

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Análise do Comportamento de Fundações Superficiais
Submetidas a Carregamentos Excêntricos em um Solo Residual**

Maria Mariana de Sousa Rocha

Porto Alegre
2021

MARIA MARIANA DE SOUSA ROCHA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS
EXCÊNTRICOS EM UM SOLO RESIDUAL**

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
2021

MARIA MARIANA DE SOUSA ROCHA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS
EXCÊNTRICOS EM UM SOLO RESIDUAL**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, com ênfase em 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, 25 de junho de 2021

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Orientador

Prof. Francisco Dalla Rosa
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. César Alberto Ruver (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

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

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Eclesielter Batista Moreira (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha mãe, Vanda, e minha avó,
Edite (*in memoriam*), com todo amor e gratidão, por serem
o meu maior exemplo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por ter me fornecido o necessário para atingir meus objetivos e sempre colocar pessoas maravilhosas na minha vida.

Agradeço a minha mãe, Vanda, por nunca medir esforços para que eu atingisse os meus sonhos, sempre me apoiando em todas as etapas e lutando para que a minha vida fosse a melhor possível. Sem você eu não seria nada do que eu sou hoje. Muito obrigada por tudo, principalmente por ser o meu maior exemplo de amor, força e dedicação. Meu amor por você é incondicional.

Agradeço a minha avó Maria Edite (*in memoriam*), por ter me criado e me ensinado os princípios necessários para ser a mulher que sou hoje. Meu amor e gratidão por você serão eternos. Muitas saudades.

Agradeço ao meu namorado Daniel, meu companheiro de vida e de mestrado, por todo apoio, paciência e companheirismo. Você faz os meus dias difíceis, mais leves, e os dias bons, maravilhosos. Muito obrigada por estar sempre ao meu lado e por me fazer tão feliz. O seu apoio foi fundamental para que eu chegasse até aqui e por isso serei eternamente grata.

Agradeço ao meu irmão, Felipe, por sempre me incentivar a seguir os meus sonhos, me apoiar e me proteger. Agradeço também a minha cunhada Karollyne, por ser uma querida amiga e cuidar tão bem das pessoas que eu mais amo.

Agradeço minha família, em especial as minhas primas, Camila e Tamyres, por serem irmãs para mim, sempre acreditando no meu potencial e por não me deixarem esquecer da minha força.

Agradeço ao Prof. Nilo Consoli, por todo apoio e incentivo ao longo do mestrado e especialmente, durante a realização deste trabalho. Muito obrigada por ser tão compreensivo com as dificuldades e desafios enfrentados durante esse período e por estar sempre disponível e disposto a debater ideias.

Agradeço ao meu coorientador, Prof. Francisco Dalla Rosa, pela oportunidade de realizar este trabalho e por todo o auxílio com os ensaios de laboratório e de campo. Obrigada pela confiança, compreensão e paciência ao longo desta pesquisa.

Agradeço aos demais professores do PPGEC, em especial ao Prof. Lucas Festugato e Prof. César Ruver, por todos os ensinamentos compartilhados, que contribuíram tanto para minha formação profissional como pessoal.

Agradeço ao meu amigo e parceiro de mestrado, Fernando Fante, por toda ajuda, companheirismo e incentivo ao longo desta pesquisa, por estar sempre disponível e disposto a ajudar, por ter escutado todos os meus desabafos e ter dividido comigo as dificuldades durante esse período. Sua bondade é uma inspiração, muito obrigada por tudo.

Agradeço a minha amiga Helena Leon, por ter me apoiado no momento mais difícil da minha vida e por ter me auxiliado na execução dos meus ensaios de laboratório e de campo. Muito obrigada pelas conversas e por todo incentivo.

Agradeço aos meus colegas de mestrado, em especial Camila Martinatto, Débora Mesavilla e Marina Secco, por terem passado por essa experiência comigo de forma divertida e leve, sempre tornando meus dias melhores.

Agradeço aos meus amigos, em especial, Laís, Livio, Carol, Adriano, Eduardo e Luisa por serem a minha família em Porto Alegre, por todo companheirismo, amizade e apoio, e por fazerem os meus dias mais leves e felizes, foi maravilhoso ter vocês ao meu lado.

Agradeço aos meus amigos de Fortaleza, em especial Samuel, Nicole, Vanessa, Thayane, Felipe, Iago, Ana, Victor, Amanda, Alexandre e Beatriz por mesmo longe se fazerem presentes, por todo apoio e incentivo.

Agradeço ao Prof. Felipe Schaedler, pelo auxílio no desenvolvimento das placas de aço utilizadas neste trabalho e ao Prof. Pedro Piettro, por todo apoio ao longo da execução dessa pesquisa.

Agradeço ao Professor Luizmar e a empresa Multisolos Estaqueamento e Sondagem, pela disposição dos seus equipamentos na execução das sondagens à percussão.

Agradeço a CAPES pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação aos estudos para alcançar os meus objetivos ao longo deste mestrado.

O que sabemos é uma gota, o que ignoramos é um oceano.

Isaac Newton

RESUMO

ROCHA, M.M.S. **Análise do Comportamento de Fundações Superficiais Submetidas a Carregamentos Excêntricos em um Solo Residual**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A fundação superficial é um assunto amplamente abordado, contudo, uma particularidade ocorrente nesse tipo de estrutura é pouco analisada: o carregamento excêntrico. Essa condição está atrelada a paredes de contenção, pilares próximos ao limite de terrenos e em estruturas esbeltas, principalmente quando encontradas em áreas sísmicas ou sob condições extremas de vento. A excentricidade no carregamento tem como principal efeito a redução significativa da capacidade de carga do sistema solo-fundação. Ao longo dos anos algumas pesquisas foram desenvolvidas a fim de estimar a sua influência, ainda assim, grande parte da literatura, estuda essas condições em solos friccionais ou coesivos, contribuindo para uma escassez na análise de sua ocorrência em solos que apresentam ambas as características, como os solos residuais. Esse tipo de solo, não abrangido pela geotecnia clássica, é caracterizado pela permanência dos elementos fragmentados no seu local de formação e tem como um dos seus principais atributos uma estrutura constituída por partículas levemente cimentadas. Neste contexto, devido a carência de estudos envolvendo os tópicos supracitados, esta pesquisa tem como objetivo a análise experimental de fundações superficiais submetidas a carregamentos excêntricos assentes em solos residuais. Para isso, executou-se em campo ensaios de provas de carga com aplicações de carregamentos excêntricos, nos quais foram analisadas três variáveis: nível de excentricidade ($e/B = 1/6$ e $1/3$), efeito de forma (circular e quadrada) e efeito de dupla excentricidade (simples e dupla). Os resultados demonstraram uma redução da resistência do solo com o aumento da excentricidade do carregamento. Também se constatou um melhor desempenho geotécnico para fundações quadradas, quando carregadas de forma centralizada e excêntrica. Além disso, observou-se que para excentricidades de carregamento iguais ou superiores a $1/6$, a fundação é submetida a tração, o que leva a quebra do contato entre parte da fundação e o solo residual. Por fim, notou-se que os métodos convencionais de estimativa de capacidade de carga e área efetiva não apresentam valores representativos para esse tipo de condição, tendo em vista seus resultados conservadores.

Palavras-chave: *carregamentos excêntricos; solos residuais; fundações superficiais.*

ABSTRACT

ROCHA, M.M.S. **Análise do Comportamento de Fundações Superficiais Submetidas a Carregamentos Excêntricos em um Solo Residual**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Shallow foundation is a subject widely discussed, however, a particularity that occurs in this type of structure is little analyzed: the eccentric loading. This condition is linked to retaining walls, pillars close to the land boundary and slender structures, especially when found in seismic areas or under extreme wind conditions. The main effect of eccentricity in loading is a significantly reduction of the bearing capacity of the soil-foundation system. Over the years, some researches have been developed in order to estimate their influence, even so, much of the literature studies these conditions in frictional or cohesive soils, contributing to a scarcity in the analysis of their occurrence in soils that present both characteristics, such as residual soils. This type of soil, not covered by classical geotechnics, is characterized by the permanence of fragmented elements in its formation site and one of its main attributes is a structure consisting of lightly cemented particles. In this context, due to the lack of studies involving the topics, this research aims at the experimental analysis of shallow foundations submitted to eccentric loads based on residual soils. For that, load tests were performed in the field with eccentric loading applications, in which three variables were analyzed: eccentricity level ($e/B = 1/6$ and $1/3$), shape effect (circular and square) and double eccentricity effect (single and double). The results showed a reduction in soil strength with increasing load eccentricity. It was also found a better geotechnical performance for square foundations, when loaded in a centralized and eccentric way. Furthermore, it was observed that for loading eccentricities equal to or greater than $1/6$, the foundation is subjected to tension, which leads to a break in the contact between part of the foundation and the residual soil. Finally, it was noted that the conventional methods of estimating load capacity and effective area do not present representative values for this type of condition, in view of their conservative results.

Key-words: *eccentric loads; residual soils; shallow foundations.*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	11
1.2 OBJETIVOS.....	12
1.2.1 Objetivo Geral	12
1.2.2 Objetivos Específicos	12
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 SOLOS RESIDUAIS	15
2.1.1 Comportamento do solo residual	16
2.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	19
2.2.1 Mecanismos de ruptura	20
2.2.2 Capacidade de carga de fundações superficiais	22
2.2.2.1. Teoria de Terzaghi (1943)	23
2.2.2.2. Equação geral de Meyerhof (1963)	24
2.2.2.3. Equação generalizada de Hansen (1970).....	25
2.3 CARREGAMENTOS EXCÊNTRICOS.....	25
2.3.1 Distribuição de tensão	27
2.3.1.1 Excentricidade simples	27
2.3.1.2 Dupla excentricidade	29
2.3.2 Capacidade de carga para carregamentos excêntricos	31
2.3.3 Modos de ruptura	34
2.3.4 Fundações quadradas.....	36
2.3.5 Fundações circulares	38
2.3.6 Dupla excentricidade.....	40
2.4 PROVA DE CARGA EM PLACA.....	45
2.4.1 Orientações para o ensaio.....	46
2.4.2 Considerações na interpretação dos resultados	47

2.4.2.1. Normalizações	47
2.4.2.2. Efeito de tamanho e forma.....	48
3 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL	50
3.1 LOCALIZAÇÃO	50
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA REGIÃO	52
3.3 ENSAIOS DE CAMPO	53
3.3.1 Sondagem à percussão (<i>Standard Penetration Test – SPT</i>)	53
3.3.2 Ensaio de cone (<i>Cone Penetration Test – CPT</i>)	54
3.3.3 Ensaio dilatométrico (<i>Flat Dilatometer – DMT</i>).....	55
3.4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	56
3.4.1 Análise Granulométrica	57
3.4.2 Limites de Consistência	57
3.4.3 Índices Físicos	58
3.4.4 Ensaio de Compressão Confinada	59
3.4.5 Ensaio de Compressão Simples.....	60
3.4.6 Ensaio de Tração por Compressão Diametral	60
3.4.7 Ensaio Triaxiais	61
3.5 SUCCÃO.....	63
3.6 ENSAIOS DE PROVA DE CARGA.....	64
4 PROGRAMA DE PESQUISA	66
4.1 PREPARAÇÃO DO SOLO PARA A CARACTERIZAÇÃO	66
4.1.1 Amostras deformadas.....	67
4.1.2 Amostras indeformadas.....	68
4.2 ENSAIOS LABORATORIAIS DE CARACTERIZAÇÃO.....	69
4.2.1 Análise granulométrica	69
4.2.2 Determinação dos Limites de Atterberg	70
4.2.3 Determinação do Teor de Umidade	70
4.2.4 Determinação da Massa Específica dos Grãos	70
4.3 ENSAIOS DE SONDAGEM À PERCUSSÃO (SPT)	71

4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS	72
4.4.1 Equipamentos	73
4.4.2 Procedimento de ensaio.....	76
4.5 MEDIÇÃO SUCCÃO MATRICIAL.....	79
4.6 ETAPA DE CAMPO	82
4.6.1 Equipamento do ensaio	83
4.6.1.1 Sistema de reação	84
4.6.1.2 Sistema de transmissão de carga	85
4.6.1.3 Sistema de medição e aquisição de dados	92
4.6.2 Procedimento do ensaio	95
4.6.3 Ensaio de campo auxiliares	99
4.6.3.1 Teor de Umidade	99
4.6.3.2 Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (DCP).....	100
5 RESULTADOS DA PESQUISA.....	102
5.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	102
5.1.1 Granulometria.....	102
5.1.2 Limites de Atterberg.....	103
5.1.3 Índices físicos	104
5.2 SONDAGEM À PERCUSSÃO (SPT)	105
5.3 ENSAIOS TRIAXIAIS	108
5.4 SUCCÃO MATRICIAL	114
5.5 PROVAS DE CARGA EM PLACA	117
5.5.1 Caracterização complementar	118
5.5.2 Ensaio centralizados	120
5.5.3 Ensaio com carregamento excêntricos na placa circular.....	124
5.5.4 Ensaio com carregamentos excêntricos simples na placa quadrada	128
5.5.5 Ensaio na placa quadrada com carregamentos com dupla excentricidade	131
5.5.6 Comparativo dos ensaios.....	134
5.5.7 Inclinação da placa.....	136
5.5.8 Área efetiva	144

5.5.9 Distribuição de tensão	148
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	150
6.1. CONCLUSÕES.....	150
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	153

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Comportamento do solo residual de Cachoeirinha -RS (Adaptado de ROHLFES JÚNIOR, 1996).....	17
Figura 2.2: Tipos de curvas características (Adaptado de FEUERHARMEL; GEHLING; BICA; 2006)	18
Figura 2.3: Tipos de mecanismos de ruptura: (a) Ruptura generalizada (b) Ruptura localizada (c) Ruptura por puncionamento (DAS, 2011, adaptado de VESIC, 1963).....	22
Figura 2.4: Capacidade de carga do solo para uma fundação corrida (DAS, 2011)	23
Figura 2.5: Fundações excentricamente carregadas (DAS, 2011).....	26
Figura 2.6: Dimensionamento de fundações submetidas a carregamentos excêntricos (SALGADO, 2008).....	27
Figura 2.7: Distribuição de tensão para carregamentos excêntricos (Adaptado de CODUTO, 2001 e DAS, 2011)	29
Figura 2.8: Distribuição de tensão para fundações submetidas a dupla excentricidade (Adaptado de SALGADO, 2008 e CODUTO, 2001).....	30
Figura 2.9: <i>Kern</i> de fundações com dupla excentricidade (Adaptado de CODUTO, 2001 e SALGADO, 2008).....	31
Figura 2.10: Área efetiva (DAS, 2011, adaptado de MEYERHOF, 1953).....	32
Figura 2.11: Comportamento de sapatas corridas carregadas (a) centralmente; e (b) excentricamente (CURE et al., 2014)	34
Figura 2.12: Mecanismo de ruptura para fundações carregadas de forma concêntrica e excêntrica sob areia (a) $e=0,1$; (b) $0,2$ (TANG; PHOON; TOH, 2015)	35
Figura 2.13: Formato deformado do solo quando uma fundação circular é submetida a um carregamento excêntrico (TAIEBAT; CARTER, 2002).	35
Figura 2.14: Tipos de superfície de ruptura para carregamentos excêntricos (KITAZUME, 1984).....	36
Figura 2.15: Curvas carga-recalque para fundações carregadas excentricamente e com $Df=0,5$ (SAHOO, 2013).....	37
Figura 2.16: Dimensões efetivas de uma fundação circular carregada excentricamente (Adaptado de TAIEBAT; CARTER, 2002)	38
Figura 2.17: Área efetiva para fundações circulares (Adaptado de DAS, 2011)	39
Figura 2.18: <i>Kern</i> das fundações quadradas e circulares (Adaptado de BADAQSHAN; NOORZAD, 2017).....	40

Figura 2.19: Dupla excentricidade.....	40
Figura 2.20: Área efetiva para o Caso 1 ($eL/L \geq 16$ e $eB/B \geq 16$) (DAS, 2011)	41
Figura 2.21: Área efetiva para o Caso II ($eL/L < 0,5$ e $0 < eB/B < 16$) (DAS, 2011)	42
Figura 2.22: Gráfico para determinar $L1$ e $L2$ (Caso II) (DAS, 2011).....	42
Figura 2.23: Área efetiva para o Caso III ($eLL < 16$ e $0 < eBB < 0,5$) (DAS, 2011).....	43
Figura 2.24: Gráfico para determinação de $B1$ e $B2$ (Caso III) (DAS, 2011)	43
Figura 2.25: Área efetiva para o Caso IV ($eLL < 16$ e $eBB < 16$) (DAS, 2011).....	44
Figura 2.26: Gráfico para determinação de $B2$ e $L2$ (Caso IV) (DAS, 2011).....	44
Figura 2.27: Possíveis localizações do ensaio de placa (VELLOSO; LOPES, 2010)	45
Figura 2.28: Modos de carregamento: (a) deformação controlada; (b) carga controlada com incremento mantido; (c) cara cíclica controlada (VELLOSO; LOPES, 2010).....	46
Figura 2.29: Tipos de sistemas de reação (RUVÉR, 2005).....	46
Figura 3.1: Mapa do Rio Grande do Sul e localização do município de Passo Fundo (IBGE, 2020)	50
Figura 3.2: Localização do campo experimental da Universidade de Passo Fundo (GOOGLE EARTH, 2020).....	51
Figura 3.3: Corte sem escala do campo experimental	51
Figura 3.4: Mapa de classificação dos solos do Rio Grande do Sul (EMATER/DIT – UFRGS/DEP. SOLOS, 2005)	52
Figura 3.5: Relatórios dos SPT (a) Com lavagem (b) Sem lavagem (CORDEIRO, 2019 adaptado de LOPES JR.; THOMÉ, 2005)	53
Figura 3.6: Relatório de Sondagem CPT (CORDEIRO, 2019 adaptado de FARO, 2014).....	54
Figura 3.7: Relatório de Sondagem DMT (CORDEIRO, 2019).....	55
Figura 3.8: Curva granulométrica – (a) RUVÉR (2011); e (b) CARRETTA (2018).....	57
Figura 3.9: Resultado de compressão confinada (a) escala natural; (b) escala logarítmica (CARRETTA, 2018).....	59
Figura 3.10: Resultado de resistência à compressão simples instrumentada (CARRETTA, 2018)	60
Figura 3.11: Resultados dos ensaios triaxiais CD (a) tensão desvio x deformação axial; (b) deformação volumétrica x deformação axial; (c) tensão desvio x tensão efetiva média; (d) módulo de elasticidade secante x deformação axial (RUVÉR, 2011, adaptado de DONATO, 2005)	61

Figura 3.12: Resultados de ensaios triaxiais drenados consolidados (a) tensão desvio x deformação axial; (b) tensão desvio x tensão efetiva média; (c) deformação volumétrica x deformação axial (CARRETTA, 2018)	62
Figura 3.13: Curva característica de sucção matricial do solo residual.....	63
Figura 3.14: Resultados carga-recalque dos ensaios de placa (DALLA ROSA, THOMÉ, 2004; CONSOLI et al., 2020).....	64
Figura 3.15: Resultado de prova de carga em sapata isolada de concreto (SASSO, 2020)	65
Figura 4.1: Coleta de amostras indeformadas	67
Figura 4.2: (a) Secagem do solo (b) Solo armazenado para preparação prévia aos ensaios	67
Figura 4.3: Bloco indeformado (a) a ser extraído do terreno (b) acondicionado com plástico <i>insulfilm</i>	68
Figura 4.4: Moldagem dos corpos de prova indeformados	69
Figura 4.5: (a) Sedimentação (b) Peneiramento fino.....	69
Figura 4.6: (a) Ensaio de limite de plasticidade (b) Ensaio de limite de liquidez	70
Figura 4.7. Execução do ensaio de massa específica dos grãos	71
Figura 4.8: Execução do ensaio de sondagem à percussão	72
Figura 4.9: Locação do ensaio SPT	72
Figura 4.10: Equipamento para ensaio triaxial.....	73
Figura 4.11: Equipamento triaxial Bishop-Wesley (a) Câmara e pedestal (b) Câmara com pistão aparente (c) Célula de carga (d) Válvulas de contrapressão do topo e tensão confinante (e) Válvulas de contrapressão da base (f) Linhas de drenagem interna.....	74
Figura 4.12: Conjunto equipamento triaxial Bishop-Wesley (a) Interface ar-água (b) Medidor volumétrico (c) Painel de controle.....	75
Figura 4.13: Montagem do ensaio triaxial (a) Saturação das linhas (b) Posicionamento do CP (c) Membrana (d) Colocação da membrana (e) Molde de auxílio (f) Colocação dos elementos superiores (g) Vedação com <i>o-rings</i> (h) Colagem dos transdutores de deslocamentos (i) Fechamento da câmara (j) Concavidade do top-cap (k) Preenchimento da câmara com água	77
Figura 4.14: Saturação por percolação de água.....	78
Figura 4.15: Ensaio de sucção (a) Medição dos CPS para determinação dos índices físicos; (b) Preparação dos CPs; (c) Posicionamento do papel filtro; (d) Vedação da amostra com papel <i>sulfilm</i> ; (e) Vedação com saco hermético; (f) Isolamento do sistema dentro do isopor; (g) Colocação do papel filtro na cápsula para pesagem; (h) Pesagem dos materiais; (i) Secagem do papel filtro na estufa	81

Figura 4.16: Sistema de reação.....	84
Figura 4.17: Cilindro hidráulico e bomba manual.....	85
Figura 4.18: Célula de carga.....	85
Figura 4.19: Placa circular de aço – 90 cm de diâmetro.....	86
Figura 4.20: Detalhamento da placa circular em planta (Cotas em mm)	87
Figura 4.21: Detalhamento da placa circular em corte (Cotas em mm)	87
Figura 4.22: Placa de aço quadrada	88
Figura 4.23: Sistema para aplicação de carregamentos excêntricos (NASR; AZZAM, 2017)	88
Figura 4.24: Detalhamento da placa de aço quadrada em planta (Cotas em mm)	89
Figura 4.25: Corte AC – Placa Quadrada (Cotas em mm)	89
Figura 4.26: Corte AD – Placa quadrada (Cotas em mm).....	89
Figura 4.27: Projeto da rótula para aplicação das cargas axiais	90
Figura 4.28: Peça auxiliar para a placa circular.....	91
Figura 4.29: Peça auxiliar e placa circular - Corte FF.....	91
Figura 4.30: Peça auxiliar e placa circular (a) Corte GG; (b) Corte HH.....	92
Figura 4.31: Medidores de deslocamento.....	92
Figura 4.32: Posicionamento dos medidores de deslocamentos das placas circulares (Ensaio PC90-1/6).....	93
Figura 4.33: Posicionamento dos medidores de deslocamentos das placas quadradas (Ensaio PQ80-1/6-S).....	94
Figura 4.34: Posicionamento dos medidores de deslocamentos para análise de dupla excentricidade (Ensaio PQ80-1/6-D).....	94
Figura 4.35: Caixa de aquisição de dados	95
Figura 4.36: Regularização do campo experimental	95
Figura 4.37: Locação dos ensaios.....	96
Figura 4.38: Preparação do local de ensaio	97
Figura 4.39: Montagem do sistema de transmissão de carga e medição e aquisição de dados	98
Figura 4.40: (a) Coleta das amostras (b) Separação do material para determinação da umidade	99

Figura 4.41: Esquema do penetrômetro dinâmico de cone (BENEVIDES, 2012).....	100
Figura 4.42: Execução do ensaio DCP	101
Figura 5.1: Curva granulométrica do solo residual do Campo Experimental de Passo Fundo	103
Figura 5.2: Relatório de sondagem à percussão	106
Figura 5.3: Variação do teor de umidade ao longo do perfil	107
Figura 5.4: Amostras coletadas do SPT.....	108
Figura 5.5: Amostras deformadas após os ensaios triaxiais	109
Figura 5.6: Comportamento tensão-deformação e deformação axial – deformação volumétrica para os ensaios triaxiais	110
Figura 5.7: Trajetórias de tensões envoltória de ruptura	112
Figura 5.8: Comportamento tensão-deformação normalizado	112
Figura 5.9: Comparativo entre o comportamento tensão-deformação e deformações volumétricas obtido e o de Carreta (2018).....	113
Figura 5.10: Curva característica do solo residual em função do teor de umidade.....	115
Figura 5.11: Curva característica com formato em sela (FEUERHARMEL, 2003).....	116
Figura 5.12: Comparação entre as curvas características presentes na literatura.....	117
Figura 5.13: Teor de umidade ao longo da profundidade das provas de carga	118
Figura 5.14: Curva golpes x deslocamentos do ensaio DCP.....	119
Figura 5.15: Comportamento carga-recalque dos ensaios centralizados.....	120
Figura 5.16: Registros após a execução do ensaio PC90-0	121
Figura 5.17: Registros após a execução do ensaio PQ80-0.....	121
Figura 5.18: Aplicabilidade dos métodos de extrapolação.....	122
Figura 5.19: Comparativo dos ensaios centralizados extrapolados com os resultados de Moreira (2020).....	123
Figura 5.20: Comparativo entre o critério de ruptura e as estimativas de capacidade de carga dos ensaios centralizados	124
Figura 5.21: Comportamento carga-recalque para os ensaios circulares	125
Figura 5.22: Comparativo entre o critério de ruptura e as estimativas de capacidade de carga dos ensaios excêntricos em placas circulares	126

Figura 5.23: Registros – Ensaio PC90-1/6	127
Figura 5.24: Registros – Ensaio PC90-1/3	127
Figura 5.25: Comportamento carga-recalque para os ensaios na placa quadrada.....	128
Figura 5.26: Comparativo entre o critério de ruptura e as estimativas de capacidade de carga dos ensaios excêntricos em placas quadradas.....	129
Figura 5.27: Registros – Ensaio PQ80-1/6-S	130
Figura 5.28: Registros – Ensaio PQ80-1/3-S	130
Figura 5.29: Comportamento carga-recalque para os ensaios na placa quadrada carregados com dupla excentricidade	131
Figura 5.30: Comparativo entre o critério de ruptura e as estimativas de capacidade de carga dos ensaios com dupla excentricidade em placas quadradas.....	132
Figura 5.31: Registros – Ensaio PQ80-1/6-D.....	133
Figura 5.32: Registros – Ensaio PQ80-1/3-D.....	133
Figura 5.33: Comportamento carga-recalque das provas de carga.....	134
Figura 5.34: Influência da excentricidade do carregamento na carga de ruptura do sistema solo-fundação.....	134
Figura 5.35: Aplicabilidade dos fatores de redução de Meyerhof (1953) e de Sahoo (2013) em fundações carregadas excentricamente sobre solos residuais.....	136
Figura 5.36: Corte esquemático da placa circular	137
Figura 5.37: Corte esquemático da placa quadrada.....	137
Figura 5.38: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PC90-0	138
Figura 5.39: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-0	138
Figura 5.40: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PC90-1/6 ...	139
Figura 5.41: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PC90-1/3 ...	139
Figura 5.42: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-1/6-S	140
Figura 5.43: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-1/3-S	140
Figura 5.44: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-1/6-D	141
Figura 5.45: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-1/3-D	141

Figura 5.46: Visualização tridimensional – Ensaio PQ80-1/6-D	142
Figura 5.47: Visualização tridimensional – Ensaio PQ80-1/3-D	142
Figura 5.48: Variação da inclinação com o acréscimo de cargas	144
Figura 5.49: Área efetiva – Ensaios PC90-1/6 e PC90-1/3	146
Figura 5.50: Área efetiva – Ensaios PQ80-1/6-S e PQ80-1/3-S.....	146
Figura 5.51: Área efetiva – Ensaios PQ80-1/6-D e PQ80-1/3-D	146
Figura 5.52: Comparativo das áreas efetivas.....	147
Figura 5.53: Comparação de tensões experimentais e teóricas	149

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Variação de $A'/R2$ e B'/R com eR/R para fundações circulares.....	39
(Fonte: Das, 2011).....	39
Tabela 3.1: Distribuição granulométrica	57
Tabela 3.2. Limites de consistência.....	58
Tabela 3.3: Parâmetros de resistência obtidos de ensaios triaxiais CD.....	62
Tabela 4.1: Resumo dos ensaios experimentais	83
Tabela 5.1: Distribuição granulométrica do solo residual.....	103
Tabela 5.2: Limites de Atterberg.....	103
Tabela 5.3: Índices físicos das amostras indeformadas.....	104
Tabela 5.4: Índices físicos obtidos neste estudo em comparativo a literatura.....	105
Tabela 5.5: Comparativo entre os parâmetros de resistência	114
Tabela 5.6: Índices físicos iniciais dos CP e trajetória de umedecimento ou secagem.....	115
Tabela 5.7: Carga de ruptura dos ensaios circulares determinados pelo critério de recalque absoluto.....	125
Tabela 5.8: Carga de ruptura dos ensaios quadrados com carregamentos de excentricidade simples determinados pelo critério de recalque absoluto	129
Tabela 5.9: Carga de ruptura dos ensaios quadrados de carregamentos com excentricidade dupla determinados pelo critério de recalque absoluto.....	132
Tabela 5.10: Inclinação das placas ao longo dos ensaios	143
Tabela 5.11: Área efetiva ao longo dos ensaios (m^2)	145
Tabela 5.12: Comparativo dos valores de área efetiva com os métodos analíticos.....	148

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Um projeto de fundações superficiais necessita satisfazer dois principais critérios para que seu dimensionamento seja satisfatório. O primeiro é referente a capacidade de carga do solo, determinado com o intuito de evitar a sua ruptura, sendo estimado através de métodos analíticos, numéricos e experimentais, amplamente analisados na literatura. O segundo refere-se aos recalques, que são previstos de modo a não ultrapassar um limite tolerável, evitando assim problemas de funcionalidade na edificação. Sendo normalmente, calculado por métodos empíricos e com base na teoria da elasticidade.

Mesmo com os extensos estudos baseados em fundações superficiais, uma peculiaridade ocorrente é pouco analisada: o carregamento excêntrico. Essa singularidade pode ser observada em paredes de contenção, colunas, galpões, pilares, principalmente os que estão próximos ao limite do terreno, e em estruturas esbeltas em áreas sísmicas ou sob condições extremas de vento. Quando existente, a excentricidade reduz significativamente a capacidade de carga da fundação superficial, além de afetar sua estabilidade através da inclinação do elemento estrutural.

Desde a teoria de Terzaghi (1943) para estimar a capacidade de carga do solo, alguns estudos foram executados para verificar o efeito da excentricidade nesse parâmetro, sendo o mais notável o método de área efetiva de Meyerhof (1953). Ainda assim, grande parte da literatura que aborda esse tema têm como base considerações empíricas e analisam essas condições em solos friccionais ou coesivos, contribuindo para uma escassez na análise da ocorrência de carregamentos excêntricos em solos que apresentam ambas as características, como os solos residuais.

Solos residuais são provenientes da degradação química e física de maciços rochosos e são caracterizados pela permanência dos elementos fragmentados no local de formação. Desse modo, seu perfil geológico, que em regiões tropicais é bastante espesso, apresenta uma transição

gradual da granulometria nas camadas. Além disso, devido ao seu processo de formação, o solo residual conserva parte das características da rocha que o gerou, tendo como um dos seus principais atributos uma estrutura constituída por partículas levemente cimentadas e um elevado índice de vazios.

O estudo deste tipo de solo torna-se complexo por apresentar um comportamento coesivo-friccional, não abrangido pela geotecnia clássica. Portanto, modelos constitutivos tradicionais, usados comumente no desenvolvimento de projetos, não oferecem uma aproximação adequada para descrevê-lo. Diante disso, até em projetos geotécnicos, como de fundações superficiais, cujos conceitos já estão incorporados no âmbito técnico e acadêmico, surgem indagações quanto ao comportamento desse solo.

Neste contexto, após diversas adaptações serem feitas para as peculiaridades envolvidas no dimensionamento de fundações superficiais, este estudo tem como justificativa a carência de pesquisas experimentais que analisem o seu comportamento quando posicionadas em solos residuais e submetidas a carregamentos excêntricos.

1.2 OBJETIVOS

Esse tópico é constituído por um objetivo geral, que expõe o conceito central desta pesquisa, e os objetivos específicos fundamentais para a sua elaboração e desenvolvimento.

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é analisar o comportamento mecânico de fundações superficiais submetidas a carregamentos verticais excêntricos, quando assentes em um solo residual, de caráter coesivo-friccional.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para cumprir com o objetivo geral deste trabalho foram determinados os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar a influência da excentricidade no carregamento no comportamento carga-recalque e no valor de carga de ruptura nas fundações sobre solo residual;

- Verificar o efeito de forma, diferentes níveis e tipos de excentricidade no comportamento mecânico das fundações;
- Analisar a influência das três variáveis na estabilidade das fundações superficiais através da verificação dos níveis de inclinação aos quais as placas são submetidas ao longo dos ensaios;
- Definir o mecanismo de ruptura de fundações superficiais carregadas de forma excêntrica assentes em solos residuais;
- Avaliar a aplicabilidade dos métodos convencionais de estimativa de carga de ruptura e a utilização de fatores redução para as fundações carregadas excêntrica com as características supracitadas.
- Comparar as estimativas de área efetiva e distribuição de tensão com os resultados obtidos experimentalmente;

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está organizado em seis capítulos, sendo eles:

- Capítulo 1: Introduce uma visão geral do assunto analisado, abordando inicialmente a relevância e justificativa da pesquisa, e posteriormente os objetivos a serem atingidos, assim como a organização do trabalho.
- Capítulo 2: Expõe a revisão bibliográfica referente aos principais tópicos associados ao tema principal do trabalho, necessários para a sua compreensão e desenvolvimento. Nesse capítulo são abordadas as principais informações acerca de carregamentos excêntricos em fundações superficiais e solos residuais.
- Capítulo 3: Apresenta uma caracterização do campo experimental, cujos ensaios deste trabalho são realizados. Sendo assim, neste capítulo está incluso sua localização e os resultados de uma investigação geotécnica, que tem como base ensaios de campo e de laboratório feitos em outras pesquisas com o intuito de qualificar o solo residual da região.

- Capítulo 4: O programa de pesquisa é retratado, expondo informações sobre as fases de: planejamento, dimensionamento dos equipamentos utilizados, execução dos ensaios para a caracterização do solo e realização das provas de carga.
- Capítulo 5: Apresenta os resultados obtidos a partir dos ensaios executados e sua comparação com métodos analíticos, além de sua respectiva discussão.
- Capítulo 6: Exibe as conclusões atingidas com as análises do comportamento do solo residual submetido as condições estudadas neste trabalho. Além disso, o capítulo expõe sugestões para a realização de trabalhos futuros, a fim de complementar esta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados alguns conceitos teóricos a respeito do comportamento de um solo residual, noções sobre fundações superficiais e capacidade de carga, além de estudos sobre o efeito da excentricidade dos carregamentos em sapatas e formulações existentes para prever o impacto causado por este. Ademais, pode ser observado um resumo sobre o ensaio de placa, no qual se baseia o estudo experimental deste trabalho.

2.1 SOLOS RESIDUAIS

“Os solos residuais são formados quando a velocidade de desgaste e desintegração da rocha é maior do que a velocidade de transporte das partículas degradadas, por água, gravidade ou vento, resultando assim, na permanência do solo no local em que foi gerado” (HUAT, TOLL, PRASAD, 2013). Blight (2012) apresentou uma definição semelhante em que o qualifica como um material formado *in situ* pela degradação da rocha-mãe, no qual o solo produzido não foi transportado para nenhuma distância considerável.

De acordo com Singh e Huat (2013), os solos residuais apresentam particularidades que são universais nesse tipo de perfil. Sendo as principais, a espessura da camada e sua composição. Os solos residuais formam uma camada de espessura significativa, que varia de acordo com a eficiência e persistência do processo de formação do solo na ausência de sua remoção por erosão. Como afirmado por Consoli, Schnaid e Milititsky (1998), no sul do Brasil, cuja base para maioria dos solos residuais é predominantemente o basalto, sua espessura pode atingir até 20 metros de profundidade. No entanto, são mais comuns valores entre 3 e 10 metros. No que se refere a composição, inicialmente é definida pelo tipo de rocha-mãe da qual o solo é formado. Contudo, ao longo do tempo, com a degradação química, lixiviação e alterações, as características provindas na rocha-mãe se tornam mais escassas e difíceis de serem observadas.

Segundo os autores supracitados, os solos residuais cobrem áreas extensivas localizadas em regiões tropicais e subtropicais, principalmente sob condições quentes e úmidas. Dias (1987) explica que a ocorrência desses solos é propícia nessas regiões pois essas favorecem processos intensos de hidrólise, visto que temperaturas elevadas e fortes precipitações provocam a decomposição dos minerais a grandes profundidades.

2.1.1 Comportamento do solo residual

As características dos solos residuais são diretamente afetadas pelos processos de desgastes ocorridos neste, visto que geralmente reduzem a sua densidade e aumentam a sua porosidade. Além disso, na sua constituição, a cristalização associada com a formação de minerais brutos gera a cimentação dos solos residuais e a formação de uma ligação entre suas partículas, acarretando numa estrutura levemente cimentada. A formação dessa estrutura promove um intercepto coesivo na envoltória de ruptura, até mesmo em situações cujo solo exhibe elevada porosidade e comportamento predominantemente compressivo. Dessa maneira, essa característica contribui na rigidez e resistência dos solos residuais (BLIGHT, 1990; LEROUEIL, VAUGHAN, 1990; REIS, 2004).

Sendo assim, o comportamento do solo residual depende de dois fatores: a natureza das partículas do solo (composição) e o estado particular do solo não perturbado (estrutura), como a ligação entre as partículas ou cimentação. Essa estrutura, tem efeito dominante no comportamento mecânico do solo, sendo responsável por sua resistência nas aplicações de carregamento tradicionais de engenharia, as quais envolvem baixos níveis de tensão. No entanto, é válido ressaltar que essa cimentação pode ser destruída progressivamente durante a deformação plástica do solo, além de ser praticamente irreversível. (WESLEY, 1990; SCHNAID, 2009).

O comportamento do solo residual, foi estudado por Rohlfes Júnior (1996) através da execução de ensaios triaxiais submetidos a diferentes tensões de confinamento com o solo encontrado em Cachoeirinha -RS. Com a pesquisa, o autor observou uma redução da rigidez do material com o aumento da tensão confinante, característico da quebra de cimentação previamente ao cisalhamento do solo. Além disso, notou-se um aumento da resistência desse tipo de solo, com o aumento do confinamento. Na Figura 2.1, pode-se observar um comportamento representativo desse tipo de solo em relação a tensão-desvio, deformações axiais e deformações volumétricas.

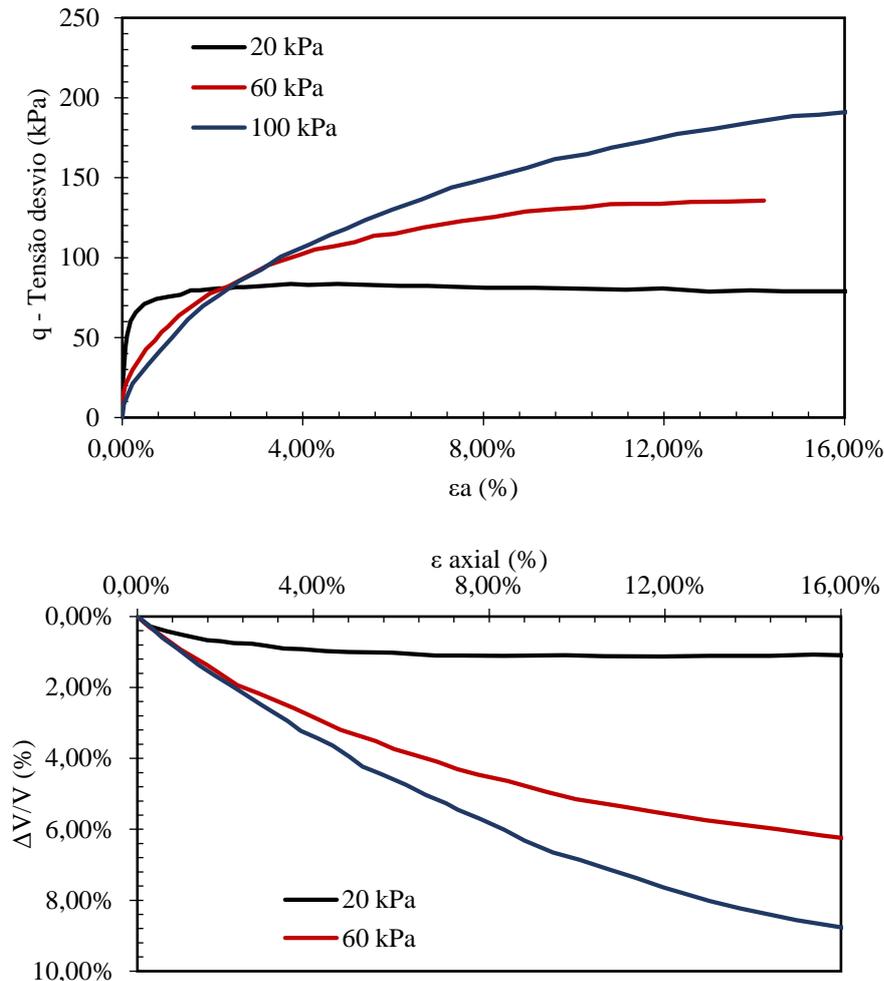


Figura 2.1: Comportamento do solo residual de Cachoeirinha -RS (Adaptado de ROHLFES JÚNIOR, 1996)

Ao analisar os aspectos que afetam na resistência dos solos residuais, observa-se que, ao contrário do que ocorre nos solos transportados, o histórico de tensões, exerce pouca influência nas propriedades dos solos residuais. Vaughan, Maccarini e Mokhtar (1988) explicam que isso ocorre devido ao intemperismo, que anula os efeitos da resistência obtida com a aplicação prévia de carregamentos no solo.

Outro fator determinante para a compreensão do comportamento dos solos residuais quando submetidos a um determinado carregamento é a sua condição de saturação. Como retratado por Huat e Toll, (2013), por serem geralmente localizados acima do nível d'água, os solos residuais são encontrados em condições não saturadas e com poro-pressões negativas, o que contribui para o comportamento não usual desses solos.

Ainda para Huat e Toll (2013), o clima tem um importante papel nas condições de saturação do solo. Isso se explica pela geração de dois fluxos de água, ascendente e descendente, ocasionados respectivamente pela evaporação e precipitação da água. A diferença entre esses dois fluxos de água determina as condições de poro-pressão do solo em um determinado local. Sendo assim, as propriedades hidráulicas, resistência ao cisalhamento e volume do solo variam em resposta as variações climáticas. Além disso, Dias (1987) confirma que os solos superficiais sofrem grande influência da variação do teor de umidade devido à alternância entre as estações climáticas.

Uma forma de analisar o comportamento não saturado do solo residual é através definição da curva característica estabelecida a partir das medidas de sucção do solo. Essa curva permite definir como a sucção afeta o solo em função da sua saturação ou teor de umidade. Na Figura 2.2 é possível observar as diferenças entre a curva característica obtida para um solo desestruturado, como os sedimentares, e para um solo que apresentam cimentação, como os residuais. A curva para esses solos difere consideravelmente da primeira por apresentarem um comportamento controlado pelos macros e microporos do solo. Dessa forma, como explicado por Feuerharmel, Gehling e Bica (2006), são observadas duas entradas de ar (AEV), juntamente com um trecho intermediário de sucção constante, que caracterizam esse comportamento.

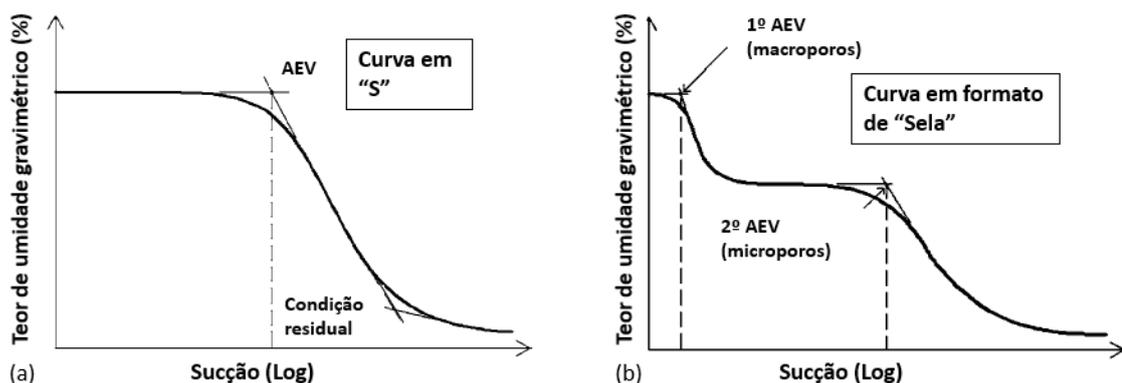


Figura 2.2: Tipos de curvas características (Adaptado de FEUERHARMEL; GEHLING; BICA; 2006)

Após ter conhecimento das principais características que envolvem os solos residuais é possível obter uma melhor compreensão de como esse material se comporta. Desse modo, Schnaid (2009) esclarece que devido a cimentação e a condição não saturada de grande parte dos depósitos de solos residuais, os parâmetros de resistência devem ser expressos em termos de ângulo de atrito e intercepto coesivo, qualificando um solo de caráter coesivo-friccional. Nesse tipo de solo, dependendo das mudanças de sucção e cimentação, os valores do intercepto coesivo podem variar bastante. No entanto, no que condiz ao ângulo de atrito, segundo Wesley (2010), os valores estão na faixa entre 25° e 35° .

