaio triaxial deu inferior enquanto que o ângulo de atrito alcançado foi levemente superior. O módulo tangente de deformabilidade, que depende da tensão confinante, variou sendo 192 MN/m<sup>2</sup> para a menor tensão, 215 MN/m<sup>2</sup> para a tensão de 150 kPa e 305 MN/m<sup>2</sup> para a maior tensão.

Tabela 7: Comparação dos parâmetros de resistência

Parâmetros	Equações de Cruz (2008)			Ensaio triaxial drenado
	Camada de 45 (CL45E30)	Camada de 60 (CL60E30)	Camada de 90 (CL90E30)	
$c_1'$ (kN/m <sup>2</sup> )	288,56	329,41	281,08	200,03
$\varphi_1'$ (°)	36,57	37,96	36,3	40,54
$E_1'$ (MN/m <sup>2</sup> )	3586,46	3906,45	3526,20	192-305

As Figuras 4.20, 4.21 e 4.22 abaixo mostram como ficaram os corpos de prova depois do cisalhamento.



Figura 4.20: Corpo de prova 01( $p'_{\text{inicial}} = 75 \text{ kPa}$ ).



Figura 4.21: Corpo de prova 01( $p'_{\text{inicial}} = 150 \text{ kPa}$ ).



Figura 4.22: Corpo de prova 02 ( $p'_{\text{inicial}} = 225\text{kPa}$ ).

#### 4.4 CARGA DE RUPTURA

A carga de ruptura da estrutura solo residual mais solo-cimento foi estimada inicialmente antes dos ensaios para que se pudesse definir os estágios de carga. Depois da execução dos ensaios triaxiais consolidados drenados, a estimativa da carga de ruptura foi recalculada através das metodologias de Thomé (1999), que previa a carga a 2% do recalque relativo; de Vésic (1975), a qual previa a carga a 3% do recalque relativo; de Hansen (1961), que considera o sistema camada tratada e placa como a fundação; e a de Meyerhof e Hanna (1978) (Apêndice apresenta a memória de cálculo). Vale lembrar que os resultados apresentados através destas metodologias são considerados conservadores devido a utilização dos parâmetros obtidos através dos ensaios triaxiais consolidados drenados, portanto, não representam o real valor da carga de ruptura.

Os parâmetros do solo residual e da camada tratada adotados para a estimativa da carga de ruptura encontram-se na Tabela 8 e 9.

Tabela 8: Parâmetros do solo residual adotados para estimativa da carga de ruptura

Solo Residual		
Parâmetros	Fonte: Carreta (2018)	Fonte: Faro (2014)
$c'_2$ (kPa)	9,52	-
$\Phi'_2$ (°)	30,50	-
Capacidade carga (kN)	11,21	-
$E'_2$ (MPa)	-	21

(Fonte: Adaptado Carreta, 2018, e Faro 2014).

Tabela 9: Parâmetros do solo-cimento adotados para estimativa da carga de ruptura – Ensaio triaxial

Solo Tratado	
$c'_1$ (kPa)	200,03
$\Phi'_1$ (°)	40,54

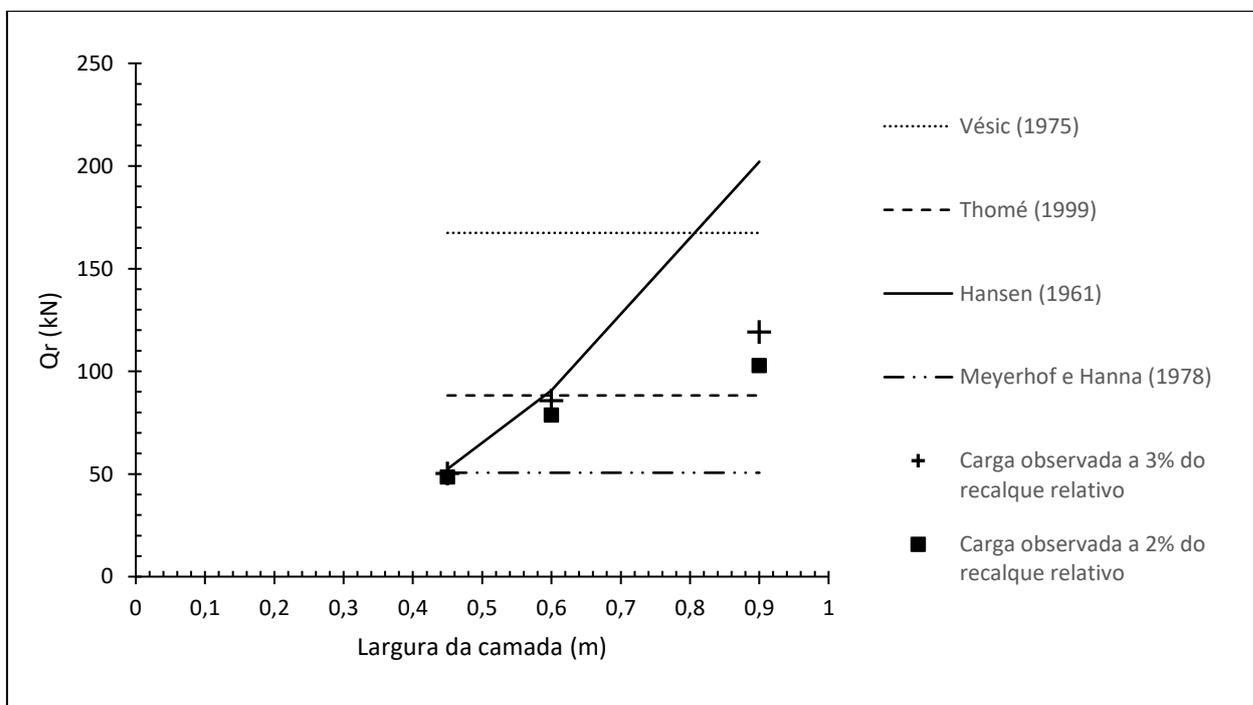


Figura 4.23: Carga de ruptura estimada

A Figura 4.23 mostra os resultados das metodologias juntamente com a carga observada a 3% do recalque relativo. O método de Vésic (1975) considera a capacidade de uma fundação assentada em uma camada infinita de solo mais resistente sobreposta a uma camada de solo menos resistente, já o método de Hansen (1961) considera a camada tratada como sendo a fundação assentada no solo natural, enquanto que o método de Meyerhof e Hanna (1978) considera a capacidade de carga de fundações assentadas em uma camada resistente e relativamente pouco espessa sobre um depósito pouco resistente, considerando o puncionamento da camada superior.