Segundo Schnaid et. al (2004), existem algumas limitações que dificultam o estudo dos solos residuais. Primeiramente, o comportamento mecânico dos solos coesivos-friccionalis na maioria dos casos não é estimado fielmente pelos métodos convencionais de geotecnia, visto que, os modelos constitutivos clássicos não oferecem uma aproximação efetiva que represente sua natureza. Além disso, devido a leve cimentação existente na sua estrutura, a coleta desse material é dificultada juntamente com a sua representação laboratorial. Como consequência, o seu comportamento mecânico e suas propriedades são determinados, na maioria das vezes, diretamente por ensaios de campo. Além da condição não-saturada em que o solo se encontra e o papel da sucção, que influencia na permeabilidade e resistência do solo e deve ser considerada na sua análise.

Conclui-se, portanto que, ao se trabalhar com solos residuais, duas questões fundamentais devem ser destacadas: seu comportamento diferenciado, quando comparado aos solos sedimentares, nos quais a mecânica clássica foi baseada, e as condições não-saturadas cujo solos residuais são encontrados. A não consideração desses dois fatores levam a conclusões errôneas sobre o comportamento do solo e possíveis falhas em projetos geotécnicos.

2.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

As fundações de uma estrutura consistem em elementos de transição entre sua superestrutura e o subsolo e têm como objetivo a transferência das cargas entre esses elementos, de modo a garantir a funcionalidade e segurança da edificação. Sendo assim, seu processo de dimensionamento requer a análise das informações referentes a estrutura a ser suportada e as condições e propriedades do solo em questão (SALGADO, 2008).

As fundações superficiais, cujo comportamento é estudado neste trabalho, são elementos estruturais cuja transmissão das cargas ao subsolo é realizada pela distribuição de tensões na base da fundação. Para uma fundação ser considerada superficial é necessário que a cota de assentamento em relação a superfície do terreno não ultrapasse a profundidade referente ao dobro da menor dimensão da fundação ou a cota de 3 metros (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019). A utilização desse tipo de fundação é limitada pela resistência da camada superior do solo as cargas estruturais, visto que essas são transferidas nessas condições para pequenas profundidades do solo.

2.2.1 Mecanismos de ruptura

A transmissão de carregamentos, através da fundação para o solo, gera recalques, principalmente devido a redução dos vazios existentes na camada. Quando o carregamento atinge um valor crítico, ou seja, a capacidade de carga do solo, ocorre a ruptura do sistema solo-fundação. Essa ruptura pode apresentar diferentes formas que variam com as propriedades do solo, especialmente no que se refere a variação da compressibilidade. Os tipos de ruptura podem ser observados e classificados através das curvas carga-recalque que descrevem o comportamento do solo quando submetido a um carregamento.

Os mecanismos de ruptura podem ser divididos em três tipos: ruptura generalizada, localizada e por puncionamento. As duas primeiras classificações foram determinadas por Terzaghi (1943), enquanto a última foi implementada por Vésic (1963), como uma forma de complementar a classificação. Além disso, Vesic (1975) fez uma análise referente a esses mecanismos, estabelecendo alguns conceitos sobre eles, corroborando com alguns estudos.

Sendo assim, considerando uma camada de solo homogênea, a ruptura generalizada (Figura 2.3a) pode ser caracterizada por uma ruptura bem definida do solo, formada por uma superfície de deslizamento que vai da borda da fundação até a superfície do terreno. Nesse mecanismo, a ruptura ocorre de forma brusca antecedida por uma curta transição, ou seja, as deformações que ocorrem no estado prévio a ruptura são pequenas, e a fundação só afunda no solo quando atinge um estado de equilíbrio plástico. Além disso, observa-se na sua súbita ocorrência o levantamento do solo no entorno da fundação. Esse tipo de ruptura é comumente encontrado em solos que apresentam maiores resistências, como areias compactas com densidades relativas (D_r) maiores que 0,70, e argilas rijas.

No que se refere a ruptura localizada (Figura 2.3b), seu comportamento é bem definido exclusivamente logo abaixo da fundação, visto que ocorre de forma mais gradual, com valores significantes de deformações que precedem a ruptura, produzindo uma curva mais abatida e uma tangente inclinada do ponto externo. Nesse modelo, também há a produção de saliência no entorno da fundação, no entanto, há uma significativa compressão vertical sob a fundação, gerando superfícies de deslizamento que terminam dentro do maciço, e só atingem a superfície do terreno quando ocorrem recalques significantes. Esse tipo de mecanismo ocorre em solos mais deformáveis e compressíveis como areias fofas de média densidade relativa ($0,35 < D_r < 0,70$) e argilas moles.

Por fim, a ruptura por puncionamento (Figura 2.3c), que é caracterizada por sua difícil observação na curva carga-recalque, sendo definida como uma ruptura não-nítida. Conforme o solo é carregado, o seu movimento ocorre apenas de forma vertical, comprimindo o solo imediatamente abaixo da fundação. Sendo assim, a superfície de ruptura para esse tipo de mecanismo é vertical ou levemente inclinada e segue o perímetro da base da fundação, nunca atingindo a superfície. Por esse fato, esse tipo de ruptura geralmente não afeta o solo ao redor da sapata. Essas características são comumente observadas em fundações assentes em areias relativamente soltas ($D_r < 0,35$), que penetram no solo sem gerar nenhuma saliência na superfície do terreno arenoso e em solos residuais.

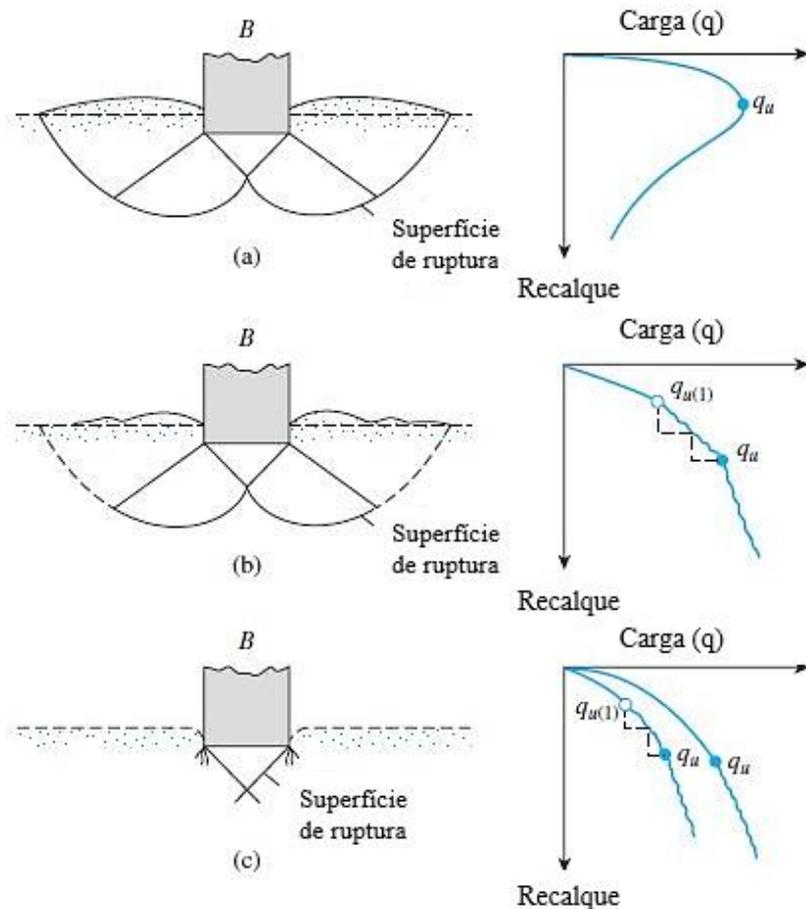


Figura 2.3: Tipos de mecanismos de ruptura: (a) Ruptura generalizada (b) Ruptura localizada (c) Ruptura por punção (DAS, 2011, adaptado de VESIC, 1963)

Como explicado por Velloso e Lopes (2010), o tipo de ruptura que ocorrerá em uma determinada situação de geometria e carregamento, depende da compressibilidade relativa do solo. Sendo assim, se o solo for praticamente incompressível ocorre a ruptura generalizada. Contrariamente, se esse for compressível e possuir uma certa resistência ao cisalhamento, como é o caso dos solos residuais, a ruptura ocorre por punção.

2.2.2 Capacidade de carga de fundações superficiais

A capacidade de carga, que pode ser definida como a carga por unidade de área da fundação, que provoca a ruptura do solo, é o principal parâmetro que determina a interface entre a fundação superficial e o solo que a suporta. Segundo Terzaghi (1943), a capacidade de carga depende tanto das propriedades mecânicas do solo, quanto do tamanho e formato da área carregada, e a profundidade de assentamento da fundação referente a superfície do solo.

Ao longo dos anos diversas teorias e soluções foram desenvolvidas para a determinação da capacidade carga do solo. Sendo assim, vários avanços foram obtidos de modo que a estimativa desse parâmetro considerasse todas as peculiaridades possíveis, referentes aos aspectos tanto do solo quanto da fundação e da estrutura. Entre os principais métodos de estimativa de capacidade de carga, pode-se citar: Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) e Hansen (1970).

2.2.2.1. Teoria de Terzaghi (1943)

A primeira teoria satisfatória para a estimativa de capacidade de carga de fundações superficiais foi desenvolvida por Terzaghi em 1943. O autor sugere que para uma sapata corrida, cuja relação comprimento-largura se aproxima do infinito, a superfície de ruptura do solo ao atingir a capacidade de carga é semelhante ao comportamento apresentado na Figura 2.4. A hipótese supõe que a ruptura do solo ocorre de forma generalizada. Além disso, com o intuito de considerar a pressão causada pela camada de solo retirada do local de assentamento da fundação, assume-se a existência de uma sobrecarga calculada por $q = \gamma D_f$ (onde γ é o peso específico do solo e D_f a profundidade de assentamento).

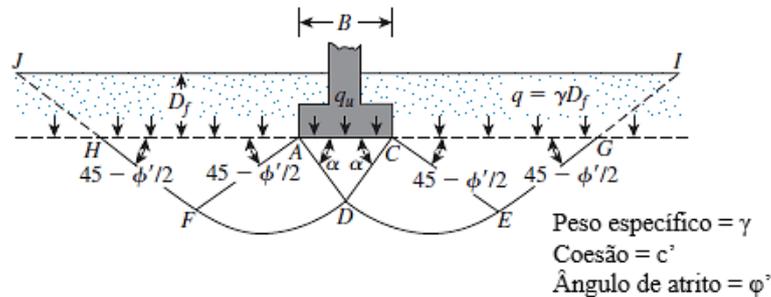


Figura 2.4: Capacidade de carga do solo para uma fundação corrida (DAS, 2011)

Na solução de Terzaghi, a zona de ruptura para tal fundação é dividida em 3 partes: a zona triangular ACD, imediatamente abaixo da fundação; as zonas radiais ADF e CDE, com as curvas DE e DF como arcos do espiral logarítmico; as zonas triangulares passivas de Rankine AFH e CEG. Nessa configuração assume-se que os ângulos CAD e ACD são iguais ao ângulo de atrito. Dessa forma, através de uma análise de equilíbrio, Terzaghi determinou que a capacidade de carga para fundações corridas pode ser estimada pela Equação 2.1.

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{Equação 2.1})$$

Os termos da equação representam:

c' = intercepto coesivo do solo;

γ = peso específico do solo;

$q = \gamma D_f$;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga que são adimensionais e em função apenas do ângulo de atrito.

Além do equacionamento descrito acima, Terzaghi (1943) estabeleceu uma variação na fórmula supracitada para a estimativa de capacidade de carga de fundações quadradas e circulares, descritas nas Equações 2.2 e 2.3, respectivamente.

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad (\text{Equação 2.2})$$

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,3\gamma BN_\gamma \quad (\text{Equação 2.3})$$

Ademais, para solos menos resistentes, cuja ruptura não se dá de forma generalizada, Terzaghi (1943) sugeriu a consideração de parâmetros de resistência reduzidos, determinados pelas Equações 2.4 e 2.5, para ângulo de atrito e coesão, respectivamente.

$$\bar{\varphi}' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\varphi'\right) \quad (\text{Equação 2.4})$$

$$c' = \frac{2}{3}c \quad (\text{Equação 2.5})$$

2.2.2.2. Equação geral de Meyerhof (1963)

A solução de Terzaghi (1943) não considera alguns fatores que podem afetar na capacidade de carga, entre eles: a possibilidade de fundações retangulares, a resistência ao cisalhamento das zonas GI e HJ (Figura 2.5) e a possível inclinação existente no carregamento. Devido a isso, Meyerhof (1963) sugeriu a Equação 2.6, englobando parâmetros e características mais gerais.

$$q_u = c'N_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (\text{Equação 2.6})$$

Onde:

q = sobrecarga no nível de assentamento da fundação;

s_c, s_q, s_γ = fatores de forma;

d_c, d_q, d_γ = fatores de profundidade;

i_c, i_q, i_γ = fatores de inclinação da carga.

2.2.2.3. Equação generalizada de Hansen (1970)

Além das características abrangidas por Meyerhof (1963), Hansen (1970) sugeriu uma solução com o intuito de considerar além da inclinação do carregamento, a inclinação na base da fundação e no terreno. O autor também incorpora na formulação o conceito de área efetiva para consideração de carregamentos excêntricos, explicado posteriormente. Desse modo, Hansen (1970) determina que a capacidade de carga pode ser estimada pela Equação 2.7.

$$q_u = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + \bar{q} N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (\text{Equação 2.7})$$

Onde:

b_c, b_q, b_γ = fatores de inclinação da base da fundação;

g_c, g_q, g_γ = fatores de inclinação do terreno.

2.3 CARREGAMENTOS EXCÊNTRICOS

Carregamentos excêntricos são esforços axiais, normalmente de compressão, que são aplicados fora do centro de gravidade da seção carregada. No âmbito das fundações, esse tipo de carregamento ocorre quando as sapatas sustentam estruturas como paredes de contenção, galpões e pilares posicionados no limite do terreno. Além disso, segundo De Sanctis et al. (2019), carregamentos com grandes excentricidades em fundações são encontradas em estruturas esbeltas em áreas altamente sísmicas ou sob condições extremas de vento, como chaminés, silos, tanques altos para armazenamento de água e turbinas de vento.

As fundações, em sua grande maioria, são dimensionadas de modo que a carga vertical provinda da estrutura atue no seu centroide, produzindo assim uma distribuição uniforme de tensão pela base da fundação. No entanto, em algumas situações é necessário ajustar a fundação para receber carregamentos que atuem em outros pontos. Quando isso ocorre são produzidos os carregamentos excêntricos, medidos a partir do centro da fundação até o ponto carregado e responsáveis por uma distribuição de carga não-uniforme. A mesma condição ocorre quando a fundação é submetida a momentos adicionais ao carregamento vertical, como pode ser observado na Figura 2.5. Ao relacionar a excentricidade do carregamento com o momento

aplicado na fundação, se obtém a Equação 2.8 (MURTHY, 2007; CODUTO, 2001; DAS, 2011).

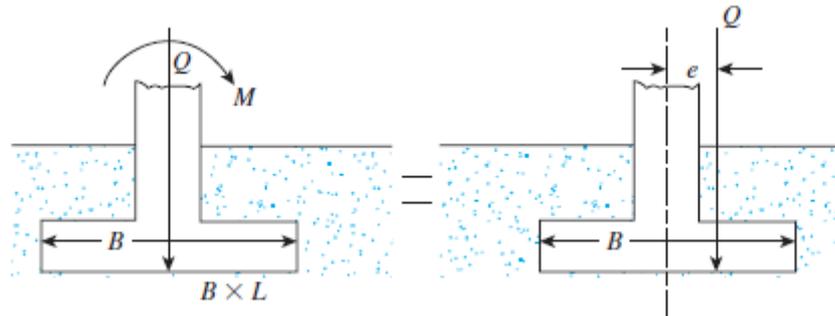


Figura 2.5: Fundações excêntrica carregadas (DAS, 2011)

$$e = \frac{M}{Q} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Onde:

e = excentricidade do carregamento;

Q = carga vertical;

M = momento atuante na fundação.

Segundo Salgado (2008), em algumas situações as sapatas absorvem momentos gerados, por exemplo, pelo vento. Contudo, algumas construções aplicam momentos permanentes nas fundações, ocasionadas por excentricidades existentes no carregamento. Essa peculiaridade pode ser solucionada durante o dimensionamento das sapatas, através da extensão da dimensão da fundação na direção do momento (Figura 2.6). Isso possibilita a modificação do centroide de modo que a resistência do solo na base da sapata possa contrabalançar o momento da superestrutura. No entanto, quando a fundação é submetida a grandes excentricidades, esse método leva ao dimensionamento de sapatas de medidas excessivas, muitas vezes, inviabilizando sua execução.

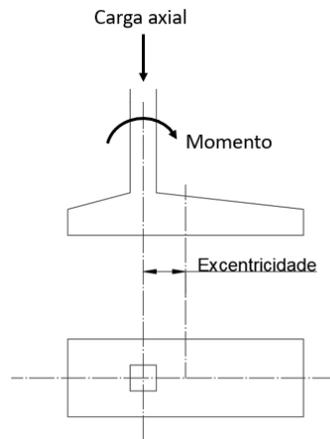


Figura 2.6: Dimensionamento de fundações submetidas a carregamentos excêntricos (SALGADO, 2008)

A NBR 6122 (ABNT, 2019), sugere que no dimensionamento de fundações superficiais submetidas a cargas excêntricas, a área comprimida deve ser de no mínimo $2/3$ da área total, se consideradas as solicitações características, ou 50% da área total se consideradas as solicitações de cálculo.

2.3.1 Distribuição de tensão

A distribuição de tensões de uma fundação superficial carregada de forma centralizada, ocorre de forma aproximadamente parabólica e depende do tipo de solo e da rigidez da sapata. No entanto, visando uma simplificação, idealiza-se um modelo cuja essa distribuição ocorre de forma uniforme. Quando esse tipo de fundação é submetido a um carregamento vertical excêntrico, sua estrutura tende a inclinar em direção ao lado da excentricidade, aumentando a tensão de contato no lado da aplicação do carregamento e reduzindo no lado oposto. Dessa forma, como explicado por Das (2009), quando uma sapata é submetida a tal carregamento, assume-se que a tensão de contato diminui linearmente de uma extremidade a outra. Contudo, quando a carga aplicada na fundação se aproxima da carga limite o sistema se distancia cada vez mais dessa representação, não apresentando uma distribuição de tensão linear.

2.3.1.1 Excentricidade simples

Para estimar a distribuição de tensão existente na base da fundação carregada excentricamente em apenas uma direção são utilizadas as Equações 2.9 e 2.10, nas quais são determinadas respectivamente a tensão máxima e mínima existente na sapata.

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (\text{Equação 2.9})$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (\text{Equação 2.10})$$

Quando a excentricidade do carregamento excede um determinado limite, as equações acima fornecem um valor negativo que indica a existência de tração entre o solo e a base da fundação, responsável pela separação desses dois elementos. Por esse motivo, Murthy (2007) determinou que essas equações são aplicáveis apenas para carregamentos que não ultrapassem uma área delimitada. Essa área é conhecida na literatura como *Kern* e pode ser definida como a área limite cujo carregamento pode ser aplicado sem gerar tensões negativas entre a sapata e solo.

Sendo assim, ao analisar as equações acima, pode-se observar que quando a excentricidade for menor que $B/6$, ambos os valores de tensão serão positivos, formando uma distribuição de tensão de formato trapezoidal na base da fundação (Figura 2.7a). Logo, quando a excentricidade atinge o valor de $B/6$, a tensão mínima será nula e a distribuição de tensão terá um formato triangular (Figura 2.7b). Dessa forma, enquanto a excentricidade não ultrapassar esse valor, haverá uma tensão de contato positiva ao longo de toda a base da fundação. Quando a excentricidade ultrapassa o limite de $B/6$ (Figura 2.7c), a tensão mínima terá um valor negativo, ou seja, será desenvolvida uma tensão de contato negativa entre a fundação e o solo. Como a resistência a tração do solo é muito baixa, ao ponto de ser desprezada, um lado da fundação tende a se elevar, separando-se da camada de solo. Conseqüentemente, uma maior pressão é gerada no lado oposto da sapata causando recalques maiores nesse local e resultando numa inclinação excessiva da fundação. (CODUTO, 2001; DAS, 2011)

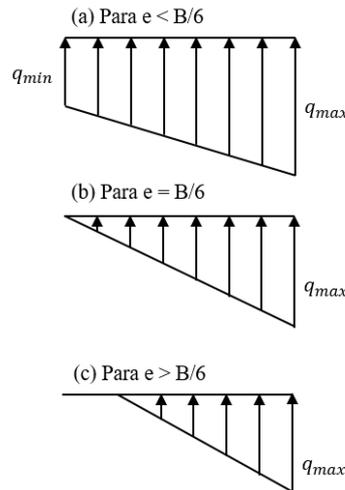


Figura 2.7: Distribuição de tensão para carregamentos excêntricos (Adaptado de CODUTO, 2001 e DAS, 2011)

Desse modo, fundações com excentricidade no carregamento ou momentos devem satisfazer a condição $e \leq B/6$, de forma a manter tensões compressivas ao longo de toda base da fundação.

No entanto, quando esse valor ultrapassar $1/6$, apesar de não ser possível definir a exata distribuição de tensão, pode-se estimar a tensão máxima pela Equação 2.11.

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{4Q}{3L(B-2e)} \quad (\text{Equação 2.11})$$

2.3.1.2 Dupla excentricidade

Em algumas situações, a carga resultante aplicada na fundação superficial possui excentricidades nas duas direções da base da sapata, o que é denominado de dupla excentricidade. Segundo Salgado (2008), a distribuição de tensão para fundações que se enquadram nessa condição pode ser determinada pela Equação 2.12 para que seja linear em ambas as direções.

$$q_b(x_B, x_L) = \frac{Q}{BL} \left(1 + 12 \frac{e_b x_b}{B^2} + 12 \frac{e_L x_L}{L^2} \right) \quad (\text{Equação 2.12})$$

Quando as excentricidades têm valores relativamente pequenos, o solo tem um comportamento elástico e todas as tensões de contato atuantes na base da fundação são positivas, a distribuição de tensão tem uma forma de prisma trapezoidal irregular como demonstrado na Figura 2.8. No

entanto, diferentemente do que foi suposto nessa hipótese, o solo não se comporta de forma elástica. Como resultado, as distribuições de tensão não são lineares como representado a seguir, principalmente quando a carga aplicada se aproxima da capacidade de carga do solo (CODUTO, 2001; SALGADO, 2008).

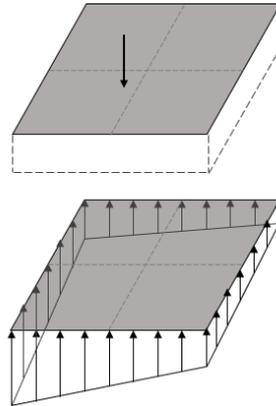


Figura 2.8: Distribuição de tensão para fundações submetidas a dupla excentricidade (Adaptado de SALGADO, 2008 e CODUTO, 2001)

Para determinar as tensões máxima e mínima na base da fundação utiliza-se a Equação 2.13.

$$q_{b,max/min} = \frac{Q}{BL} \left(1 \pm 6 \frac{e_B}{B} \pm 6 \frac{e_L}{L} \right) \quad (\text{Equação 2.13})$$

Se a excentricidade atingir um determinado limite, a tensão mínima de contato se torna zero em umas das extremidades da fundação. Esses limites podem ser determinados pela Equação 2.14.

$$\pm \frac{e_B}{B} \pm \frac{e_L}{L} = \frac{1}{6} \quad (\text{Equação 2.14})$$

Essa equação descreve quatro retas que se encontram em quatro pontos: $(\pm 1/6B, \pm 1/6L)$. Essas linhas formam o limite de excentricidade em forma de losango, exibido na Figura 2.9, para fundações cujo carregamento apresenta dupla excentricidade. Quando a carga é aplicada dentro desse limite, a tensão de contato é compressiva em toda a base da fundação. No entanto, quando a carga é aplicada externamente, tensões de tração são desenvolvidas. Como resultado, ocorre uma redistribuição de tensões: tensões na área tracionada se igualam a zero e as tensões na zona compressiva aumentam para balancear o momento, compensando as tensões de tração (SALGADO, 2008).

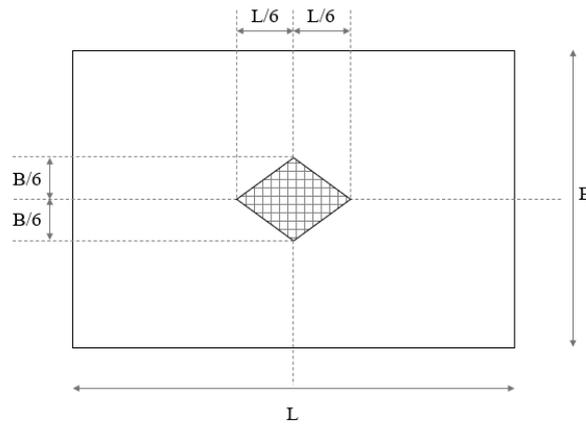


Figura 2.9: *Kern* de fundações com dupla excentricidade (Adaptado de CODUTO, 2001 e SALGADO, 2008)

2.3.2 Capacidade de carga para carregamentos excêntricos

Ao carregar uma fundação excentricamente, há uma redução na capacidade de carga do solo, principalmente devido ao desequilíbrio do sistema, uma vez que a aplicação do carregamento fora do centro de gravidade da sapata gera uma distribuição não homogênea de tensões.

Sendo assim, diversos métodos foram sugeridos ao longo dos anos com o intuito avaliar o efeito de carregamentos excêntricos no comportamento de fundações superficiais. Essas soluções são geralmente unificadas as fórmulas utilizadas para a estimativa de capacidade de carga mencionadas anteriormente.

A maioria dos estudos realizados nessa área, tem seus resultados comparados a pesquisa de Meyerhof (1953), que desenvolveu uma solução analítica, conhecida como o método da área efetiva (Figura 2.10). A solução tem como base determinar a capacidade de carga através da suposição de que o carregamento atua centralmente em uma fundação de área efetiva. Ou seja, durante a análise, é feita a substituição da fundação carregada excentricamente, por uma fundação de área reduzida cujo carregamento coincide com o centroide da área reduzida. Desse modo, pelo método sugerido pelo autor, determina-se uma dimensão efetiva através da redução de duas vezes a excentricidade da dimensão real da fundação (Equação 2.15). Em seguida, o valor obtido é utilizado nas fórmulas de estimativa de capacidade de carga, substituindo o valor real.

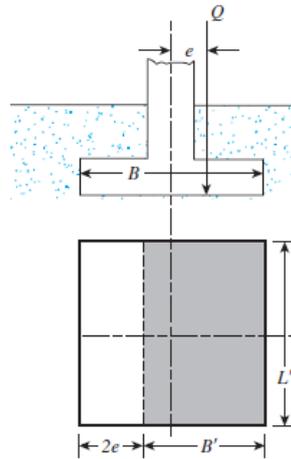


Figura 2.10: Área efetiva (DAS, 2011, adaptado de MEYERHOF, 1953)

$$B' = B - 2e_B \quad (\text{Equação 2.15a})$$

$$L' = L - 2e_L \quad (\text{Equação 2.15b})$$

Para a determinação dos fatores utilizados para as diferentes configurações das fundações superficiais, é necessária em sua maioria, a utilização da dimensão da sapata nos cálculos. Sendo assim, deve ser notado que para a definição dos fatores de forma, essa dimensão deve ser substituída pela dimensão efetiva. No entanto, para a resolução dos fatores de profundidade, a dimensão real deve ser mantida.

Além da teoria estabelecida, Meyerhof (1953) executou uma análise comparativa com ensaios laboratoriais em fundações de diferentes formatos assentes em areias e argilas. Os ensaios realizados em argilas mostraram que a capacidade de carga diminui linearmente com o aumento da excentricidade, já para areias a redução ocorre de forma aproximadamente parabólica, com e/B variando de 0 a 0,5 para ambas. Ademais, ao verificar a diferença de capacidade de carga em relação ao efeito de forma, notou-se que em solos argilosos o valor é cerca de 20% maior para fundações circulares e quadradas do que sapatas corridas de mesma excentricidade. Em areias fofas, a capacidade de carga tem o mesmo valor para as três formas analisadas. No entanto, para areias densas é cerca de 30% menor em sapatas corridas do que em fundações quadradas ou circulares. Por fim, o autor concluiu que o método é razoável para pequenas excentricidades, mas inseguro para valores maiores devido à grande redução da capacidade de

carga para pequenas larguras efetivas. Além disso, os ensaios em areias e argilas indicaram que a regra de excentricidade máxima igual a $1/6$ é arbitrária.

Bowles (1996) explica que existem dois métodos para a determinação da capacidade de carga de fundações carregadas excentricamente:

Método 1: Inserindo a solução de Meyerhof (1953) nas equações de estimativa de capacidade de carga, como a de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) e Hansen (1970), com os seguintes ajustes:

- Utilizar a largura efetiva (B') na parcela que considera o atrito da fundação ($\gamma BN\gamma$);
- Considerar as dimensões efetivas (B' e L') na determinação dos fatores de forma;
- Considerar as dimensões reais (B e L) para todos os fatores de profundidade.

Método 2: Usar a equação geral de capacidade de carga de Meyerhof (1953) considerando um fator de redução (R_e) para carregamentos excêntricos. O método original forneceu curvas para esse fator de redução, no entanto, as Equações 2.16 e 2.17 são compatíveis para a sua obtenção de acordo com o tipo de solo cuja fundação está assentada, sendo a primeira para solos coesivos e a segunda para solos friccionais e para $0 < e/B < 0,3$.

$$R_e = 1 - 2e/B \quad (\text{Equação 2.16})$$

$$R_e = 1 - \sqrt{e/B} \quad (\text{Equação 2.17})$$

Michalowski e You (1998) propuseram um método clássico para a determinação da capacidade de carga de sapatas corridas através de uma abordagem cinemática de análise limite, carregando a fundação simetricamente. Além disso, os autores comparam os resultados com a teoria de Meyerhof (1953) e estabeleceram algumas conclusões. Após a realização dos estudos, demonstrou-se que o método da área efetiva subestima a capacidade de carga para solos coesivos ($\varphi=0$) quando a fundação é ligada ao solo e a excentricidade é relativamente alta ($e/B > 0,25$). Para solos coesivos-friccionais, essa subestimação diminui com o aumento do ângulo de atrito. Sendo assim, o método da área efetiva fornece estimativas razoáveis para a capacidade de carga de fundações carregadas excentricamente em solos coesivos ou coesivos-friccionais quando a interface solo-fundação não é ligada, e para qualquer tipo de interface quando a excentricidade é relativamente pequena ($e/B < 0,1$). No entanto, para solos puramente

friccionais, esse método superestima a capacidade de carga quando a sobrecarga é relativamente pequena.

2.3.3 Modos de ruptura

Em contraste a simetria da superfície de ruptura de fundações carregadas de forma centralizada, as sapatas carregadas excentricamente, apresentam modos de ruptura diferentes, devido à rotação da fundação em direção ao lado carregado. Segundo Moroglu et al. (2005), esse movimento gera uma superfície primária de ruptura, desenvolvida no lado da excentricidade, além de uma superfície secundária no lado oposto, como mostrado na Figura 2.11. Conseqüentemente, como explicado por Cure et al. (2014), a superfície de ruptura para tal situação será menor do que a observada para fundações com carregamentos centralizados.

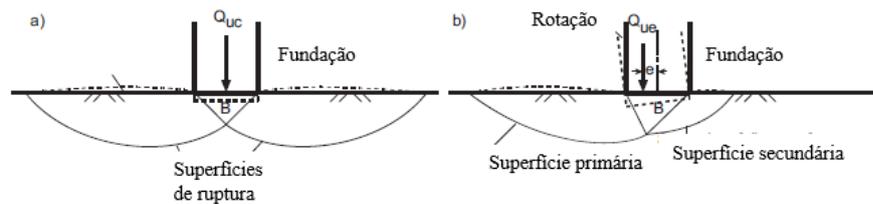


Figura 2.11: Comportamento de sapatas corridas carregadas (a) centralmente; e (b) excentricamente (CURE et al., 2014)

Apesar da teoria supracitada, as superfícies de ruptura para carregamentos excêntricos apresentam algumas variações dependendo das características do sistema solo-fundação, principalmente devido ao tipo de solo.

Tang, Phoon e Toh (2015) investigaram a capacidade de carga de sapatas corridas em areias ($\phi=35^\circ$) submetidas a carregamentos excêntricos através da utilização da análise por elementos finitos. Os autores realizaram uma análise comparativa sobre o mecanismo de ruptura apresentado por essas fundações com as carregadas de forma centralizada (Figura 2.12). Para carregamentos excêntricos, o mecanismo de ruptura apresenta um formato de concha-cunha. A cunha se localiza no lado carregado da fundação, enquanto a concha se posiciona no lado oposto. Além disso, notou-se uma redução vertical e horizontal da superfície de ruptura com o aumento da excentricidade. Ademais, foi observado uma movimentação significativa acima da superfície do terreno na lateral do lado carregado da fundação.

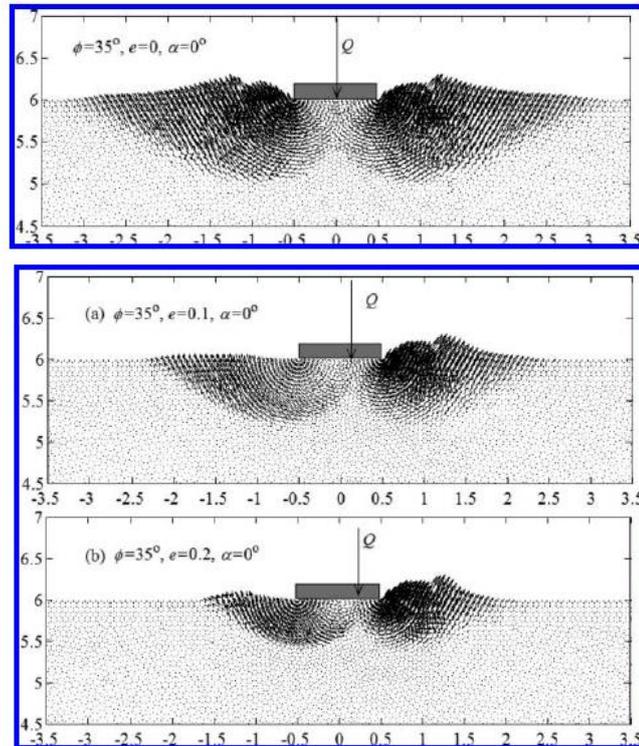


Figura 2.12: Mecanismo de ruptura para fundações carregadas de forma concêntrica e excêntrica sob areia (a) $e=0,1$; (b) $0,2$ (TANG; PHOON; TOH, 2015)

Para o estudo em solos argilosos, Taiebat e Carter (2002) executaram análises pelo método de dos elementos finitos em fundações circulares e corridas submetidas a carregamentos verticais e momentos. Na Figura 2.13, é possível visualizar o formato deformado do solo para fundações circulares submetidas a tais carregamentos.

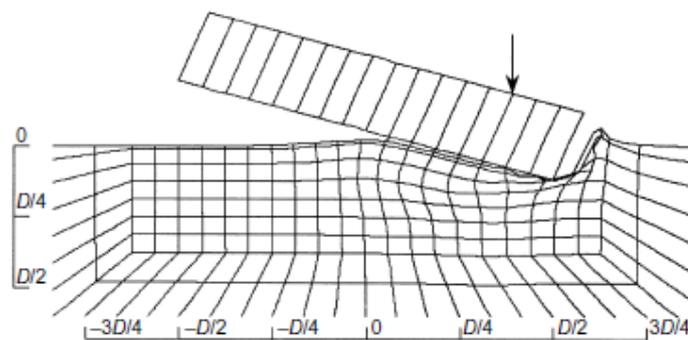


Figura 2.13: Formato deformado do solo quando uma fundação circular é submetida a um carregamento excêntrico (TAIEBAT; CARTER, 2002).

Kitazume (1984) através da condução de ensaios e análises numéricas, sugeriu que a restrição do movimento horizontal da fundação pode ser a razão da ocorrência de dois tipos de ruptura (Figura 2.14), quando essa é carregada excêntrica. Kitazume e Ikeda (1993) executaram dois tipos de ensaios excêntricos em uma centrífuga, um com restrição horizontal e outro sem restrição e com o monitoramento das forças horizontais geradas durante o carregamento. Os autores observaram que a fundação tende a se deslocar horizontalmente para o lado da excentricidade, além de recalcar verticalmente quando a força horizontal é mantida nula. Quando esse movimento lateral é restrito, a força horizontal em direção ao centro da fundação é gerada na base da fundação para compensar a restrição e a redução da capacidade de carga equivale a cerca de 10% maior do que a atingida sem restrição. Consequentemente, o modo de ruptura é afetado pela restrição horizontal. Desse modo, quando o movimento horizontal é restrito, a superfície de ruptura predominantemente ocorre do lado oposto a excentricidade. Quando a fundação está livre para se mover horizontalmente, a superfície de ruptura se desenvolve no lado da excentricidade com uma superfície de ruptura menor no lado oposto.

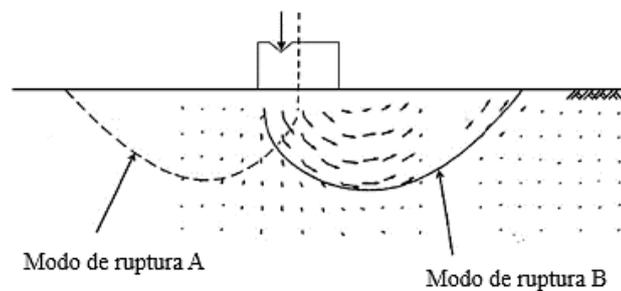


Figura 2.14: Tipos de superfície de ruptura para carregamentos excêntricos (KITAZUME, 1984)

Musso e Ferlisi (2009) apresentaram resultados de carregamentos excêntricos em sapatas corridas assentes em areias densas e saturadas. Os autores observaram que o tipo A de ruptura ocorreu a baixos níveis de tensões efetivas sob pequenas excentricidades, enquanto o tipo B tendeu a ocorrer a altas tensões efetivas e grandes excentricidades.

2.3.4 Fundações quadradas

As fundações quadradas são preferidas em obras de edificações convencionais devido à simplicidade no seu dimensionamento e execução. Quando submetidas a carregamentos excêntricos, tradicionalmente utilizam-se a teoria de Meyerhof (1953), para estimar a sua

capacidade de carga. No entanto, alguns estudos foram executados nesse tipo de fundação de modo aprofundar a compreensão sobre seu comportamento quando comprimida excentricamente, garantindo desse modo, uma maior abrangência de variáveis e uma previsão de capacidade de carga mais eficiente.

Sahoo (2013) realizou um estudo em fundações retangulares e quadradas sobre a capacidade de carga quando submetidas a carregamentos excêntricos e embutidas em solos granulares. Dessa forma, o autor desenvolveu um modelo reduzido com uma peça de aço de 10 cm x 10 cm para representar a fundação. A razão de assentamento D_f/B variou de 0 a 1, enquanto a excentricidade foi analisada em diferentes níveis de referentes a 0 a 0,15B em areia de densidade relativa igual a 69%. Os ensaios foram executados com o intuito de estudar a capacidade de carga para esse tipo de situação e determinar um fator de redução adimensional para tais características (Equação 2.18). O comportamento carga x recalque dos ensaios realizados pode ser observado na Figura 2.15.

$$q_{u(e/B, D_f/B)} = q_{u(e/B, D_f/B)} \left[1 - 2 \left(\frac{e}{B} \right)^{0,8} \right] \quad (\text{Equação 2.18})$$

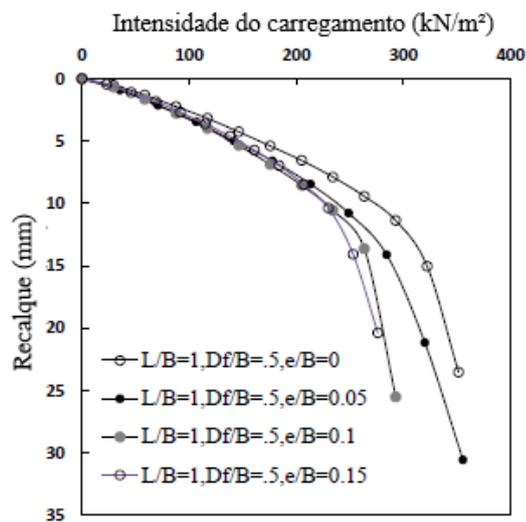


Figura 2.15: Curvas carga-recalque para fundações carregadas excentricamente e com $D_f=0,5$ (SAHOO, 2013)

O autor observou que o fator de redução calculado apresentou resultados de boa concordância com o método de Meyerhof, além de que os valores de capacidade de carga das sapatas retangulares, também analisadas, é maior do que da fundação quadrada quando assente na

superfície. Ademais, se observou que a capacidade de carga de fundações quadradas embutidas no solo, aumentam com a cota de assentamento.

2.3.5 Fundações circulares

Para algumas construções como silos, torres de refinaria, turbinas de vento e chaminés, as fundações circulares são mais econômicas do que qualquer outra forma de fundação. Isso se justifica pelo fato de que a direção de capotagem do vento e de terremotos não são fixadas e devido à simetria da sua base, a excentricidade sempre ocorre em apenas uma direção.

Para esse tipo de fundação, o método de Meyerhof (1953) pode ser adaptado para determinar a sua área efetiva. Para tal, após a excentricidade ser localizada, se estabelece a área efetiva com a utilização de arcos e substitui-se por uma área retangular equivalente (Figura 2.16).

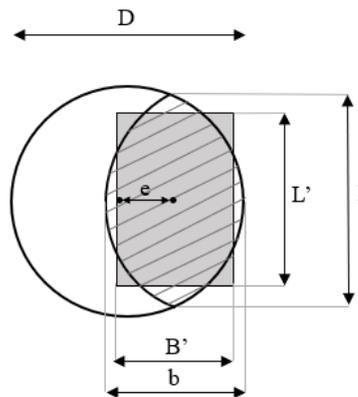


Figura 2.16: Dimensões efetivas de uma fundação circular carregada excentricamente (Adaptado de TAIEBAT; CARTER ,2002)

Taiebat e Carter (2002) descreveram a equação que define a área efetiva da fundação carregada excentricamente, com base no método da área efetiva, como pode ser observado na Equação 2.19.

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D}\right)^2} \right) \quad (\text{Equação 2.19})$$

A relação entre a largura (B') e o comprimento (L') efetivos e a largura (b) e comprimento (l) da fundação retangular equivalente, podem ser determinados pela Equação 2.20.

$$\frac{B'}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}} \quad (\text{Equação 2.20})$$

Highter e Anders (1985) também realizaram um estudo com foco na determinação da área efetiva de fundações circulares para a determinação da sua capacidade de carga. Desse modo, para essa condição, baseando-se na Figura 2.17, a área efetiva é definida de forma adimensional pela relação exibida na Tabela 2.1. Uma vez que A' e B' são determinados, o comprimento efetivo é obtido pela razão desses fatores.

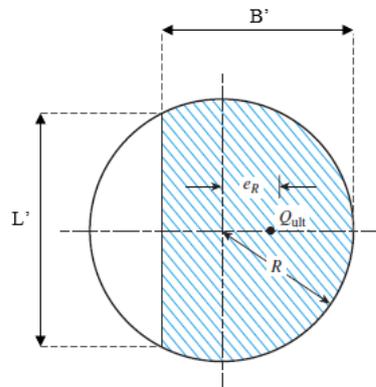


Figura 2.17: Área efetiva para fundações circulares (Adaptado de DAS, 2011)

Tabela 2.1: Variação de A'/R^2 e B'/R com e_R/R para fundações circulares

e_R/R	A'/R^2	B'/R
0,1	2,80	1,85
0,2	2,40	1,32
0,3	2,00	1,20
0,4	1,61	0,80
0,5	1,23	0,67
0,6	0,93	0,50
0,7	0,62	0,37
0,8	0,35	0,23
0,9	0,12	0,12
1,0	0,00	0,00

(Fonte: Das, 2011)

Badakhshan e Noorzad (2015) descreveram que a área limite na qual o carregamento pode ser aplicado de modo a transferir tensões compressivas em toda a base da fundação para fundações circulares é referente a $R/4$, como demonstrado na Equação 2.21 e Figura 2.18.

$$q = 0 \rightarrow q = \frac{Q}{A'} - \frac{M}{I} = 0 \rightarrow \frac{Q}{\pi R^2} = \frac{QeR}{\frac{\pi R^4}{4}} \rightarrow e = \frac{R}{4} \quad (\text{Equação 2.21})$$

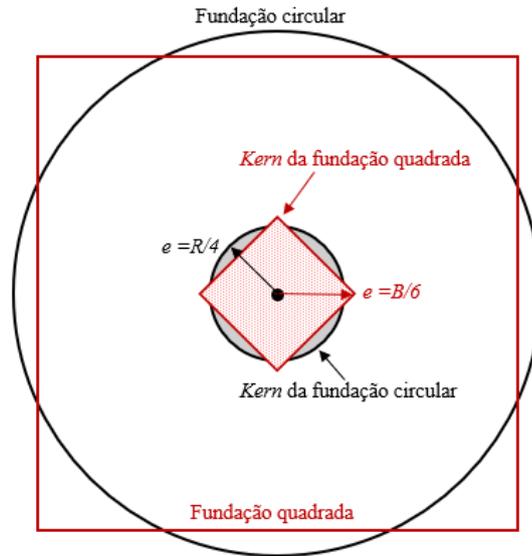


Figura 2.18: Kern das fundações quadradas e circulares (Adaptado de BADAKHSHAN; NOORZAD, 2017)

2.3.6 Dupla excentricidade

O método de Meyerhof (1953) pode ser estendido para as situações cuja fundação é submetida a carregamentos cuja resultante apresenta duas excentricidades (Figura 2.19). Desse modo, segue-se o mesmo procedimento, no entanto, são calculadas duas dimensões efetivas.

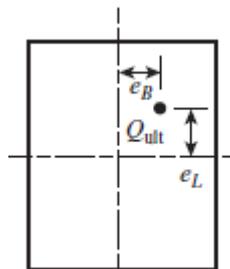


Figura 2.19: Dupla excentricidade

O método é aplicado nas equações de capacidade de carga introduzidas anteriormente. No entanto, são feitas algumas substituições, como por exemplo, na determinação dos fatores de forma, cujas dimensões devem ser substituídas pelas dimensões efetivas (B' e L'). Porém, como para excentricidades simples, o cálculo dos fatores de profundidade é feito considerando as dimensões reais das fundações.

Highter e Anders (1985) realizaram um estudo sobre a determinação da área efetiva das fundações carregadas excentricamente. Os autores determinaram 4 casos possíveis para essa condição em fundações retangulares com carregamentos de dupla excentricidade, explicados a seguir:

Caso I: Quando $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ e $e_B/B \geq \frac{1}{6}$. Para essa condição, a área efetiva tem o formato demonstrado na Figura 2.20 e o valor dado pela Equação 2.22.

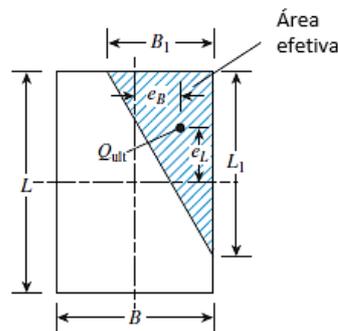


Figura 2.20: Área efetiva para o Caso 1 ($e_L/L \geq \frac{1}{6}$ e $e_B/B \geq \frac{1}{6}$) (DAS, 2011)

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \quad (\text{Equação 2.22})$$

Onde os parâmetros B_1 e L_1 podem ser determinados pelas Equações 2.23 e 2.24:

$$B_1 = B \left(1,5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad (\text{Equação 2.23})$$

$$L_1 = L \left(1,5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad (\text{Equação 2.24})$$

O comprimento efetivo será o maior valor entre B_1 e L_1 . Desse modo, a largura efetiva é dada pela área efetiva dividida por esse valor.

Caso II: Quando $e_L/L < 0,5$ e $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$. A área efetiva é demonstrada na Figura 2.21 e dada pela Equação 2.25.

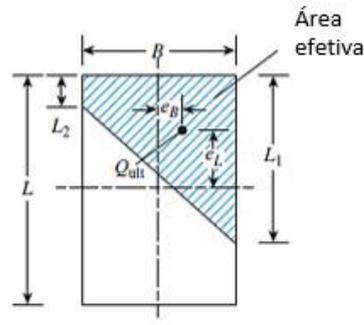


Figura 2.21: Área efetiva para o Caso II ($e_L/L < 0,5$ e $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$) (DAS, 2011)

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B \quad (\text{Equação 2.25})$$

As magnitudes de L_1 e L_2 podem ser determinados a partir da Figura 2.22. Sendo a largura e o comprimento efetivos determinados pelas Equações 2.26 e 2.27, respectivamente.

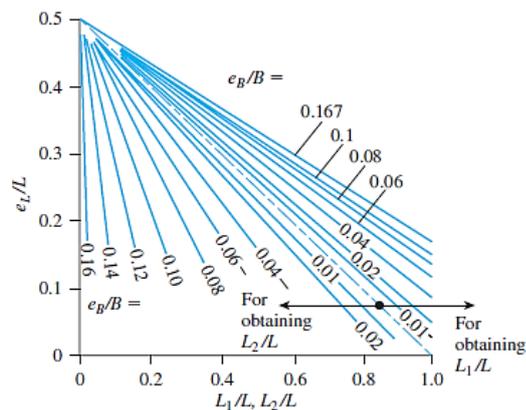


Figura 2.22: Gráfico para determinar L_1 e L_2 (Caso II) (DAS, 2011)

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ ou } L_2 (\text{maior valor})} \quad (\text{Equação 2.26})$$

$$L' = L_1 \text{ ou } L_2 (\text{maior valor}) \quad (\text{Equação 2.27})$$

Caso III: Quando $e_L/L < \frac{1}{6}$ e $0 < e_B/B < 0,5$. Com essa condição, a área efetiva apresenta o formato demonstrado na Figura 2.23 e definida pela Equação 2.28.

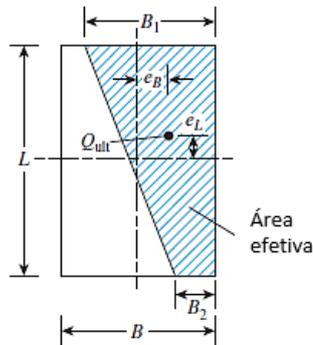


Figura 2.23: Área efetiva para o Caso III ($e_L/L < \frac{1}{6}$ e $0 < e_B/B < 0,5$) (DAS, 2011)

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \quad (\text{Equação 2.28})$$

As magnitudes de B_1 e B_2 podem ser determinadas a partir da Figura 2.24.

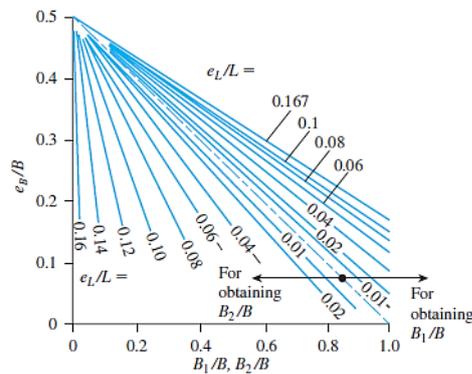


Figura 2.24: Gráfico para determinação de B_1 e B_2 (Caso III) (DAS, 2011)

O comprimento real da fundação é mantido como a dimensão efetiva. Enquanto a largura efetiva é dada pela razão entre a área efetiva e o comprimento.

Caso IV: Quando $e_L/L < \frac{1}{6}$ e $e_B/B < \frac{1}{6}$ (Figura 2.25). A área efetiva para tal condição é determinada pela Equação 2.29.

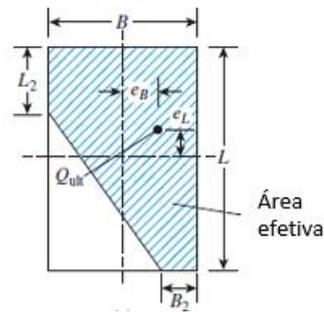


Figura 2.25: Área efetiva para o Caso IV ($e_L/L < \frac{1}{6}$ e $e_B/B < \frac{1}{6}$) (DAS, 2011)

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2} (B + B_2) (L - L_2) \quad (\text{Equação 2.29})$$

A razão B_2/B , e conseqüentemente B_2 , pode ser determinado usando as curvas e_L/L que tem curvatura ascendente na Figura 2.26. De forma similar, a razão L_2/L , e conseqüentemente L_2 , podem ser determinados pelas curvas de inclinação descendente.

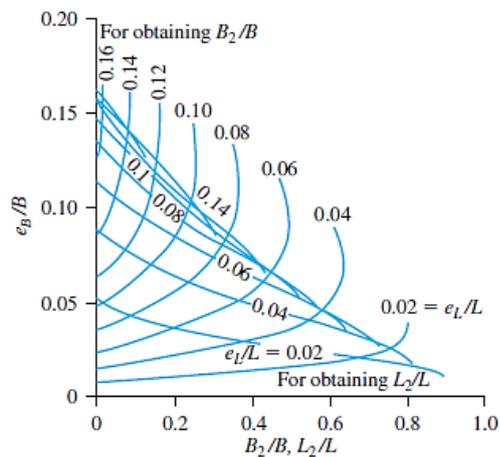


Figura 2.26: Gráfico para determinação de B_2 e L_2 (Caso IV) (DAS, 2011)

Para o Caso IV, a largura efetiva será a razão entre a área efetiva e a comprimento efetivo da fundação, visto que o comprimento efetivo é o seu comprimento real.

2.4 PROVA DE CARGA EM PLACA

“O método do ensaio de placa consiste na aplicação de esforços estáticos axiais de compressão à placa com o simultâneo registro dos deslocamentos correspondentes” (ABNT, 2019a). Esse procedimento tem como objetivo, determinar o comportamento carga-recalque do sistema solo-fundação, possibilitando assim a simulação do comportamento de uma sapata. Além disso, com os resultados dos ensaios é possível prever os recalques e determinar a capacidade de carga do sistema, além dos mecanismos de ruptura e módulo de deformabilidade do solo.

Velloso e Lopes (2010) explicam que o ensaio de placa pode ser classificado de acordo com a localização, o tipo de placa e o modo de carregamento. Quanto a localização, os ensaios de placa podem ser realizados na superfície, em cavas ou furos, podendo haver a ocupação parcial ou total da placa no seu fundo (Figura 2.27).

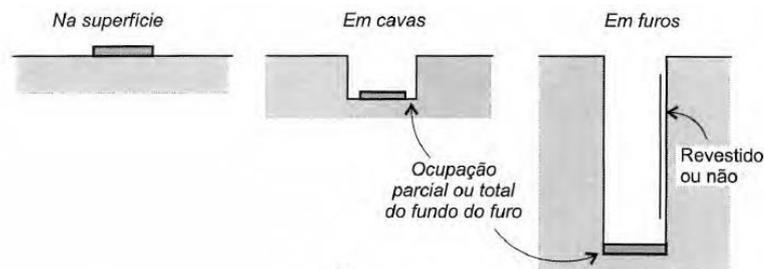


Figura 2.27: Possíveis localizações do ensaio de placa (VELLOSO; LOPES, 2010)

No que se refere ao tipo de placa, pode ser usada uma convencional ou uma placa parafuso. Já em relação ao modo de carregamento, o ensaio pode ser feito com carga ou deformação controlada, sendo o último realizado em diferentes velocidades. No caso da carga controlada, há a possibilidade de manter a carga incremental, por períodos pré-estabelecidos ou até a quase estabilização, ou a realização de um carregamento cíclico com diferentes padrões de ciclagem (Figura 2.28).

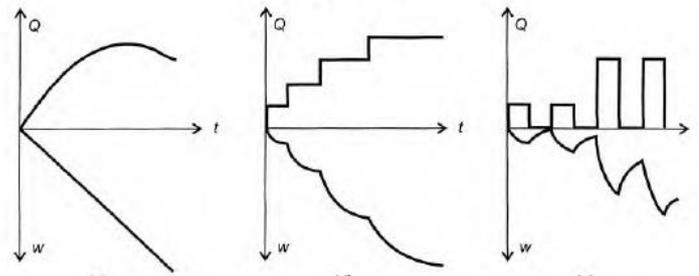


Figura 2.28: Modos de carregamento: (a) deformação controlada; (b) carga controlada com incremento mantido; (c) cara cíclica controlada (VELLOSO; LOPES, 2010)

Ruver (2005) explica que há uma grande variação nos tipos de aparatos utilizados para a execução de ensaios de placa. No entanto, o aspecto de maior importância se refere ao sistema de reação que deve ser suficientemente resistente para suportar as cargas aplicadas, sem apresentar grandes deformações. Os sistemas de reação podem ser constituídos por estruturas de metal ancorados ou fixados por meio de contrapesos como exibido na Figura 2.29. Para a aplicação de cargas o sistema é complementado com macacos hidráulicos com células de carga para medições precisas.

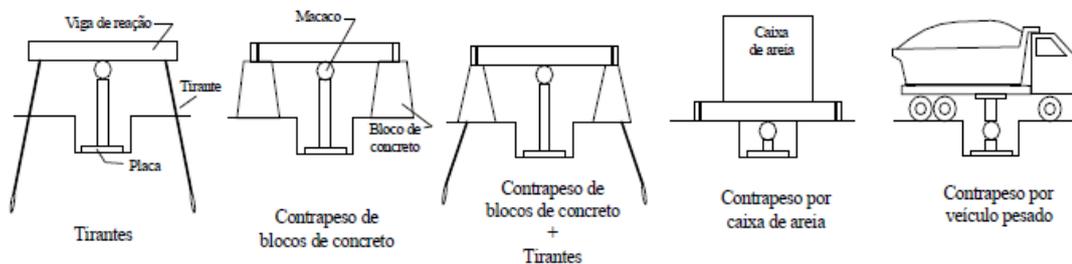


Figura 2.29: Tipos de sistemas de reação (RUVÉR, 2005)

2.4.1 Orientações para o ensaio

A NBR 6489 orienta como o ensaio de placa deve ser realizado e os aspectos que envolvem a sua preparação, de modo a reduzir as falhas de execução (ABNT, 2019a).

No que se refere a aparelhagem, o ensaio de placa possui duas configurações típicas, que se diferenciam de acordo com a existência de escavação no terreno. Quando o ensaio é realizado na sua superfície, os apoios do sistema de reação devem estar a uma distância do centro da placa igual a 1,5 vezes o diâmetro da placa ou no mínimo 1,0 m, para que não haja contrapesos nessa

região. O mesmo se aplica para os ensaios escavados, no entanto, as paredes do poço devem ter uma largura igual ao diâmetro da placa mais 0,60 m (ABNT, 2019).

No que tange a preparação do terreno, para a nivelção adequada da placa, a NBR 6489 (ABNT, 2019a) indica a aplicação de um colchão de areia ou lastro de concreto magro sob a placa com espessura suficiente para formar um apoio uniforme não ultrapassando 2,5 cm. No entanto, é importante garantir que o solo não sofra alterações em sua composição ou estado de tensões. Já a norma britânica BS1377-9 (1990) sugere que durante a preparação do ensaio, deve-se aplicar gesso sob a placa para a realização de ensaios em solos coesivos. Sendo necessário uma massa de gesso de alta resistência com espessura inferior a 20 mm, na qual a placa será posicionada sobre imediatamente após ela ser distribuída no solo. Já para a preparação de ensaios em solos arenosos, indica-se a aplicação de areia seca sob a placa, como na norma brasileira.

O ensaio de placa pode ser realizado de diversas maneiras, sendo mais comum a utilização de processos com carregamento lento. Nesse tipo de ensaio, a carga é aplicada em estágios iguais inferiores a 20% da carga admissível prevista. Em cada estágio, a carga é mantida até a estabilização dos deslocamentos ou por pelo menos 30 min. Durante esse período devem ser realizadas leituras decorridas a 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1h e sucessivamente em intervalos de 1h, contados a partir do início do estágio. A estabilização dos deslocamentos é atendida quando há uma existência de 5% entre duas leituras consecutivas. No que se refere ao deslocamento, esse deve ser feito em no mínimo 4 estágios com tempo mínimo de 15 min cada. (ABNT, 2019a).

2.4.2 Considerações na interpretação dos resultados

O ensaio de placa pode ser considerado como uma reprodução em modelo reduzido do comportamento de fundações superficiais submetidas as cargas estruturais, devido a isso é necessário tomar algumas precauções no que se refere a interpretação dos resultados desse tipo de ensaio, para a sua aplicação em situações reais.

2.4.2.1. Normalizações

Para todas as situações é necessária a verificação do efeito de escala, na qual pode ser feita uma correção nos resultados dos ensaios no que se refere as dimensões das placas e fundações. No entanto, Décourt (1994) explica que ao apresentar os resultados carga x recalque do ensaio de

placa de forma adimensional, normalizando as tensões pela tensão de ruptura convencional ou física e as deformações pela largura da fundação, a curva tensão x recalque irá convergir para uma única curva, independente das dimensões das fundações, até deformações de 10% da largura da sapata. Essa normalização possibilita estabelecer possíveis tendências de comportamento obtidas com a alteração de diferentes variáveis.

Décourt e Quaresma Filho (1996) definiram que os resultados podem se tornar adimensionais, pela divisão da tensão pela tensão de ruptura convencional e os recalques pela largura equivalente da placa.

Berardi e Lancellotta (1991) ao analisar o comportamento de mais 200 fundações superficiais assentes em solos arenosos, observaram que para tensões usuais na engenharia, os deslocamentos máximos ocorrem na faixa de 1%. Levando essa informação em consideração, Thomé (1999) propôs em seu estudo normalizar a tensão por uma tensão a 2% do recalque relativo, o dobro do apresentado pelos autores. Além disso, o autor apresentou uma metodologia para calcular esses valores. No entanto, Consoli *et al.* (2009) propôs essa normalização através da divisão dos recalques pelo diâmetro da placa e da tensão pela tensão correspondente a 3% do recalque relativo, denominado $p_{3\%}$, utilizando uma consideração 3 vezes maior. No entanto, ao analisar as curvas normalizadas para essas condições, foi possível observar que as mesmas produzem uma única curva para todas as variações de camadas e diâmetro das placas.

2.4.2.2. Efeito de tamanho e forma

Cudmani (1994) realizou ensaios de provas de carga em solos residuais utilizando placas circulares de diâmetros iguais a 30, 45 e 60 cm e em uma placa quadrada cujo lado é igual a 40 cm (com área equivalente a área da placa circular de 45 cm de diâmetro). Com os resultados desse ensaio o autor observou que a dispersão dos valores é inversamente proporcional ao diâmetro da placa. O que pode ser explicado por dois fatores: o primeiro é o amolgamento produzido durante a preparação do solo e a montagem do sistema de transmissão de carga e que tem efeito inversamente proporcional ao diâmetro da placa. O segundo, é a própria heterogeneidade do solo, visto que, quanto menor o diâmetro da placa, menor será o volume comprometido no ensaio, e, portanto, maior o efeito de descontinuidades, juntas, estrutura, cimentação e outros elementos responsáveis pela heterogeneidade do solo. Além disso, no estudo também foram analisados o efeito de forma, entre a placa circular de 45 cm de diâmetro e a placa quadrada de 40 cm de lado. No entanto, não se estabeleceu nenhuma relação a esse

efeito, visto que se determinou que as dispersões provocadas pela variabilidade das condições naturais do subsolo são maiores que o efeito de forma das placas.

Cudmani *et al.* (1994) complementaram o estudo anteriormente citado com o trabalho de Luzzardi e Milititsky (1987), que realizaram provas de carga em sapatas quadradas de concreto de 0,7 e 1,0 m de lado, em profundidades que variam entre 0,4 e 1,6 m. Nesse estudo, os autores observaram um comportamento similar ao notado nos ensaios de placa. No entanto, devido a particularidade de que essas não possuem um comportamento marcadamente bi-linear quando analisado de forma logarítmica, foi sugerido que o processo construtivo das sapatas produz um amolgamento na camada superficial do solo, responsável pelo comportamento do sistema nos estágios iniciais de carregamento.

3 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

Diversas pesquisas foram desenvolvidas no Campo Experimental de Passo Fundo a fim de caracterizar o solo presente no local. Sendo assim, neste tópico é apresentado um resumo acerca da investigação geotécnica realizada nesse campo anteriormente a essa pesquisa, juntamente com sua localização. A caracterização feita engloba ensaios de campo, ensaios laboratoriais, além de resultados de prova de carga em placa utilizados para definir o comportamento do solo quando submetido a cargas superficiais.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O campo experimental é localizado do lado do Centro de Tecnologia (CETEC) pertencente a Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF), na cidade de Passo Fundo, no estado do Rio Grande do Sul (Figura 3.1).

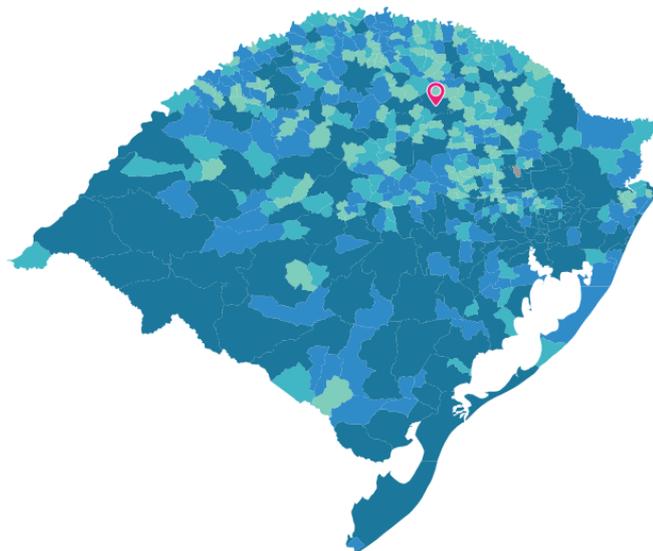


Figura 3.1: Mapa do Rio Grande do Sul e localização do município de Passo Fundo (IBGE, 2020)

O campo está localizado no endereço: BR-285, KM 292,7 – Campus I, no bairro São José. O terreno em questão é constituído por 5 patamares de níveis diferentes caracterizados nas Figuras 3.2 e 3.3. A investigação geotécnica previamente realizada e explanada neste capítulo foi feita

predominantemente ao longo do segundo patamar, enquanto os ensaios de campo referentes a este trabalho foram executados no quinto e último nível.



Figura 3.2: Localização do campo experimental da Universidade de Passo Fundo (GOOGLE EARTH, 2020)

2º Pav. - Local da investigação geotécnica prévia
5º Pav. - Local de execução dos ensaios

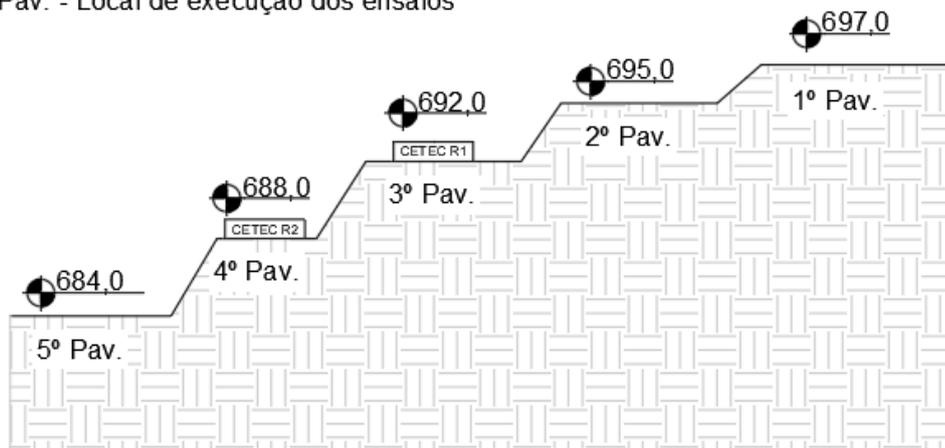


Figura 3.3: Corte sem escala do campo experimental

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA REGIÃO

O solo existente na região de Passo Fundo, analisado neste trabalho, tem características coesivas friccionais, e é proveniente da decomposição de rochas ígneas. A classificação pedológica, o define como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argilossólico, pertencente a formação da Serra Geral (Figura 3.4). Na composição desse tipo de solo há predominância de caulinita e óxido de ferro, responsáveis pela sua coloração avermelhada. Além disso, os latossolos apresentam um perfil homogêneo, profundo e bem drenado, com alto grau de intemperismo (STRECK *et al.*, 2002).

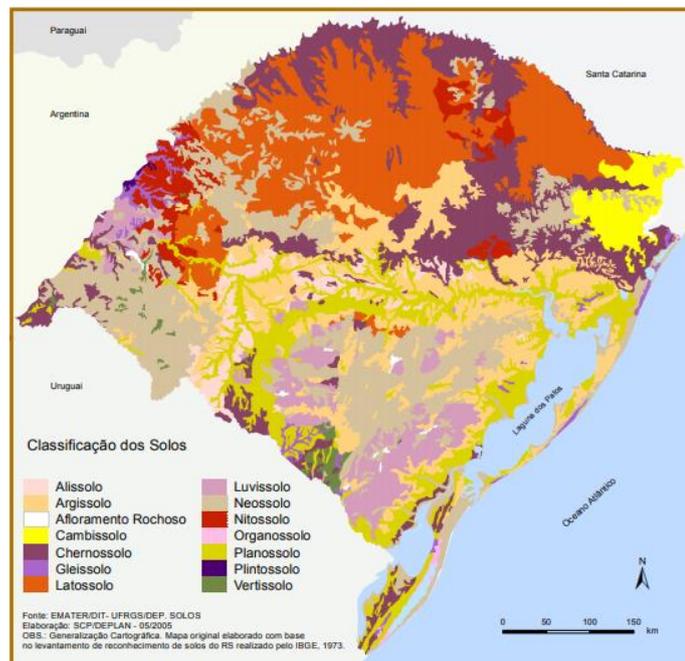


Figura 3.4: Mapa de classificação dos solos do Rio Grande do Sul (EMATER/DIT – UFRGS/DEP. SOLOS, 2005)

Os latossolos são vastamente encontrados no Brasil, identificados em amplas áreas principalmente nas regiões Centro-Oeste, Sul e Sudeste do país. Segundo Dias (1987), esses solos são permeáveis e têm em sua composição a presença de minerais primários muito resistentes ao intemperismo, minerais argílicos, óxidos de ferro e alumínio. Além disso, os latossolos distróficos apresentam comumente uma textura argilosa. A autora também destaca, que os solos lateríticos são, em geral, parcialmente saturados, apresentando uma poropressão negativa que pode desaparecer com o aumento do teor de umidade, diminuindo a resistência ao cisalhamento.

3.3 ENSAIOS DE CAMPO

A etapa de investigação em campo foi desenvolvida por alguns autores que também realizaram suas pesquisas no local em questão.

3.3.1 Sondagem à percussão (*Standard Penetration Test – SPT*)

Lopes Jr. e Thomé (2005) realizaram uma investigação geotécnica no campo experimental de Passo Fundo através da execução de sondagens à percussão. Para isso, foram realizados 2 ensaios SPT com execuções e profundidades diferentes. No primeiro utilizou-se a circulação de água no processo de escavação que atingiu uma profundidade de 16 metros (Figura 3.5a). No segundo, a escavação foi feita com um trado mecânico do tipo concha até a profundidade de 6,7 metros (Figura 3.5b).

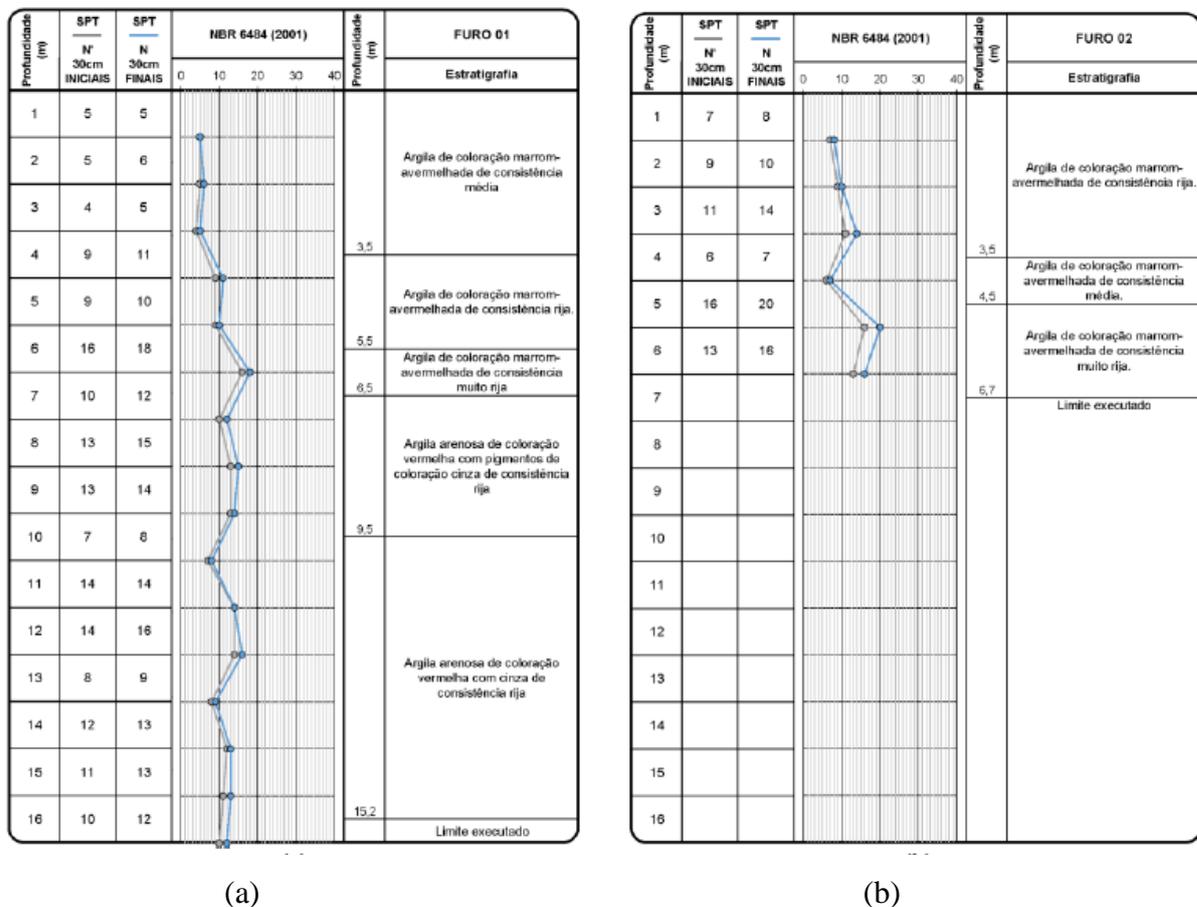


Figura 3.5: Relatórios dos SPT (a) Com lavagem (b) Sem lavagem (CORDEIRO, 2019 adaptado de LOPES JR.; THOMÉ, 2005)

O perfil de sondagem exibiu um solo homogêneo caracterizado como uma argila de coloração avermelhada e de consistência média a rija até uma cota de aproximadamente 6,5 metros. A partir dessa profundidade até a cota de 16 metros foi encontrada uma argila arenosa de consistência rija. No que se refere a resistência à penetração, o perfil apresentou baixos valores nos primeiros metros, seguido por um aumento de resistência, que posteriormente se manteve constante ao longo da profundidade. Além disso, é pertinente destacar, que em nenhum dos ensaios foi detectado o nível d'água.

3.3.2 Ensaio de cone (*Cone Penetration Test – CPT*)

Para uma melhor caracterização do solo, Faro (2014) realizou 5 ensaios de cone até uma profundidade de 20 metros em diversos pontos do campo experimental, seguindo a NBR 12069/MB-3406 (ABNT, 1991). Os resultados obtidos (Figura 3.6) corroboram com a caracterização obtida pelo SPT, de que o campo possui um perfil homogêneo ao longo da sua profundidade, até uma cota de aproximadamente 15 m. Essa particularidade pode ser comprovada pelos valores de I_c , que variam entre 2,95 e 3,6 e classificam o solo entre argila e argila siltosa. Além disso, no que corresponde a resistência, observou-se valores baixos nos primeiros três metros, seguido por um valor médio de resistência, que se manteve constante até os 10 metros, onde foi encontrado o nível d'água. Após essa cota, há uma tendência linear crescente com a profundidade.

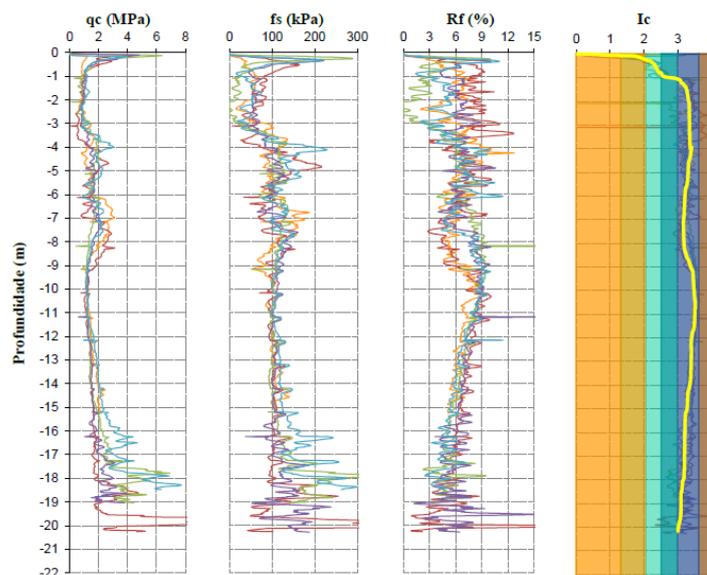


Figura 3.6: Relatório de Sondagem CPT (CORDEIRO, 2019 adaptado de FARO, 2014)

3.3.3 Ensaio dilatométrico (*Flat Dilatometer – DMT*)

Dando continuidade ao programa de investigação, foram realizados 2 ensaios dilatométricos até uma cota de 19 metros, obedecendo a ASTM D6635-15 (2015) e cujos resultados foram exibidos por Cordeiro (2019). Com suas conclusões (Figura 3.7), confirmou-se novamente a homogeneidade do perfil existente no campo, visto que a variação entre os ensaios é praticamente nula.

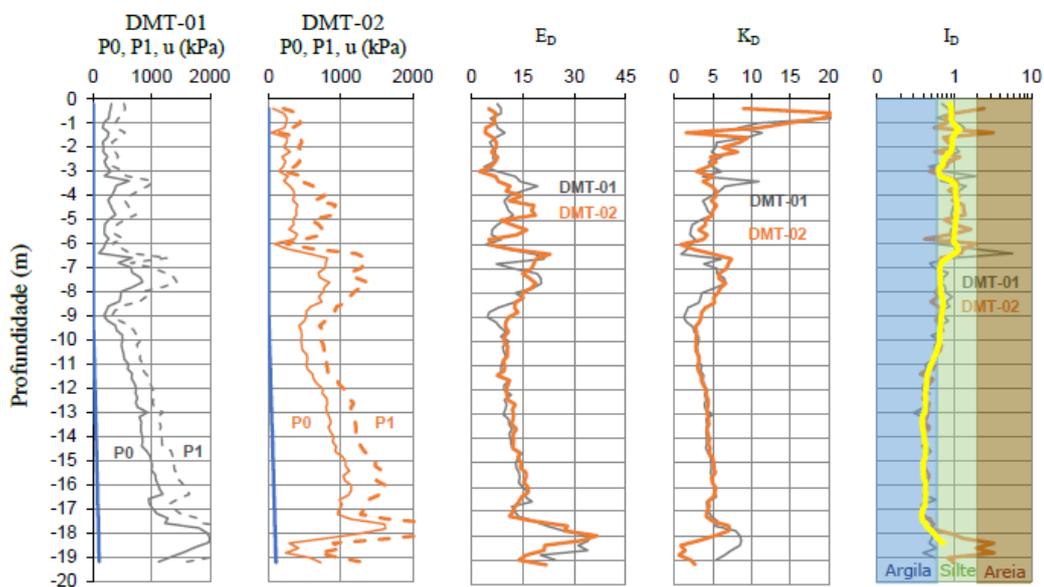


Figura 3.7: Relatório de Sondagem DMT (CORDEIRO, 2019)

Os resultados do ensaio DMT foram exibidos em termos de pressão inicial corrigida P_0 , pressão corrigida após inflar a membrana P_1 , módulo dilatométrico E_D , índice de tensão horizontal K_D e índice de material I_D . Ao observar os valores das pressões P_0 e P_1 e o módulo dilatométrico E_D , nota-se valores menores de rigidez nos 3 primeiros metros, seguido por um valor médio até a profundidade de 9 metros, onde foi percebido o nível d'água. A partir dessa cota, há um aumento linear da resistência em função da profundidade. Esse comportamento mostrou uma concordância com os ensaios supracitados, apresentando uma homogeneidade das camadas desse perfil geotécnico.

Segundo Marchetti (1980), o índice de tensão horizontal K_D , tem como influência fatores como: a tensão horizontal *in situ*, a razão de pré-adensamento do solo, o grau de cimentação e a idade do depósito. Sendo assim, para caracterizar o solo como normalmente adensado, deve-se

observar valores de K_D entre 1,8 e 2,3, sendo estes aproximadamente constantes ao longo da profundidade. Já para argilas pré-adensadas encontra-se um perfil cujos valores de K_D são maiores que 2 e há uma redução de magnitude com a profundidade. Contudo, o comportamento observado neste estudo, indica que o material existente no perfil é uma argila normalmente adensada envelhecida ou cimentada, caracterizada por valores de K_D constantes e superiores a 2,3.

No que se refere a classificação do solo, de acordo com o mesmo autor, os métodos utilizados considerando o índice I_D , não fornecem uma avaliação precisa para este tipo de solo, visto que não consideram o seu comportamento coesivo-friccional e suas propriedades.

3.4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para a caracterização completa de um material é necessária a determinação de alguns parâmetros que só podem ser obtidos por meio de ensaios laboratoriais. Sendo assim, neste tópico, foram expostos os resultados atingidos por Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004), Ruver (2011) e Carretta (2018).

Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004) realizaram uma caracterização geotécnica do campo experimental, que partiu da coleta de amostras deformadas através de sondagem à trado até uma profundidade de 5 metros. Em seguida, foi feita uma análise em laboratório com o material coletado a cada 0,5 metros. Com essas amostras foram executados ensaios de limite de liquidez e de plasticidade, análise granulométrica e determinação do peso específico real dos grãos. Ademais, foram extraídas amostras indeformadas a uma profundidade de 1,2 metros, nos quais foram realizados ensaios oedométricos, de compressão simples, colapsividade e sucção, sendo os dois últimos importantes para a análise do comportamento de solos não saturados.

Ruver (2011) para verificar a homogeneidade dos parâmetros executou ensaios de caracterização no campo, sendo eles: determinação do teor de umidade, dos limites de consistência, da massa específica dos grãos e análise granulométrica. Além disso, também foram apresentados resultados de ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) de modo a analisar o comportamento do solo submetido a tensões confinantes de 20, 50 e 100 kPa. Para esses foram coletadas e esculpidas amostras indeformadas a partir de 1 metro de profundidade.

Carretta (2018) também realizou ensaios para verificar os índices físicos e as propriedades do solo. Sendo assim sua pesquisa incluiu ensaios de caracterização, compressão confinada, compressão simples e compressão diametral. Além da execução de ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado com tensões confinantes de 20, 35 e 50 kPa, com amostras indeformadas coletadas a 3 metros de profundidade.

3.4.1 Análise Granulométrica

A composição granulométrica desenvolvida nos estudos de Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004), Ruver (2011) e Carretta (2018) foram apresentados na Tabela 3.1. Os resultados apresentaram análises granulométricas similares, como exibido na Figura 3.8.

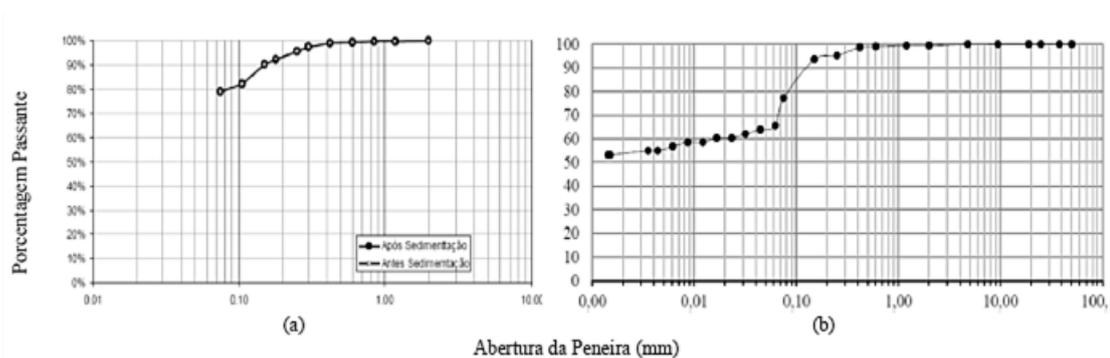


Figura 3.8: Curva granulométrica – (a) RUVER (2011); e (b) CARRETTA (2018)

Tabela 3.1: Distribuição granulométrica

Fração	Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004)	Ruver (2011)	Carretta (2018)
Pedregulho ($2 \text{ mm} < D \leq 60 \text{ mm}$)	0%	0%	0%
Areia ($0,06 \text{ mm} < D \leq 2 \text{ mm}$)	28,3%	21,1%	35%
Silte ($0,002 \text{ mm} < D \leq 0,06 \text{ mm}$)	7,3%	19,9%	5%
Argila ($D \leq 0,002 \text{ mm}$)	64,4%	59%	60%

3.4.2 Limites de Consistência

Os resultados referentes aos limites de consistência determinados pelos três autores sobreditos foram exibidos na Tabela 3.2. Todos os estudos permaneceram na mesma faixa de limites, no entanto, os dois mais recentes apresentaram valores relativamente similares.

Tabela 3.2. Limites de consistência

Índices Físicos	Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004)	Ruver (2011)	Carretta (2018)
Limite de Plasticidade (LP)	35,5%	32,1%	31,0%
Limite de Liquidez (LL)	54,2%	41,2%	42,0%
Índice de Plasticidade (IP)	18,7%	9,1%	11,0%

Com a unificação dos dados de granulometria e limite de consistência, foi possível determinar a classificação do solo existente no campo experimental. Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004), caracterizaram o solo encontrado como uma argila arenosa de coloração avermelhada. Ruver (2011) definiu, através da classificação pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o solo como um material CL (argila de baixa compressibilidade). Já Carretta (2018), caracterizou o solo como ML (silte de baixa compressibilidade).

Souza Jr. *et al.* (2019) aplicaram o método de classificação M.C.T (Miniatura, Compactado, Tropical) ao solo. O método foi desenvolvido para avaliar o comportamento laterítico ou não dos solos tropicais, através do método das pastilhas e do Mini-MCV. Com isso, os autores classificaram o solo analisado como um Solo Laterítico Argiloso (LG’).

3.4.3 Índices Físicos

Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004) verificaram o teor de umidade do solo a cada 0,5 m até uma profundidade de 5 m. Nas amostras coletadas a taxa variou de 28 a 39%. No que se refere ao peso específico real dos grãos, o valor médio encontrado foi de 27,4 kN/m³. Por fim, quando medidos os valores de sucção foi observado um nível relativamente baixo de 27 kPa na condição natural de umidade. Para teores ligeiramente maiores do que o natural, esse valor se aproxima de 0 kPa.

Ruver (2011) analisou o teor de umidade do solo durante 7 meses, no qual, não se observou variação sazonal, com um valor médio de 28,87%. Além disso, foi obtido um peso específico dos grãos de 26,7 kN/m³. Todos os resultados dos ensaios de Ruver (2011) para determinar os índices físicos corroboram com os valores encontrados por Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004).

Na pesquisa de Carretta (2018), a umidade natural foi retirada de 32 amostras, cujo valor médio foi de 34,56%. No que se refere ao peso específico dos grãos obteve-se uma média igual a 26,5 kN/m³. Nesse estudo, os resultados também corroboraram com os valores encontrados pelas

outras pesquisas, verificando assim a homogeneidade dos índices físicos do solo ao longo dos anos. Além disso, as amostras da autora apresentaram um peso específico médio de 15,62 kN/m³ e índice de vazios de 1,28.

3.4.4 Ensaio de Compressão Confinada

Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004) realizaram ensaios oedométricos em amostras indeformadas coletadas de uma profundidade de 1,2m. Com os resultados do ensaio, observou-se que a tensão de pré-adensamento foi aproximadamente 150 kPa, valor esse que se deve a cimentação natural existente nesse tipo de solo, e não por um histórico de tensões. Além disso, os índices de compressão (C_{co}) e recompressão (C_r) ficaram na faixa de 0,39 e 0,029, respectivamente. Os autores também realizaram ensaios de colapsividade para pressões de 25, 50 e 100 kPa, em que foi verificado que o solo apresenta um baixo nível de colapsividade, sendo o maior valor 0,2%.

Carretta (2018) realizou ensaios de compressão confinada em amostras indeformadas e remoldadas, de modo a analisar a influência da estrutura do solo coesivo-friccional no seu comportamento (Figura 3.9). Como resultado, a amostra indeformada apresentou uma tensão de pré-adensamento virtual de 170 kPa e 140 kPa, para os métodos de Pacheco e Silva e de Casagrande, respectivamente. Já para a amostra remoldada, esses valores foram de 28 kPa e 34 kPa.

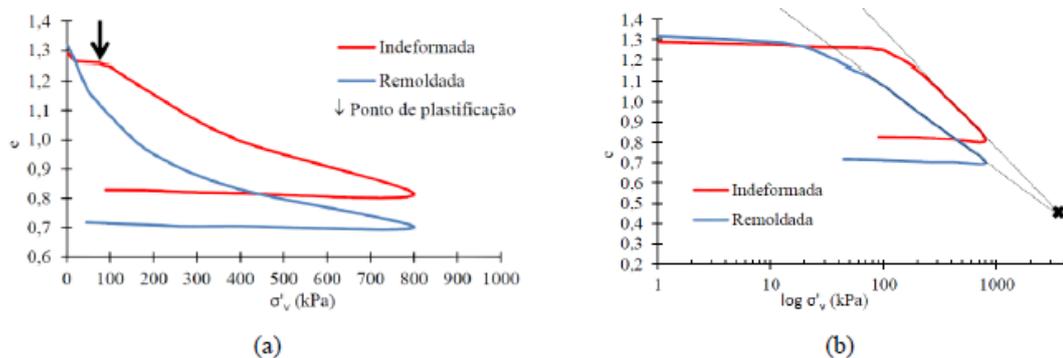


Figura 3.9: Resultado de compressão confinada (a) escala natural; (b) escala logarítmica (CARRETTA, 2018)

Nos gráficos é possível observar que a partir da tensão efetiva de 87,5 kPa, há uma redução brusca do índice de vazios, que pode ser explicada pela plastificação e quebra da cimentação do solo coesivo-friccional.

3.4.5 Ensaio de Compressão Simples

Ensaio de compressão simples foram executados em amostras indeformadas coletadas por Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004). Os autores observaram uma ruptura colunar, que foi alcançada a uma pequena deformação axial de 0,85% para uma tensão de ruptura de 55 kPa.

Carretta (2018) realizou 3 ensaios de compressão simples em corpos de prova indeformados, nos quais a resistência à compressão simples média encontrada foi de 89,4 kPa. Além disso, a autora realizou ensaios instrumentados com sensores de efeito *hall*, no qual se obteve uma curva de tensão-deformação, exibida na Figura 3.10. Nessa análise, foi observado um comportamento rígido com um pico de resistência, onde posteriormente ocorreu a quebra de cimentação e queda de resistência, comportamento esse característico dos solos coesivos-friccionalis.