A partir da Figura 4.23 observa-se que a carga através do método de Hansen (1961) é superestimada para a camada de 90cm (CL90E30) e, adequado para as outras, já o método de Vésic (1975) superestima a carga de ruptura para as três camadas. Consoli *et al.* (2008) verificaram que o método de Vésic (1970) pode ou não predizer valores corretos de capacidade de carga para  $H/B \geq 1$ . Enquanto que a metodologia de Thomé (1999), que prediz a carga a 2% do deslocamento relativo, se mostrou superestimado para as camadas de 45 (CL45E30) e 60cm (CL60E30) e subestimado para a camada de 90cm (CL90E30), percebe-se que entre 60cm e 90cm existe um limite onde o modo de ruptura passa de puncionamento da camada tratada para rompimento, o método de Thomé então superestima valores abaixo deste limite e subestima valores acima. E Meyerhof e Hanna (1978) foi adequado apenas para a CL45E30 subestimando as demais.

A carga de ruptura experimental foi obtida através dos gráficos carga x recalque. No presente trabalho foram utilizados os métodos mais comuns e menos dispersivos segundo os autores citados no item 2.7, de modo que haja uma abrangência na maneira de avaliação de cada critério, seja por limitação de recalque máximo (NBR6489/84), por consideração das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica como o critério de Blutter e Hoy, por consideração do ajuste do gráfico a uma curva com formulação conhecida ou ainda que considere o fator tempo. Os critérios utilizados no presente trabalho estão citados abaixo.

#### 4.4.1 Critério baseado na limitação do recalque máximo

- a) Critério 1: Limitar o recalque a  $d/30$ .

#### 4.4.2 Critérios baseados na consideração das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica

a) Critério 2: Critério de Buttler e Hoy

b) Critério 3: Ponto de intersecção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga x recalque.

Este critério tenta determinar o ponto em que acontece a transição entre os trechos lineares da curva (inicial e final). (Mansur e Kaufman, 1956, *apud* Cudmani, 1994).

#### 4.4.3 Critério que considera o ajuste do gráfico a uma curva com formulação conhecida

a) Critério 4: Critério de Mazurkiewicz

#### 4.4.4 Critérios que consideram o fator tempo

a) Critério 5: Critério proposto pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

#### 4.4.5 Comparação entre metodologias

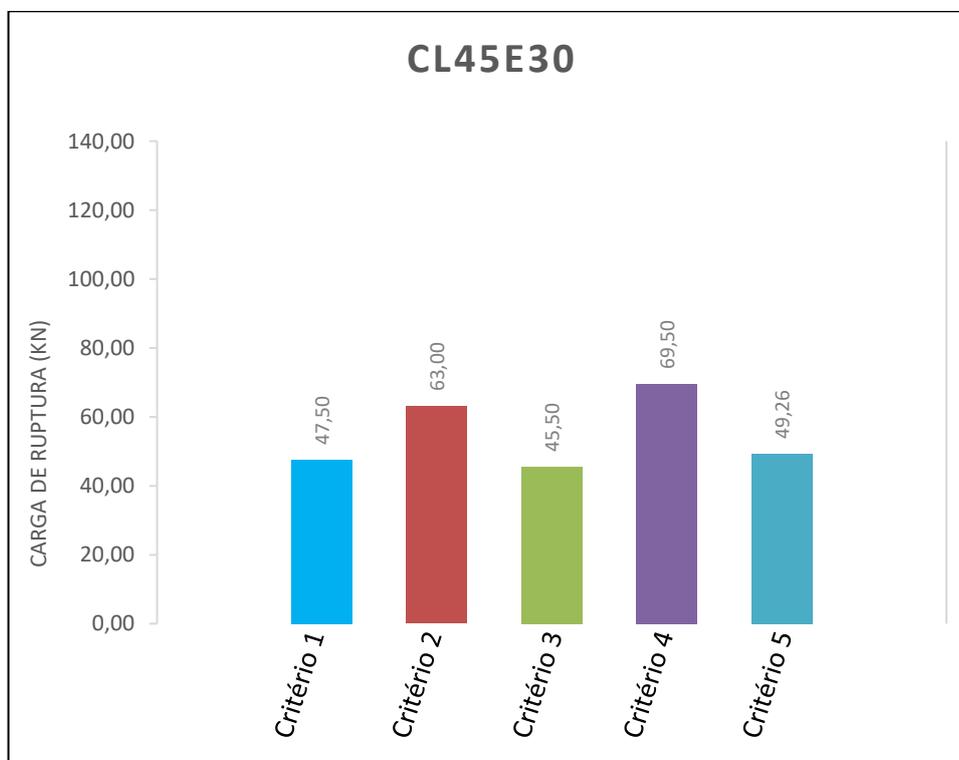


Figura 4.24: Carga de ruptura experimental para CL45E30.

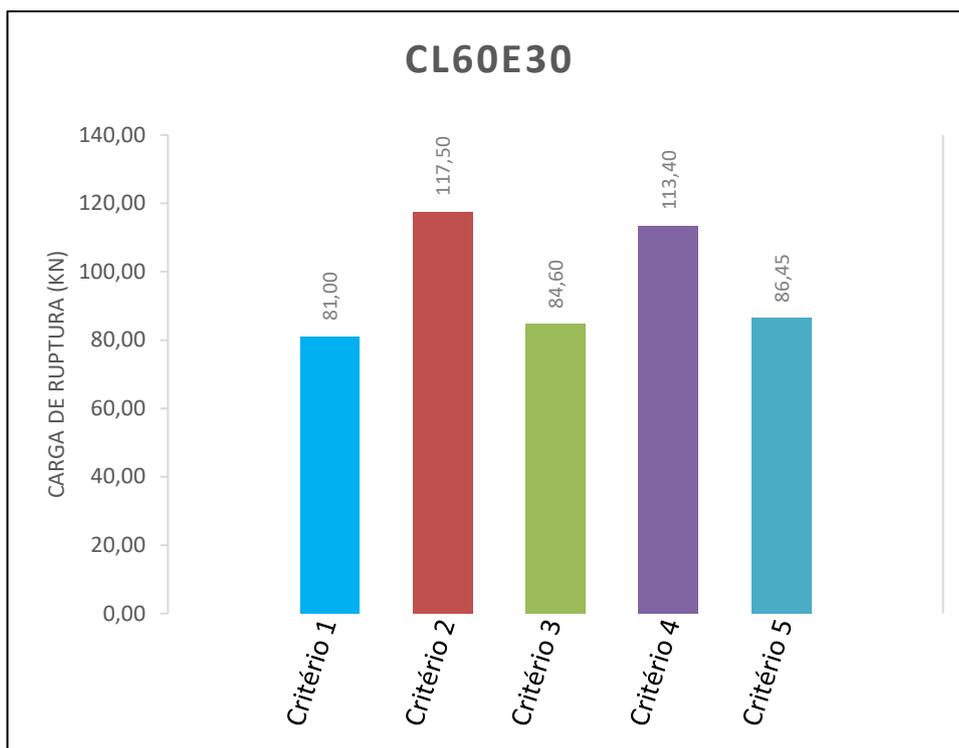


Figura 4.25 Carga de ruptura experimental para CL60E30.

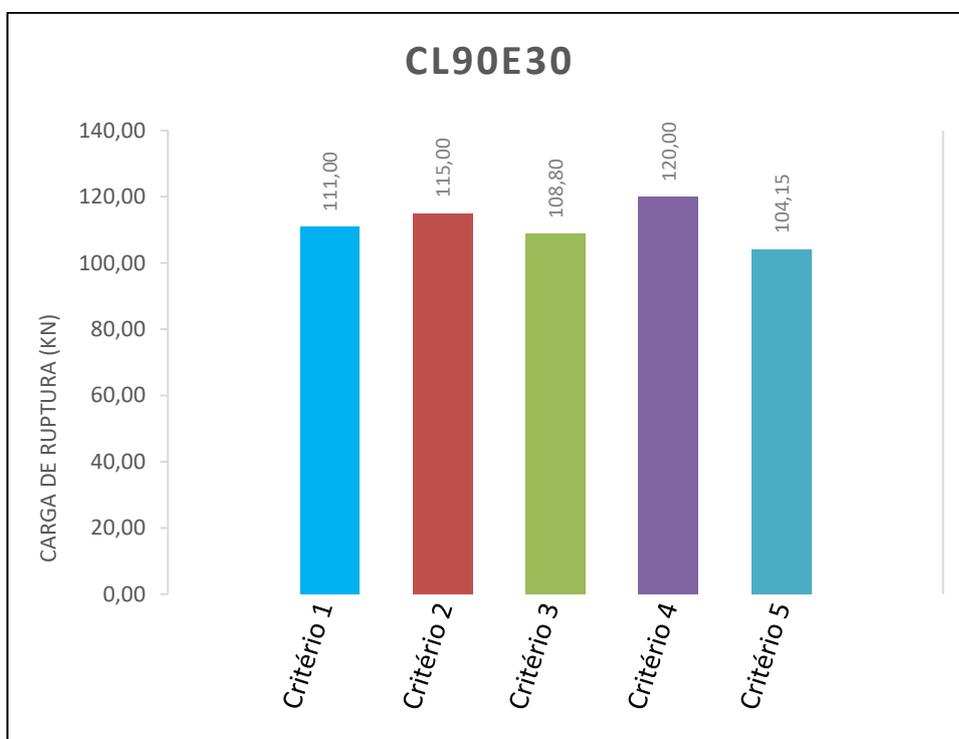


Figura 4.26 Carga de ruptura experimental para CL90E30.

Observa-se que apesar de os valores obtidos através dos cinco critérios serem distintos para uma mesma camada, tem-se que para a CL90E30 a variação máxima da carga de ruptura é de 15%, enquanto que para as outras duas camadas chega a 35%.

Na Figura 4.27 estão reunidos todos os resultados de carga de ruptura, sejam os resultados estimados através dos métodos de Vésic (1975), Hansen (1961), Meyerhof e Hanna (1978), Thomé (1999), sejam os resultados obtidos através da curva carga x recalque.

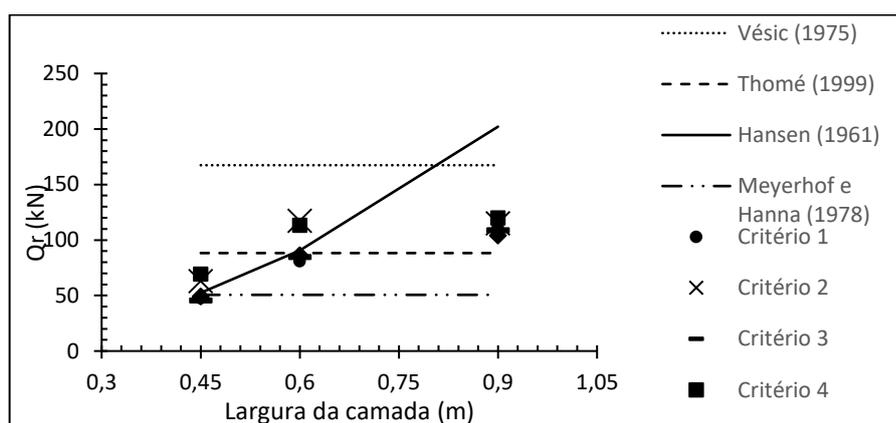


Figura 4.27: Carga de ruptura experimental e estimada x largura da camada.

A Figura 4.27 mostra que nenhum dos métodos estimados se aproximou completamente dos critérios experimentais. O método de Hansen (1961) manteve resultados próximos aos resultados dos critérios 1, 3 e 5 para CL45E30 e CL60E30.

## 4.6 MECANISMO DE RUPTURA

Observou-se em campo que ocorreu ruptura por puncionamento das camadas tratadas de 45 cm e 60 cm. O conjunto camada tratada e placa de aço puncionaram juntas o solo natural. Este resultado pode ser corroborado através da análise das camadas em campo, uma vez que não foram encontradas fissuras ou fraturas e o bloco da CL45E30 pode ser retirado intacto do local onde foram realizados os ensaios de placa (Figura 4.28).

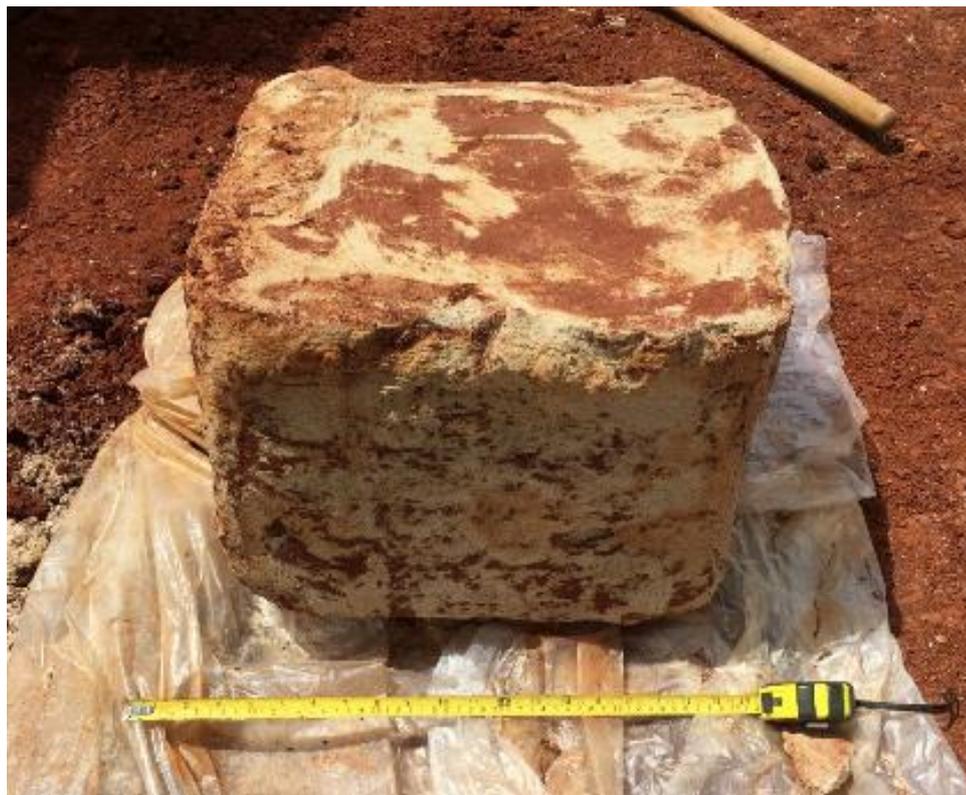


Figura 4.28: Camada tratada de 45cm x 45 cm x 30 cm retirada do solo.