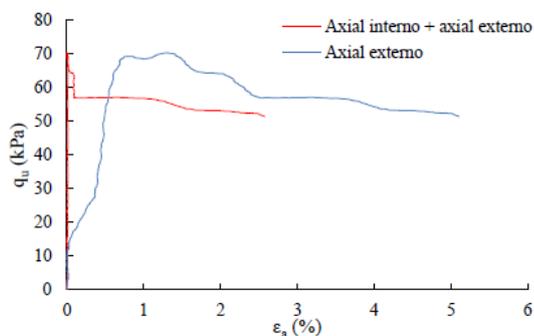


Figura 3.10: Resultado de resistência à compressão simples instrumentada (CARRETTA, 2018)

3.4.6 Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Carretta (2018) realizou ensaios de tração por compressão diametral, seguindo o mesmo processo do ensaio de compressão simples. A resistência à tração média encontrada foi de 24,14 kPa, sendo esse valor maior do que o esperado (10% da resistência à compressão). Esse fato pode ser explicado pela existência de cimentação entre as partículas do solo coesivo-friccional, mas necessita de maiores estudos para sua confirmação.

3.4.7 Ensaios Triaxiais

Ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) foram realizados por Donato (2005) e apresentados por Ruver (2011). Nesses ensaios foram analisadas tensões confinantes de 20, 50 e 100 kPa em amostras indeformadas retiradas no primeiro metro de profundidade do solo. Os resultados obtidos foram exibidos na Figura 3.11, em que se observa que quanto maior a tensão confinante, maior a compressão do solo e maior a redução do índice de vazios. Além disso, a partir da envoltória de ruptura, foram determinados os parâmetros de resistência do solo: coesão efetiva $c' = 23,8$ kPa e ângulo de atrito efetivo $\phi' = 31,84^\circ$. O módulo de elasticidade secante para pequenas deformações teve um valor de aproximadamente 100 MPa.

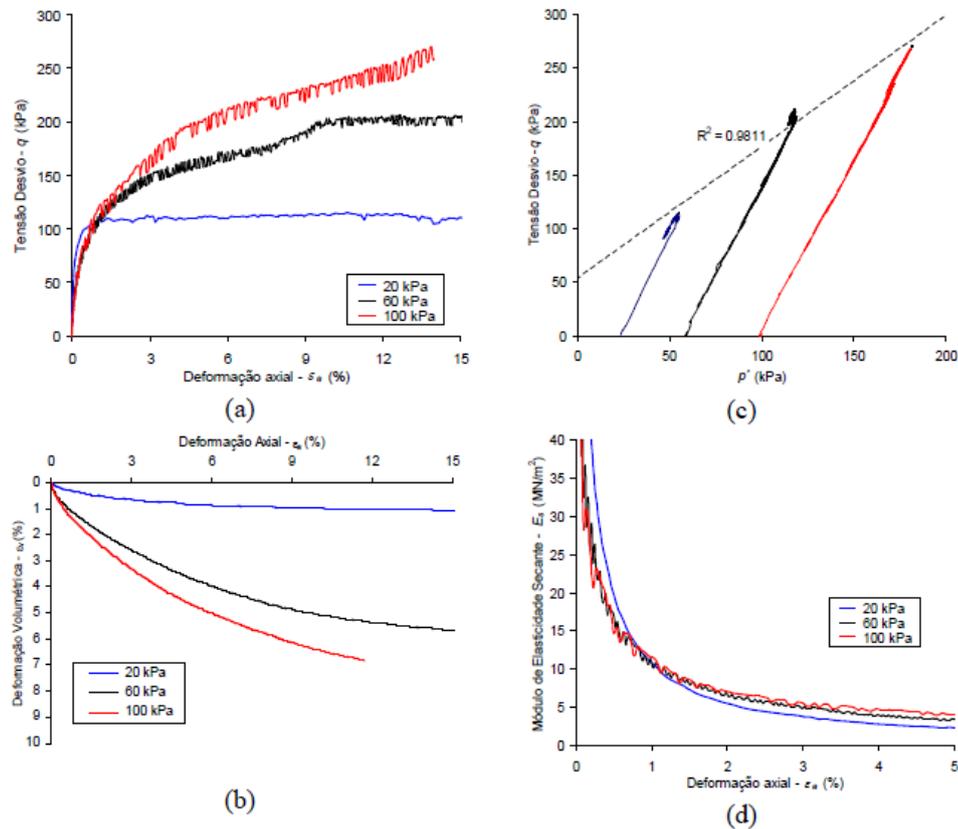


Figura 3.11: Resultados dos ensaios triaxiais CD (a) tensão desvio x deformação axial; (b) deformação volumétrica x deformação axial; (c) tensão desvio x tensão efetiva média; (d) módulo de elasticidade secante x deformação axial (RUVÉR, 2011, adaptado de DONATO, 2005)

Carretta (2018) também realizou ensaios triaxiais consolidados drenados (tipo CD), contudo, foram utilizadas tensões confinantes de 20, 35 e 50 kPa, com o intuito de não danificar a

cimentação das amostras com tensão efetiva inicial. Os resultados exibiram comportamentos similares aos dos ensaios mostrados anteriormente, como pode ser visto na Figura 3.12. No entanto, apesar de ambos os ensaios comprovarem que o solo analisado resiste devido a propriedades coesivas e friccionais, a coesão obtida por Carretta (2018) apresentou um valor diferente encontrado previamente, como observado na Tabela 3.3.

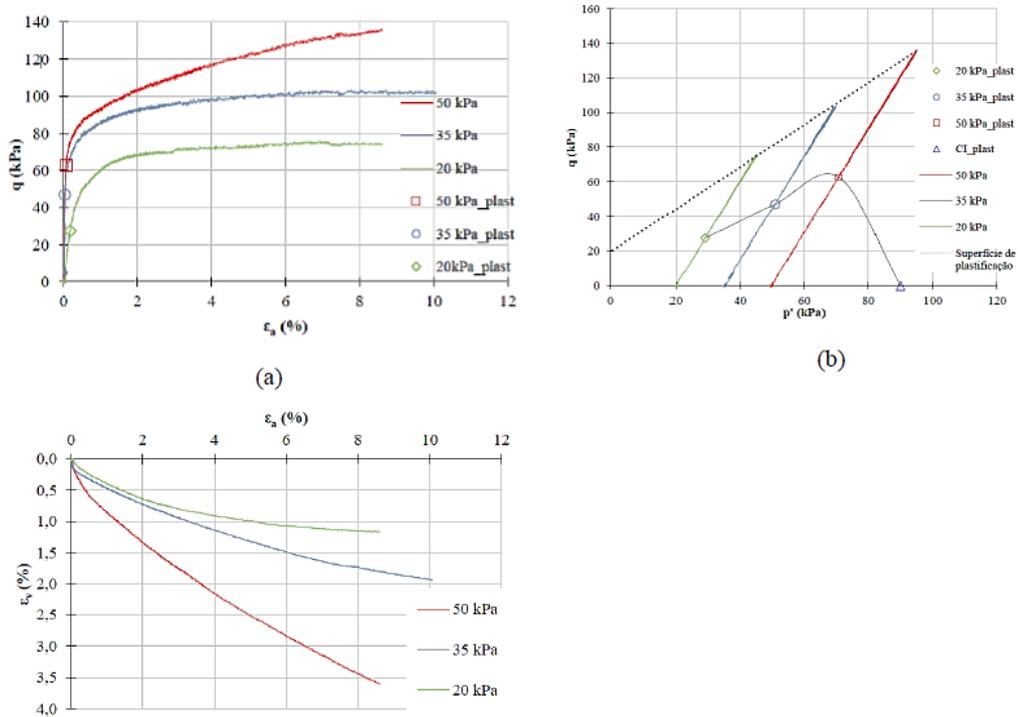


Figura 3.12: Resultados de ensaios triaxiais drenados consolidados (a) tensão desvio x deformação axial; (b) tensão desvio x tensão efetiva média; (c) deformação volumétrica x deformação axial (CARRETTA, 2018)

Tabela 3.3: Parâmetros de resistência obtidos de ensaios triaxiais CD

Parâmetros	Donato (2005)	Carretta (2018)
Ângulo de atrito efetivo (Φ')	31,84°	30,05°
Coesão efetiva (c')	23,8 kPa	9,52 kPa

Essa coesão pode ser definida com uma faixa de valores, dependente do estado em que o solo se encontra, variando de 9 a 24 kPa.

3.5 SUCCÃO

O solo residual encontrado no campo experimental e previamente analisado apresenta condições não saturadas. Sendo assim necessário o conhecimento da sucção desse solo e sua variação de acordo com o teor de umidade. Com isso, Moreira (2020), a fim de determinar a curva característica desse solo, realizou ensaios de medição de sucção matricial em amostras indeformadas.

O método escolhido pelo autor foi a técnica do papel filtro, desenvolvida por Marinho (1995). O procedimento tem como princípio o equilíbrio do sistema de sucção, que se dá quando um material poroso, como o solo residual, entra em contato com o papel filtro, que apresenta uma umidade menor. Esse equilíbrio ocorre quando o papel filtro absorve uma certa quantidade de água do solo, através do isolamento do sistema por cerca de 14 dias. Como resultado dos ensaios de Moreira (2020), o autor obteve a curva característica exibida na Figura 3.13.

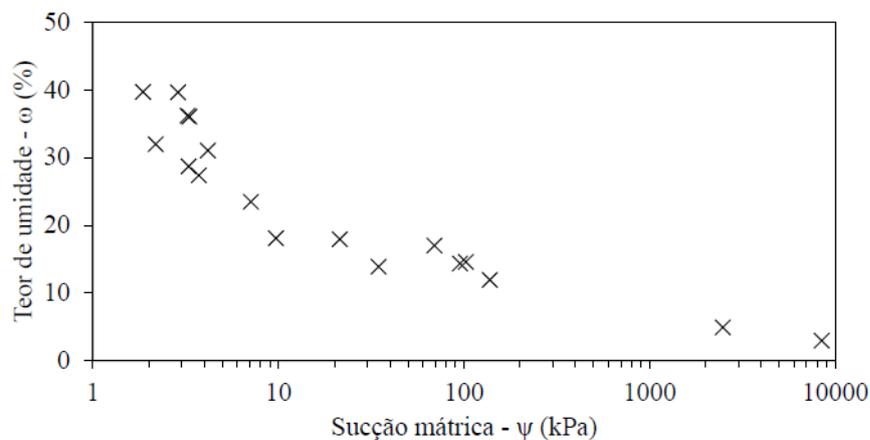


Figura 3.13: Curva característica de sucção matricial do solo residual

Em condições naturais, nas quais de acordo com os estudos prévios, o solo apresenta um teor de umidade de aproximadamente 34%, o valor de sucção matricial encontra-se entre 4 e 10 kPa. Ao comparar esses dados a resistência à compressão não confinada do solo (89,38 kPa), determinada por Carretta (2018), o autor concluiu que a saturação total do terreno teria pouca influência nos recalques de fundações superficiais, visto que a sucção representa menos de 10% desse valor, considerando uma média de 8 kPa.

3.6 ENSAIOS DE PROVA DE CARGA

Com o intuito de realizar uma análise comparativa com os resultados de prova de carga executados neste trabalho, foram estudados ensaios efetuados previamente no campo experimental da Universidade de Passo Fundo.

Ensaio de prova de carga foram executados por Dalla Rosa e Thomé (2004), em placas circulares de aço com diâmetros iguais a 30 cm, 60 cm e 90 cm a uma profundidade de 80 cm. Durante a execução dos ensaios, observou-se uma ruptura por puncionamento, devido ao simples afundamento da placa no solo. Além disso, os autores notaram que o máximo recalque para a carga de trabalho foi na ordem de 1% da largura da fundação.

Consoli *et al.* (2020) também executaram ensaios de provas de carga em placas de mesmo diâmetro das utilizadas pelos autores anteriores. Na Figura 3.14 foram exibidos os resultados de ambos os trabalhos, sendo representados em preto os ensaios de Dalla Rosa e Thomé (2004), e em vermelho os ensaios de Consoli *et al.* (2020). Ao compará-los observou-se uma similaridade no comportamento para os ensaios da placa de 30 cm. Entretanto, para o estudo de Consoli *et al.* (2020) as placas com diâmetro superior apresentaram curvas de maior rigidez e resistência.

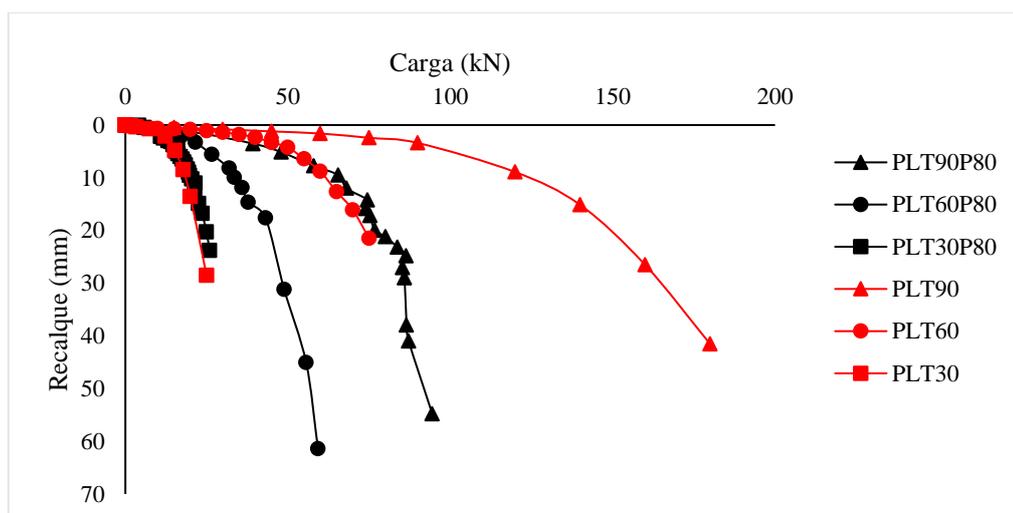


Figura 3.14: Resultados carga-recalque dos ensaios de placa (DALLA ROSA, THOMÉ, 2004; CONSOLI *et al.*, 2020)

Além dos ensaios de placa supracitados e realizados sobre o solo, Sasso (2020) executou um ensaio de prova de carga em uma sapata isolada de concreto armado de dimensões 80x80 cm, apresentando a mesma área de contato utilizada em parte dos ensaios deste trabalho. O conjunto sapata-solo exibiu o comportamento demonstrado na Figura 3.15 e sofreu deslocamentos mínimos até uma carga de 70 kN, seguido por recalques mais significativos, ocasionados provavelmente devido à quebra da cimentação do solo. Além disso, a carga de ruptura definida pela autora através da utilização do método de Boston foi de 121,5 kN.

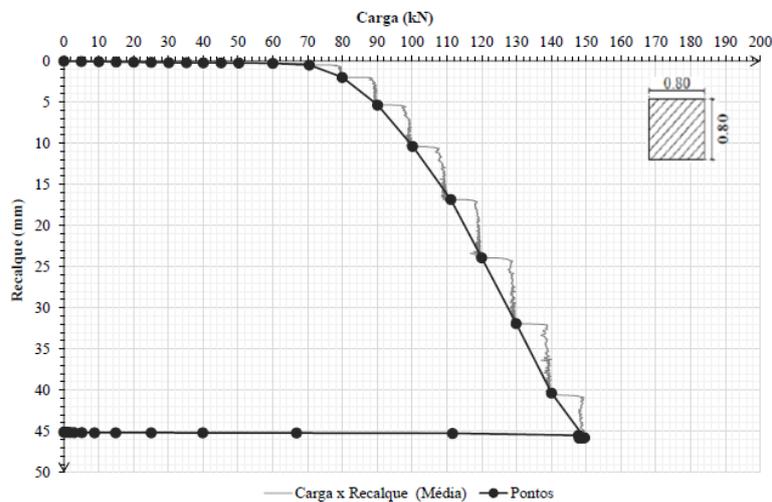


Figura 3.15: Resultado de prova de carga em sapata isolada de concreto (SASSO, 2020)

4 PROGRAMA DE PESQUISA

Neste capítulo são apresentados os métodos e materiais utilizados para o desenvolvimento desse estudo experimental, que tem como objetivo a análise do comportamento de fundações superficiais submetidas a carregamentos excêntricos e assentes em solos residuais.

Dessa maneira, essa pesquisa inicia-se pela execução de uma investigação geotécnica no local cujos ensaios são realizados, visando a complementação da caracterização realizada previamente por outros autores. Essa etapa consiste na realização de: ensaios de caracterização física, ensaios de sondagem à percussão, ensaios triaxiais e ensaios de medição da sucção matricial do solo.

Em seguida, há a etapa experimental, através da execução de ensaios de prova de carga em placa, realizados diretamente sobre o solo residual. Nessa etapa, analisa-se o comportamento mecânico da fundação superficial assente nesse tipo de solo através da verificação de três variáveis, sendo elas: o efeito de forma da fundação superficial, os tipos e níveis de excentricidade do carregamento.

Os procedimentos adotados na execução dos ensaios seguem as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e para os ensaios não normatizados são aplicados os métodos sugeridos na literatura. Além disso, todos os ensaios presentes nesta metodologia foram executados no Laboratório de Geotecnia, localizado no CETEC/FEAR/UPF, na cidade de Passo Fundo – RS.

4.1 PREPARAÇÃO DO SOLO PARA A CARACTERIZAÇÃO

Previamente, a realização da investigação geotécnica é necessária a preparação do solo a ser analisado, tendo em vista as necessidades dos ensaios. Desse modo, para os ensaios laboratoriais de caracterização realizou-se a coleta de amostras deformadas do solo, seguida por sua preparação e separação. No entanto, no que se refere aos ensaios triaxiais e de sucção foi necessária à coleta de amostras indeformadas, de modo a evitar a influência da moldagem dos corpos de prova na sua análise.

4.1.1 Amostras deformadas

A coleta de amostras deformadas se deu após a regularização do terreno cujos ensaios experimentais foram realizados. Desse modo, inicialmente, escavou-se uma vala de aproximadamente 1 m de profundidade, com o auxílio de uma retroescavadeira. Em seguida, com a utilização de ferramentas (enxada, picareta, pá) coletou-se do fundo e das paredes da vala amostras do solo (Figura 4.1).



Figura 4.1: Coleta de amostras indeformadas

O processo seguiu com a realização da secagem do solo em temperatura ambiente (Figura 4.2a), e foi continuado com a preparação e separação do solo para os ensaios de caracterização, aplicando-se os processos recomendados pela NBR 6457 (ABNT, 2016) (Figura 4.2b).



(a)

(b)

Figura 4.2: (a) Secagem do solo (b) Solo armazenado para preparação prévia aos ensaios

4.1.2 Amostras indeformadas

Os ensaios triaxiais e de sucção visam analisar a resistência e comportamento não-saturado do solo. Sendo assim, como os parâmetros de resistência dos solos residuais são influenciados por sua cimentação, a sua análise deve ser feita em amostras indeformadas. Essas amostras foram coletadas em blocos, como ilustrado na Figura 4.3a, retirados de uma profundidade de aproximadamente 1 metro.

Os blocos foram extraídos com o auxílio de ferramentas manuais como espátula, pá e picareta de uma vala aberta com uma retroescavadeira no campo experimental da Universidade de Passo Fundo. A retirada dos blocos foi feita com a mínima perturbação possível na estrutura da amostra de solo coletada, visando preservar as suas condições *in situ*. Além disso, de modo a manter a umidade do material, os blocos, após serem extraídos do terreno, foram acondicionados em plástico do tipo *insulfilm* (Figura 4.3b), até a realização dos ensaios que ocorreram cerca de 5 dias após a coleta.

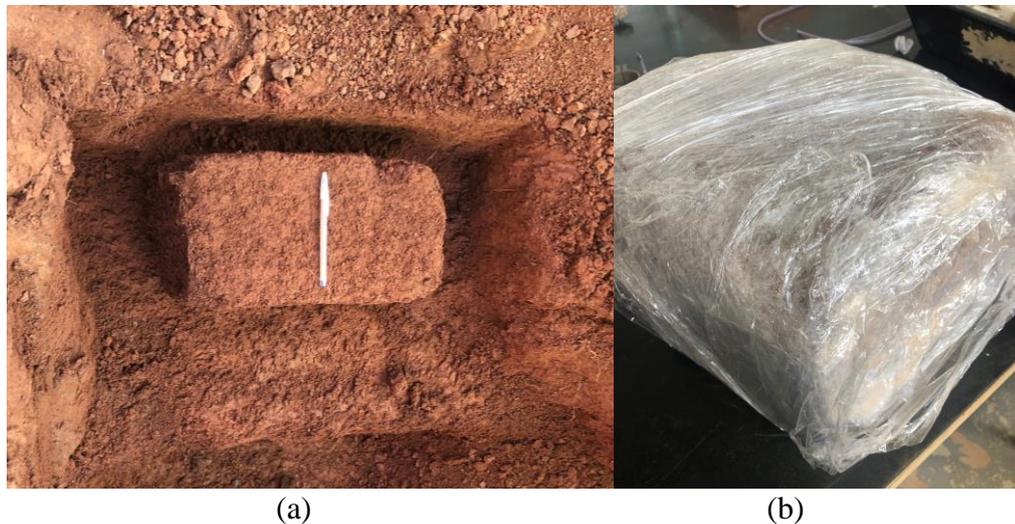


Figura 4.3: Bloco indeformado (a) a ser extraído do terreno (b) acondicionado com plástico *insulfilm*

Posteriormente, em laboratório, os corpos de prova indeformados, com dimensões de aproximadamente 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, foram cuidadosamente esculpidos dos blocos maiores (Figura 4.4), de forma que o manuseio dessas amostras não interferisse na futura análise do comportamento do material. Os corpos de provas foram moldados no sentido vertical do bloco, a fim de representar o comportamento no sentido do perfil geotécnico.



Figura 4.4: Moldagem dos corpos de prova indeformados

4.2 ENSAIOS LABORATORIAIS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios laboratoriais de caracterização executados no presente trabalho consistem nos ensaios de granulometria, limite de liquidez e plasticidade, teor de umidade e peso específico dos grãos e seguem os procedimentos descritos nos subtópicos abaixo.

4.2.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica foi realizada através da execução das técnicas sugeridas pela NBR 7181 (ABNT, 2018). Para a determinação da sua distribuição foram realizados dois procedimentos, tendo em vista as características de materiais finos apresentadas pelo solo: sedimentação (Figura 4.5a) e peneiramento fino (Figura 4.5b).



(a)

(b)

Figura 4.5: (a) Sedimentação (b) Peneiramento fino

4.2.2 Determinação dos Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg, também conhecidos como limites de consistência, foram realizados pela determinação dos limites de plasticidade (Figura 4.6a) e liquidez (Figura 4.6b) que são normatizados pela NBR 7180 (ABNT, 2016) e NBR 6459 (ABNT, 2017), respectivamente.



Figura 4.6: (a) Ensaio de limite de plasticidade (b) Ensaio de limite de liquidez

4.2.3 Determinação do Teor de Umidade

A determinação do teor de umidade das amostras laboratoriais foi executada seguindo os processos descritos na NBR 6457 (ABNT, 2016). Essa determinação foi feita através de um processo de pesagem de amostras úmidas coletadas em campo e secas em estufa elétrica. Após a determinação dessas massas foi possível estabelecer o teor de umidade.

4.2.4 Determinação da Massa Específica dos Grãos

A massa específica dos grãos foi determinada em laboratório seguindo a NBR 6508 (ABNT, 1984). A execução dos ensaios foi feita com a utilização do picnômetro e da cuba elétrica aquecida para o “banho maria” (Figura 4.7).



Figura 4.7. Execução do ensaio de massa específica dos grãos

4.3 ENSAIOS DE SONDAGEM À PERCUSSÃO (SPT)

Com o intuito de verificar o perfil geotécnico-geológico na camada superficial do terreno cujos ensaios de prova de carga são realizados, decidiu-se pela execução de um ensaio de sondagem à percussão, também conhecido como ensaio SPT, de meio em meio metro até a profundidade de 5 metros.

O ensaio SPT, exibido da Figura 4.8, foi realizado pela empresa Multisolos, e seguiu os procedimentos padronizados pela NBR 6484 (ABNT, 2020). Sendo assim, foi escolhido um ponto central no terreno analisado, locado na Figura 4.9, que apresenta coordenadas S28 13,652 W52 23,197 e uma elevação de 683 m. Além disso, o ponto de perfuração foi executado a cerca de 2,50m do pé do talude.

A realização do ensaio se deu a cada 0,5m até a 5 m de profundidade, devido a zona de influência das fundações superficiais estudadas. O ensaio foi feito com o auxílio de um trado helicoidal e sem circulação de água, devido as características tátil-visuais apresentadas pelo solo e o padrão encontrado na região que apontam para um solo argiloso. Esse tipo de solo quando em contato com a água perde suas características sólidas, dificultando o prosseguimento do ensaio.



Figura 4.8: Execução do ensaio de sondagem à percussão

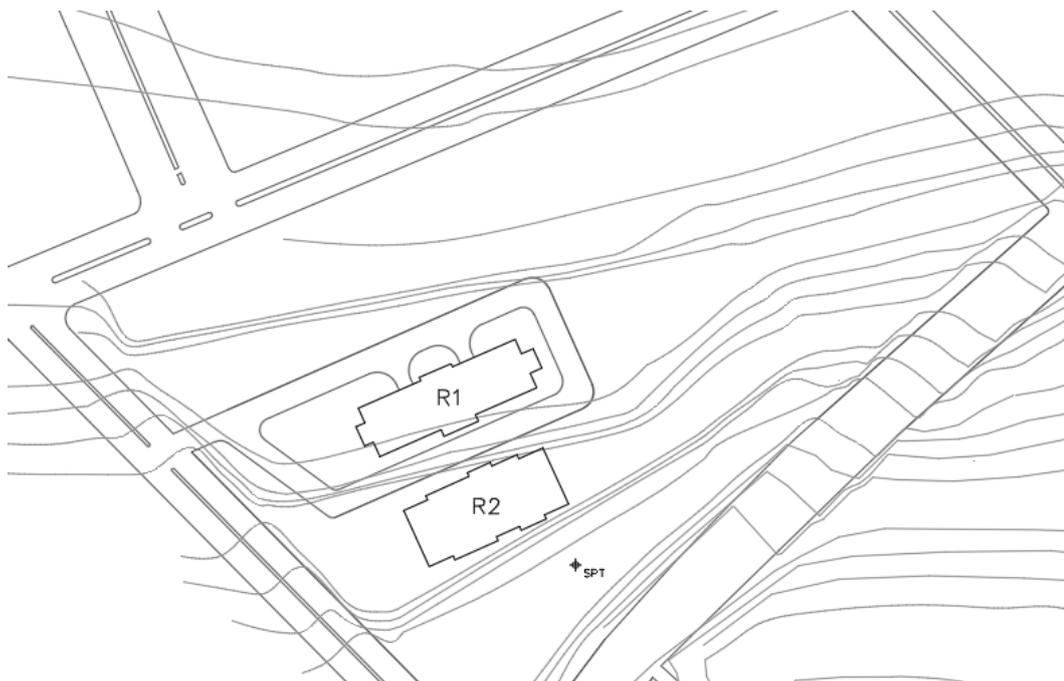


Figura 4.9: Localização do ensaio SPT

4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS

O ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões no corpo de prova do solo analisado, atribuindo um confinamento ao mesmo, seguido por um carregamento axial, levando este a ruptura. Esse ensaio é um dos métodos mais confiáveis para a determinação dos parâmetros de resistência e rigidez do solo.

Nesta pesquisa foram realizados 3 ensaios triaxiais isotropicamente drenados (CID), com o intuito de obter os parâmetros referentes ao solo residual encontrado no campo experimental de Passo Fundo, no patamar cujas provas de carga são realizadas. Além disso, os resultados auxiliam numa análise comparativa com os ensaios previamente realizados por Carretta (2018).

4.4.1 Equipamentos

O equipamento utilizado para realização dos ensaios CID, exibido na Figura 4.10 foi uma prensa triaxial do tipo Bishop-Wesley (BISHOP, WESLEY, 1975), que se encontra no Laboratório de Geotecnia (LABGEO) do Centro Tecnológico (CETEC) da Universidade de Passo Fundo.



Figura 4.10: Equipamento para ensaio triaxial

O equipamento pode ser dividido em 5 sistemas: o sistema de aplicação de tensões na amostra, de interface ar-água, de medição volumétrica, de controle de tensões e o de aquisição de dados.

O primeiro sistema é composto pelo conjunto principal: a câmara e o pedestal (Figura 4.11a). A câmara tem como função isolar a amostra para a aplicação de tensões controladas, e tem em sua estrutura o pistão (Figura 4.11b) e a célula de carga (Figura 4.11c) acoplados. Enquanto isso, o pedestal tem em seu interior o motor de passos que controla elevação da base de modo que a carga axial seja aplicada na amostra através do contato entre pistão e o top-cap, que fica posicionado sobre a amostra. Além disso, no topo do pedestal estão as válvulas de entrada dos fluidos para as linhas de drenagem e pressão (Figura 4.11d e 4.11e). As linhas de drenagem

(Figura 4.11f) são acopladas ao top-cap e a base onde o corpo de prova é apoiado e permitem além do fluxo de água interno no CP, a aplicação da contrapressão no topo e na base da amostra. Enquanto a linha de pressão confinante permite a aplicação da tensão na amostra enquanto essa está confinada pela presença de água na câmara.

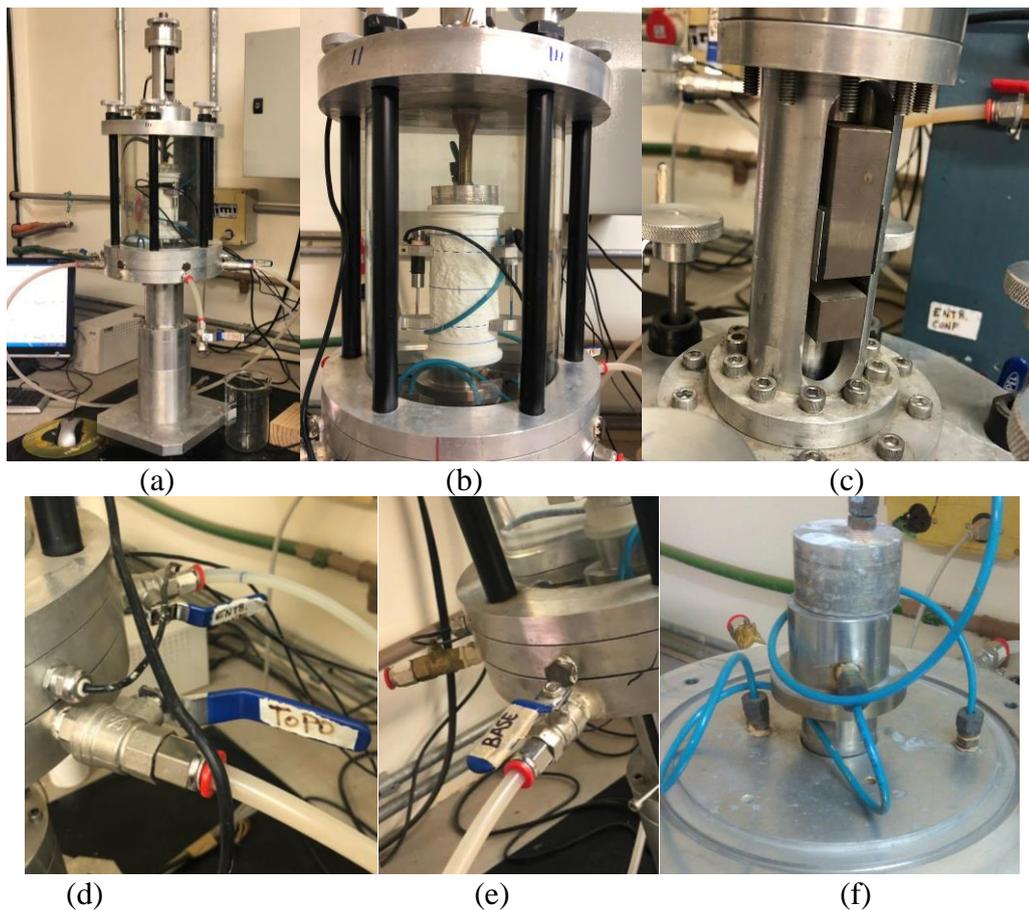


Figura 4.11: Equipamento triaxial Bishop-Wesley (a) Câmara e pedestal (b) Câmara com pistão aparente (c) Célula de carga (d) Válvulas de contrapressão do topo e tensão confinante (e) Válvulas de contrapressão da base (f) Linhas de drenagem interna

A segunda parte do equipamento é o sistema de interfaces ar-água, responsáveis pela aplicação das tensões confinantes e de contrapressão. Esse sistema é composto pelo *bladder* (Figura 4.12a), que consiste em uma membrana de borracha e um cilindro de aço resistente a grandes pressões. Sendo a membrana vedada de forma que crie a interface ar-água.

O terceiro sistema refere-se à medição da variação volumétrica, realizada externamente a amostra, através da contabilização do fluxo de água existente no corpo de prova saturado. A medição é feita com o medidor externo do tipo *Imperial College* (Figura 4.12b), que é

constituído por duas membranas opostas, conhecidas como *bellofram*, que permitem a entrada e saída de água na amostra, gerados a partir da deformação do CP. No medidor há um êmbolo que se desloca verticalmente, e tem seu deslocamento medido por um sensor LVDT calibrado.

O sistema de controle é composto por um painel (Figura 4.12c) onde ficam expostas as válvulas responsáveis pelo controle das pressões aplicadas no sistema e o sistema volumétrico. O painel é dividido em 4 partes: controlador de pressões, fornecimento de água para contrapressão, fornecimento de água para o confinamento e sistema de variação volumétrica. O primeiro é composto por dois transdutores de pressão que controlam e medem as pressões aplicadas ao sistema. No segundo administra-se o local em que a contrapressão é aplicada (topo, base ou ambos). No terceiro é possível controlar o fornecimento de água para o confinamento. Por fim, no quarto, a variação volumétrica é administrada.

O quinto sistema é referente a aquisição de dados, feita através da rotina criada o com *software Labview*, que auxilia na realização de cada etapa do ensaio. O sistema de aquisição armazena e monitora dados referentes a: tensão confinante e contrapressão, através dos valores dos dois transdutores de pressão; carga aplicada no cisalhamento, pelos valores captados da célula de carga; deformação axial externa, através da medição do deslocamento pelo motor de passos; e deformação axial interna, pela medida dos dois transdutores de deslocamentos que são fixados na membrana que envolve o corpo de prova.

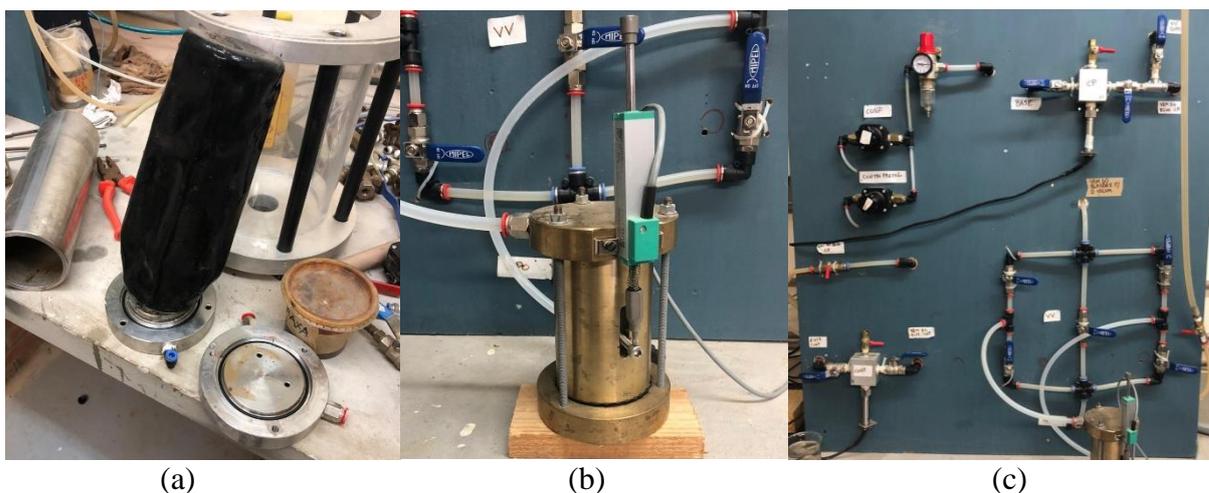


Figura 4.12: Conjunto equipamento triaxial Bishop-Wesley (a) Interface ar-água (b) Medidor volumétrico (c) Painel de controle

4.4.2 Procedimento de ensaio

O ensaio de compressão triaxial é dividido em 4 etapas: montagem do ensaio, saturação do corpo de prova, consolidação e cisalhamento.

A montagem do ensaio foi iniciada pelo posicionamento da pedra porosa e do papel filtro na base do equipamento (Figura 4.13a), seguido pela saturação desses e das linhas de drenagem, através da abertura da linha de contrapressão para garantir que nada afete o fluxo de água do sistema. O processo seguiu através da colocação do corpo de prova sobre o papel filtro e a pedra porosa saturados (Figura 4.13b). A membrana, então, previamente marcada com os locais de fixação dos medidores de deslocamentos internos (Figura 4.13c), foi colocada no corpo de prova com o auxílio de um molde de PVC (Figura 4.13d), que também tem como função auxiliar no posicionamento dos anéis de vedação (*o-rings*) na base e no *top-cap* (Figura 4.13e). Após o molde envolver todo o corpo de prova foram colocados a pedra porosa, o papel filtro e o *top-cap* na parte superior da amostra (Figura 4.13f). Em seguida cuidadosamente, os *o-rings* vedam a membrana no corpo de prova enquanto o molde é retirado (Figura 4.13g).

Os transdutores de deslocamentos foram colados nos locais marcados na membrana, sendo posicionados nos lados adequados para análise. Em seguida, os suportes superiores e inferiores foram alinhados, de modo que a agulha de medição fosse inserida no suporte superior e apoiada no inferior (Figura 4.13h).

Após a verificação de toda a instrumentação interna, a câmara foi fechada (Figura 4.13i) e o pistão foi posicionado de forma que sua ponta estivesse em contato com a concavidade existente no *top-cap* (Figura 4.13j). Em seguida, a câmara foi preenchida com o fluido confinante (água), com a válvula drenante de ar aberta, para que fosse mantida a pressão atmosférica dentro da câmara durante esse processo (Figura 4.13k).

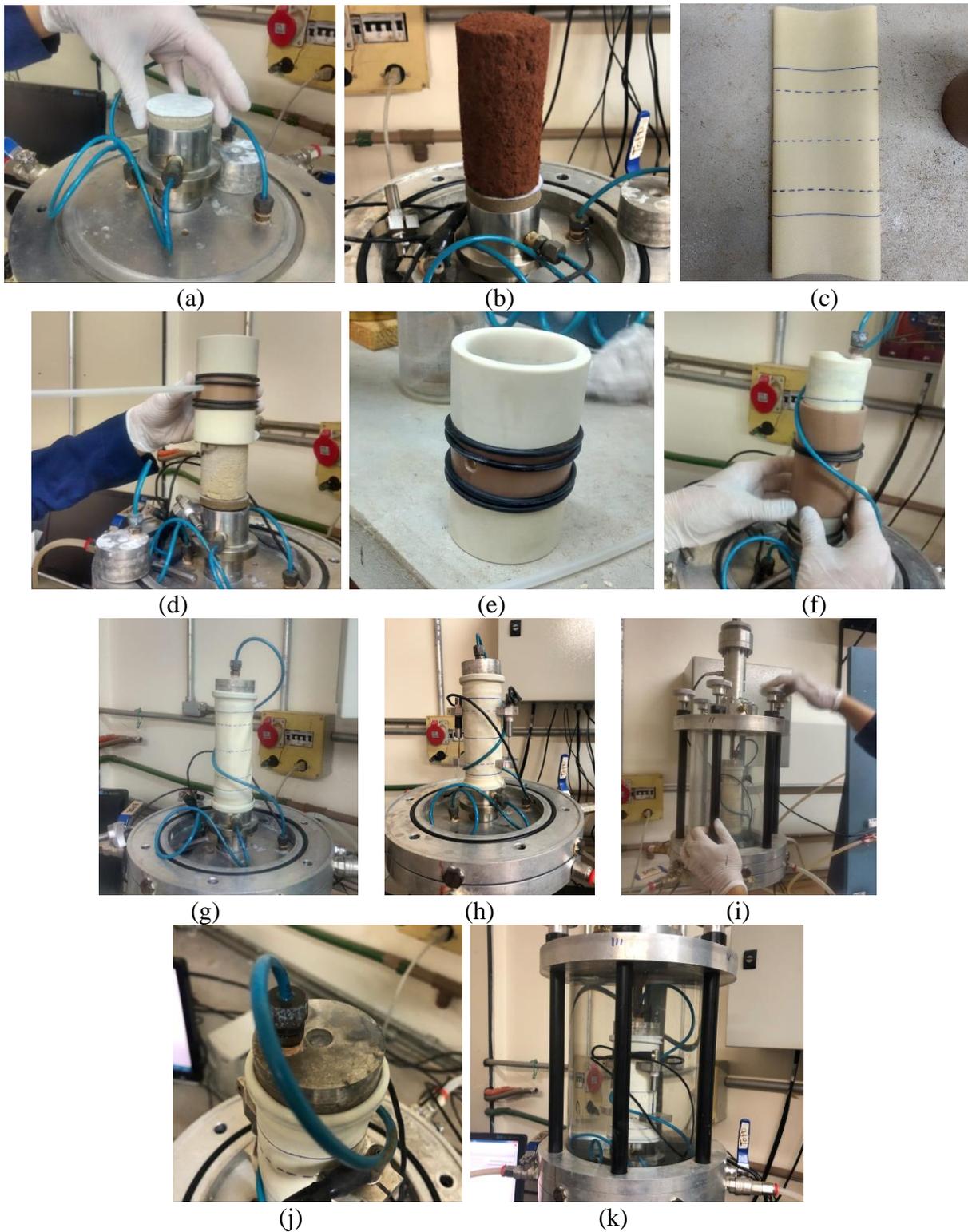


Figura 4.13: Montagem do ensaio triaxial (a) Saturação das linhas (b) Posicionamento do CP (c) Membrana (d) Colocação da membrana (e) Molde de auxílio (f) Colocação dos elementos superiores (g) Vedação com *o-rings* (h) Colagem dos transdutores de deslocamentos (i) Fechamento da câmara (j) Concavidade do top-cap (k) Preenchimento da câmara com água

A saturação do corpo de prova foi realizada por representar a pior condição de solo e por permitir a medição da variação volumétrica durante o ensaio, visto que os vazios são preenchidos por água. No equipamento utilizado, a saturação é dividida em duas etapas: saturação por percolação de água e por aplicação de contrapressão.

A percolação de água pelo corpo de prova tem como objetivo saturá-lo através da retirada de ar dos vazios existentes na amostra, pela dissolução das bolhas de ar. Sendo assim, foi aplicada uma tensão efetiva de 15 kPa para gerar o fluxo da percolação. Essa tensão efetiva foi utilizada por ser um valor que não vai afetar a amostra analisada e por ser menor que a tensão de consolidação. A percolação (Figura 4.14) foi realizada até se passar uma quantidade de água referente ao dobro do volume de vazios existentes na amostra. O tempo desse processo dependeu então desse volume.

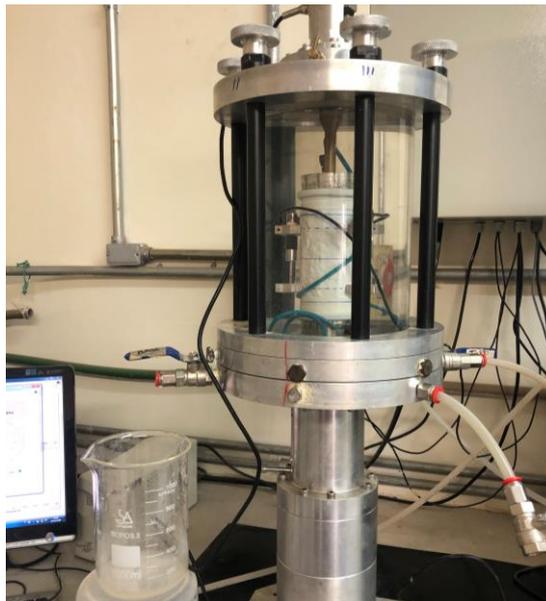


Figura 4.14: Saturação por percolação de água

A saturação por contrapressão consiste no aumento desta a um nível de pressão alta suficiente para que a água dissolva o ar presente nos vazios da amostra. Para isso, foi necessário a definição de 3 fatores: o incremento de pressão aplicado, o tempo de aplicação do incremento e a contrapressão máxima. Esse incremento devendo gerar uma tensão efetiva menor do que a analisada no ensaio. Neste estudo, foram aplicados incrementos de 30 kPa por ser um solo natural com cimentação fraca por 15 minutos. Esse processo foi levado até atingir uma contrapressão de 400 kPa, devido a capacidade da câmara.

A saturação por contrapressão foi garantida através da medição do parâmetro B de Skempton (1954). Esse parâmetro é dado pela razão entre a variação de poropressão pela variação da pressão confinante. Para os ensaios executados nesta pesquisa, foram consideradas saturadas, amostras com parâmetros $B \geq 0,9$.

A fase de consolidação, também conhecida como adensamento, consiste na aplicação de tensões isotrópicas no corpo de prova, de modo a representar as tensões em que o solo está submetido quando confinado no terreno. Desse modo, durante os ensaios foram aplicadas as tensões efetivas a serem analisadas (20 kPa, 35 kPa e 50 kPa), por um período pré-determinado, até que a poropressão e as variações volumétricas estabilizassem, garantindo que a amostra foi realmente consolidada. A partir desta etapa, iniciou-se a medição de variação volumétrica com o medidor externo do tipo *Imperial College*.