No entanto, foram encontradas fissuras na CL90E30, mostrando que a ruptura começou dentro da camada. Este resultado é respaldado pelas fotografias das Figuras 4.29 (a) e (b), onde nota-se fissuras no volume paralelepípedo cortado verticalmente.



(a)



(b)

Figura 4.29: (a) Corte longitudinal da camada tratada de 90 cm x 90 cm. (b) Aproximação das fissuras encontradas na camada tratada de 90 cm x 90.

#### 4.7 COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DA CAMADA DE 90CM DE LADO

Nota-se através da Figura 4.30 que a curva cíclica chegou-se a cargas menores que a normal (carregamento contínuo), provavelmente devido a fadiga e/ou fissuração da camada tratada, não recuperável durante a fase de descarregamento do ensaio cíclico.

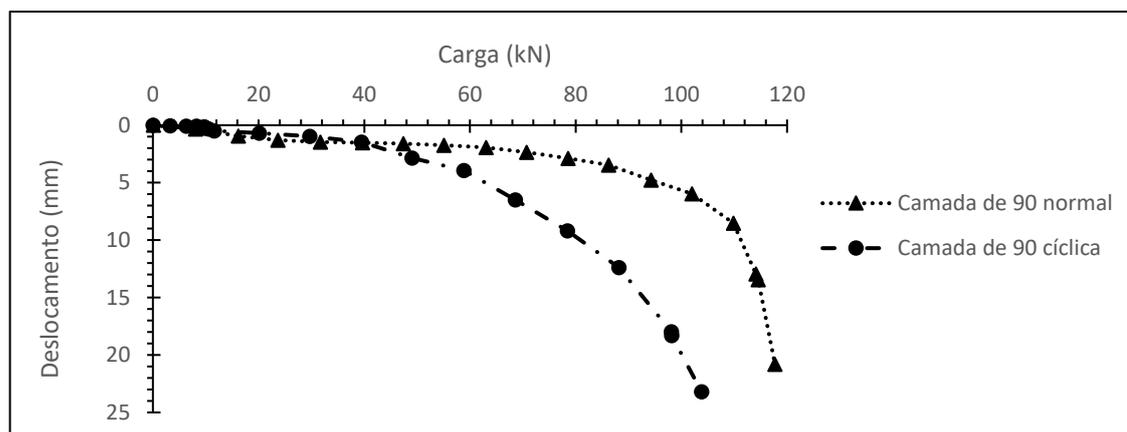


Figura 4.30: CL90E30 normal e cíclica.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.2 CONCLUSÕES

Após as análises feitas, algumas conclusões podem ser tomadas.

- a) A adição de cimento Portland de fato melhora as propriedades do solo. A adição de 7% de cimento Portland provocou melhoras na curva carga x recalque substanciais, além de um aumento do ângulo de atrito e da coesão como observado através da fórmula de Cruz (2008) e dos ensaios triaxiais. Porém, ao considerar a influência da camada tratada, observa-se que as equações propostas por Cruz (2008) dependem da relação  $\frac{\eta}{c_{iv}}$ , apesar de semelhantes para as três camadas, obteve-se, nestas condições de compactação e umidade, uma maior relação para a camada de maior lado, conseqüentemente, obteve-se menores parâmetros de resistência, ângulo de atrito e coesão. Com a adição de cimento Portland foi possível conseguir uma alta densidade *in situ* devido ao preenchimento dos vazios da camada pelas partículas de cimento.
- b) Conclui-se do método de Thomé que ele distingue os modos de ruptura das camadas, pois para CL45E30 e CL60E30 ele superestima os valores da carga e para CL90E30 ele subestima. O método de Hansen (1961), por considerar a camada tratada e a placa como um elemento único de fundação, superestimou a capacidade de carga para CL90E30 quando comparada a carga obtida no ensaio em 3% do recalque relativo e foi adequado para as outras duas camadas. Vésic (1975) é um método inadequado para as três camadas, pois superestimou a capacidade de carga. Meyerhof e Hanna (1978) mostrou-se adequado apenas para a CL45E30. Por fim, apenas o método de Hansen (1961) mostrou-se compatível com a carga e o modo de ruptura de CL45E30 e CL60E30. Já o método de Thomé (1999) pode ser utilizado, com certo conservadorismo, para estimar cargas de camadas a partir de 0,60cm de largura.
- c) Conclui-se que a largura da camada influencia no resultado da capacidade de carga obtido através dos ensaios de placa, que quanto maior a largura da camada tratada, maior a área e por conseqüência maior a carga e maior a tensão suportada

pela camada para um mesmo recalque como comprovado através das curvas carga  $x$  recalque e tensão  $x$  recalque.

- d) Os distintos valores de carga de ruptura obtidos através do gráfico carga versus recalque sugerem que a ruptura não está bem definida para CL45E30 e CL60E30, este comportamento sugere que o modo de ruptura é o puncionamento, o que foi verificado através da execução dos ensaios.
- e) A carga de ruptura foi calculada por diferentes modos de cálculos obtendo assim diferentes valores para carga de ruptura, pode-se perceber que para os critérios 1, 3 e 5, os valores obtidos foram bem próximos para CL45E30 e CL60E30. Já para a CL90E30 obteve-se uma proximidade de valores entre os critérios 1, 2, 3, 4, 5 obtendo-se um valor máximo de 115kN e um valor mínimo de 104,1kN. Nenhum dos critérios avaliados se encontrou perto da média para os três casos simultaneamente. O critério 2 e o critério 4 mostraram-se relativamente menos conservadores, os resultados obtidos através desses critérios foram ligeiramente maiores que para os outros critérios.
- f) Para CL45E30 e CL60E30, a ruptura ocorreu no solo natural, enquanto que para CL90E30 a ruptura ocorreu na camada melhorada, como comprovado em campo através do aparecimento de fissuras de tração na base da camada. Inicia-se na área de interação entre a camada tratada e o solo natural e tem comportamento ascendente.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo sido analisada a influencia da extensão da camada tratada no aumento de resistência do solo, sugere-se que outros estudos aprofundem a pesquisa deste trabalho ou que o completem de alguma forma. Assim, tem-se uma visão ampla e clara das mudanças do comportamento do solo no ensaio de placa em função da extensão da camada tratada.

- Ensaios de placa cíclico sobre o mesmo sistema estratificado.
- Realização de maiores extensões laterais (1,20m, 1,50m) com o mesmo sistema estratificado para confirmar a ruptura no solo tratado em extensões maiores que 0,90m.

- Realização de ensaios de placa mantendo as extensões laterais da camada tratada, mas adotando outro valor de espessura.
  
- Realização de ensaios com as mesmas medidas do sistema estratificado desta pesquisa, porém utilizando outro agente cimentante como, por exemplo, a cal.
  
- Análise da influência da sucção na interface do solo e fundação, sendo realizada, por exemplo, através de ensaios triaxiais com sucção controlada.

## REFERÊNCIAS

ACAR, Y.B.; EL-TAHIR, A.E. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n. 11, p. 1001-1015, 1986.

AIREY, D. W. Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 119, n. 9, p. 1379- 1398, 1993.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia Básico de Utilização de Cimento Portland**. Boletim Técnico: BT-106, 7º Edição, São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro: 1991. 5 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 5737**: Cimentos Portland resistentes a sulfatos. Rio de Janeiro: 1992. 4 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6502**: Rochas e Solos, p. 18, Rio de Janeiro, 1995.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica, p. 13, Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 9813**: Solo – Determinação da Massa Específica Aparente In Situ, com Emprego de Cilindro de Cravação – Método de Ensaio, p. 5, Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_. **MB 3472**: Estaca – Prova de carga estática. 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 1194-94**: Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings. United States. 1994.

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

BROWN, J. D.; MEYERHOF, G. G. Experimental Study of Bearing Capacity in Layered Clays. **Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Mexico, vol. 2, pp. 45-51. 1969.

BURROUGHS, V. S. **Quantitative criteria for the selection and stabilisation of soils for rammed earth wall construction**, PhD thesis, University of New South Wales, Australia. 2001.

---

Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte

BUTTON, S. J. Bearing Capacity of Footing on Two-Layer Cohesive Subsoil. **Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, vol. 1, pp. 332-335. 1953.

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.

CASANOVA, F. J. **Alvenaria de solo-cimento**. **Revista Técnica: A revista do Engenheiro Civil**. Pini: 85, 30-36, 2004.

CHANG, T.; WOODS, R. O. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 118, n.8, p. 1216-1233, 1992.

CINTRA, J. C. A; ALBIERO, J. H. **Capacidade de carga e recalques de fundações diretas**. São Carlos: Polígrafo Escola de Engenharia de São Carlos, 1998.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em fundações diretas**. São Carlos: RiMa, 2003. 135p.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS R. C.; RAD, N.S. Cemented sands under static Loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. May 2010. 759-763.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A. Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 135, No 12, p. 1846-1856, dec. 2009.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, 56-1, 69-72. 2006.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007) 133:2(197), 197-205. 2007.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.

CORREIA, A. G. Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks. **International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction**, pp. 35-60. 2004.

CORTE, M. B. **Desenvolvimento de equipamento para ensaios *Simple Shear***. 2016. 177f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

CROFT, J. B. The problem in predicting the suitability of soils for cementitious stabilization, **Engineering Geology**, Vol. 2(6), 397-424. Ohio. USA. 1968.

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.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. 171f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

CURRIN, D. D.; ALLEN, J. J.; LITTLE, D. N. Validation of soil stabilization index system with manual development. Report No. FJSRL-TR-0006, **Frank J. Seisler Research Laboratory**, United States Air Force Academy, Colorado. 1976.

DALLA ROSA, F. **Caracterização geotécnica e estudo do comportamento carga x recalque do solo do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo**. 2003. 78f. Trabalho de conclusão de curso (TCC) – Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia e Arquitetura. Universidade de Passo Fundo. 2003.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. **XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural**. 2004.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUYER, C. A. Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo – RS.

DUPAS, J. M.; PECKER, A. Static and dynamic of sand-cement. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York: ASCE, 105(3), 419-436. 1979.

EDLER, P.; THOMÉ A.; SILVANI, C.; FREITAS, L. L. Comportamento de estacas escavadas compostas de solocimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 12, n. 3, p. 147-157, jul./set. 2012.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 349f. Tese (Doutorado) – Curso

---

Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte

de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

FARO, V. P.; CONSOLI, N. C. Estudo numérico de fundações superficiais sobre sistema de dupla camada. **Revista de Engenharia Civil IMED**, 1(1): 18-28, 2014 - ISSN 2358-6508.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 146f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

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, A. M. Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 19, n. 3, pp. 392-396. 1982.

HANNA, A. M.; MEYERHOF G. G. Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil with special reference to layered sand. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 16, n. 2, pp. 412-414. 1979.

HANNA, A. M.; MEYERHOF G. G. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 17, n. 2, pp. 300-303. 1980.

HANNA, A. M.; MEYERHOF G. G. Experimental evaluation of bearing capacity of footings subjected to inclined loads. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 18, n. 4, pp. 599-603. 1981.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: Effective stress tests**. 2. ed. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 1998. 425 p. 3 v.

HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. **Highway Research Record**, Washington, v.36, p. 146-71, 1963.

HUANG, T. J.; AIREY, D. W. Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. JUNE 1998. 124:492-499.

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

JURAN, I.; RICCOBONO, O. Reinforcing soft soils with artificially cemented compacted-sand columns. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 117, n.7, p. 1042-1060, 1991.

KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. **Géotechnique** 47, No. 2, 339-345. 1997.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V.; **Soil Mechanics, SI Version**. John Wiley & Sons, New York. 1979.

LARSEN, C. K.; ASSIS, J., A. **Estudo comparativo de tipos de fundações para uma obra residencial**. Monografia submetida a Universidade Tuiuti do Paraná. Curitiba, Paraná. 2002.

LEE, M.; CHOI, S.; LEE, W. Shear strength of artificially cemented sands, **Marine Georesources & Geotechnology**, 27:3, 201-216. 2009.

LELAND, M.; KRAFT Jr.; STEVEN C. Bearing capacity of shallow footing, sand over clay. **Canadian Geotechnical Journal**, 1983, 20 (1), 182-185, 10.1139/t83-018.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.467-488, 1990.

LIMPRASERT, T. **Behavior of soil, soil-cement, and soil-cement-fiber under multiaxial text**. Thesis Presented to The Faculty of the Russ College of Engineering and Technology. Ohio University. Athens, Ohio. 1995.

MEYERHOF, G. G.; HANNA, A. M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 15, n. 4, pp. 565-572. 1978.

MEYERHOF, G. G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 11, pp. 223-229. 1974.

MOH, Z. C. Reactions of soil minerals with cement and chemicals. **Highway Research Record**, Washington, O. C. 6a: 39-61, 1965.

MUHUNTHAN, B.; SARIOSSEIRI, F. Interpretation of geotechnical properties of cement treated soils. **Washington State Transportation Center (TRAC)**. Washington State University. 2008.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R.; N. In: HACHICH et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2 ed. São Paulo, PINI. Cap. 20, p. 723-751. 1998.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996. 169f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-

Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

ROHLFES Jr, J. A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação à análise de fundações superficiais.** Dissertação apresentada ao corpo docente do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 1996.

ROTTA, V.; CONSOLI, N.; PRIETTO, P.; COOP, M.; GRAHAM, J. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. **Geotechnique**. 53. 493-501. 10.1680/geot.53.5.493.37508. 2003.

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.