Por fim, iniciou-se a fase do cisalhamento, que consiste na aplicação de uma carga axial no corpo de prova até a sua ruptura, enquanto este permanece sobre a influência de uma tensão confinante. Essa fase foi realizada através da movimentação conferida pelo motor de passos que sobe o equipamento com o intuito de que a amostra seja carregada axialmente quando o *top-cap* entra em contato com o pistão. Essa etapa seguiu até que a amostra tivesse cerca de 10% de deformação, com uma velocidade de deslocamentos igual a 1mm/h.

As etapas de montagem do ensaio, percolação, saturação por contrapressão e consolidação foram executados em um dia. Enquanto o cisalhamento foi feito durante o dia seguinte.

4.5 MEDIÇÃO SUCCÃO MATRICIAL

O solo residual analisado encontra-se em uma condição não-saturada, devido a isso há um determinado nível de sucção presente na camada. Com isso, definiu-se como necessária a determinação da magnitude de sucção matricial do solo, proveniente das forças capilares existentes no interior da amostra coletada.

A medição da sucção matricial se deu através da execução da técnica do papel filtro, descrita por Marinho (1995) e utilizada por Moreira (2020), para caracterizar o mesmo solo.

O papel filtro utilizado foi o Whatman N° 42, que possui uma umidade inicial, no estado seco ao ar, de aproximadamente 6%, e permite medições de sucção de 0 a 29 MPa. As equações de

calibração para esse papel filtro, utilizadas neste trabalho, foram apresentadas por Chandler *et al.* (1992) e indicadas por Marinho (1995):

- Para umidades do papel filtro (w) $> 47\%$ - Sucção (kPa) = $10^{6,05-2,48 \log w}$
- Para umidades do papel filtro (w) $\leq 47\%$ - Sucção (kPa) = $10^{4,84-0,0622w}$

Os procedimentos aderidos para a medição da sucção foram utilizados por Feuerharmel (2003) e seguiram os métodos explanados a seguir:

Inicialmente, foram medidas as dimensões, peso e teor de umidade das amostras indeformadas (Figura 4.15a), cuja moldagem foi explanada anteriormente. Em seguida, ao observar que as amostras esculpidas possuíam um teor de umidade de cerca de 30%, essas foram preparadas de modo a obter valores de sucção referentes a diferentes umidades. Sendo assim, algumas foram umedecidas com o auxílio de um conta-gotas (Figura 4.15b) enquanto outras foram deixadas secando ao ar. Tanto no processo de umedecimento quanto no de secagem, a preparação durou cerca de um dia, sendo no primeiro caso a amostra isolada com papel *sulfilm*. No dia seguinte a preparação, as amostras foram pesadas de modo a se determinar a quantidade de água presente em sua composição.

Seguidamente, com o auxílio de uma pinça metálica, luvas e tesoura, os papéis filtro foram posicionados no corpo de prova (Figura 4.15c). O sistema foi composto por um papel disposto diretamente em contato com o CP, com a função de filtro, enquanto outros dois com área de aproximadamente 2 cm² foram posicionados sobre esse para medição do teor de umidade. Esse esquema foi feito tanto no topo quanto na base do CP, sendo o manuseio do papel realizado de modo que não alterasse as suas características originais. Logo em seguida, o sistema foi vedado com duas camadas de papel *sulfilm* (Figura 4.15d), colocado dentro de um saco hermético (Figura 4.15e) e posto dentro de um isopor, de modo a garantir que o fluxo ocorra apenas entre o solo e o papel, sem interferências do ambiente externo (Figura 4.15f).

O sistema se manteve assim por 15 dias, tempo estabelecido para o equilíbrio de sucção entre a amostra e o papel filtro. Após esse período, primeiramente pesou-se as cápsulas utilizadas juntamente com suas tampas e retirou-se os papéis do CP com o auxílio das ferramentas já mencionadas. Imediatamente, os papéis foram colocados nas cápsulas (Figura 4.15g) e pesados em uma balança de precisão com resolução de 0,0001g (Figura 4.15h), de forma que não

demorasse mais que 3 segundos para a medição do seu peso. Em seguida, as cápsulas com as tampas foram levadas para a estufa a 60°C, onde a tampa foi retirada e mantida na estufa fechada por 48h (Figura 4.15i). Passado esse período, a cápsula foi fechada, retirada da estufa, e pesada junto os papéis secos, o mais rápido possível para não ter interferência do ambiente na pesagem. Além disso, os corpos de prova também foram pesados, para determinar o seu teor de umidade final, a variação entre esse valor e o teor de umidade inicial foram cerca de 0,1%.

Com esses dados, foi determinado o teor de umidade do papel filtro, e em seguida com a utilização da equação supracitada foi estabelecida a sucção. A junção desse valor com o teor de umidade da amostra possibilitou a definição da curva característica.

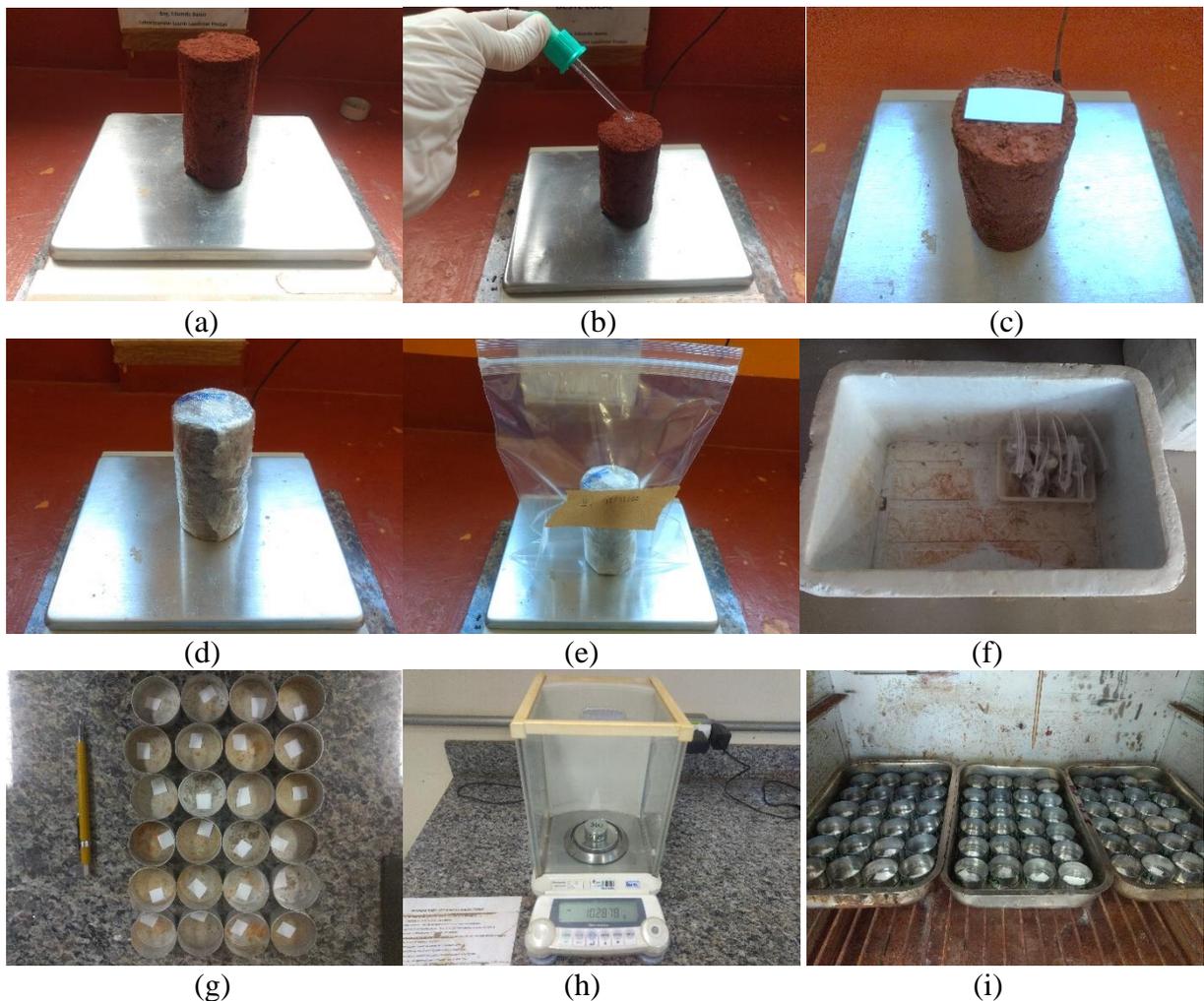


Figura 4.15: Ensaio de sucção (a) Medição dos CPS para determinação dos índices físicos; (b) Preparação dos CPs; (c) Posicionamento do papel filtro; (d) Vedação da amostra com papel *sulfilm*; (e) Vedação com saco hermético; (f) Isolamento do sistema dentro do isopor; (g) Colocação do papel filtro na cápsula para pesagem; (h) Pesagem dos materiais; (i) Secagem do papel filtro na estufa

4.6 ETAPA DE CAMPO

Na etapa experimental foram executadas provas de carga em placas submetidas a carregamentos excêntricos e assentes em solo residual no Campo Experimental da Universidade de Passo Fundo. A realização desses ensaios foi determinada com o objetivo de caracterizar o comportamento dessas fundações e a influência da excentricidade no seu carregamento.

Nesses ensaios foram seguidos os mesmos procedimentos das provas de carga centralizadas, padronizadas pela NBR 6489 (ABNT, 2019a). No entanto, as placas de aço utilizadas no estudo foram adaptadas para receber carregamentos verticais excêntricos de modo a garantir a precisão do ponto de aplicação da carga.

Sendo assim, foram executados neste estudo 8 ensaios de placa, nos quais foram analisadas 3 variáveis distintas: efeito de forma, níveis de excentricidade e efeito de dupla excentricidade.

Para a primeira variável, foram analisadas duas formas de fundações através da utilização de placas de aço circular e quadrada de mesma área. Esses dois formatos foram escolhidos de modo a analisar o efeito de forma em carregamentos excêntricos, visto que Consoli, Schnaid e Milititsky (1998) não observaram efeitos significativos para carregamentos centralizados. Além disso, são formas de fundações superficiais convencionalmente utilizadas em obras de engenharia.

No que se refere a segunda variável, foram analisados dois níveis de excentricidade simples para as fundações quadradas e circulares. Desse modo, o carregamento foi aplicado a uma distância do centro da placa referente a $1/6$ e $1/3$ do diâmetro ou largura da placa. A definição dos níveis de excentricidade foi estabelecida, visto que o primeiro é alusivo ao limite de excentricidade do carregamento que permite a distribuição compressiva de tensões ao longo de toda a base da fundação (ver página 28) e o segundo por se tratar de um valor fora do *Kern*, de modo a analisar como o solo residual se comporta quando tensões de tração são desenvolvidas entre a fundação e o solo.

A dupla excentricidade foi analisada apenas nas placas quadradas, pois devido a simetria da placa circular, só é possível nessas a aplicação de carregamentos excêntricos simples. Desse modo, também foram analisados dois níveis de dupla excentricidade, por meio da aplicação de carregamentos verticais a uma distância do centro igual a $1/6$ e $1/3$ da diagonal da placa

quadrada. Investigando, dessa forma, os mesmos níveis observados para carregamentos excêntricos simples.

Após estabelecer as variáveis a serem analisadas neste estudo, foram organizadas as provas de carga. Na Tabela 4.1 é possível observar um resumo das principais informações referentes aos ensaios executados. Esses dados são referentes ao número do ensaio, sua nomenclatura, a excentricidade do carregamento em relação ao centro da placa e a excentricidade do carregamento em relação a largura, diâmetro ou diagonal da placa.

Tabela 4.1: Resumo dos ensaios experimentais

Nº do ensaio	Nomenclatura	Excentricidade (m)	e/B
1	PC90 – 0	0,000	0
2	PC90 - 1/6 – S	0,150	1/6
3	PC90 – 1/3 – S	0,300	1/3
4	PQ80 – 0	0,000	0
5	PQ80 – 1/6 – S	0,130	1/6
6	PQ80 – 1/3 – S	0,270	1/3
7	PQ80 – 1/6 – D	0,189	1/6
8	PQ80 – 1/3 – D	0,377	1/3

A nomenclatura foi padronizada de acordo com as características das placas, níveis de excentricidade e tipo de excentricidade. Desse modo, a nomenclatura utilizada foi PXL – Y – Z, onde P é referente a placa, X é alusivo ao formato da placa, sendo usado C para placa circular e Q para quadrada, L é a largura ou diâmetro da placa cujas dimensões estão em centímetros, Y é a excentricidade a qual o carregamento está submetido e Z é utilizado para designar o tipo de excentricidade, sendo utilizado S para excentricidade simples e D para dupla excentricidade.

Desse modo, foram executados 2 ensaios verticais centralizados, um em cada placa, para obter uma base que possibilite a análise dos efeitos de excentricidade. Na placa circular foram realizados dois ensaios adicionais para os dois níveis de excentricidade mencionados. Enquanto, nas placas quadradas foram executados quatro ensaios, 2 para a análise de carregamentos excêntricos simples e 2 para a análise de dupla excentricidade.

4.6.1 Equipamento do ensaio

O equipamento utilizado para a execução dos ensaios de placa é formado por 3 sistemas: sistema de reação, sistema de transmissão de carga e sistema de medição e aquisição de dados.

4.6.1.1 Sistema de reação

O sistema de reação é composto de um pórtico com uma viga de aço, duas sapatas de concreto e uma sobrecarga sobre a viga. A viga de reação é formada por um perfil H fabricado com chapas de aço de 25,4 mm de espessura, possuindo 45 cm de altura, 61 cm de largura e 5,6 m de comprimento, além de pesar aproximadamente 20 kN. Essa viga é suspensa sobre duas sapatas de concreto de forma piramidal com 180 cm de largura, 140 cm de comprimento e 75 de altura, no qual cada uma pesa cerca de 20 kN. A sobrecarga da viga é composta por 20 blocos de concreto, nos quais 6 blocos (80cm x 80cm x 80cm) pesam 12,8 kN cada, enquanto os outros 14 (75cm x 75cm x 75cm) pesam aproximadamente 10 kN cada. Sendo assim, o sistema de reação soma um peso de aproximadamente 27,8 toneladas. No entanto, vale ressaltar que não é viável a utilização de todos os blocos de concreto devido a sua disposição sobre a viga de reação.

Exceto pelos blocos de concreto de maiores dimensões, que foram executados durante a preparação deste estudo, o sistema de reação precede este trabalho, sendo inclusive utilizado em várias pesquisas como a de Lopes Jr. e Thomé (2005) e Dalla Rosa e Thomé (2004). A Figura 4.16 mostra o sistema de reação utilizado nos ensaios de placa.



Figura 4.16: Sistema de reação

4.6.1.2 Sistema de transmissão de carga

O sistema de transmissão de carga utilizado neste trabalho é constituído por um cilindro hidráulico acionado por uma bomba hidráulica manual, uma célula de carga, elementos auxiliares para aplicação do carregamento excêntrico e duas placas de aço.

Cilindro hidráulico e célula de carga

O cilindro hidráulico utilizado possui dupla ação e capacidade de carga igual a 500 kN e é da marca ENERPAC RR-5020 (Figura 4.17). A célula de carga é do modelo C16AC3, da marca HBM e tem capacidade de carga de 200 kN, sendo esta calibrada em laboratório (Figura 4.18). Essa é complementada por duas rótulas com o intuito de transmitir apenas o carregamento vertical no ponto de aplicação.



Figura 4.17: Cilindro hidráulico e bomba manual

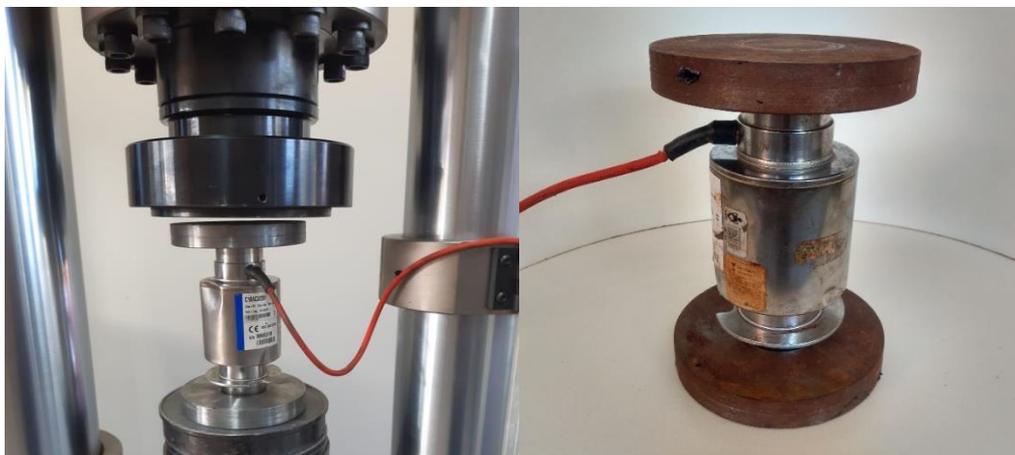


Figura 4.18: Célula de carga

Placas de aço circular e quadrada

As duas placas utilizadas no estudo têm a mesma área, no entanto, possuem formatos e dimensões diferentes: circular (90 cm de diâmetro) e quadrada (80 cm de lado).

A placa circular (Figura 4.19) foi previamente produzida e utilizada na execução de ensaios de prova de carga pela Universidade de Passo Fundo. A placa é constituída de uma estrutura de aço rígida, apresenta um diâmetro de 90 cm, e uma espessura total de aproximadamente 94 mm. No entanto, a placa principal apresenta apenas 19 mm de espessura, que são compensados por 12 elementos enrijecedores de 75 mm de altura, de modo a garantir uma rigidez a peça sem ocasionar um peso exorbitante ao elemento. Na parte central há uma região circular de 20 cm de diâmetro, que auxilia na aplicação centralizada do carregamento na placa.



Figura 4.19: Placa circular de aço – 90 cm de diâmetro

Além dos elementos já mencionados, na placa há dois puxadores de 2 cm de largura e 15,5 cm de comprimento com furos internos, utilizados para auxiliar na movimentação da placa por ganchos, visto que seu peso é de 123 kg. Ademais, a placa possui furos ao longo de sua circunferência, que nesta pesquisa foram usados para fixar o elemento auxiliar para aplicação das cargas excêntricas, mostrado posteriormente. Nas Figuras 4.20 e 4.21 são representadas as dimensões da placa circular em planta e corte, respectivamente.

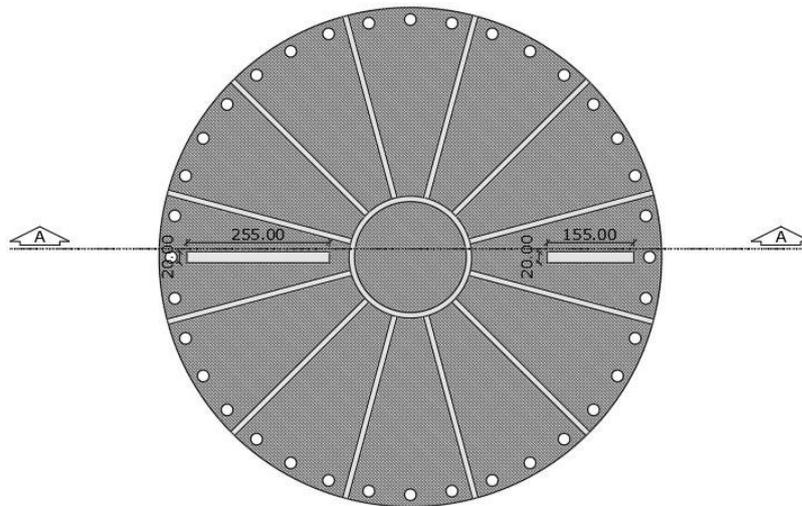


Figura 4.20: Detalhamento da placa circular em planta (Cotas em mm)

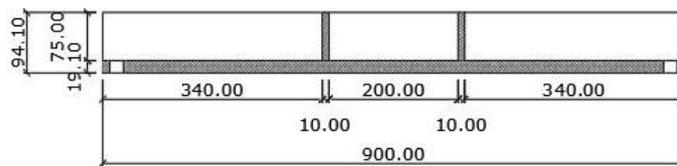


Figura 4.21: Detalhamento da placa circular em corte (Cotas em mm)

A placa de aço quadrada (Figura 4.22) foi dimensionada e executada ao longo desta pesquisa. Para garantir que as placas utilizadas tivessem a mesma área de aplicação (aproximadamente $0,64 \text{ m}^2$), foi desenvolvida uma placa cujo lado é igual a 80 cm. Além disso, com o intuito de garantir uma maior similaridade entre ambas, principalmente, no que se refere ao peso e a rigidez do elemento estrutural, o seu projeto teve como base a estrutura e a disposição dos elementos da placa circular. No entanto, foram acrescentadas na sua execução as adaptações necessárias para a aplicação dos carregamentos excêntricos, cujo projeto de aplicação de carga teve como similar o estudo de Nasr e Azzam (2017) exibido na Figura 4.23.



Figura 4.22: Placa de aço quadrada

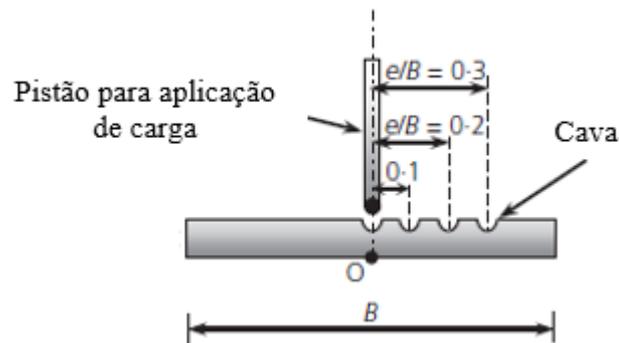


Figura 4.23: Sistema para aplicação de carregamentos excêntricos (NASR; AZZAM, 2017)

A placa principal possui uma espessura de 19 mm, e teve sua rigidez assegurada pela soldagem de elementos enrijecedores de 75 mm de altura, garantindo a mesma espessura da placa circular. Esses elementos são compostos por 8 chapas de 10 mm de espessura e 5 blocos de 50 mm de largura, distribuídos e soldados ao longo da placa. Além disso, dois dos blocos, um na lateral e outro na diagonal, foram utilizados para auxiliar na aplicação do carregamento excêntrico. Na placa quadrada também foi inserida e soldada a parte central circular, de modo a possibilitar a aplicação de carregamentos centralizados. Para mais, foram instalados 2 puxadores para auxiliar na movimentação da placa, cujo peso é de aproximadamente 149 kg. A solda utilizada para ligar todos os elementos na placa principal foi a E70, sendo que para as 8 chapas foram usadas soldas de espessura de 5 mm, enquanto para os blocos, puxadores e a parte circular central foram utilizadas soldas de 8 mm. Na Figura 4.24 é possível observar o detalhamento da

placa quadrada e nas Figuras 4.25 e 4.26, estão exibidos os cortes necessários para a compreensão do projeto.

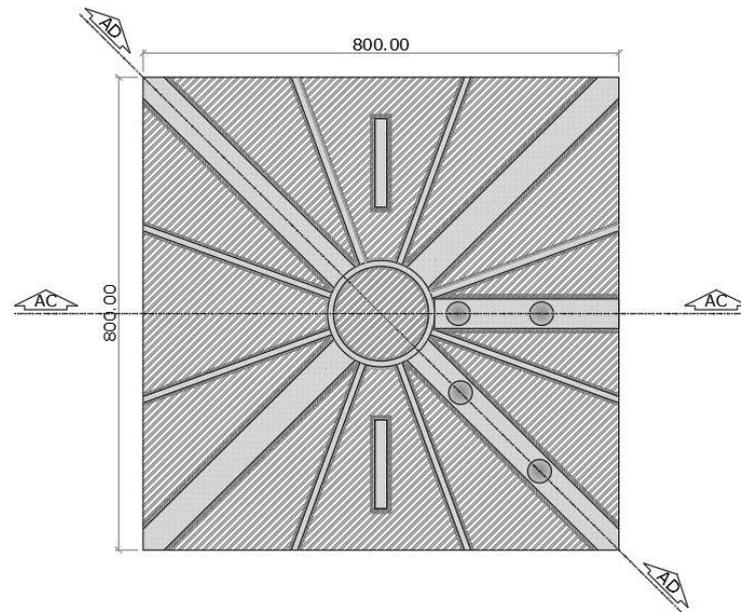


Figura 4.24: Detalhamento da placa de aço quadrada em planta (Cotas em mm)

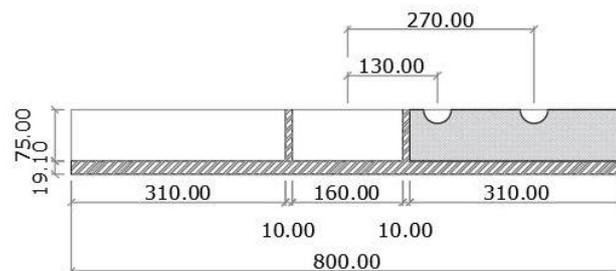


Figura 4.25: Corte AC – Placa Quadrada (Cotas em mm)

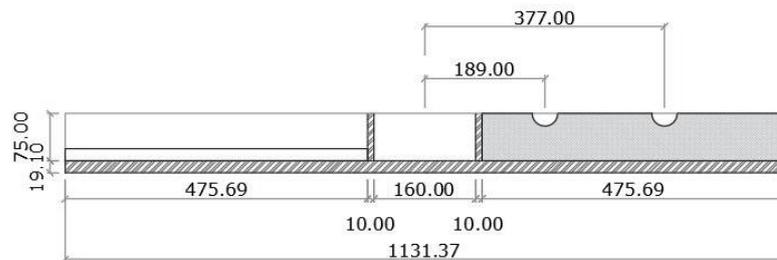


Figura 4.26: Corte AD – Placa quadrada (Cotas em mm)

A placa quadrada foi confeccionada com o aço carbono especial SAE1020, que apresenta uma excelente plasticidade, conformabilidade e soldabilidade. A porcentagem de carbono na composição deste aço pode variar entre 0,18 e 0,23%, o que pode ocasionar mudanças em suas propriedades. Além disso, o aço SAE 1020, apresenta uma resistência à tração de 420 MPa, limite de escoamento de 350 MPa e um módulo de elasticidade igual a 205 GPa.

Elementos auxiliares para aplicação de carregamentos excêntricos

A aplicação de um carregamento excêntrico sobre uma placa de aço, que possui uma superfície relativamente lisa, pode ocasionalmente gerar a inclinação do elemento e conseqüentemente a modificação do ponto de aplicação da carga. Desse modo, visando evitar essa mudança, foram dimensionados elementos para auxiliar na aplicação pontual do carregamento excêntrico, de modo a possibilitar uma avaliação efetiva da excentricidade neste estudo.

Sendo assim, inicialmente, foi desenvolvido um elemento auxiliar para ser acoplado ao macaco hidráulico, que tem como propósito aplicar as cargas de forma pontual, sem transmitir momentos para a placa que vai propagar os carregamentos ao solo. Esse elemento é composto por uma chapa quadrada, que foi parafusada ao macaco hidráulico, e uma rótula de ponta semiesférica para aplicação de carregamentos axiais, que foi soldada nesta placa. A solda utilizada para a ligação dos dois itens foi a E70 com 10 mm de espessura. Na Figura 4.27 é possível observar as dimensões do projeto da peça em questão e o elemento auxiliar pronto para uso.

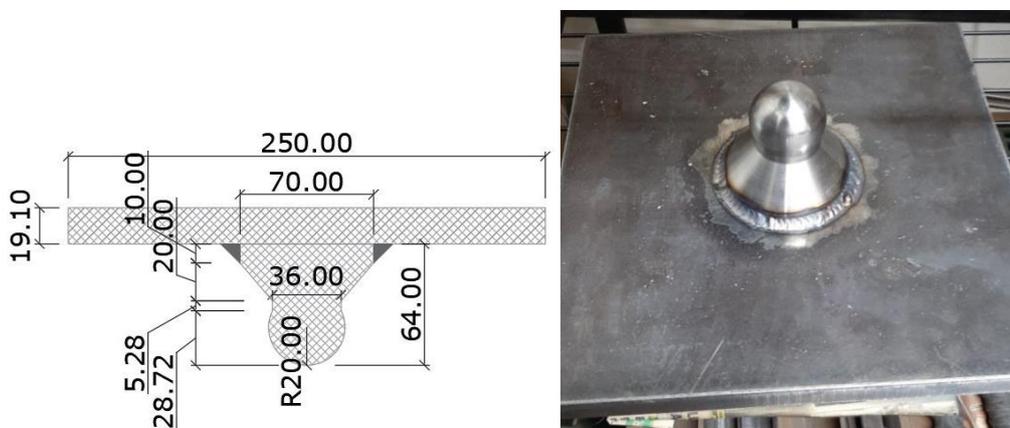


Figura 4.27: Projeto da rótula para aplicação das cargas axiais

Em seguida, foi desenvolvida uma peça auxiliar (Figura 4.28) que permitisse a aplicação pontual dos carregamentos excêntricos estabelecidos na placa circular, ou seja, uma peça complementar ao elemento supracitado. Sendo assim, a peça projetada é constituída por uma chapa em formato de fatia, de modo que permitesse ser encaixada e parafusada na placa circular, e um bloco com furos semiesféricos soldado nessa chapa. As concavidades existentes no bloco são os pontos de aplicações dos carregamentos excêntricos e permitem o encaixe com a rótula dimensionada, possuindo uma folga que possibilita a inclinação da placa sem modificar a excentricidade da carga.

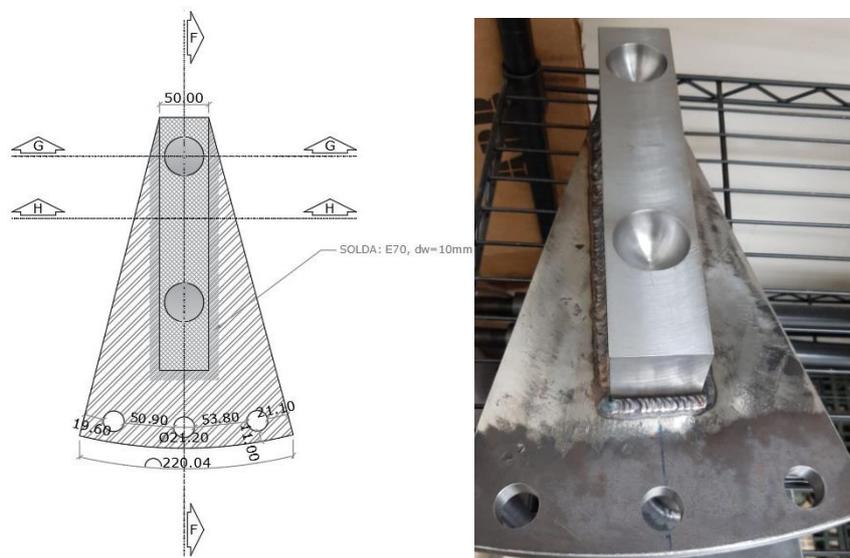


Figura 4.28: Peça auxiliar para a placa circular

Nas Figuras 4.29 e 4.30 é possível observar os cortes do projeto, informando todas as dimensões da peça utilizada juntamente com a placa circular.

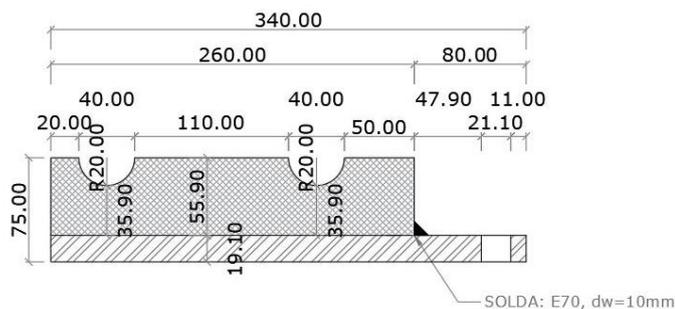


Figura 4.29: Peça auxiliar e placa circular - Corte FF

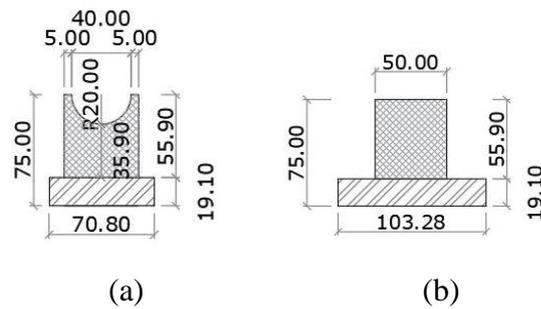


Figura 4.30: Peça auxiliar e placa circular (a) Corte GG; (b) Corte HH

4.6.1.3 Sistema de medição e aquisição de dados

O sistema de medição dos deslocamentos é formado por 2 deflectômetros digitais e 6 transdutores lineares de deslocamentos, conhecidos como LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*). Os deflectômetros da marca Digimess, possuem um curso total de 50 mm e uma resolução de 0,01 mm e foram utilizados como uma forma de controle ao longo do ensaio. Os LVDTs da marca Gefran, modelo PY2-C-50, apresentam um curso total de 50 mm (Figura 4.31).



Figura 4.31: Medidores de deslocamento

Para a execução dos ensaios, os medidores de deslocamento foram fixados em um suporte de madeira para garantir a estabilidade do sistema de medição. Esses elementos foram posicionados em pontos estratégicos ao longo da placa e fora dela, de modo a mensurar os

deslocamentos provenientes dos carregamentos excêntricos, determinar a inclinação da placa provocada por esses e o tipo de ruptura que o solo apresenta.

Sendo assim, os pontos pré-estabelecidos foram: 1 medidor a uma distância de 5 cm da placa para verificar possíveis movimentações do solo no entorno dessa, uma vez que essa informação auxilia na determinação do modo de ruptura. Essa distância foi escolhida tendo em vista que para fundações carregadas de forma centralizada assentes em solos residuais geralmente observa-se uma ruptura por puncionamento. Além disso, foram posicionados 7 medidores ao longo da placa de aço, no seu centro, nas suas extremidades e no ponto de aplicação do carregamento. Nas Figuras 4.32, 4.33 e 4.34, podem ser observados as posições padrões dos medidores para a análise de carregamentos excêntricos simples na placa circular, na placa quadrada e para análise de dupla excentricidade, respectivamente. Nas imagens, os transdutores são representados por quadrados vermelhos enquanto os deflectômetros são representados por círculos vermelhos, além disso as medidas são representadas em centímetros.

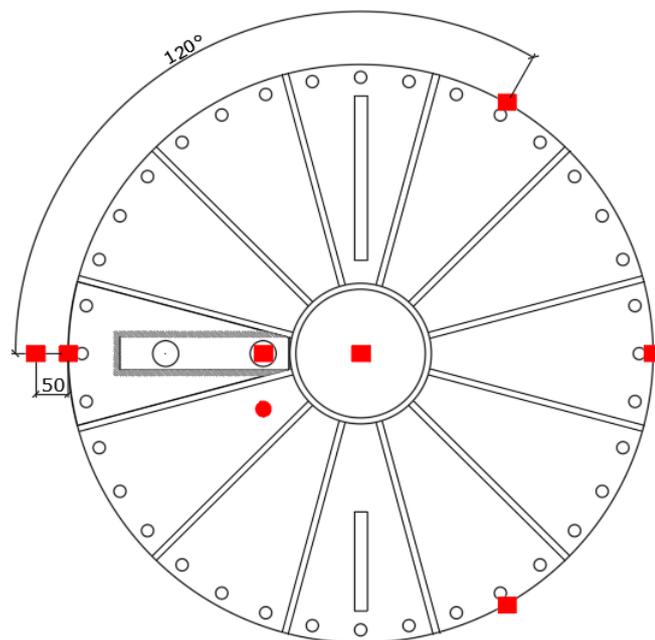


Figura 4.32: Posicionamento dos medidores de deslocamentos das placas circulares (Ensaio PC90-1/6)

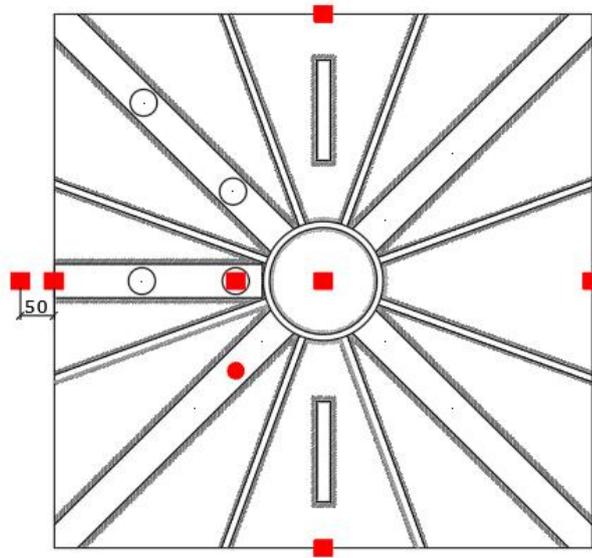


Figura 4.33: Posicionamento dos medidores de deslocamentos das placas quadradas (Ensaio PQ80-1/6-S)

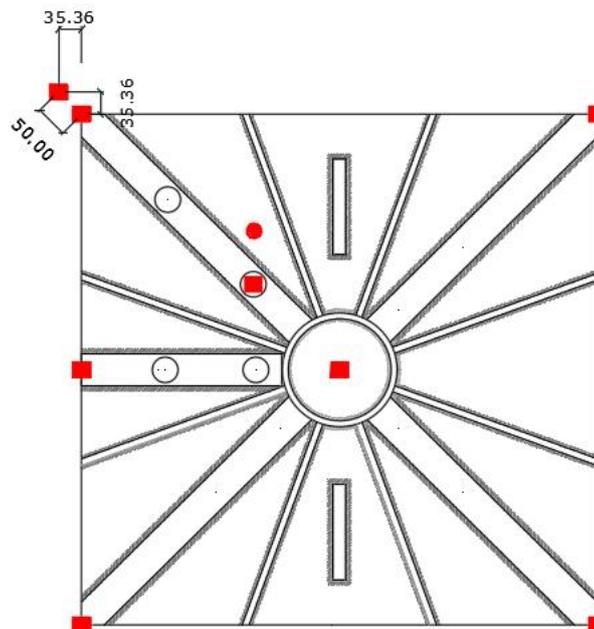


Figura 4.34: Posicionamento dos medidores de deslocamentos para análise de dupla excentricidade (Ensaio PQ80-1/6-D)

A aquisição dos dados medidos pela célula de carga e pelos transdutores lineares de deslocamentos foi efetuada por uma placa de aquisição da marca MC, modelo USB-1616HS, 16 bits e com frequência de leitura dos dados de até 1 leitura por segundo (Figura 4.35).



Figura 4.35: Caixa de aquisição de dados

4.6.2 Procedimento do ensaio

A primeira atividade realizada na etapa experimental foi a regularização do terreno através da escavação de uma pequena camada superficial no local em que os ensaios foram executados. Essa regularização teve como objetivo retirar a parcela de solo que possivelmente sofreu deformações, devido as movimentações realizadas no campo experimental, além de uma camada de matéria orgânica, como exibido na Figura 4.36.



Figura 4.36: Regularização do campo experimental

Em seguida, determinou-se a locação dos ensaios a serem realizados, demonstrada no Figura 4.37. Entre cada ensaio foi estabelecida uma distância de $2B$ do centro da placa a fim de evitar a influência do bulbo de tensões de outros ensaios.

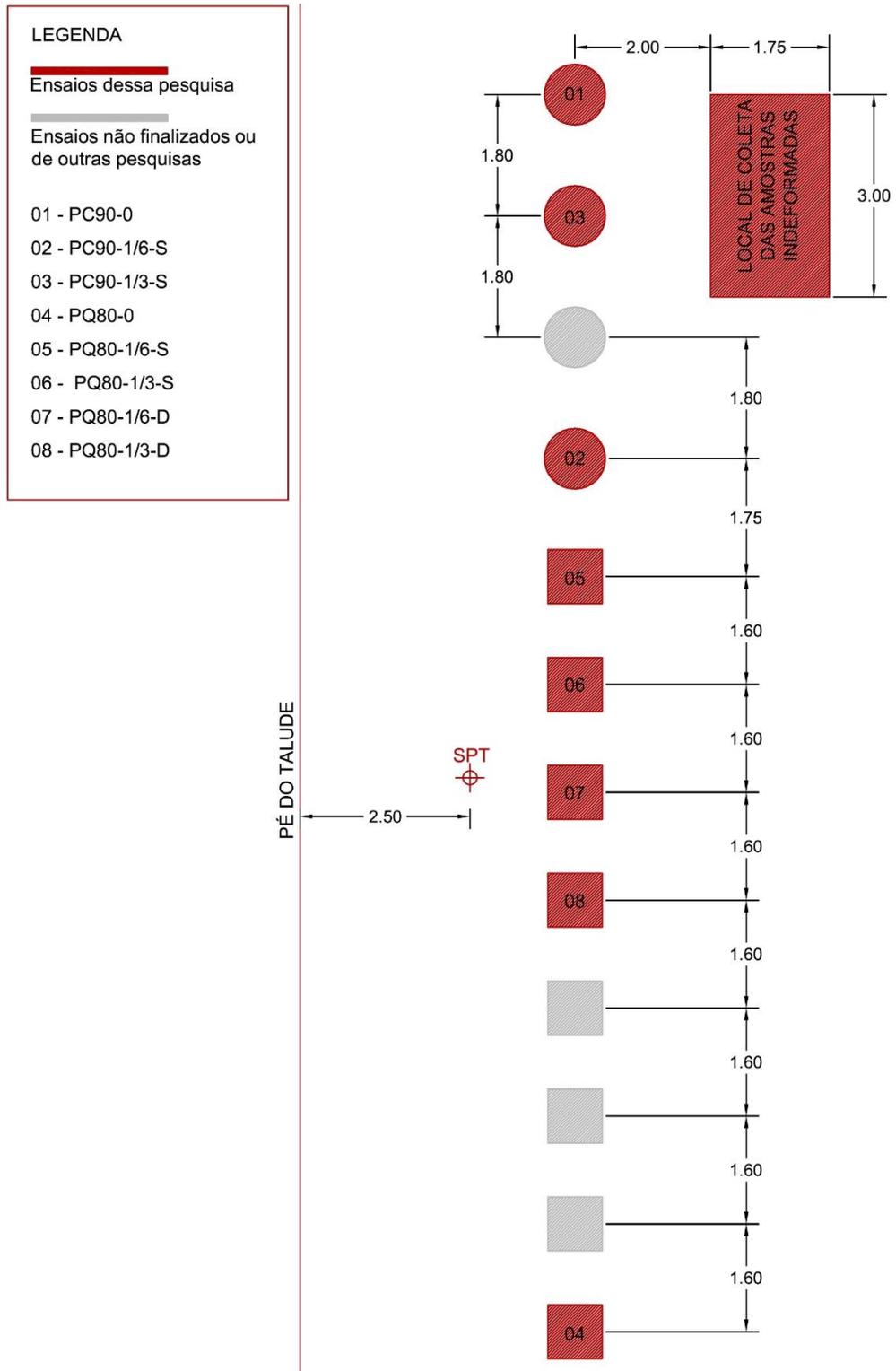


Figura 4.37: Locação dos ensaios

Após determinar esses locais, cada etapa explanada a seguir foi repetida para cada ensaio. Sendo assim, o próximo passo foi a realização da instalação do sistema de reação, no local de execução da prova de carga, para isso seu posicionamento foi feito com o auxílio de uma retroescavadeira.

Posteriormente, foi feita a preparação do local no terreno que recebe os carregamentos, através da retirada de cerca de 3 cm de solo, com o auxílio de ferramentas manuais como espátulas, seguido da aplicação de uma fina camada de areia com espessura de aproximadamente 2,5 cm (Figura 4.38). Isso foi feito, de modo a garantir a nivelção da placa e permitir uma distribuição de tensões uniformes pela sua base.



Figura 4.38: Preparação do local de ensaio

Após a preparação do solo, foi executada a montagem do sistema de transmissão, posicionando os seus componentes de forma cuidadosa, para evitar deformações no solo analisado. Sendo assim, cada elemento foi disposto no local estabelecido, como exibido na Figura 4.39, juntamente como os itens de medição de deslocamentos, que em seguida foram conectados ao sistema de aquisição de dados.



Figura 4.39: Montagem do sistema de transmissão de carga e medição e aquisição de dados

Por fim, após a instalação de todos os sistemas, se deu início ao ensaio de prova de carga em placa. O ensaio foi feito pela aplicação do carregamento em estágios sucessivos, seguindo o recomendado pela norma NBR 6489 (ABNT, 2019a). Dessa forma, foram aplicados estágios de carregamentos inferiores a 20% da carga admissível prevista, que foram mantidos até a estabilização dos deslocamentos ou por pelo menos 30 min. Durante esse tempo foram realizadas leituras decorridas a 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1h e sucessivamente em intervalos de 1h, contados a partir do início do estágio. A estabilização dos deslocamentos foi considerada quando atendida a condição de uma diferença de 5% entre duas leituras consecutivas, como demonstrado na Equação 4.1. Após atingir a capacidade de carga, foi feito o descarregamento em um estágio, devido a limitação do equipamento.

$$L_n - L_{n-1} \leq 5\% (L_n - L_1) \quad (\text{Equação 4.1})$$

Onde:

L_n = Leitura no instante “n” qualquer;

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

L_1 = Primeira leitura após a aplicação do carregamento.

Para a execução dos ensaios de prova de carga estipulou-se três critérios de finalização do ensaio. O primeiro teve como base a limitação do sistema de reação que atinge cargas máximas de 180 kN. O segundo é referente a medição dos recalques, no qual se determinou que a

aplicação do carregamento na placa deveria ser prosseguida até o limite de medição dos transdutores de deslocamento, excedendo assim, os 35 mm de deslocamento. O terceiro critério teve como base a instabilidade do sistema de aplicação da carga que é feito por uma rótula e quando somada a inclinação da placa pode gerar a queda do macaco hidráulico, inviabilizando a continuação do ensaio.

4.6.3 Ensaio de campo auxiliares

Após a execução das provas de carga foram realizados ensaios auxiliares de teor de umidade e DCP – Cone de Penetração Dinâmica, com o intuito de assistir na compreensão do comportamento do solo residual, quando submetido a carregamentos excêntricos.

4.6.3.1 Teor de Umidade

A determinação da umidade em campo iniciou-se pela coleta de amostras no local onde cada ensaio de placa foi realizado. Dessa forma, com o auxílio do trado manual (Figura 4.40a), amostras de solo foram retiradas da superfície do terreno e das profundidades referentes a 0,5B e B, de modo que possibilite caracterizar a camada superficial do solo carregado excentricamente. Em seguida, cada amostra coletada foi separada e isolada em saco hermético com o intuito de conservar a umidade do solo (Figura 4.40b). Logo após, esse material foi levado ao laboratório, onde foi determinado o teor de umidade de acordo com as recomendações da NBR 6457 (ABNT, 2016).

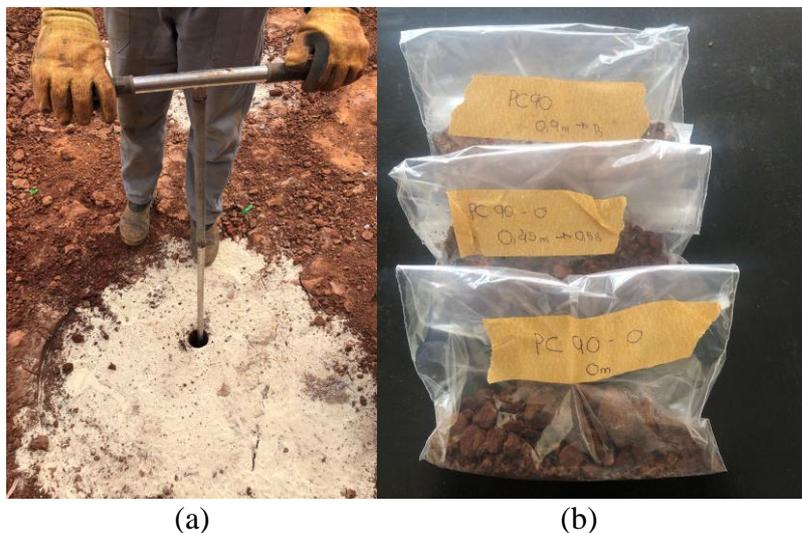


Figura 4.40: (a) Coleta das amostras (b) Separação do material para determinação da umidade

4.6.3.2 Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (DCP)

O ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (DCP) consiste na transferência de uma energia para o solo, gerada através da queda livre de um martelo de 8 kg, guiado por uma haste metálica a uma altura de 57,5 cm. Essa energia é convertida na cravação da ponta cônica de 60°, ligada a outra ponta da haste, no solo. A cada golpe mede-se na régua graduada, que compõe a aparelhagem, o deslocamento da haste em milímetros. Esse equipamento segue as características descritas na norma ASTM D-6951, como exibido na Figura 4.41.

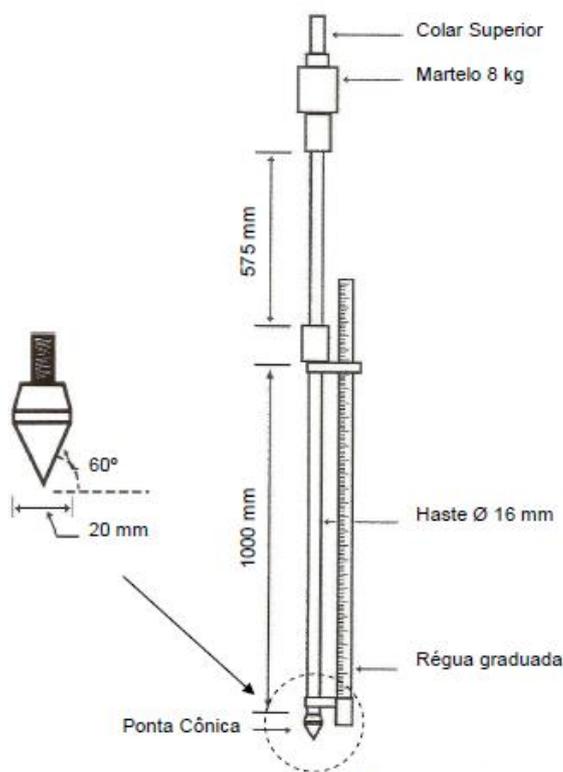


Figura 4.41: Esquema do penetrômetro dinâmico de cone (BENEVIDES, 2012)

O ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (DCP) foi realizado após cada ensaio de prova de carga ao lado do seu local de execução, com o intuito de analisar as camadas superficiais do terreno no que se diz respeito a resistência à penetração (Figura 4.42).

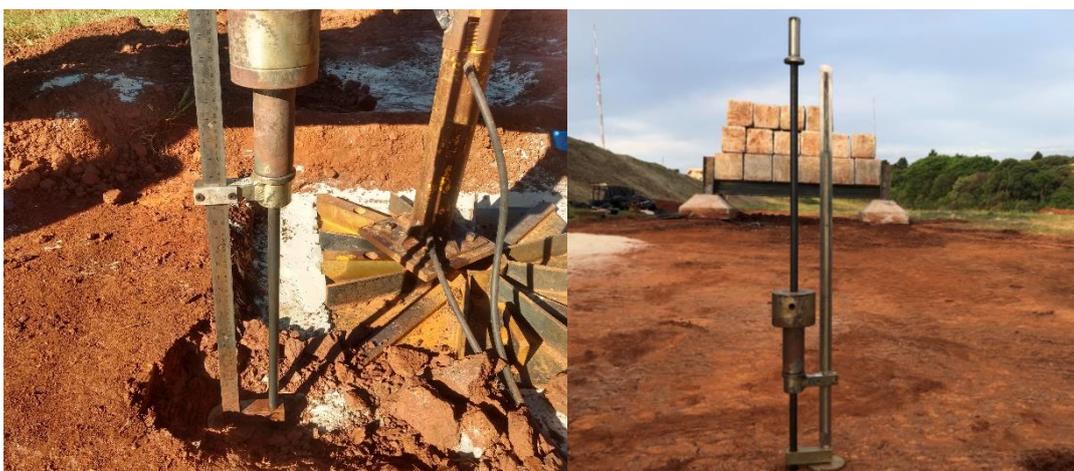


Figura 4.42: Execução do ensaio DCP

Após a execução do ensaio, com a relação entre o número de golpes e a penetração da haste (mm), calcula-se o índice de penetração dinâmica (DPI) através da Equação 4.2.

$$DPI = \frac{L_n - L_1}{n - 1} \quad (\text{Equação 4.2})$$

Onde:

L_n = deslocamento produzido pelo n-ésimo golpe;

L_1 = deslocamento produzido pelo primeiro golpe

n = n-ésimo golpe.

5 RESULTADOS DA PESQUISA

No presente capítulo são expostos os resultados obtidos ao longo do desenvolvimento desta pesquisa. Nele está inclusa a caracterização geotécnica realizada no solo residual do Campo Experimental da Universidade de Passo Fundo, cujos resultados foram comparados a outros estudos presentes na literatura. Nessa investigação estão presentes: a caracterização física do solo, determinação dos parâmetros de resistência e análise do comportamento não saturado desse solo. Além disso, neste capítulo são exibidos os resultados dos ensaios de placa submetidos a carregamentos excêntricos sobre o solo residual caracterizado, sendo este o foco principal desta pesquisa. Na análise desses dados foram observados aspectos referentes a: comportamento carga-recalque, carga de ruptura, inclinação da placa, área efetiva e distribuição de tensões. Ademais, os resultados atingidos experimentalmente foram comparados aos valores obtidos a partir dos métodos de estimativa teóricos e semi-empíricos explanados ao longo do Capítulo 2.

5.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

A caracterização do material corresponde aos resultados dos ensaios laboratoriais realizados referentes a granulometria, limites de Atterberg e índices físicos.

5.1.1 Granulometria

Após a realização das fases de peneiramento fino e sedimentação com defloculante referentes ao ensaio de granulometria, os dados obtidos foram plotados em um gráfico com o intuito de obter a curva granulométrica do material analisado. Para isso, relacionou-se o diâmetro dos grãos com a porcentagem de material passante por cada um deles, sendo a primeira informação plotada em escala logarítmica. Desse modo, na Figura 5.1 é apresentada a constituição granulométrica do solo residual em que esta pesquisa foi executada.

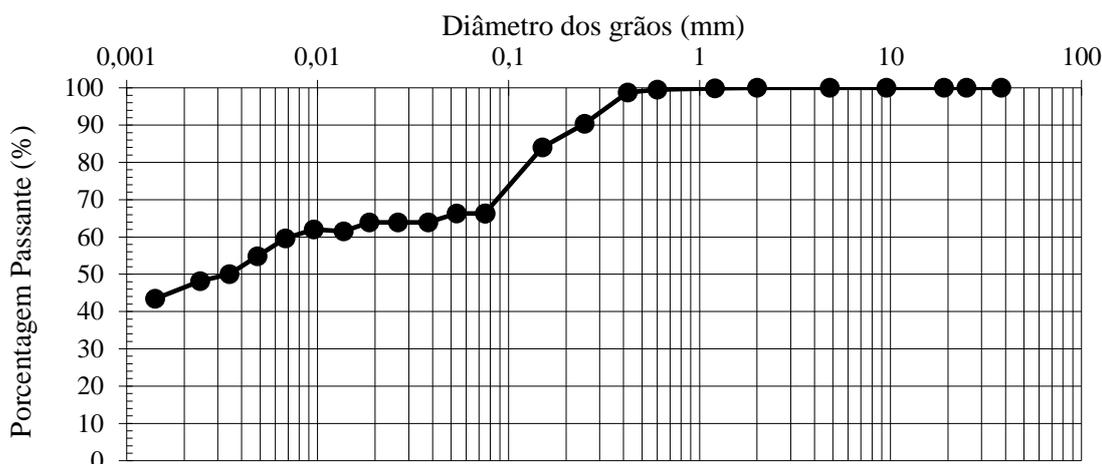


Figura 5.1: Curva granulométrica do solo residual do Campo Experimental de Passo Fundo

Na Tabela 5.1 é exibido um resumo da composição do solo residual analisado classificado por tipo de material conforme NBR 6502 (ABNT, 1995).

Tabela 5.1: Distribuição granulométrica do solo residual

Fração	Porcentagem de material
Areia grossa ($0,6 \text{ mm} < D \leq 2 \text{ mm}$)	0,5%
Areia média ($0,2 \text{ mm} < D \leq 0,6 \text{ mm}$)	9,2%
Areia fina ($0,06 \text{ mm} < D \leq 0,2 \text{ mm}$)	24,0%
Silte ($0,002 \text{ mm} < D \leq 0,06 \text{ mm}$)	22,9%
Argila ($D \leq 0,002 \text{ mm}$)	43,4%

Ao comparar com os outros 3 estudos, observa-se que o solo encontrado no quinto patamar do campo experimental, apresenta uma composição um pouco menos argilosa e com uma quantidade de silte superior a observada pelos outros autores no segundo patamar.

5.1.2 Limites de Atterberg

Para complementar a caracterização do tipo de solo, na Tabela 5.2 estão apresentados os Limites de Atterberg encontrados.

Tabela 5.2: Limites de Atterberg

Limite de Liquidez (LL)	54,4%
Limite de Plasticidade (LP)	34,4%
Índice de Plasticidade (IP)	20,0%

A partir dos parâmetros supracitados e de acordo com o Sistema Unificados de Classificação dos Solos (SUCS), o solo analisado é classificado com um silte de alta compressibilidade (MH). Comparando esses valores com os trabalhos prévios, identifica-se índices similares aos de Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004), apresentando um comportamento mais plástico do que o solo estudado por Carretta (2018) e Ruver (2011).

5.1.3 Índices físicos

Com as amostras indeformadas utilizadas nos ensaios triaxiais e de sucção foram determinados os índices físicos do solo encontrados em campo. Sendo assim, na Tabela 5.3 estão descritas as seguintes informações: número de identificação do CP, ensaio no qual a amostra foi utilizada, teor de umidade em campo (w), índice de vazios (e), peso específico real dos grãos (γ_s), obtido conforme o ensaio descrito na NBR 6458 (ABNT, 2016), peso específico aparente seco da amostra (γ_d), peso específico natural do solo (γ_n), porosidade (η) e grau de saturação (S).

Tabela 5.3: Índices físicos das amostras indeformadas

CP	Ensaio	w (%)	e	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_n (kN/m ³)	η (%)	S (%)
1	Compressão triaxial	29,97	1,15	27	12,54	16,30	53,56	70,15
2	Compressão triaxial	30,61	1,23	27	12,10	15,81	55,17	67,17
3	Compressão triaxial	29,30	1,22	27	12,17	15,73	54,94	64,89
4	Sucção	28,60	1,11	27	12,81	16,47	52,57	69,67
5	Sucção	29,54	1,13	27	12,68	16,42	53,05	70,60
6	Sucção	28,06	1,06	27	13,13	16,81	51,37	71,72
7	Sucção	31,51	1,18	27	12,41	16,32	54,03	72,37
8	Sucção	29,73	1,25	27	12,02	15,60	55,47	64,44
9	Sucção	29,18	1,12	27	12,72	16,43	52,90	70,15
10	Sucção	29,40	1,19	27	12,32	15,95	54,36	66,66
11	Sucção	30,55	1,22	27	12,17	15,89	54,93	67,68
12	Sucção	29,40	1,22	27	12,15	15,72	55,02	64,90
13	Sucção	28,67	1,12	27	12,73	16,38	52,86	69,05
14	Sucção	25,65	1,10	27	12,84	16,13	52,46	62,76
15	Sucção	27,51	1,08	27	12,97	16,54	51,96	68,67

Na Tabela 5.4, pode-se observar um resumo dos índices físicos determinados neste estudo, em conjunto a um comparativo com outras pesquisas nas quais esses dados também foram estabelecidos para o solo em questão.

Tabela 5.4: Índices físicos obtidos neste estudo em comparativo a literatura

Índice físico	Obtido	Carretta (2018)	Thomé et al. (2017)
w (%)	29,2	35,0	34,0
e	1,16	1,28	1,20
γ_s (kN/m ³)	27,0	26,5	26,7
γ_d (kN/m ³)	12,5	11,6	-
γ_n (kN/m ³)	16,2	15,6	16,3
η (%)	53,6	55,0	54,0
S (%)	68,1	72,0	75,7

Ao comparar os dados obtidos, com os valores encontrados na literatura, esses foram definidos como coerentes com as características do solo analisado, uma vez que os índices físicos se encontram na mesma faixa de valores. Entre as características observadas, notou-se uma redução nos valores de umidade, índices de vazios e saturação do solo ensaiado, caracterizando assim um solo de menor porosidade. No entanto, essas variações entre os parâmetros podem ser justificadas pela diferenciação dos patamares de coleta das amostras, além da própria heterogeneidade do solo.

5.2 SONDAGEM À PERCUSSÃO (SPT)

O relatório de sondagem obtido com a realização do ensaio SPT (Figura 5.2) mostrou que a camada analisada é composta predominantemente por uma argila siltosa de cor avermelhada. A consistência do material variou entre média e rija, com uma resistência a penetração relativamente constante ao longo do perfil. Sendo assim, o solo em questão apresentou características consistentes com os outros locais analisados no campo experimental, exibindo um comportamento comum ao existente em solos intemperizados como os solos residuais. Ao comparar diretamente com os resultados fornecidos por Cordeiro (2019), observa-se que até os 4 metros de profundidade os ensaios apresentam N_{SPT} similares, além de uma classificação semelhante.

Cota relativa ao NR.	Nível da Água	Amostras	Profund. da camada (m)	Nº de golpes		Penetração - S.P.T. (golpes p/ 30 cm)				Classificação do Material
				1º/2º	2º/3º	1º	2º	3º	4º	
-0,50m		0,5	0,5	07	06					Argila de coloração vermelha de consistência média.
-1,00m		1	1,0	09	13					Argila de coloração vermelha de consistência rija.
-1,50m		1,5	1,5	11	13					
-2,00m		2	2,0	11	12					
-2,50m		2,5	2,5	06	07					Argila silte arenosa de coloração cinza de consistência média.
-3,00m		3	3,0	07	09					Argila silte arenosa de coloração variegada de consistência média.
-3,50m		3,5	3,5	06	07					
-4,00m		4	4,0	08	08					
-4,50m		4,5	4,5	08	09					
-5,00m		5	5,0	07	09					Limite de sondagem solicitado.
OBS: perfuração realizada com trado helicoidal, sem a utilização de circulação de água.										

Figura 5.2: Relatório de sondagem à percussão

Concomitantemente ao ensaio SPT, foi coletada uma parcela do material existente a cada meio metro e realizada a verificação do teor de umidade a cada profundidade analisada, como pode ser visto na Figura 5.3. Os resultados dessa investigação mostraram uma pequena variação do teor de umidade ao longo da profundidade e um valor médio de 34,5%.

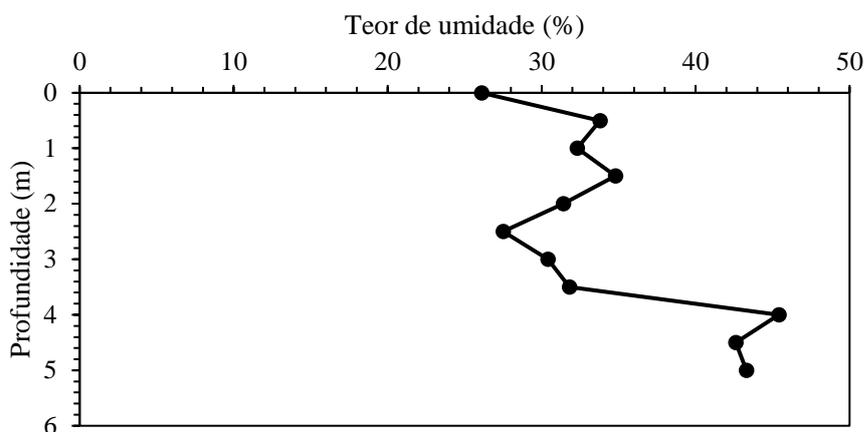


Figura 5.3: Variação do teor de umidade ao longo do perfil

Além dessa verificação, foi realizado o registro do material coletado ao longo do ensaio (Figura 5.4). Nessas imagens se observa um solo de coloração avermelhada, com uma parcela de grãos esbranquiçados aparentes de forma mais expressiva a partir dos 3,0m de profundidade, zona não afetada pelo bulbo de tensões dos ensaios de placa realizados. Ademais, pelos valores de N_{spt} , essa parcela não tem efeito significativo na resistência a penetração desse solo.



Figura 5.4: Amostras coletadas do SPT

5.3 ENSAIOS TRIAXIAIS

Neste tópico são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais drenados realizados em amostras do solo residual natural. O estudo do comportamento desse material foi feito através da análise das curvas de tensão desvio x deformação axial, variação volumétrica e envoltória de ruptura, o que permite a obtenção dos parâmetros de resistência do solo ensaiado. Além disso, também foi observado o comportamento através da normalização da tensão desvio (q) pela média das tensões principais (p'), visando assim a verificação da influência da tensão de confinamento.

Os solos residuais geralmente apresentam uma leve cimentação em sua estrutura, que deve ser considerada na análise do seu comportamento. Devido a isso, os ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID) foram executados de modo que as tensões efetivas iniciais, obtidas após a consolidação, tivessem valores relativamente baixos, com o intuito de evitar a quebra dessa estrutura. Sendo assim, os resultados demonstrados nesse tópico são referentes a três ensaios triaxiais executados nas tensões efetivas iniciais de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. Vale ressaltar que as tensões utilizadas também permitem uma comparação direta com os ensaios executados por Carretta (2018), referentes ao comportamento do solo do mesmo campo experimental.

Nos três ensaios triaxiais analisados neste trabalho a forma de ruptura das amostras se deu por embarrigamento (Figura 5.5). Isso confirma-se pela não formação da superfície de cisalhamento nos corpos de prova e pela redução significativa das suas dimensões verticais. Sendo assim, para obtenção dos gráficos abaixo foram consideradas as correções de áreas definidas por La Rochelle et al. (1988).



Figura 5.5: Amostras deformadas após os ensaios triaxiais

Os gráficos de tensão desvio (q) x deformação axial (ε_a) e de deformações volumétricas (ε_v) demonstrados na Figura 5.6, exibem o comportamento de cada amostra ensaiada.

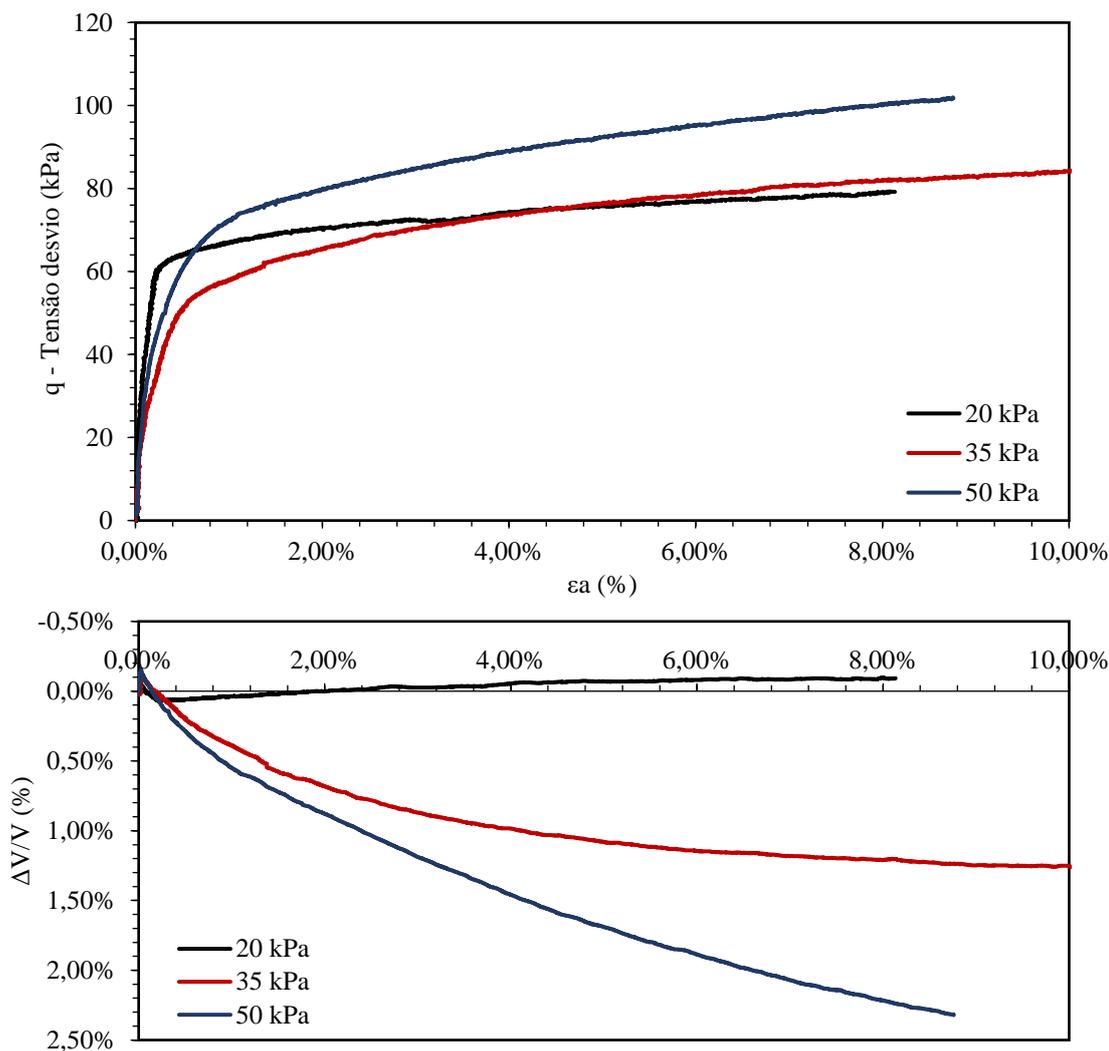


Figura 5.6: Comportamento tensão-deformação e deformação axial – deformação volumétrica para os ensaios triaxiais

Ao comparar o comportamento dos três ensaios, observa-se que a curva do ensaio de 20 kPa possui um formato distinto, sendo essa caracterizada por uma maior rigidez inicial. Além disso, após a plastificação do solo há uma estabilização da tensão desvio, visto que essa se mantém aproximadamente constante com o aumento das deformações. Enquanto isso, para os ensaios de 35 kPa e 50 kPa, as curvas apresentaram valores de rigidez iniciais menores, o que pode ser representativo da quebra de parte da cimentação durante a consolidação das amostras. Essas curvas seguem com um comportamento do tipo *strain-hardening*, visto que apresentam um crescimento da tensão desvio com o aumento das deformações. Esse tipo de comportamento torna-se mais perceptível com o aumento da tensão de confinamento.

Coop e Atkinson (1993) descrevem esses comportamentos, como representativos dos solos cimentados. Para o ensaio de 20 kPa, são aplicadas, durante o cisalhamento, tensões altas o suficiente para que haja a quebra da cimentação existente no solo residual. Sendo assim, a resistência é controlada pelo componente friccional equivalente a um solo não estruturado. Além disso, esse tipo de solo apresenta um ponto de plastificação bem definido, seguido de um comportamento aparentemente linear. Enquanto para os ensaios de 35 e 50 kPa, parte da cimentação é quebrada durante a consolidação, dependendo da tensão de confinamento aplicada, e assim o cisalhamento produz um comportamento similar a um solo não-cimentado.

Além das questões supracitadas, é possível observar a similaridade quantitativa da resistência dos ensaios de 20 kPa e 35 kPa. Uma possível explicação para esse comportamento refere-se aos índices de vazios das amostras analisadas, visto que a primeira amostra ($e = 1,15$) apresenta um valor inferior a segunda ($e = 1,23$). Sendo assim, como o ensaio de 20 kPa foi realizado em uma amostra menos porosa, essa pode apresentar uma maior resistência.

No âmbito das variações volumétricas, para o ensaio de 20 kPa, é possível observar um comportamento inicialmente compressivo, seguido por uma leve expansão. Enquanto para os ensaios de 35 kPa e 50 kPa são verificados comportamentos puramente compressivos, cujas deformações se tornam mais significativas com o aumento da tensão de confinamento.

Os parâmetros de resistência desse solo foram obtidos através da envoltória de ruptura analisada nas trajetórias de tensão demonstradas no espaço p' - q , estabelecidos pelas Equações 5.1 e 5.2 e exibidas na Figura 5.7.

$$p' = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad (\text{Equação 5.1})$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{Equação 5.2})$$

Sendo assim, a partir dos comportamentos dos ensaios triaxiais, os parâmetros de intercepto coesivo e ângulo de atrito definidos para esse ensaio são de $c' = 8,1$ kPa e $\phi = 29^\circ$.

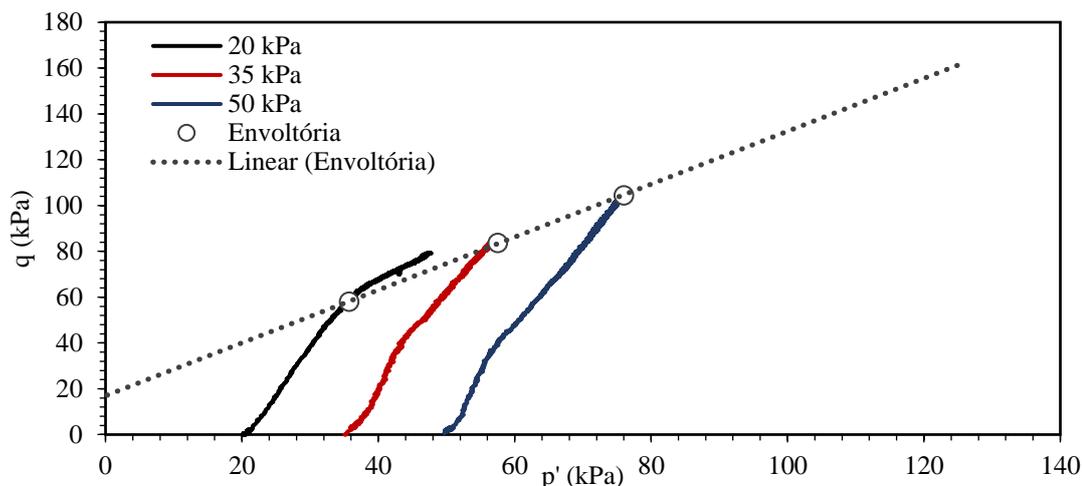


Figura 5.7: Trajetórias de tensões envoltória de ruptura

Ao analisar a curva tensão-deformação em termos normalizados (Figura 5.8), observa-se que menores tensões confinantes resultam em maiores valores normalizados de resistências. Isso pode ser justificado pela quebra da cimentação devido ao aumento da tensão confinante. Para mais, com a normalização nota-se uma leve tendência de encontro das 3 curvas após o pico, sendo assim similar ao comportamento observado nas argilas pré-adensadas.

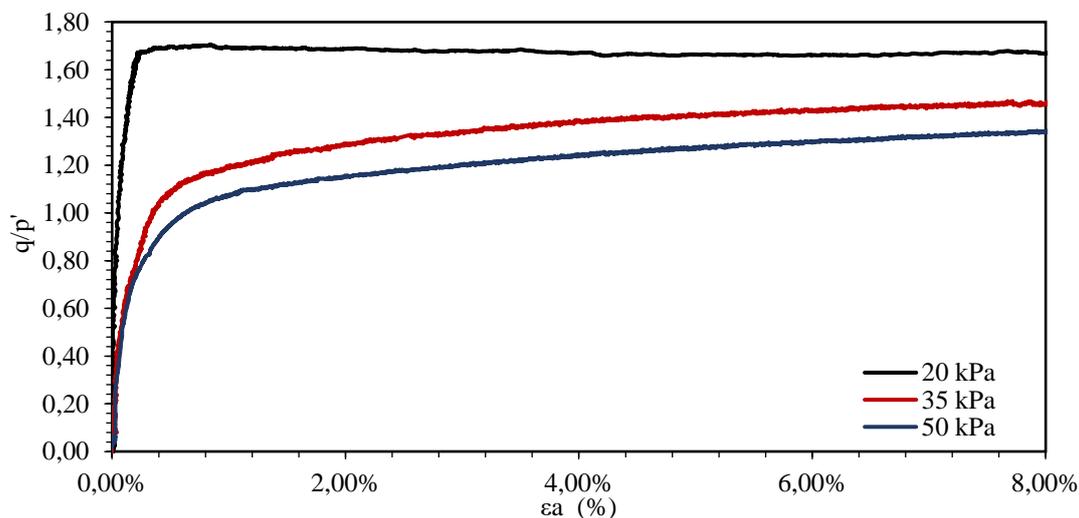


Figura 5.8: Comportamento tensão-deformação normalizado

Como supracitado, os ensaios realizados neste trabalho permitem uma comparação com os resultados obtidos por Carretta (2018), tendo em vista que as tensões de confinamento utilizadas foram iguais e o solo apresenta características semelhantes. Desse modo, ao analisar a Figura 5.9, nota-se que a autora obteve valores de resistência maiores para os ensaios de 35 kPa e 50

kPa. Enquanto isso, os ensaios de 20 kPa apresentam comportamento resistivo bastante similar, exceto pela rigidez inicial, cujo ensaio realizado neste trabalho possui valores mais significativos. Apesar das diferenças quantitativas, os solos têm o mesmo comportamento do tipo *strain-hardening*.

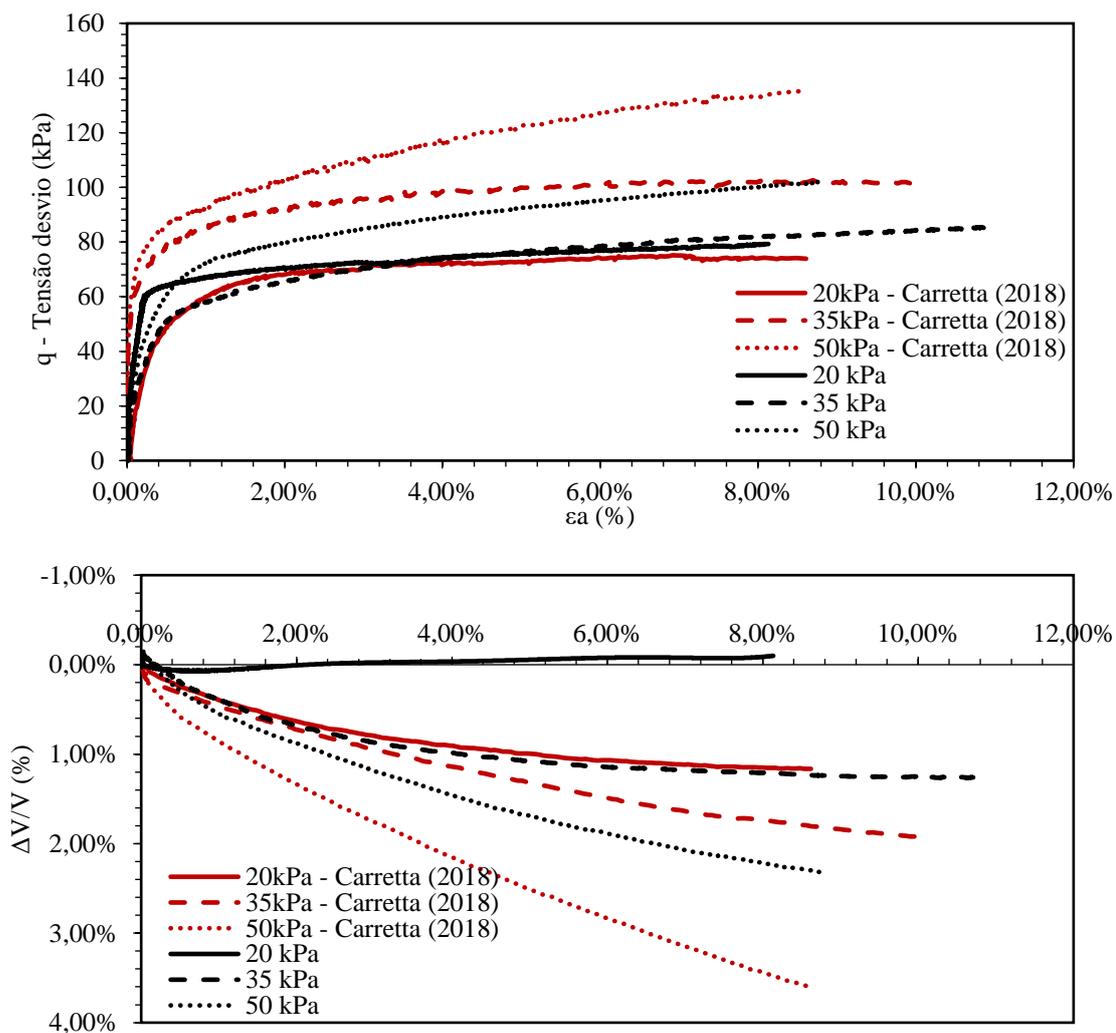


Figura 5.9: Comparativo entre o comportamento tensão-deformação e deformações volumétricas obtido e o de Carretta (2018)

No que se refere as deformações volumétricas, observa-se que as curvas apresentam a mesma tendência de comportamento compressivo, cujas deformações volumétricas são crescentes com o aumento do confinamento, exceto pelo resultado compressivo/dilatante do ensaio de 20 kPa.

Por fim, ao comparar os parâmetros de resistência descritos na Tabela 5.5, identifica-se que apesar dos comportamentos resistivos apresentarem diferenças entre os dois trabalhos, os parâmetros de intercepto coesivo e ângulo de atrito estão na mesma faixa de valores.

Tabela 5.5: Comparativo entre os parâmetros de resistência

Parâmetros de resistência	Obtido	Carretta (2018)
Ângulo de atrito (°)	29,0	30,5
Coesão (kPa)	8,1	9,52

5.4 SUCCÃO MATRICIAL

As medidas de sucção matricial das amostras indeformadas do solo residual foram realizadas a fim de determinar a curva característica do material. Nesta pesquisa foram utilizados 12 corpos de prova indeformados, que foram submetidos a processos de umedecimento e secagem, seguidos da determinação da sucção pelo método do papel filtro. Essa operação teve como intuito verificar a variação da sucção quando o solo passa por períodos de chuva e dessecação. As 12 amostras começaram com as umidades de campo e o processo iniciou com 5 amostras submetidas a uma trajetória de umedecimento (4 a 8), e 7 amostras a uma trajetória de secagem (9 a 15). Os primeiros corpos de prova passaram por mais 2 trajetórias de secagem – umedecimento, enquanto as últimas passaram apenas por mais uma de umedecimento. Na Tabela 5.6 são expressos os índices físicos iniciais de cada amostra (e_0 , w_0 , S_0) e a trajetória seguida por cada amostra, sendo S – secagem e U – umedecimento.

Tabela 5.6: Índices físicos iniciais dos CP e trajetória de umedecimento ou secagem

CP	w_0 (%)	e_0	S_0 (%)	Trajecória
4	28,60	1,11	69,67	U-S-U
5	29,54	1,13	70,60	U-S-U
6	28,06	1,06	71,72	U-S-U
7	31,51	1,18	72,37	U-S-U
8	29,73	1,25	64,44	U-S-U
9	29,18	1,12	70,15	S-U
10	29,40	1,19	66,66	S-U
11	30,55	1,22	67,68	S-U
12	29,40	1,22	64,90	S-U
13	28,67	1,12	69,05	S-U
14	25,65	1,10	62,76	S-U
15	27,51	1,08	68,67	S-U
Média	28,98	1,15	68,22	-

Na Figura 5.10, exibe-se a curva característica do solo em função da umidade gravimétrica e do logaritmo da sucção mátrica. Ao analisar os valores correspondentes as condições naturais do solo, em que a umidade é de aproximadamente 30 %, observa-se que os valores de sucção matricial ficam compreendidos entre 4 e 11 kPa. Estes resultados concordam com os estudos feitos por Moreira (2020), corroborando com a indicação de que devido aos baixos valores de sucção, a saturação total do terreno teria pouca influência nos recalques de estruturas sobre fundações superficiais apoiadas em solo residual, como definido por Consoli *et al.* (1998).

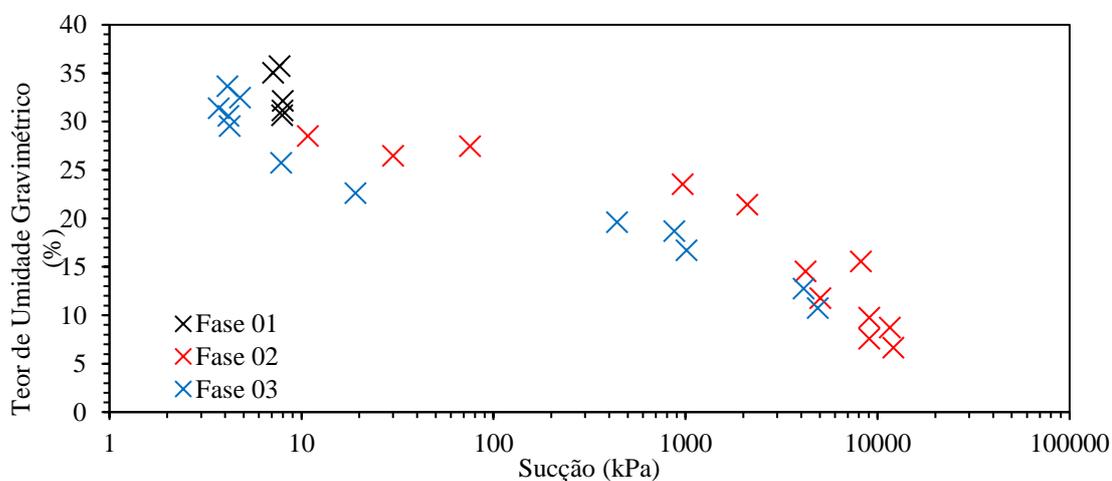


Figura 5.10: Curva característica do solo residual em função do teor de umidade

A curva característica apresenta um formato semelhante a uma “sela” e pode ser dividida em 3 trechos. O primeiro trecho é referente a uma faixa de valores baixos de sucção, correspondentes a uma entrada de ar inferior a 10 kPa, seguida por uma redução no teor de umidade. O segundo trecho é um patamar praticamente horizontal, em que o teor de umidade se mantém aproximadamente constante para valores de sucção entre 20 e 2000 kPa. No último trecho, ocorre a segunda entrada de ar, em que os teores de umidade reduzem novamente, para valores de sucção entre 2000 kPa e 11000 kPa. Esse comportamento foi semelhante ao apresentado por Feuerharmel (2003) e Bortolli (1999). Os autores explicam que o comportamento observado indica que a curva característica é controlada pela macroestrutura do solo para baixos valores de sucção e pela microestrutura para valores altos.

Na Figura 5.11 é ilustrado o comportamento da curva característica em formato de sela e sua possível variação de água nos diferentes trechos, explicado por Feuerharmel (2003). Em (a) observa-se o início da dessaturação dos macroporos existentes entre os microagregados do solo; (b) exhibe a macroestrutura dessaturada e a água restante na microestrutura, o que indica que o solo não apresenta poros de tamanho intermediários; (c) por fim, corresponde a microestrutura do solo dessaturada.

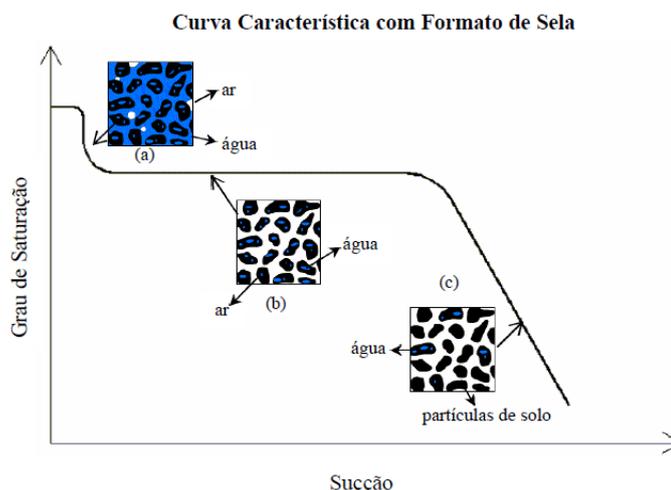


Figura 5.11: Curva característica com formato em sela (FEUERHARMEL, 2003)

A influência da histerese no comportamento da curva característica também foi analisada. Essa corresponde à diferença entre as trajetórias de umedecimento e secagem na curva. Sua influência pode ser verificada também na Figura 5.10, cujos ensaios estão divididos em 3 fases: a primeira é referente a trajetória de umedecimento realizada nas cinco primeiras amostras

(CP04 a CP08); a fase 2 que corresponde a trajetória de secagem a qual todos os CPS foram submetidos; e por fim, a fase 3 que descreve a trajetória final de umedecimento realizada, também, em todas as amostras. Na análise desses resultados é perceptível a influência da histerese na curva característica, tendo em vista a diferença entre as curvas para a fase 2 e 3. Devido a esse comportamento, supõe-se que a secagem desse material causa alterações estruturais irreversíveis no solo.

Por fim, comparou-se os resultados obtidos neste trabalho com as medidas de sucção para o mesmo tipo de solo presentes nos trabalhos de Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004) e Moreira (2020), exibidos na Figura 5.12. Os resultados obtidos neste trabalho corroboram qualitativamente com o comportamento demonstrado pelos autores. Quantitativamente, houve algumas diferenças que podem ser justificadas pelas variações do material analisado como índices de vazios, níveis de cimentação, granulometria e entre outras.

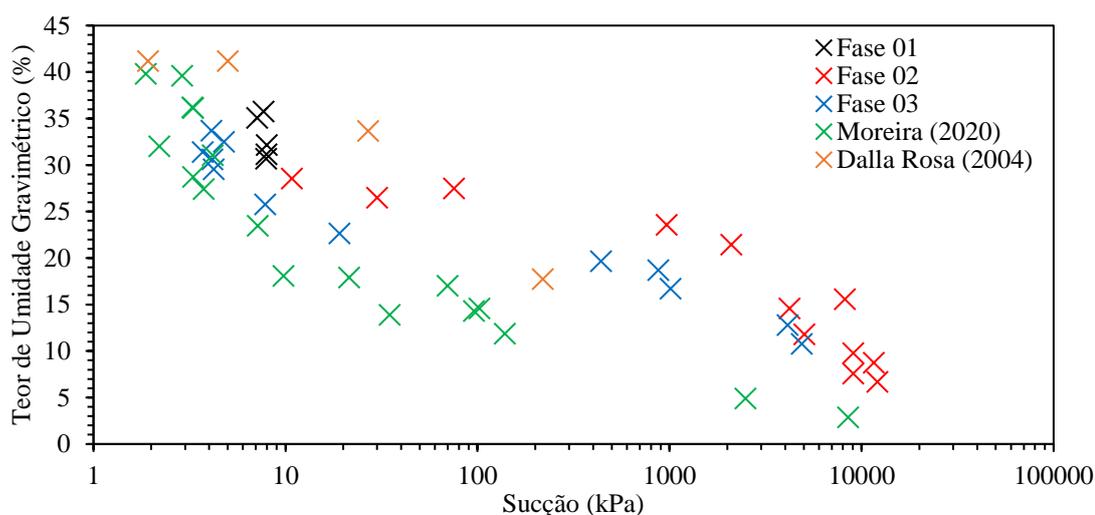


Figura 5.12: Comparação entre as curvas características presentes na literatura

5.5 PROVAS DE CARGA EM PLACA

Neste subcapítulo são exibidos os resultados das 8 provas de carga executadas neste trabalho. Os resultados desses ensaios possibilitaram a análise comparativa dos efeitos de forma, de excentricidade e dupla excentricidade no comportamento carga-recalque das supostas fundações. Além de viabilizarem o estudo do mecanismo de ruptura representativo para este tipo de condição. Ademais, os resultados propiciam a verificação da estabilidade das fundações

submetidas a tais carregamentos através da definição dos valores de inclinação sofridos por essas. Por fim, os dados experimentais permitem a comparação dos valores de capacidade de carga e área efetiva com os métodos analíticos utilizados na literatura para estimar o comportamento de fundações carregadas excêntrica.