RUVER, C. A. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento.** 2011. 333f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

SALLES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.** 1998. 146 páginas. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cemented sand in triaxial compression **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. OCTOBER 2001. 127:857-868.

SHALABY, S. Evaluation of bearing capacity of compacted-cemented sand replacement overlying weaker soil using plate bearing tests. **Life Sci J** 2014;11(8s):613-617] (ISSN:1097-8135).

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais.** 1999. 266f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

VIANNA, A. P. F. **Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não saturado.** 2005. 170p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005.

VITALI, O. P. M. **Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência.** Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil na Universidade do Porto. Portugal. 2008.

YANG, L.; SALVATI, L. Small strain properties of sands with different cement types. **International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics**. 26. 2010.

## **APÊNDICE**

### **CÁLCULOS DA CAPACIDADE DE CARGA**

Os métodos utilizados para o cálculo da capacidade de carga são apresentados neste apêndice.

1. Método de Vésic (1975): A análise é feita considerando a fundação apoiada em uma camada mais resistente com parâmetros de resistência  $c'_1$  e  $\varphi'_1$  sobreposta a uma camada menos resistente de parâmetros  $c'_2$  e  $\varphi'_2$ .

A equação utilizada para o cálculo da capacidade de carga está apresentada abaixo.

$$q_{lim} = \left\{ q_0' + \frac{1}{K} c_1' \cot \varphi_1' \right\} e^{4K \tan \varphi_1' (H/D)} - \frac{1}{K} c_1' \cot \varphi_1' \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Onde:

$q_0'$  = capacidade de carga da fundação se a mesma estivesse apoiada no solo natural determinada pela fórmula básica de Terzaghi (1943), com a adição de outros coeficientes como sugerido por Brinch Hansen (1961) [kN/m<sup>2</sup>].

$c'_1$  = coesão efetiva da camada superior [kPa].

$\varphi_1'$  = ângulo de atrito efetivo da camada superior.

$$K = \frac{1 - \sin^2 \varphi_1'}{1 + \sin^2 \varphi_1'}$$

H = espessura da camada tratada [m].

D = diâmetro da placa [m].

A capacidade de carga da fundação foi calculada através da equação abaixo.

$$q_0' = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D_c N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

Sendo:

$$N_c = \cot g \varphi * (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi * \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi *}{2})}$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \varphi *$$

$S_c, S_q, S_{\gamma}$  = fatores de forma calculado através das equações abaixo.

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$

$$S_q = 1 + \tan \varphi *$$

$$S_{\gamma} = 0,6 \text{ (fundação circular)}$$

$i_c, i_q, i_{\gamma}$  = fatores de inclinação da carga considerados iguais a 1, pois a carga não é inclinada.

$b_c, b_q, b_{\gamma}$  = fatores de inclinação da base da fundação considerados iguais a 1, pois a base da fundação não é inclinada.

$g_c, g_q, g_{\gamma}$  = fatores de inclinação do terreno considerados iguais a 1, pois o terreno não é inclinado.

$c^*$  = coesão reduzida de acordo com Terzaghi (1943) através da equação abaixo.

$$c^* = \frac{2}{3} c'_2 [kN/m^2]$$

$\varphi^*$  = ângulo de atrito reduzido de acordo com Terzaghi (1943).

$$\varphi^* = \arctg\left(\left(\frac{2}{3}\right) \tan \varphi_2'\right)$$

$D_c$  = cota de assentamento da fundação [m].

$B$  = lado da fundação [m].

$\gamma$  = peso específico natural da camada inferior [kN/m<sup>3</sup>].

Cálculos:

$$c^* = \frac{2}{3} * 9,52 = 6,34 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\varphi^* = \arctg\left(\left(\frac{2}{3}\right) \tan(30,5^\circ)\right) = 0,374 [radianos]$$

Sendo  $c'_2$  e  $\varphi'_2$  provenientes do trabalho de Carreta (2018).

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi^*} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi^*}{2}\right) = 7,39$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi^* = 6,59$$

$$N_c = \cotg \varphi^* (N_q - 1) = 16,27$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1,45$$

$$S_q = 1 + \tan \varphi^* = 1,39$$

$$S_\gamma = 0,6 \text{ (fundação circular)}$$

Sendo considerada fundação assentada na superfície ( $D_c = 0$ ), o peso específico natural da camada inferior igual a 15,6 kN/m<sup>3</sup>, valor obtido por Carreta (2018) e para o lado da fundação (B) foi calculada a área da placa e após isto o lado equivalente se esta placa fosse quadrada (fundação quadrada).

$$B = (\text{Área da placa})^{1/2} = (0,0706)^{1/2} = 0,2658 [m]$$

$$\text{Área da placa} = \frac{(\text{diâmetro da placa})^2 * \pi}{4} = \frac{(0,3)^2 * \pi}{4} = 0,0706 [m^2]$$

$$q_0' = 1,45 * 1 * 1 * 1 * 6,34 * 16,27 + 1,39 * 1 * 1 * 1 * 15,6 * 0 * 7,39 + 0,6 * 1 * 1 * 1 * \left(\frac{0,2658}{2}\right) * 15,6 * 6,59 = 158,38 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

$$K = \frac{1 - \sin^2(40,54^\circ)}{1 + \sin^2(40,54^\circ)} = 0,406$$

$$q_{lim} = \left\{ 158,38 + \frac{1}{0,406} * 200,03 * \cot 40,54^\circ \right\} e^{4 * 0,406 * \tan 40,54^\circ * (0,30/0,30)} - \frac{1}{0,406} 200,03 \cot 40,54^\circ = 2370,449 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

$$Q_r = q * \text{Área da placa} = 2370,449 * 0,0706 = 167,47[kN]$$

Os valores de  $c'_1$  e  $\phi'_1$  são provenientes do ensaio triaxial.

2. Método de Hansen (1961): A análise é feita considerando a camada tratada como a fundação assentada no solo natural.

A equação a ser utilizada foi a de Terzaghi (1943), com a adição de outros coeficientes como sugerido por Brinch Hansen (1961).

$$q_0' = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D_c N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Cálculos:

Os fatores de forma são os mesmos considerados no método de Vésic. O lado da camada foi variável (0,45 m; 0,60 m; 0,90 m) e acota de assentamento ( $D_c$ ) foi considerada de 0,30 m.

$$q_0' = 1,45 * 1 * 1 * 1 * 6,34 * 16,27 + 1,39 * 1 * 1 * 1 * 15,6 * 0,3 * 7,39 + 0,6 * 1 * 1 * 1 * \left( \frac{0,45}{2} \right) * 15,6 * 6,59 = 258,99 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

$$Q_r = q * \text{Área da fundação} = 258,99 * 0,45 * 0,45 = 52,44[kN]$$

$$q_0' = 1,45 * 1 * 1 * 1 * 6,34 * 16,27 + 1,39 * 1 * 1 * 1 * 15,6 * 0,3 * 7,39 + 0,6 * 1 * 1 * 1 * \left( \frac{0,60}{2} \right) * 15,6 * 6,59 = 251,93 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

$$Q_r = q * \text{Área da placa} = 251,93 * 0,60 * 0,60 = 90,69[kN]$$

$$q_0' = 1,45 * 1 * 1 * 1 * 6,34 * 16,27 + 1,39 * 1 * 1 * 1 * 15,6 * 0,3 * 7,39 + 0,6 * 1 * 1 * 1 * \left( \frac{0,90}{2} \right) * 15,6 * 6,59 = 249,49 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

$$Q_r = q * \text{Área da placa} = 249,49 * 0,90 * 0,90 = 202,08[kN]$$

3. Método de Thomé (1999): A análise é feita considerando a fundação assentada acima de um sistema de solo estratificado onde a camada superior é cimentada e infinita.