Para fins de controle de ensaio, nesta seção também são demonstrados os resultados da caracterização complementar executada através da medição de teores de umidade e da execução de ensaios de penetração dinâmica no local dos ensaios de provas de carga.

5.5.1 Caracterização complementar

Para cada ensaio de placa foram obtidos resultados a cerca da caracterização da camada superficial do solo, com valores referentes a teores de umidade e resistência à penetração.

Os teores de umidade foram obtidos através da média de três amostras coletadas nas profundidades determinadas na metodologia. Os resultados (Figura 5.13) apresentaram uma constância ao longo da profundidade e valores similares para cada ponto analisado. Os limites de valores foram 25,6% e 35,6%, enquanto a umidade média encontrada foi de 31,35%. Os menores teores foram encontrados na superfície do terreno, o que se define como coerente tendo em vista a perda de umidade para o ambiente.

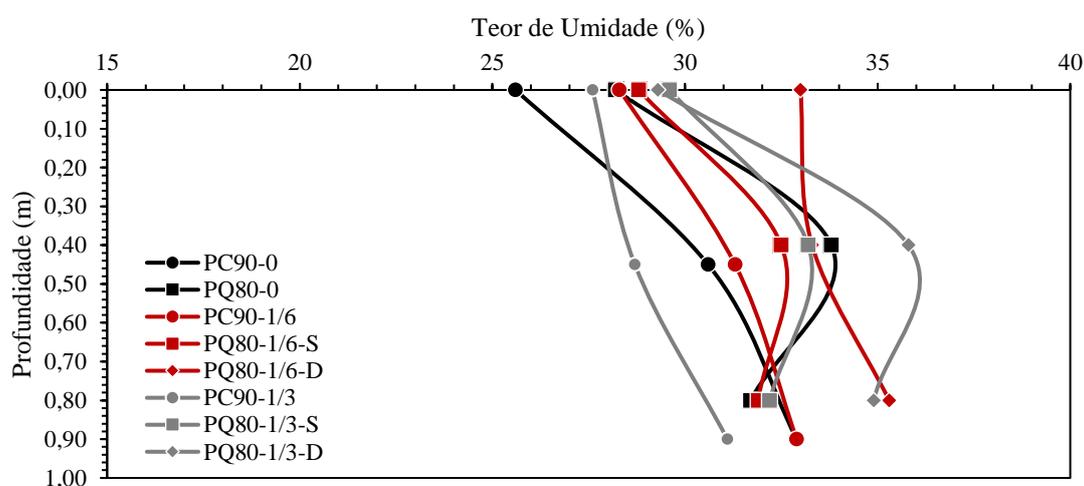


Figura 5.13: Teor de umidade ao longo da profundidade das provas de carga

Ao relacionar os teores de umidade encontrados, com os valores de sucção determinados na curva característica, não se observou nenhuma tendência de resultados que pudesse afetar o comportamento obtido nas provas de carga.

Os ensaios de cone de penetração dinâmica (DCP) foram realizados a menos de um metro dos locais de execução da prova de carga e SPT, com o intuito de auxiliar no controle de execução dos ensaios. Na Figura 5.14a é demonstrada a análise feita com os resultados através da relação entre os golpes aplicados e a profundidade da camada. Enquanto na Figura 5.14b são exibidos os valores de penetração por golpe, também nomeado como DPI, associados a profundidade. Em ambos os gráficos, nota-se o mesmo padrão de comportamento, tanto para os resultados de DCP das provas de carga quanto do ensaio SPT. Além disso, os parâmetros analisados se encontram na mesma faixa de valores, o que caracteriza uma homogeneidade na superfície da camada de solo, nos locais cujas provas de cargas foram executadas. Semelhantemente, ao teor de umidade, não se observou nenhuma tendência que justificasse alguma interferência dos resultados de prova de carga.

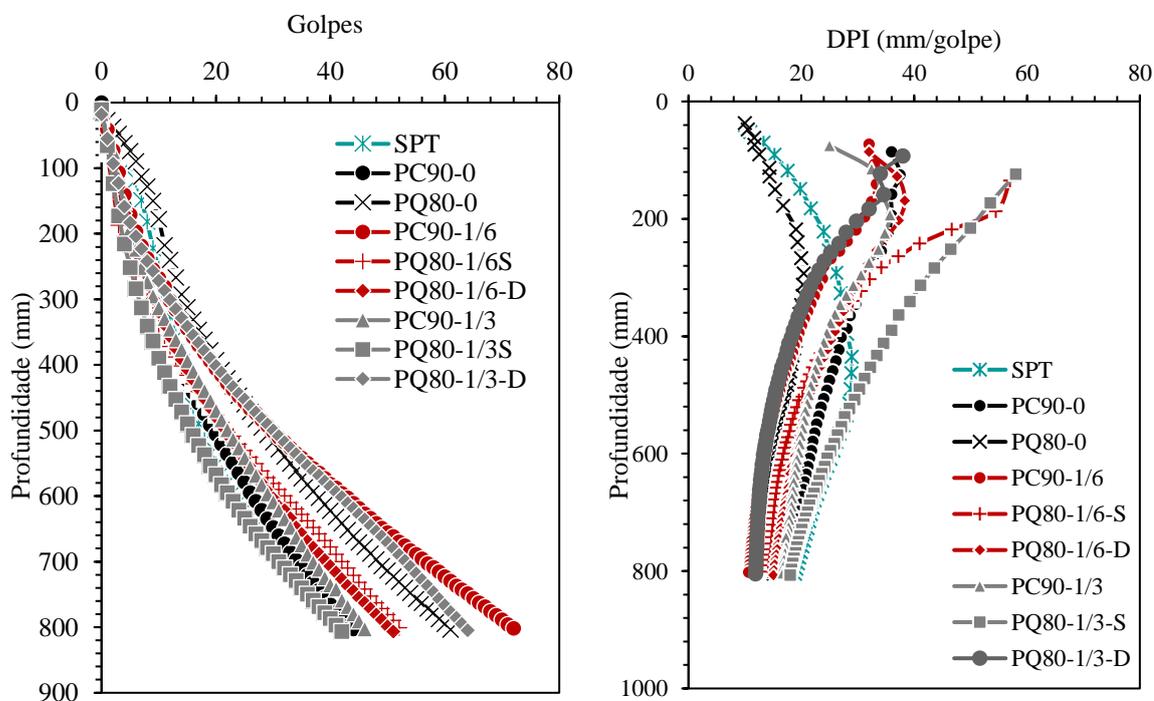


Figura 5.14: Curva golpes x deslocamentos do ensaio DCP

5.5.2 Ensaio centralizados

Como base desta pesquisa, inicialmente, foram executados dois ensaios centralizados, um em placa circular e outro em placa quadrada. Tais resultados permitiram, além da análise do efeito de forma para este tipo de carregamento, um ponto de comparação para a verificação da influência da excentricidade no carregamento dos ensaios demonstrados posteriormente.

Sendo assim, neste tópico são demonstrados os resultados acerca dos ensaios PC90-0 e PQ80-0, que apesar de possuírem formas distintas, têm valores equivalentes de área em contato com o solo, e conseqüentemente transmitem os mesmos níveis de tensão. O comportamento carga-recalque apresentado por esses ensaios foi demonstrado na Figura 5.15.

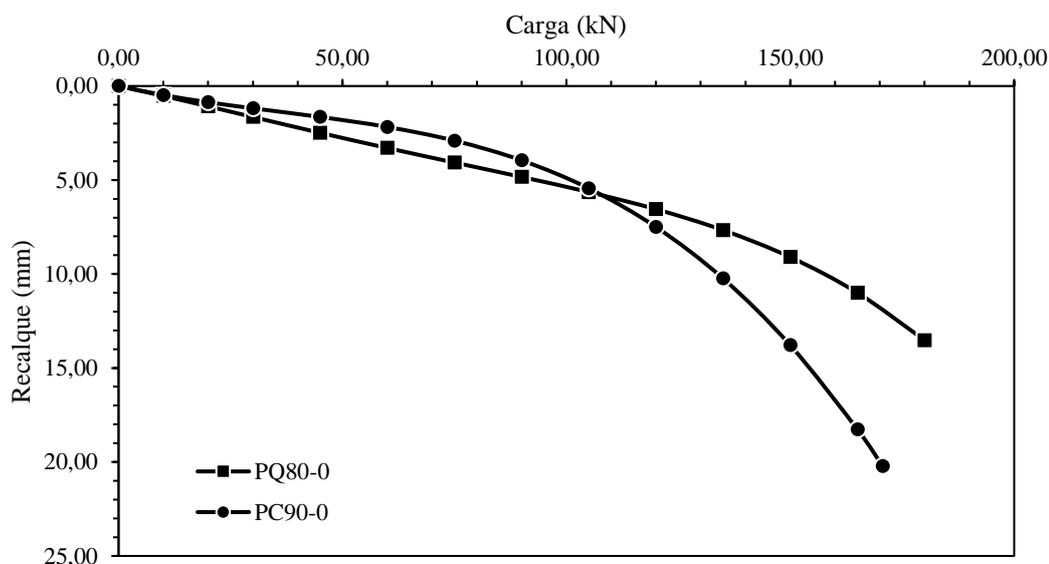


Figura 5.15: Comportamento carga-recalque dos ensaios centralizados

No ensaio PC90-0, a carga foi incrementada até o valor máximo de 170,63 kN e atingiu recalques de 20,22 mm. Enquanto para o ensaio PQ80-0, o acréscimo de cargas foi concluído em 182,54 kN, apresentando recalques de 14,55 mm. Ambos os ensaios não foram levados até maiores níveis de carregamento, devido a limitação do equipamento, que não suportava ultrapassá-los. As curvas analisadas exibiram formatos similares, principalmente nos primeiros estágios de carga, em que foram desenvolvidos pequenos deslocamentos. No entanto, nota-se uma maior rigidez no ensaio realizado na placa circular, enquanto uma maior resistência foi observada no ensaio PQ80-0.

No que se refere a ruptura do sistema solo-fundação, ambos os ensaios apresentaram uma ruptura por puncionamento, corroborada pelas medições do ensaio que não descrevem uma ruptura nítida. Além disso, em campo observou-se o afundamento vertical da placa no solo sem alterações no seu entorno. Esse tipo de comportamento foi observado anteriormente para solos residuais, como demonstrado por Moreira (2020). Nas Figuras 5.16 e 5.17, foi exibido o estado das placas e do local de ensaio após a execução das provas de cargas PC90-0 e PQ80-0, respectivamente, nas quais foram possíveis comprovar as características supracitadas.



Figura 5.16: Registros após a execução do ensaio PC90-0



Figura 5.17: Registros após a execução do ensaio PQ80-0

A fim de tornar a análise comparativa dos ensaios excêntricos mais eficiente, decidiu-se estimar a extrapolação das curvas carga-recalque dos ensaios supracitados. Essa decisão foi tomada

tendo em vista os valores relativamente baixos de deslocamentos, atingidos pelos níveis de carregamento aplicados. Sendo assim, investigou-se qual o comportamento mais adequado para representar a fundação sobre o solo residual.

Os métodos de extrapolação convencionalmente utilizados, como o de Van der Veen (1953) e de Chin-Kondner (1970), geralmente são empregados em fundações assentes em solos sedimentares e traçam trajetórias representativas de rupturas generalizadas. Por isso, buscou-se definir uma forma de extrapolação que apresentasse uma maior semelhança com o tipo de ruptura ocorrente para tal sistema. Sendo assim, tendo em vista as deformações plásticas apresentadas pelos ensaios, a curva de extrapolação que demonstrou um comportamento mais adequado foi estipulada através do equacionamento com regressão polinomial estabelecida com base nos resultados das provas de cargas. A adequação da curva foi feita mediante a comparação dos métodos aplicados aos dados da curva com o comportamento obtido por Moreira (2020), que realizou uma prova de carga em placa circular de 90 cm de diâmetro no mesmo campo experimental. Na Figura 5.18 é exibido o gráfico comprobatório de tal análise.

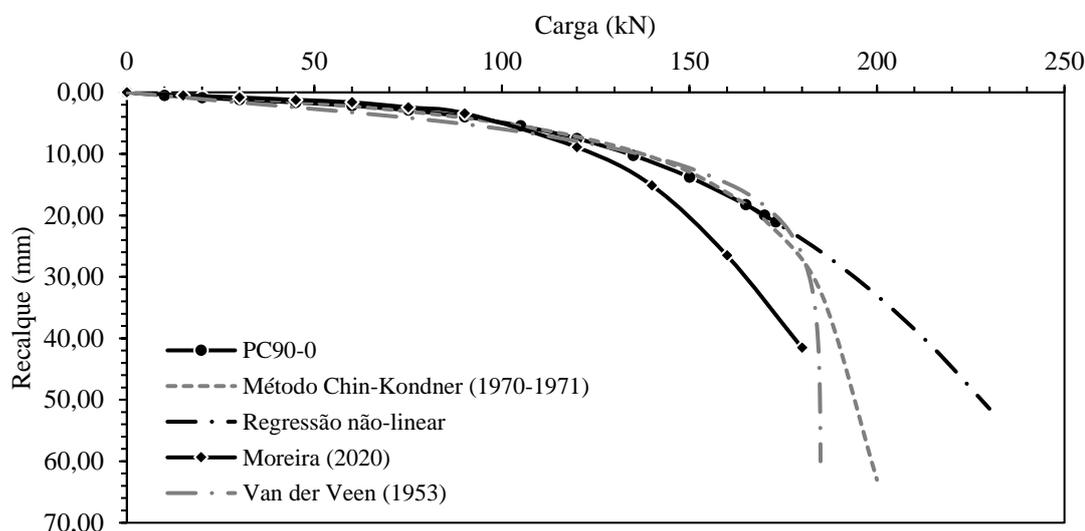


Figura 5.18: Aplicabilidade dos métodos de extrapolação

Na Figura 5.19 observa-se o comportamento carga-recalque dos dois ensaios extrapolados previamente mencionados juntamente com o resultado do ensaio executado por Moreira (2020), com a placa circular sobre um solo residual próximo ao local dos ensaios. Ao compará-los observa-se que os dois ensaios circulares apresentaram valores similares de rigidez, seguida por

uma resistência superior no ensaio executado neste trabalho. Enquanto o ensaio com a placa quadrada apesar de apresentar comportamento semelhante, possui uma rigidez relativamente menor e uma maior resistência do que os anteriores.

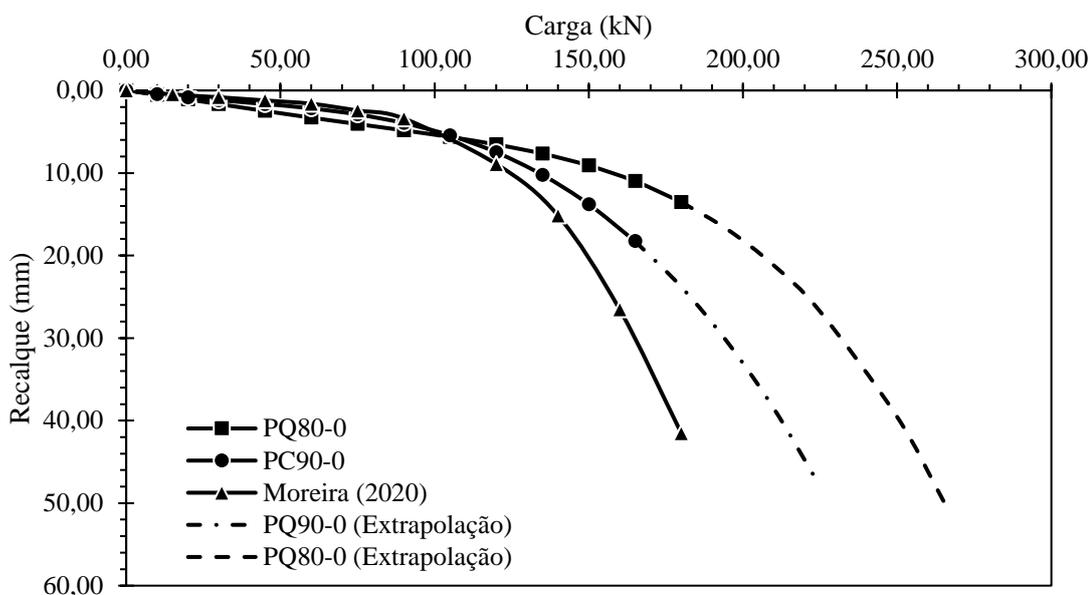


Figura 5.19: Comparativo dos ensaios centralizados extrapolados com os resultados de Moreira (2020)

Para avaliar quantitativamente o comportamento do sistema fundação-solo foi determinada a sua carga de ruptura. Para isso, foi adotado o critério de Boston, que a define como o valor referente a 25mm de recalque. Ao utilizar esse critério foram encontradas cargas de ruptura iguais a 182,87 kN e 220,60 kN, para os ensaios PC90-0 e PQ80-0, respectivamente. Enquanto isso, para o ensaio de Moreira (2020) o valor fornecido foi de 157,32 kN. Ao comparar os valores, observa-se uma maior resistência nos ensaios executados neste trabalho, sendo a maior carga de ruptura encontrada no ensaio realizado na placa quadrada.

Na Figura 5.20, está exposta a comparação entre os valores obtidos com o critério de ruptura e os métodos de capacidade de carga descritos no Capítulo 2. Nota-se que os métodos investigados apresentam estimativas conservadoras para a análise do comportamento de fundações superficiais assentes em solos residuais, quando considerado o critério de ruptura de Boston.

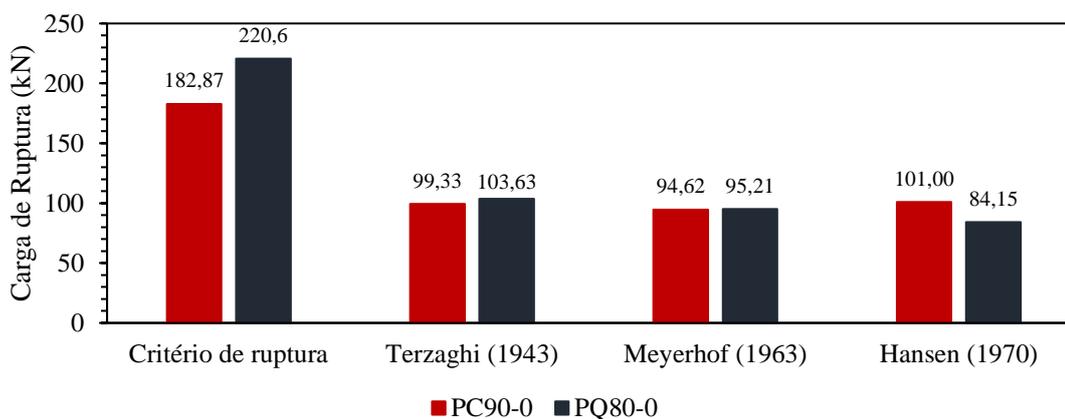


Figura 5.20: Comparativo entre o critério de ruptura e as estimativas de capacidade de carga dos ensaios centralizados

5.5.3 Ensaios com carregamento excêntricos na placa circular

Neste tópico é demonstrado o comportamento carga-recalque dos ensaios PC90-1/6 e PC90-1/3, que como descrito na nomenclatura tiveram seu carregamento aplicado a uma excentricidade de $e/B = 1/6$ e $e/B = 1/3$, respectivamente. Sendo assim, considerando o diâmetro da placa igual a 90 cm, o sistema foi submetido a cargas a 15 cm e 30 cm do seu centro.

Os carregamentos excêntricos geralmente submetem os elementos estruturais a inclinações, e com isso ocasionam recalques diferenciais no próprio elemento de fundação. Devido a variação desses deslocamentos, considerou-se para a análise do comportamento carga-recalque, a pior situação, ou seja, o ponto de maior deslocamento da placa.

Na Figura 5.21 é exibido o comportamento das duas curvas supracitadas em comparação com o resultado do ensaio PC90-0. Ambos os ensaios tiveram como critério de parada o limite de medição dos transdutores de deslocamentos e atingiram recalques superiores a 40 mm. Além disso, as curvas carga-recalque observadas nos dois ensaios são qualitativamente similares ao comportamento do ensaio centralizado. No entanto, quantitativamente, os valores de resistência reduzem significativamente com o aumento da excentricidade.

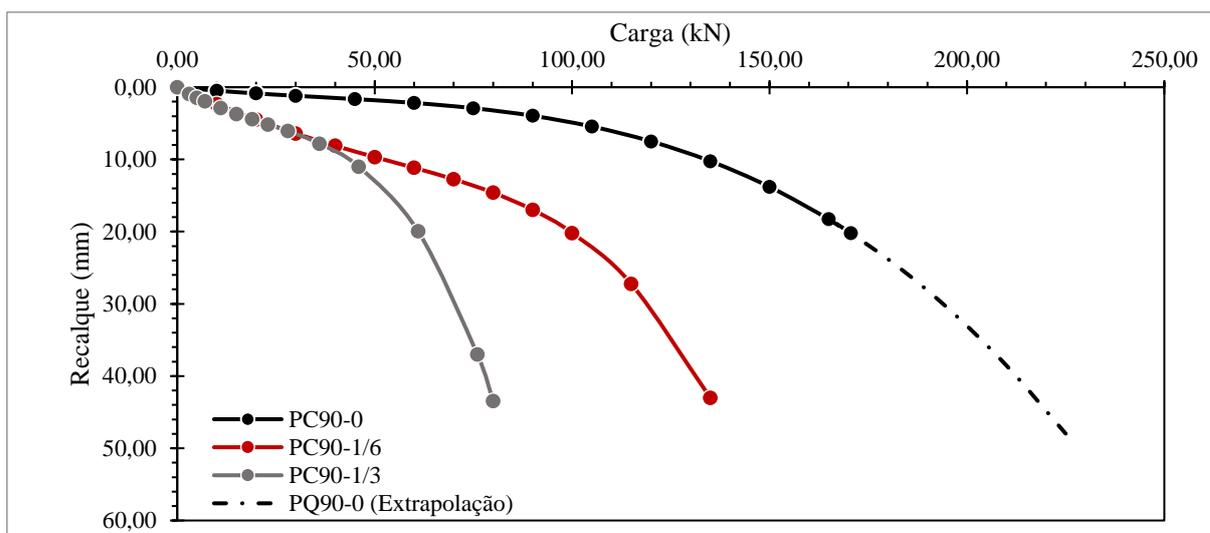


Figura 5.21: Comportamento carga-recalque para os ensaios circulares

O ensaio PC90-1/6 foi carregado até a carga de 134,93 kN e atingiu deslocamentos máximos de 42,98 mm. Enquanto isso, o ensaio PC90-1/3 foi levado até 79,64 kN e apresentou recalques de 41,67 mm. Ao analisar a rigidez das curvas, observa-se que os ensaios excêntricos são menos rígidos, o que pode ser justificado pela distribuição não homogênea de tensão. Além disso, os dois ensaios analisados neste tópico apresentam o mesmo comportamento até uma carga de aproximadamente 36 kN, ponto no qual o ensaio de maior excentricidade (PC90-1/3) tem sua resistência reduzida significativamente.

Ao utilizar como critério quantitativo o limite do recalque absoluto estabelecido pelos critérios de Boston, observou-se uma redução significativa de valores com o aumento da excentricidade (Tabela 5.7). Analisando de forma percentual, a carga de ruptura reduz cerca de 40% quando aplicada uma excentricidade de $e/B=1/6$, enquanto reduz cerca de 64% quando essa excentricidade é incrementada para um $1/3$. Vale ressaltar que para a definição mais precisa da influência da excentricidade nesse parâmetro, se faz necessária a repetição dos ensaios a fim de criar uma faixa de valores abrangentes para esse tipo de solo.

Tabela 5.7: Carga de ruptura dos ensaios circulares determinados pelo critério de recalque absoluto

PC90-0	PC90-1/6	PC90-1/3
182,87 kN	110,95 kN	66,46 kN

Na Figura 5.22 é possível observar a comparação dos valores obtidos com o critério de ruptura aplicado e a estimativa da capacidade de carga. Em todos os casos, notou-se uma subestimação dos métodos usados, sendo assim considerados conservadores para tais análises, quando considerado o critério de ruptura de Boston.

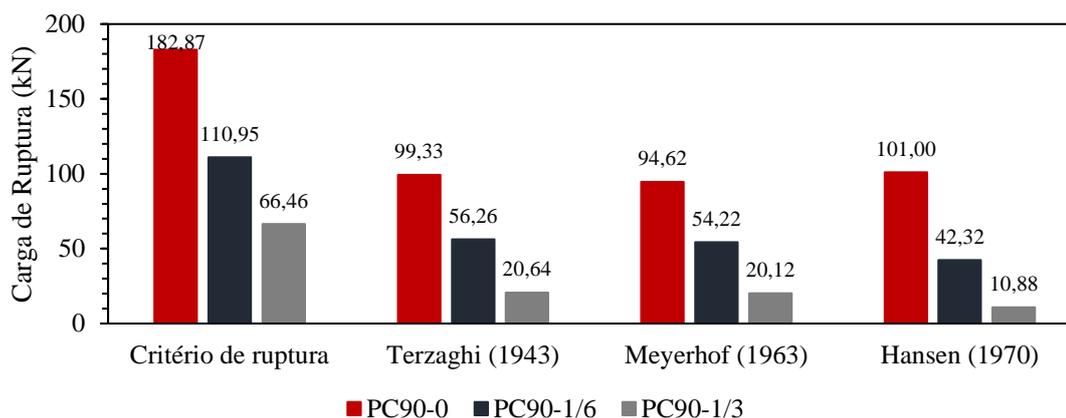


Figura 5.22: Comparativo entre o critério de ruptura e as estimativas de capacidade de carga dos ensaios excêntricos em placas circulares

Analogamente aos ensaios centralizados, as curvas dos ensaios circulares excêntricos não apresentam uma característica de ruptura nítida, indicando assim, uma ruptura por funcionamento. Além disso, durante a execução dos ensaios, não se detectou deformações relevantes em torno da placa de ensaio, corroborando assim com a definição da ruptura descrita.

Na Figura 5.23, é possível observar os registros de imagens após a execução do ensaio PC90-1/6. Nesses registros percebe-se que o lado carregado excêntrica da suposta fundação finca no solo cerca de 4 cm, enquanto o lado oposto fica suspenso, não aplicando assim tensões no solo. Para o ensaio PC90-1/3 (Figura 5.24), o estado final da prova de carga apresentou o mesmo comportamento. No entanto, o levantamento notório da placa no lado oposto ao carregamento ocorreu com cargas substancialmente menores.



Figura 5.23: Registros – Ensaio PC90-1/6



Figura 5.24: Registros – Ensaio PC90-1/3

5.5.4 Ensaio com carregamentos excêntricos simples na placa quadrada

Para analisar o comportamento de fundações quadradas submetidas a carregamentos excêntricos simples, ou seja, com a excentricidade em apenas uma direção, foram executados os ensaios PQ80-1/6-S e PQ80-1/3-S. O primeiro, teve sua execução interrompida pela queda do macaco devido à instabilidade do sistema, atingindo assim a carga de 100,87 kN, com 15,93 mm de deslocamento máximo. Por esse fato, sua curva foi extrapolada, de modo a emparelhar os valores de recalque aos outros ensaios. Enquanto isso, o segundo foi carregado até 90,47 kN, carga em que foi atingido o recalque máximo medido pelos transdutores (34,00 mm).

Na Figura 5.25 é possível observar o comportamento desses ensaios em comparação ao ensaio centralizado (PQ80-0). As curvas dos três ensaios têm comportamentos semelhantes. No entanto, apresentam uma redução de resistência com o aumento da excentricidade do carregamento, característica desse tipo de condição. De forma similar aos ensaios na placa circular, as curvas descrevem uma rigidez superior para o carregamento centralizado, enquanto os ensaios excêntricos apresentam um valor menor de rigidez, similar até a carga de 39 kN.

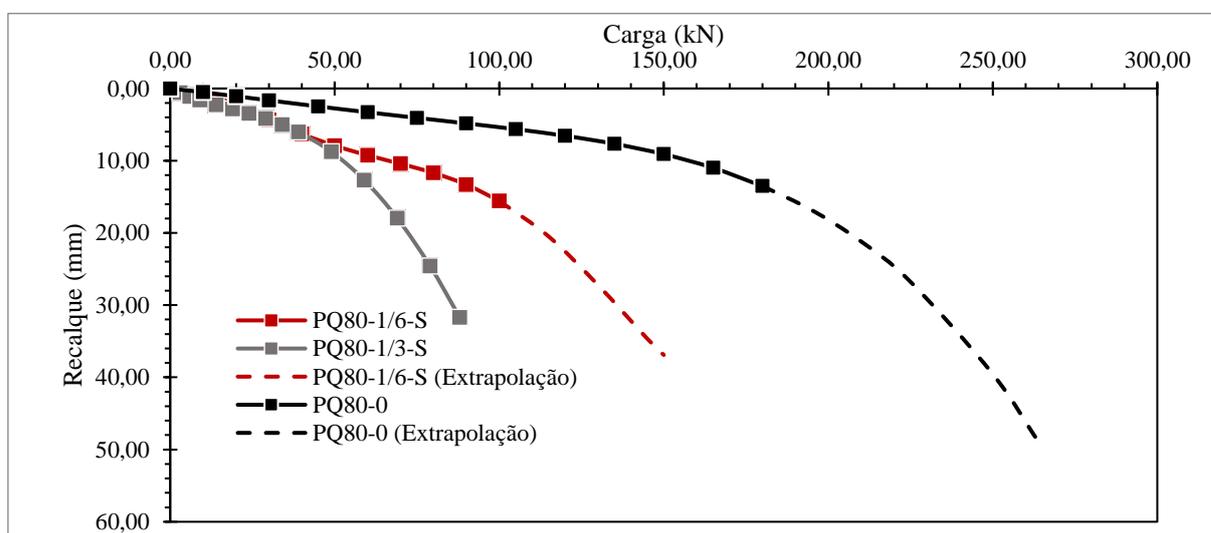


Figura 5.25: Comportamento carga-recalque para os ensaios na placa quadrada

Utilizando o mesmo critério quantitativo de recalque absoluto para essa análise (Tabela 5.8), encontra-se uma redução da carga de ruptura de aproximadamente 43% e 64%, para a excentricidade do carregamento de 1/6 e 1/3, respectivamente. Essas porcentagens foram definidas para os ensaios realizados neste trabalho, considerando o critério de ruptura de

Boston. Para corroborar essa informação é necessária a repetição desses ensaios, a fim de encontrar valores que considerem a variabilidade do solo residual.

Tabela 5.8: Carga de ruptura dos ensaios quadrados com carregamentos de excentricidade simples determinados pelo critério de recalque absoluto

PQ80-0	PQ80-1/6-S	PQ80-1/3-S
220,6 kN	125,4 kN	79,55 kN

Ao comparar os valores obtidos com as estimativas de capacidade de carga dos métodos convencionalmente utilizados (Figura 5.26), nota-se que como nos ensaios anteriores, as estimativas não fornecem valores efetivos, pois para tais situações atuam de forma conservadora.

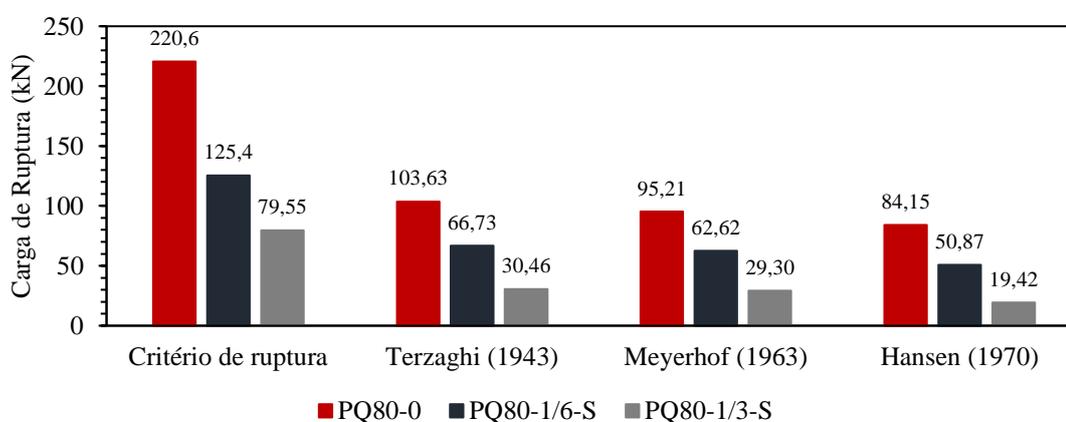


Figura 5.26: Comparativo entre o critério de ruptura e as estimativas de capacidade de carga dos ensaios excêntricos em placas quadradas

No âmbito do mecanismo de ruptura, os ensaios realizados na placa quadrada e submetidos a carregamentos excêntricos simples também apresentaram características de uma ruptura não nítida. No ensaio PQ80-1/6-S (Figura 5.27), apesar de não terem sido atingidos altos níveis de deslocamentos, foi possível observar o afundamento de forma inclinada da placa de ensaio. Enquanto isso, para o ensaio PQ80-1/3-S, que foi submetido a um carregamento que gerou altos valores de recalques, a suposta fundação afundou no solo cerca de 3 cm no lado carregado, enquanto o lado oposto separou-se do solo devido a rigidez da placa. Além disso, observou-se

a formação de uma fissura de aproximadamente 1 cm de espessura na área carregada, separando uma região semelhante a área efetiva do ensaio (Figura 5.28).



Figura 5.27: Registros – Ensaio PQ80-1/6-S



Figura 5.28: Registros – Ensaio PQ80-1/3-S

5.5.5 Ensaio na placa quadrada com carregamentos com dupla excentricidade

Nas fundações quadradas é possível analisar o efeito da dupla excentricidade de carregamentos, ou seja, a influência de cargas cuja excentricidade existe nas duas direções de um plano. Para isso, foram executados os ensaios PQ80-1/6-D e PQ80-1/3-D, nos quais analisaram-se os mesmos níveis de excentricidade das condições anteriores, mas tomando como base a diagonal da placa.

Os resultados dessas provas de cargas são demonstrados na Figura 5.29. Para esse caso constata-se que ao contrário das situações anteriores, a curva do ensaio PQ80-1/6-D, possui uma rigidez semelhante à do ensaio centralizado. Enquanto a curva de maior excentricidade apresenta uma rigidez e resistência consideravelmente inferiores.

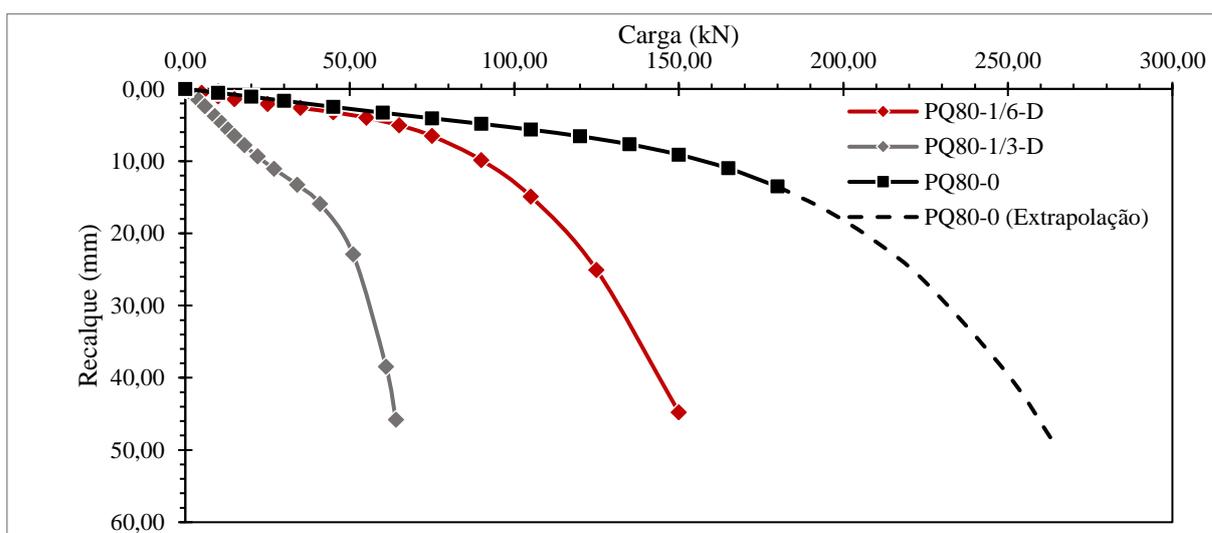


Figura 5.29: Comportamento carga-recalque para os ensaios na placa quadrada carregados com dupla excentricidade

O ensaio PQ80-1/6-D, teve a carga acrescentada até os 149,12 kN e atingiu o deslocamento máximo de 44,78 mm. Enquanto isso, no ensaio PQ80-1/3-D, a carga máxima atingida foi de 64,19 kN, que gerou na placa recalques iguais a 45,81 mm.

Ao determinar a carga de ruptura das curvas pelo critério de recalque absoluto (Tabela 5.9), verifica-se que o valor obtido para o ensaio com 1/6 de dupla excentricidade, apesar de inferior, é semelhante ao obtido para excentricidade simples. Analisando de forma percentual, encontra-

se uma redução de 43% e 76% em relação ao ensaio centralizado, para os ensaios PQ80-1/6-D e PQ80-1/3-D, respectivamente. Essa variação percentual é representativa apenas dos ensaios realizados. Para corroborar esses valores é preciso a repetição dos ensaios com tais características a fim de considerar a variabilidade dos solos.

Tabela 5.9: Carga de ruptura dos ensaios quadrados de carregamentos com excentricidade dupla determinados pelo critério de recalque absoluto

PQ80-0	PQ80-1/6-D	PQ80-1/3-D
220,60 kN	124,90 kN	52,89 kN

Na Figura 5.30 é demonstrada a comparação dos valores acima mencionados com os métodos de estimativa de capacidade de carga. Semelhantemente aos outros ensaios, as estimativas apresentaram valores subestimados da carga de ruptura, sendo esse aspecto mais acentuado para os ensaios de dupla excentricidade.

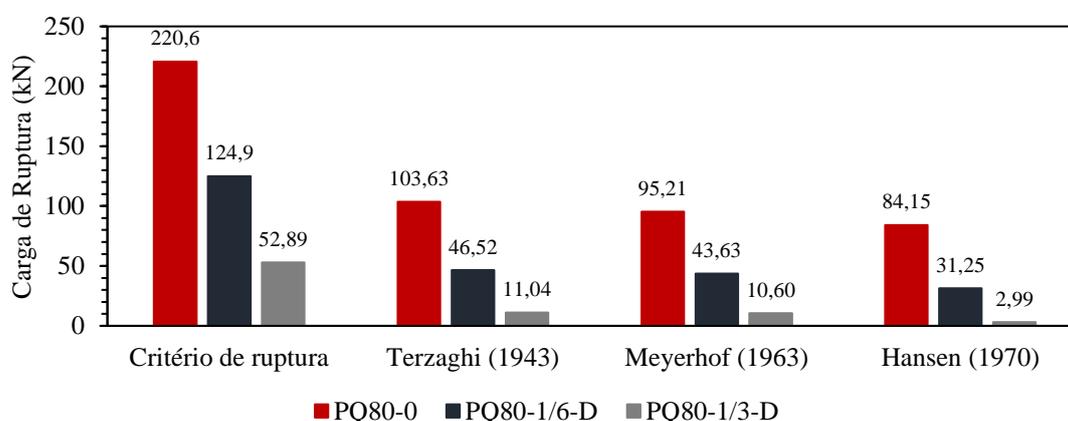


Figura 5.30: Comparativo entre o critério de ruptura e as estimativas de capacidade de carga dos ensaios com dupla excentricidade em placas quadradas

No âmbito da forma de ruptura, o comportamento dessas curvas corrobora com o estabelecido anteriormente, em que se define uma ruptura por puncionamento para esse tipo de condição. Nas Figuras 5.31 e 5.32, é possível observar o estado do solo e da placa após a execução dos ensaios PQ80-1/6-D e PQ80-1/3-D, respectivamente. Em ambos os ensaios, as placas fincaram no solo na direção carregada, enquanto o lado oposto foi levantado.



Figura 5.31: Registros – Ensaio PQ80-1/6-D



Figura 5.32: Registros – Ensaio PQ80-1/3-D

5.5.6 Comparativo dos ensaios

Neste t3pico 3 demonstrada a an3lise unificada das provas de carga realizadas nesta pesquisa, em que se descreve os efeitos de forma, de n3veis e tipo de excentricidade. Desse modo, na Figura 5.33 3 demonstrado o comportamento carga-recalque desses ensaios, enquanto na Figura 5.34 3 exibida a influ3ncia da excentricidade no carregamento na carga de ruptura dos sistemas.

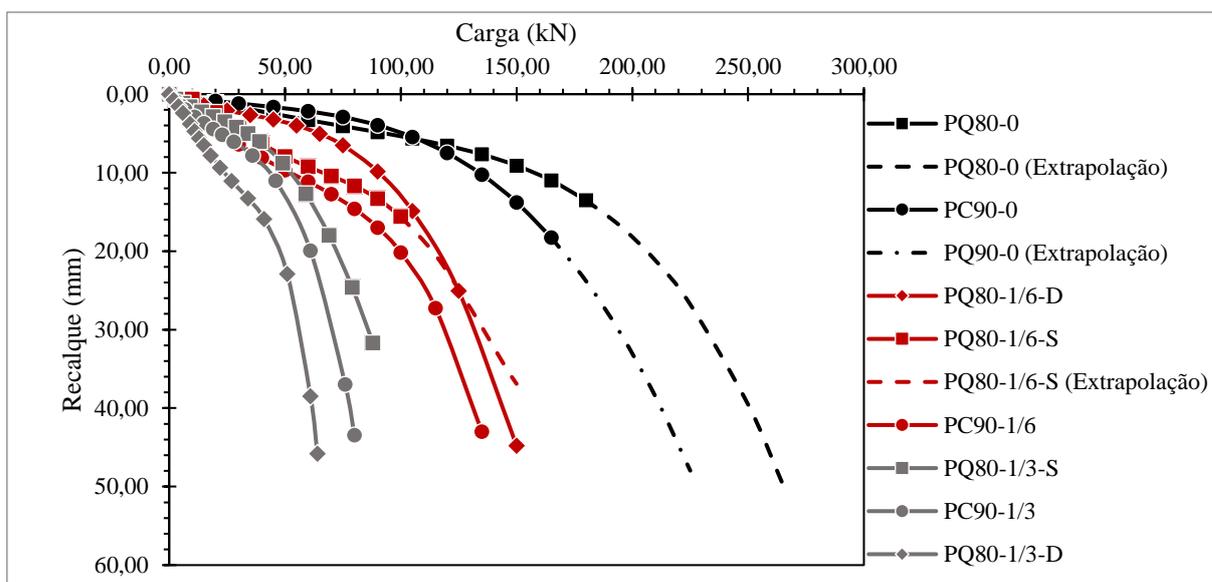


Figura 5.33: Comportamento carga-recalque das provas de carga

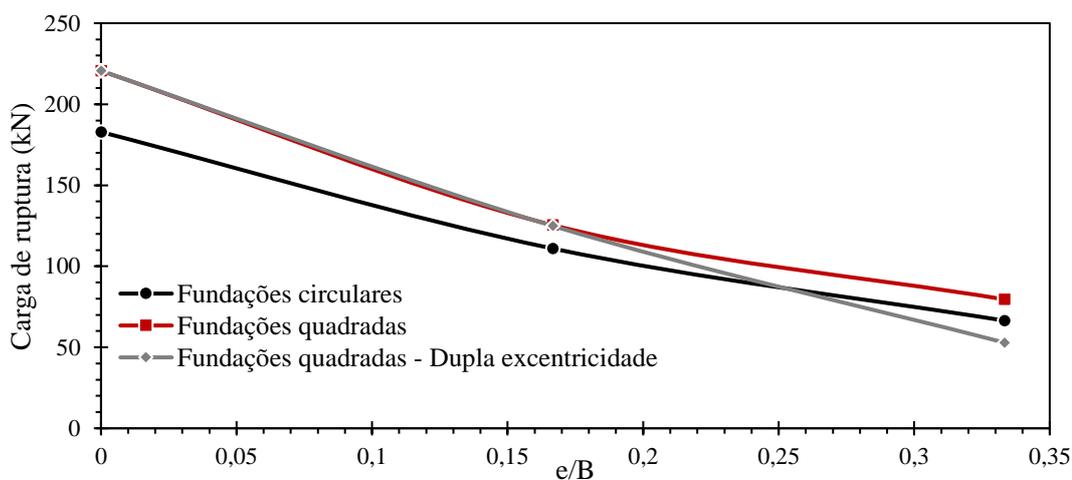


Figura 5.34: Influ3ncia da excentricidade do carregamento na carga de ruptura do sistema solo-fundação

Ao analisar os níveis de excentricidade, nota-se uma redução significativa do comportamento resistivo das curvas com o aumento da excentricidade do carregamento, característica comum para tais condições. Essa redução é influenciada pelo formato das fundações e o tipo de excentricidade. Ao comparar o modo como essa atenuação ocorre com os resultados obtidos por Meyerhof (1953), que caracteriza uma redução linear para solos argilosos e aproximadamente parabólica para solos arenosos, pode-se definir um comportamento intermediário para os ensaios executados neste trabalho em um solo de caráter coesivo-friccional. No entanto, principalmente para os ensaios realizados com dupla excentricidade, a diminuição de valores se aproxima mais do formato linear.