As equações utilizadas estão representadas abaixo.

$$F = \ln\left(\frac{c_1'}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c_2'}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4\varphi_2'} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right)$$

$$\frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,1001e^{0,3235F}$$

Sendo:

$c_1'$  = intercepto coesivo do solo cimentado [kN/m<sup>2</sup>].

$Pa$  = pressão atmosférica [kN/m<sup>2</sup>].

$c_2'$  = coesão do solo não cimentado [kN/m<sup>2</sup>].

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

$E_2$  = módulo de elasticidade do solo não cimentado [kPa].

$q_{u2\%}$  = carga prevista a 2% do recalque relativo [kN/m<sup>2</sup>].

Cálculos:

$c_1' = 200,03$  kN/m<sup>2</sup>, obtido através do ensaio triaxial.

$Pa = 101,3$  kN/m<sup>2</sup>

$c_2' = 9,52$  kN/m<sup>2</sup>, retirado do trabalho de Carreta (2018).

$\varphi_2' = 30,5^\circ$ , retirado do trabalho de Carreta (2018).

$E_2 = 21$  Mpa, retirado do trabalho de Donato (2005) *apud* Faro (2014).

$$F = \ln\left(\frac{200,03}{101,3}\right) + \ln\left(\frac{9,52}{101,3}\right) + \frac{1}{\cos^4 30,5^\circ} + \ln\left(\frac{21000}{101,3}\right) = 5,46$$

$$\frac{q_{u2\%}}{101,3} = 2,1001e^{0,3235 \cdot 5,46}$$

$$q_{uz\%} = 1249,415 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$$

$$Q_r = q * \text{Área da placa} = 1249,415 * 0,0706 = 88,27[\text{kN}]$$

Os cálculos acima são feitos também utilizando os valores obtidos através das equações determinadas por Cruz (2008) para  $c'_1$  e  $\phi'_1$  (Tabela 09).

4. Método de Meyerhof e Hanna (1978): considera a capacidade de carga de fundações assentadas em uma camada resistente e relativamente pouco espessa sobre um depósito pouco resistente, considerando o puncionamento da camada superior.

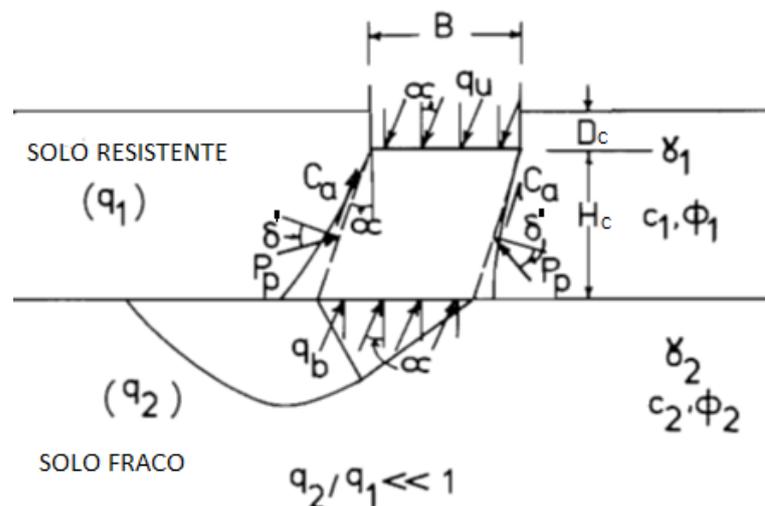


Figura 1.0.1A: Ruptura do solo abaixo da fundação (Meyerhof e Hanna, 1978).

A componente da capacidade de carga vertical é dada pela equação abaixo.

$$q_{uv} = q_{bv} + 4C_a i_a s_a H_c / B + 2\gamma_1 H_c^2 \times (1 + 2D_c \cos \alpha / H_c) K_s i_s s_s \tan \phi'_1 / B - \gamma_1 H_c \leq q_{tv}$$

Sendo:

$q_{bv}$  = capacidade de suporte da fundação se a mesma fosse apoiada na camada inferior [kN/m<sup>2</sup>]

$K_s$  = coeficiente de puncionamento (Figura 1.2A)

$i_a$  e  $i_s$  = fatores de inclinação (Figura 1.3A)

$C_a$  = adesão unitária (Figura 1.4A)

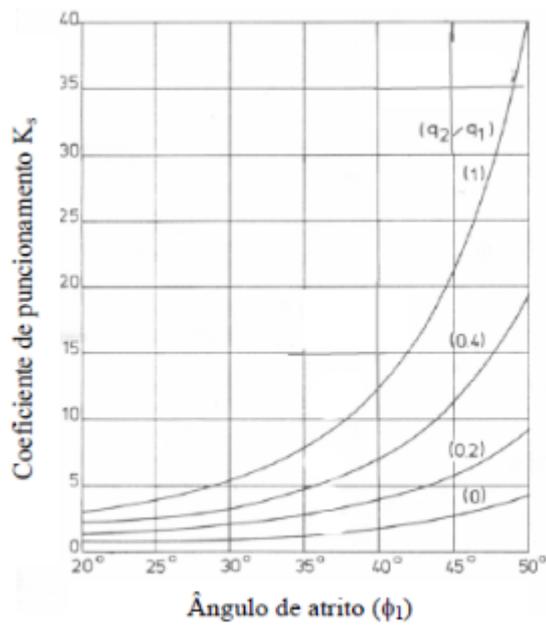


Figura 1.0.2A: Coeficiente de punçõamento (Meyerhof e Hanna, 1978).

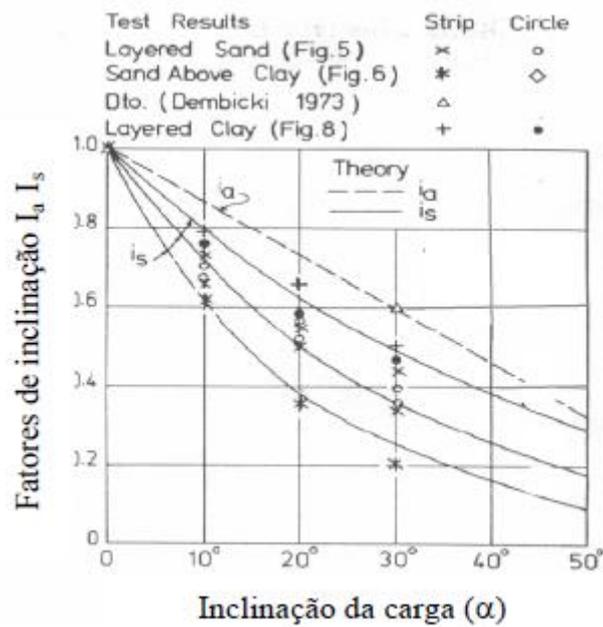


Figura 1.0.3A: Fatores de inclinaçõ da carga (Meyerhof e Hanna, 1978).

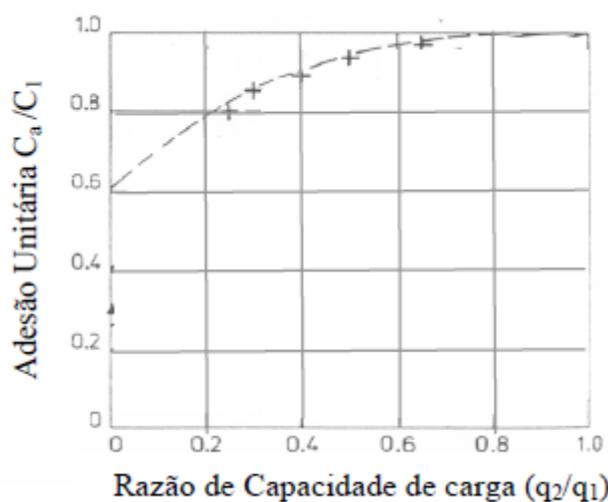


Figura 1.0.4A: Coeficiente de adesão unitária (Meyerhof e Hanna, 1978).

Cálculos:

Para encontrar  $K_s$  precisa-se determinar  $q_2/q_1$ .

$q_1$  = refere-se a camada superior e sem redução de parâmetro e com  $D_c=0m$

$q_2$ = refere-se a camada inferior e com redução de parâmetro e com  $D_c=0m$

Para determinação de  $q_1$  utiliza-se a fórmula de Hansen (1961).

$$q_0' = S_c i_c b_c g_c c_1' + S_q i_q b_q g_q \gamma_1 D_c N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma_1 N_\gamma \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Para os fatores de capacidade de carga utiliza-se Hansen (1961).

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi_1'} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_1'}{2} \right) = e^{\pi \tan 40,54^\circ} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{40,54^\circ}{2} \right) = 69,23$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi_1' = 2(69,23 + 1) \tan 40,54^\circ = 120,14$$

$$N_c = \cot g \varphi_1' (N_q - 1) = \cot g 40,54^\circ (69,23 - 1) = 79,78$$

Para os fatores de forma utiliza-se as equações abaixo.

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \frac{69,23}{79,78} = 1,87$$

$$S_q = 1 + \tan\varphi'_1 = 1 + \tan 40,54^\circ = 1,85$$

$$S_\gamma = 0,6 \text{ (fundação circular)}$$

Os fatores de inclinação de carga serão considerados iguais a 1, pois não há inclinação da carga.

$$i_c = 1, i_q = 1, i_\gamma = 1$$

Os fatores de inclinação da base da fundação também serão considerados iguais a 1, pois a base não é inclinada.

$$b_c = 1, b_q = 1, b_\gamma = 1$$

Assim como os fatores de inclinação de carga e da base da fundação, os fatores de inclinação do terreno também serão considerados iguais a 1, pois não há inclinação do terreno.

$$g_c = 1, g_q = 1, g_\gamma = 1$$

Cálculo da capacidade de suporte:

$$q'_0 = S_c i_c b_c g_c c'_1 N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma_1 D_c N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma_1 N_\gamma$$

$$q_1 = 1,87 * 1 * 1 * 1 * 200,03 * 79,78 + 1,85 * 1 * 1 * 1 * 17,5 * 0 * 69,23 + 0,6 * 1 * 1 * 1 * \frac{0,3}{2} * 17,5 * 120,14 = 29996,30 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Para determinação de  $q_2$  utiliza-se o mesmo procedimento de  $q_1$  utilizando os dados da camada inferior reduzidos de acordo com Terzaghi (1943).

$$c^* = \frac{2}{3} * 9,52 = 6,34 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$$

$$\varphi^* = \arctg\left(\left(\frac{2}{3}\right) \tan(30,5^\circ)\right) = 0,374 \text{ [radianos]}$$

$$q_2 = 1,45 * 1 * 1 * 1 * 6,34 * 16,27 + 1,39 * 1 * 1 * 1 * 15,6 * 0 * 7,39 + 0,6 * 1 * 1 * 1 * \frac{0,3}{2} * 15,6 * 6,59 = 159,43 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Portanto,  $q_2/q_1=0,005$ .

Entrando na Figura 1.2A retiramos o valor de  $K_s = 2$ .

Na Figura 1.4A achamos o valor de  $\frac{C_a}{c_1} = 0,62 \rightarrow C_a = 200,03 * 0,62 = 124,02$

Antes de calcular a capacidade de carga, é necessário calcular  $q_{bv}$  através da equação abaixo.

$$q_{bv} = c_2^* i_{c2} s_{c2} N_{c2} + \gamma_2 (D_c + H_c) N_{q2} i_{q2} s_{q2} + 0,5 \gamma_2 B N_{\gamma 2} i_{\gamma 2} s_{\gamma 2}$$

$$q_{bv} = 6,34 * 1 * 1 * 16,27 + 15,6 * (0 + 0,3) * 7,39 * 1 * 1 + 0,5 * 15,6 * 0,3 * 6,58 * 1 * 1 = 207,60 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Capacidade de carga:

$$q_{uv} = q_{bv} + 4C_a i_a s_a H_c / B + 2\gamma_1 H_c^2 x (1 + 2D_c \cos \alpha / H_c) K_s i_s s_s \tan \varphi'_1 / B - \gamma_1 H_c \leq q_{tv}$$

$$q_{uv} = 207,60 + 4 * 124,01 * 1 * \frac{0,3}{0,3} + 2 * 17,5 * 0,3^2 \left(1 + \frac{2 * 0 * \cos 0}{0,3}\right) \left(\frac{2 * 1 * \tan 40,54^\circ}{0,3}\right) - 17,5 * 0,3 = 716,39 \leq q_{tv}$$

Sendo  $q_{tv}$ ,

$$q_{tv} = S_{c1} i_{c1} c'_1 N_{c1} + S_{q1} i_{q1} \gamma_1 D_c N_{q1} + 0,5 S_{\gamma 1} i_{\gamma 1} B \gamma_1 N_{\gamma 1}$$

$$q_{tv} = 1,87 * 1 * 200,03 * 79,77 + 1,85 * 1 * 17,5 * 0 * 69,23 + 0,5 * 0,6 * 1 * 0,3 * 17,5 * 120,14 = 30027,67 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$q_{uv} < q_{tv} \rightarrow \text{ok}$$

$$Q_r = q_{uv} * \text{Área da placa} = 716,39 * 0,0706 = 50,57 \text{ [kN]}$$