Na verificação do efeito de forma, nota-se que independentemente do nível de excentricidade do carregamento, há uma propensão de maior resistência nas provas de carga realizadas na placa quadrada. No que condiz as cargas de ruptura, a variação entre os valores para fundações quadradas e circulares, reduz com o aumento da excentricidade. Sendo assim, pode-se dizer que para os ensaios analisados quanto maior a excentricidade, menor foi o efeito de forma nas fundações.

No que compete ao tipo de excentricidade, analisou-se as diferenças do comportamento entre os ensaios de excentricidade simples e dupla do carregamento aplicado na placa quadrada. Avaliando a menor excentricidade (1/6), observa-se que o ensaio de dupla excentricidade apresentou um comportamento mais rígido do que a curva do ensaio PQ80-1/6-S, o que não era esperado pelos métodos de estimativa de capacidade de carga. No entanto, esse tipo de comportamento pode ser justificado pela adequação da placa no solo e sua heterogeneidade. Contudo, ao analisar o nível maior de excentricidade (1/3), observa-se um comportamento típico no qual o ensaio de excentricidade dupla possui menor rigidez e resistência do que o de excentricidade simples, devido a menor área efetiva.

Nesse estudo também foi verificada a aplicabilidade dos fatores de redução de Meyerhof (1953) (ver pág. 33), e Sahoo (2013) (ver pág. 37) para a definição da carga de ruptura de fundações carregadas excentricamente em solos residuais. Os fatores de redução (FR) do primeiro autor foram desenvolvidos através da determinação de duas equações, uma para solos friccionais e outra para solos coesivos. Enquanto o fator de Sahoo (2013) foi determinada para fundações quadradas sobre solos arenosos. Na Figura 5.35 é demonstrada a proximidade dos valores obtidos com esses fatores com a carga de ruptura definida para os ensaios analisados.

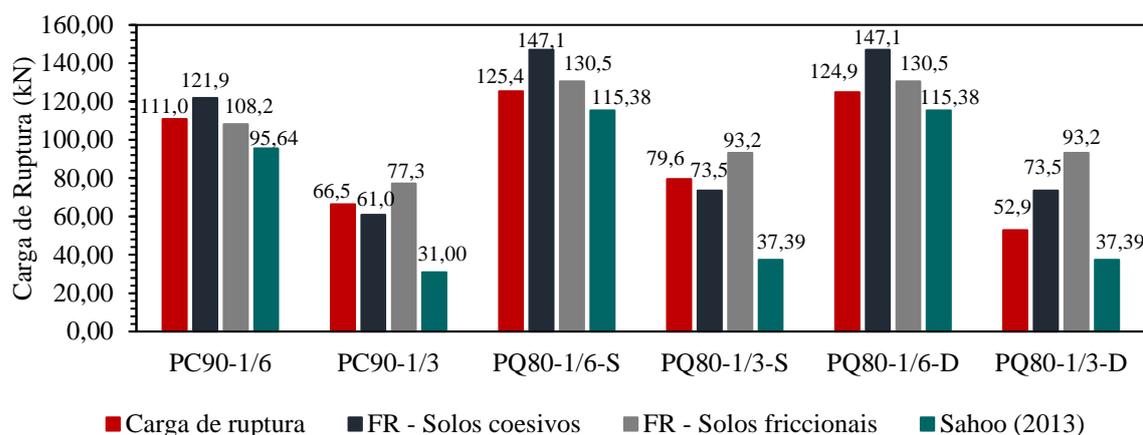


Figura 5.35: Aplicabilidade dos fatores de redução de Meyerhof (1953) e de Sahoo (2013) em fundações carregadas excentricamente sobre solos residuais

Para fundações superficiais carregadas excentricamente sobre solos residuais, o método de fator de redução de Meyerhof (1953) apresenta uma melhor estimativa para os valores de carga de ruptura definidos pelo critério de Boston, do que as soluções convencionalmente utilizadas. Ambos os fatores exibiram valores similares ao encontrado em campo, no entanto, para os ensaios com excentricidade $e/B=1/6$, o fator para solos friccionais garantiu melhores resultados. Enquanto para os ensaios com excentricidade $e/B=1/3$, o fator utilizado em solos coesivos forneceu valores mais aproximados dos obtidos experimentalmente. O fator de redução desenvolvido por Sahoo (2013) não apresentou valores tão semelhantes quanto o método anterior para a maioria das situações, exceto para o ensaio PQ80-1/3-D. É válido destacar que mesmo não considerando a dupla excentricidade, ambas soluções forneceram resultados razoáveis de estimativa para essa condição, principalmente para a menor excentricidade.

5.5.7 Inclinação da placa

Na execução dos ensaios de prova de carga, os medidores de deslocamentos foram posicionados de forma estratégica em diversos pontos da placa de ensaio, com o intuito de captar a forma de ocorrência dos deslocamentos da placa e consequentemente os valores de inclinação gerados pela aplicação do carregamento excêntrico. Desse modo, a fim de atingir esse objetivo, neste tópico são analisados os deslocamentos gerados pelos carregamentos em cada estágio de carga. A determinação desses valores foi realizada através da medição pelos transdutores de deslocamentos em alguns pontos e pela consideração de rigidez da placa utilizada.

Esta análise de deslocamentos por estágios de carga foi realizada inicialmente de forma bidimensional, visto que a influência da excentricidade no carregamento para as condições estudadas pode ser percebida através da visualização de um corte na placa e no solo, como observado nas Figuras 5.36 e 5.37. Sendo assim, para os ensaios realizados na placa circular foram utilizadas as vistas obtidas pelo corte A-A, enquanto para os ensaios executados na placa quadrada com carregamento centralizado ou de excentricidade simples utilizou-se do corte B-B. Para os ensaios com carregamentos submetidos a dupla excentricidade usou-se o corte C-C.

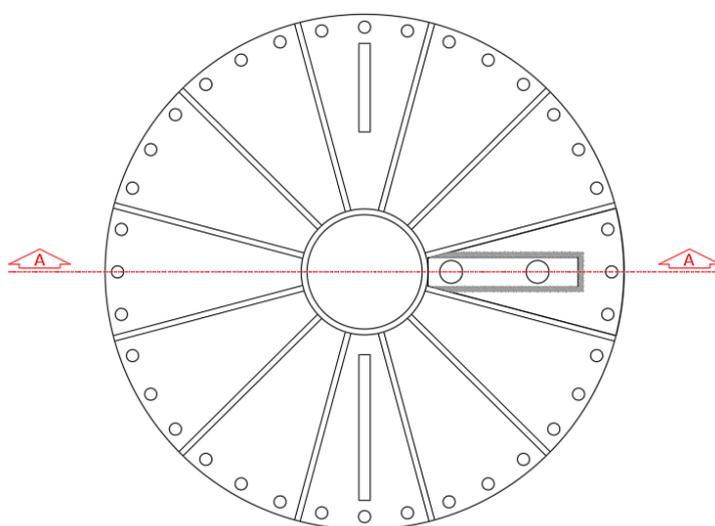


Figura 5.36: Corte esquemático da placa circular

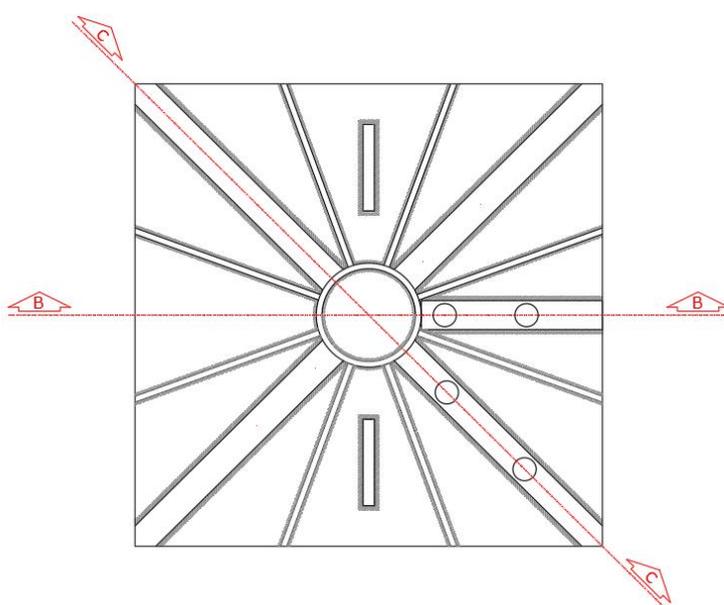


Figura 5.37: Corte esquemático da placa quadrada

Nas Figuras 5.38 e 5.39 são demonstrados os deslocamentos gerados pelos estágios de carga nos ensaios de carregamento centralizados PC90-0 e PQ80-0, respectivamente. As imagens descrevem os recalques desenvolvidos sem a inclinação da placa, visto que a teoricamente a estabilidade da fundação não é afetada. Ao comparar os níveis de deslocamentos atingidos nos dois ensaios, os resultados corroboram com as conclusões obtidas no gráfico de carga-recalque, no qual define-se uma maior resistência para ensaios realizados em placas quadradas, que alcançam valores menores de recalque para os carregamentos aplicados.

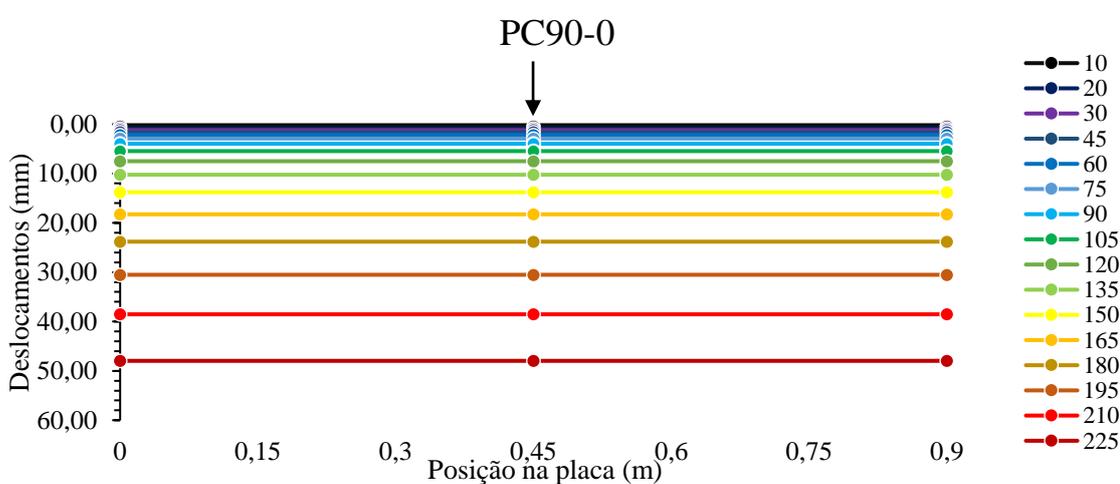


Figura 5.38: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PC90-0

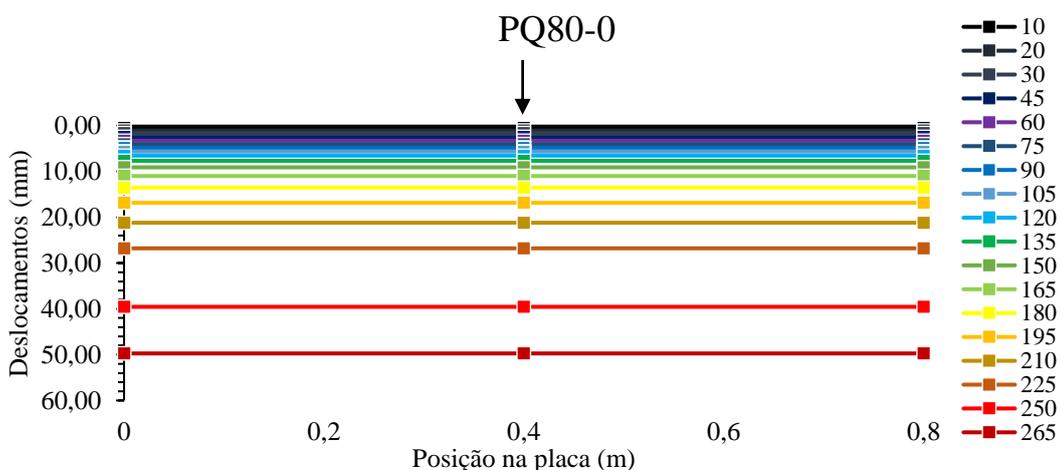


Figura 5.39: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-0

Nas Figuras 5.40 e 5.41 são exibidos os deslocamentos da placa para os ensaios circulares PC90-1/6 e PC90-1/3, na devida ordem. Em ambos os casos, é possível observar que a estabilidade da fundação é afetada a partir dos estágios iniciais de carregamento e esse comportamento é ampliado com o acréscimo de cargas. Além disso, ao comparar os resultados dos dois ensaios nota-se que taxas maiores de deslocamentos são atingidas para menores cargas quando há o aumento da excentricidade, característica justificada pela aplicação de maiores valores de tensão devido a redução da área efetiva.

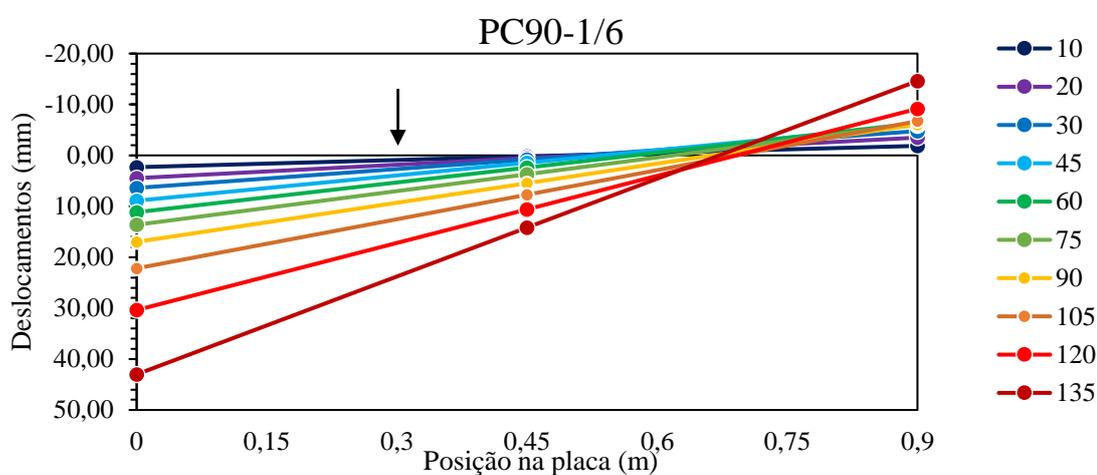


Figura 5.40: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PC90-1/6

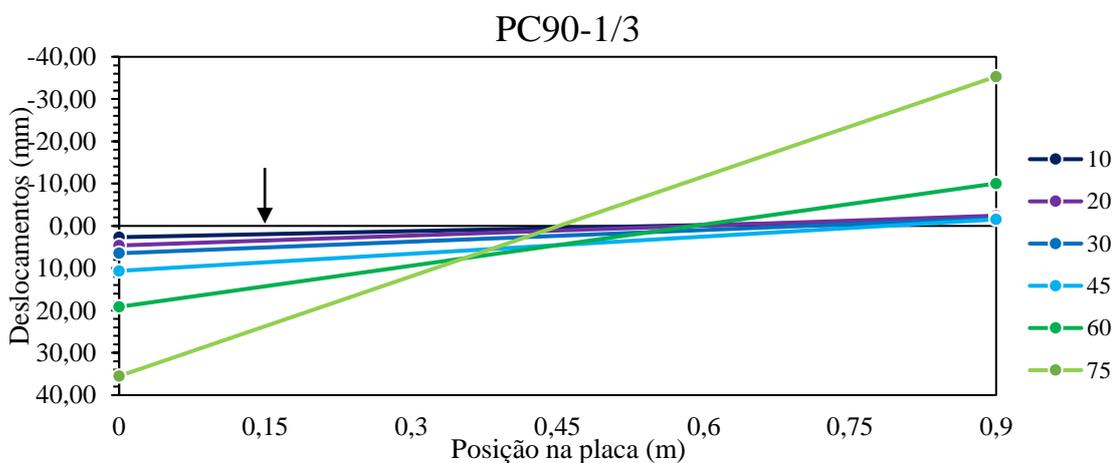


Figura 5.41: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PC90-1/3

Ao comparar esses ensaios, nota-se a existência de um ponto de rotação praticamente fixo no ensaio PC90-1/6 e não existente no ensaio PC90-1/3, mesmo nos estágios iniciais de carga.

Os resultados obtidos nos ensaios PQ80-1/6-S e PQ80-1/3-S são exibidos nas Figuras 5.42 e 5.43, respectivamente. De modo similar aos ensaios anteriores, notou-se para o primeiro, um ponto fixo em relação ao nível do terreno, sinalizando o local de variação da área comprimida para a tracionada da placa, que é separada do solo, visto que esse não suporta tração. Além disso, comparando os ensaios, nota-se um aumento de inclinação da placa a menores cargas, com o aumento da excentricidade.

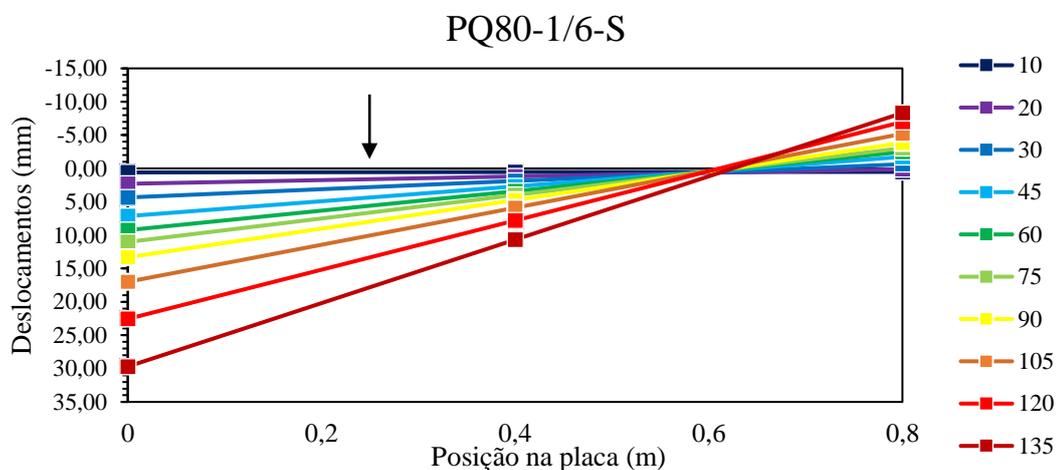


Figura 5.42: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-1/6-S

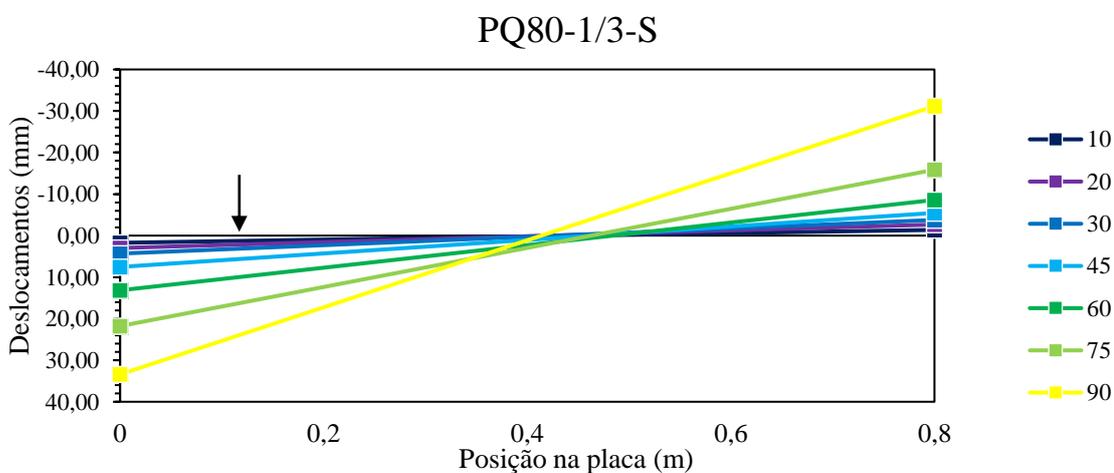


Figura 5.43: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-1/3-S

Por fim, nas Figuras 5.44 e 5.45 são demonstrados os comportamentos referentes aos ensaios cujos carregamentos foram submetidos a dupla excentricidade, PQ80-1/6-D e PQ80-1/3-D, na devida ordem. Para obtenção de um comportamento representativo para esse tipo de ensaio, foi feito um corte na diagonal da placa da direção na qual o carregamento é aplicado. Ao analisá-los, observou-se que em ambos há o ponto fixo de rotação descrito anteriormente, apesar da menor estabilidade sofrida pela fundação carregada com a maior excentricidade (PQ80-1/3-D).

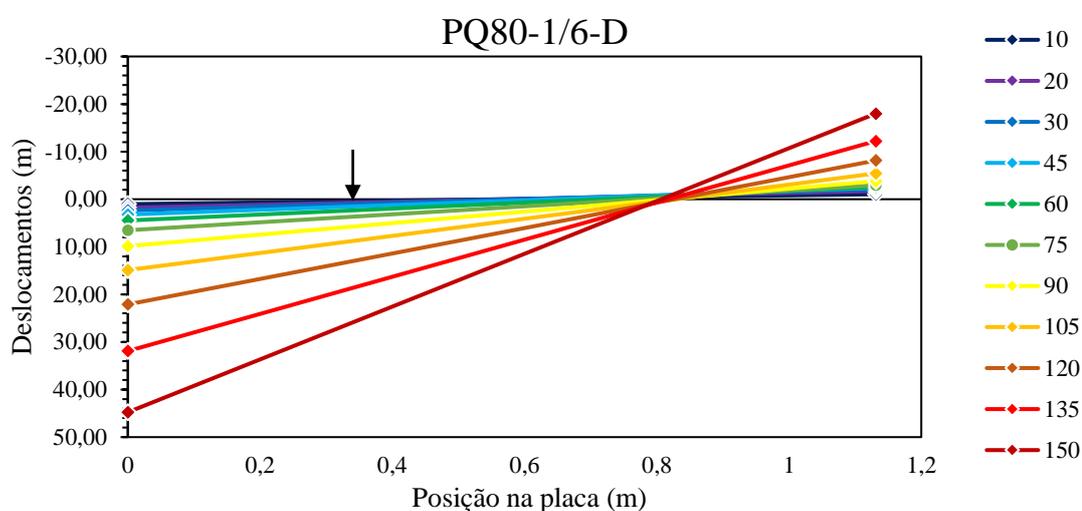


Figura 5.44: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-1/6-D

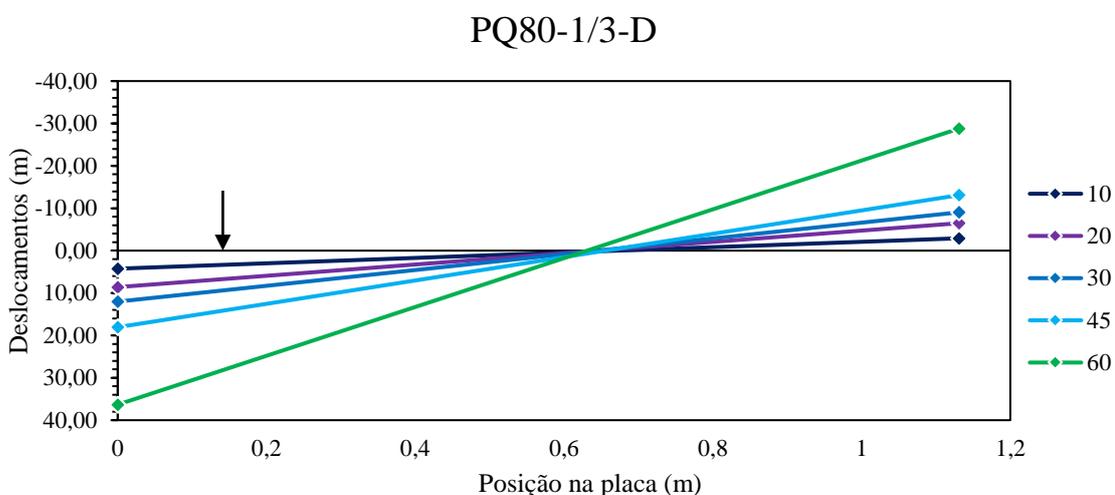


Figura 5.45: Deslocamentos da placa divididos por estágios de carga – Ensaio PQ80-1/3-D

Os ensaios carregados com dupla excentricidade apresentam deslocamentos vistos apenas em uma análise tridimensional, por conta disso, foram produzidas as Figuras 5.46 e 5.47. Para a elaboração dessas figuras foram determinados os deslocamentos das 4 extremidades da placa de ensaio, tendo em vista a medição em campo e a consideração de rigidez da placa.

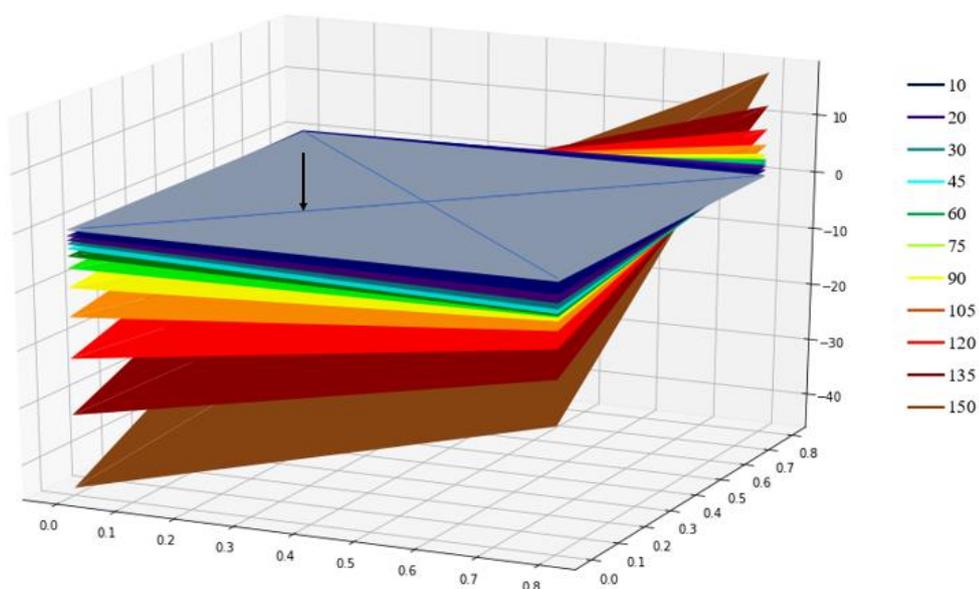


Figura 5.46: Visualização tridimensional – Ensaio PQ80-1/6-D

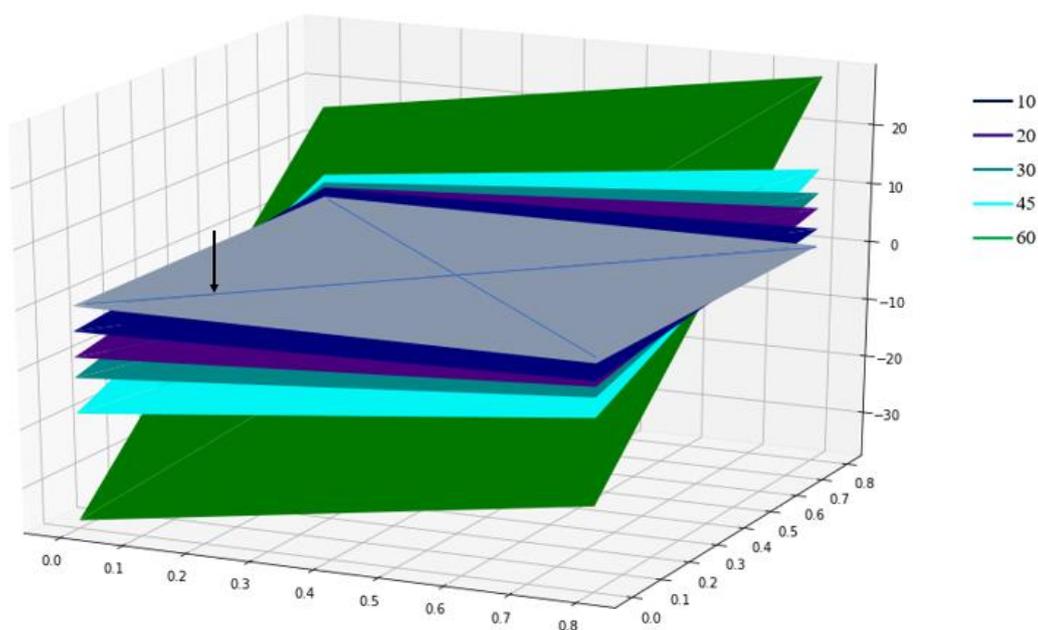


Figura 5.47: Visualização tridimensional – Ensaio PQ80-1/3-D

Ao observar o modo de deslocamento das placas durante os ensaios, notou-se que parte dos resultados deste trabalho, não concordam com a determinação exibida no material de Coduto (2001) e Das (2011). Os autores estipulam um limite de excentricidade para o carregamento de fundações superficiais igual a $e/B = 1/6$. Este valor é definido como o ponto extremo no qual toda a fundação é submetida apenas a tensões de compressão. No entanto, para os ensaios realizados com essa excentricidade no solo residual, observou-se que parte da placa é separada do solo devido a tração aplicada nessa.

Na Tabela 5.10 e Figura 5.48 é possível observar os valores de inclinação da placa durante cada ensaio com base no nível do terreno no qual essa foi ensaiada. O aumento da inclinação para os ensaios com $1/6$ de excentricidade ocorreram de forma mais lenta com o acréscimo de cargas, enquanto para os ensaios carregados com $1/3$, maiores valores de inclinação foram desenvolvidos para os mesmos níveis de carregamento, principalmente para os últimos estágios. Além disso, verifica-se que com os níveis de carga aplicados, a inclinação da placa nos ensaios não ultrapassou os 5° .

Tabela 5.10: Inclinação das placas ao longo dos ensaios

Carga (kN)	PC90-1/6	PC90-1/3	PQ80-1/6-S	PQ80-1/3-S	PQ80-1/6-D	PQ80-1/3-D
10	0,27°	0,27°	0,01°	0,22°	0,11°	0,36°
20	0,51°	0,45°	0,16°	0,40°	0,18°	0,76°
30	0,71°	0,53°	0,36°	0,58°	0,23°	1,07°
45	0,95°	0,78°	0,64°	0,93°	0,29°	1,58°
60	1,11°	1,86°	0,84°	1,56°	0,36°	3,29°
75	1,26°	4,50°	1,01°	2,69°	0,48°	-
90	1,47°	-	1,23°	4,62°	0,69°	-
105	1,84°	-	1,59°	-	1,03°	-
120	2,52°	-	2,11°	-	1,53°	-
135	3,66°	-	2,72°	-	2,64°	-
150	-	-	-	-	3,18°	-
Ruptura	2,11°	3,00°	2,30°	3,28°	1,89°	2,48°

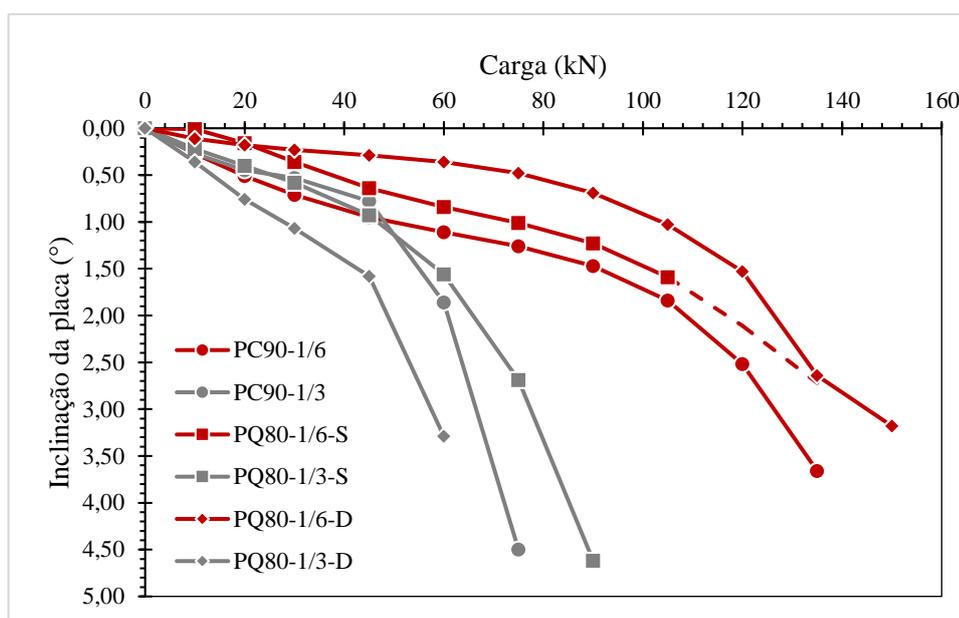


Figura 5.48: Variação da inclinação com o acréscimo de cargas

Através da averiguação do efeito de forma na estabilidade das fundações carregadas com excentricidade simples, identificou-se pelas curvas um comportamento mais estável para os ensaios executados nas placas quadradas, independentemente do nível de excentricidade. No que concerne aos níveis de excentricidade, constatou-se que o aumento da excentricidade do carregamento gera um acréscimo na inclinação da fundação. Por fim, ao analisar o efeito de dupla excentricidade, observa-se que para os ensaios submetidos a excentricidade de 1/6, uma menor estabilidade é apresentada pelo ensaio carregado com excentricidade simples. Enquanto isso, para as provas de cargas carregadas com 1/3, a estabilidade é reduzida ao inserir a dupla excentricidade no sistema.

5.5.8 Área efetiva

A área efetiva é definida como a área da fundação na qual é aplicada uma compressão no solo durante o carregamento excêntrico. A definição dessa área é fundamental para a previsão da capacidade de carga do solo, visto que influencia diretamente nos níveis de tensões aplicados pela fundação. Devido a sua importância, existem vários métodos para a estimar essa área.

Neste trabalho, como os ensaios foram executados de forma experimental foi possível estabelecer essa área efetiva para os ensaios submetidos a carregamentos excêntricos. A definição dessa área foi executada de forma similar a determinação da inclinação da placa. Isto é, coletou-se os deslocamentos de diversos pontos da placa durante os estágios de carregamento

e analisou-se a posição da placa em relação ao nível do terreno, considerando assim, como área efetiva a parcela da placa em contato direto com o solo. Desse modo, na Tabela 5.11, pode-se observar a variação da área efetiva ao longo dos ensaios para as provas de cargas excêntricas realizadas neste trabalho. Essa variação foi demonstrada em porcentagem em relação ao tamanho da placa.

Tabela 5.11: Área efetiva ao longo dos ensaios (m²)

Carga (kN)	PC90-1/6	PC90-1/3	PQ80-1/6-S	PQ80-1/3-S	PQ80-1/6-D	PQ80-1/3D
10	56,48%	64,39%	100,00%	55,63%	74,28%	61,61%
20	57,31%	69,03%	100,00%	52,84%	85,11%	60,38%
30	58,80%	83,50%	87,17%	53,47%	88,83%	60,23%
45	62,09%	92,05%	80,42%	58,03%	91,73%	61,30%
60	66,86%	69,05%	78,86%	60,53%	92,97%	57,22%
75	72,75%	49,86%	78,39%	57,86%	92,81%	-
90	78,44%	-	77,63%	51,73%	91,53%	-
105	81,83%	-	76,59%	-	89,88%	-
120	81,95%	-	76,38%	-	88,94%	-
135	79,56%	-	78,11%	-	89,08%	-
150	-	-	-	-	89,88%	-
Média	69,61%	71,31%	83,36%	55,73%	88,64%	60,14%

A primeira característica observada com esses dados foi a variação dos valores de área efetiva com o acréscimo de cargas. Isto pois, os métodos de estimativa utilizados para a definição dessa área sugerem um valor fixo, não observado nos ensaios realizados sobre o solo residual, visto que há uma variação de até 42% dessa área nos ensaios executados neste trabalho.

Devido a essa variação, a análise acerca da área efetiva das condições verificadas nesta pesquisa, foi feita com os valores obtidos no último estágio de carregamento para cada prova de carga. Dessa forma, nas Figuras 5.49 a 5.51 são demonstrados os formatos de área efetiva encontrados para os ensaios executados. Além disso, vale ressaltar que durante o incremento dos carregamentos ocorreu a variação da área efetiva, mas o seu formato não teve variações significantes. Ao analisar a mudança do formato de área efetiva com o aumento da excentricidade, observou-se variações significativas apenas nos ensaios de dupla excentricidade.

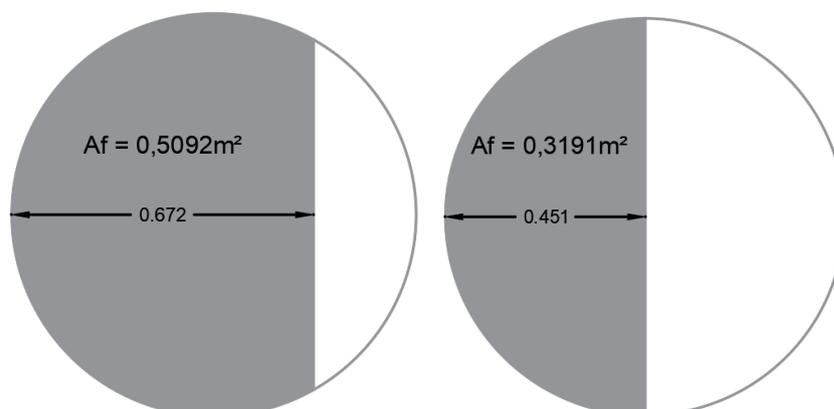


Figura 5.49: Área efetiva – Ensaio PC90-1/6 e PC90-1/3

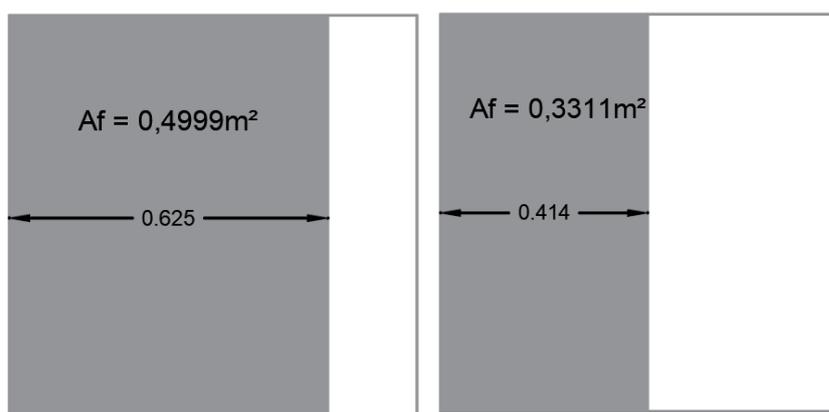


Figura 5.50: Área efetiva – Ensaio PQ80-1/6-S e PQ80-1/3-S

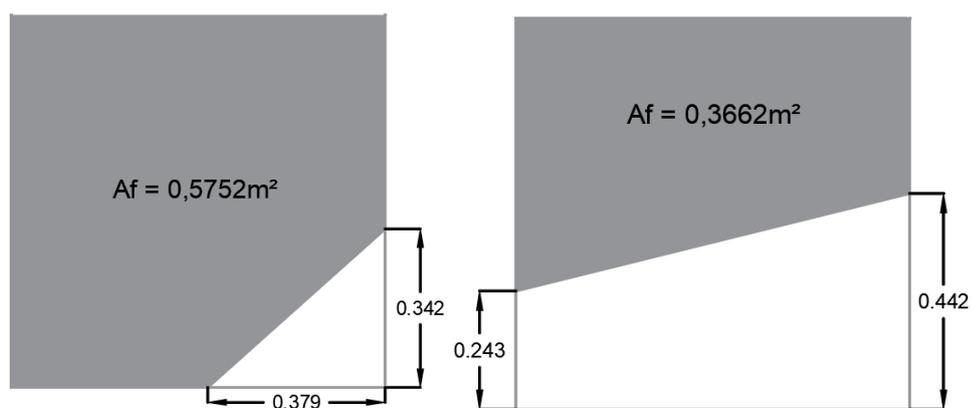


Figura 5.51: Área efetiva – Ensaio PQ80-1/6-D e PQ80-1/3-D

Na Figura 5.52 é demonstrada a comparação do comportamento reutivo da área efetiva com o aumento da excentricidade para os três casos analisados, com base nos valores obtidos ao final do ensaio.

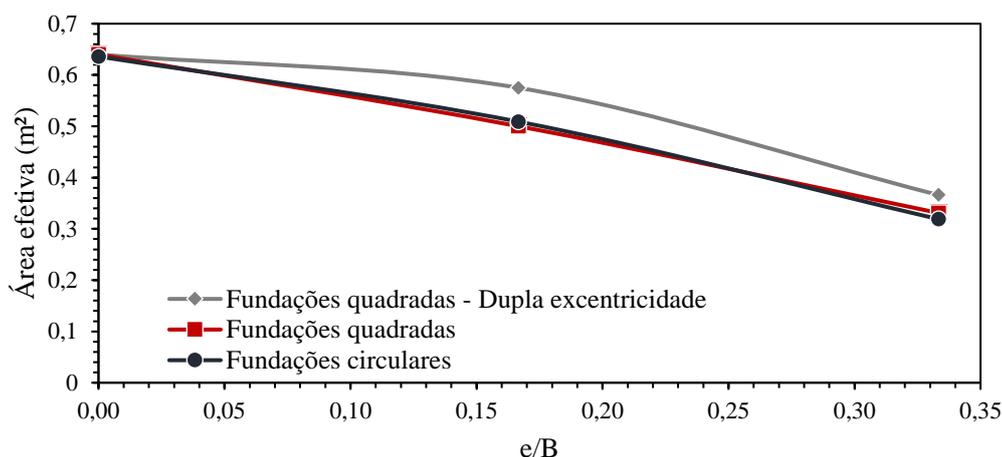


Figura 5.52: Comparativo das áreas efetivas

Em relação aos níveis de excentricidade, como esperado, há uma redução da área efetiva com o aumento da excentricidade. Além disso, na imagem é possível observar a semelhança dos resultados obtidos para as fundações circulares e quadradas submetidas a carregamentos excêntricos simples. Sendo assim, apesar de haver uma aplicação de níveis de carregamento diferentes para os ensaios de 1/3, a área efetiva tende a valores similares, independente da forma da fundação. No que condiz, ao tipo de excentricidade foram encontradas áreas efetivas ligeiramente superiores para as fundações carregadas com dupla excentricidade, oposto do estabelecido pelos métodos de estimativa de área efetiva.

Na Tabela 5.12 é exposta uma comparação entre os valores de área efetiva obtidos durante a execução desses ensaios e os dados definidos através das metodologias para a estimativa de área efetiva sugeridas por Meyerhof (1953) e Highte e Anders (1985), demonstradas no Capítulo 2. Assim como na análise anterior, para esta também foi considerada a área efetiva obtida ao final dos ensaios.

Para as fundações circulares e quadradas submetidas a dupla excentricidade foram utilizados para estimativa da área efetiva os métodos de Meyerhof (1953) e Highte e Anders (1985).

Enquanto para as fundações quadradas com excentricidade simples, devido a sua relativa simplicidade, utilizou-se apenas o estudo do primeiro autor. Vale ressaltar que para a estimativa das fundações circulares foi utilizado o equacionamento apresentado por Taiebat e Carter (2002) para determinar a área efetiva equivalente à de um retângulo.

Ao comparar os valores, observa-se que ambos os métodos estudados apresentam estimativas conservadores para fundações assentes em um solo coesivo-friccional, como o solo residual, visto que em todos os casos os resultados experimentais com carregamentos excêntricos apresentaram valores significativamente superiores. Ainda assim, para essas análises o método que obteve dados mais próximos aos de campo foi o método de Highter e Anders (1985).

Tabela 5.12: Comparativo dos valores de área efetiva com os métodos analíticos

Ensaio	Meyerhof (1953)	Highter e Anders (1985)	Valores experimentais
PC90-0	0,636	0,636	0,636
PC90-1/6	0,371	0,379	0,509
PC90-1/3	0,139	0,146	0,319
PQ80-0	0,640	-	0,640
PQ80-1/6-S	0,432	-	0,500
PQ80-1/3-S	0,208	-	0,331
PQ80-1/6-D	0,283	0,318	0,575
PQ80-1/3-D	0,071	0,080	0,366

5.5.9 Distribuição de tensão

Uma fundação superficial quando carregada excentricamente tem uma distribuição de tensões não homogênea para o solo. Ao longo dos anos, algumas hipóteses foram desenvolvidas para estimar essa distribuição, dependendo em sua maioria, apenas do nível de excentricidade do carregamento. Sendo assim, tendo em vista, a possibilidade da determinação da tensão aplicada ao solo experimentalmente, neste tópico analisou-se a aplicabilidade das hipóteses de distribuição de tensões de fundações carregadas excentricamente para os solos residuais.

As tensões as quais o solo foi submetido durante os ensaios, foram determinadas a partir da razão entre a carga aplicada a placa e a área efetiva estabelecida para cada estágio de carregamento. Para a demarcação dessa área considerou-se a porção da placa em contato com o solo, como na análise anterior. Desse modo, na Figura 5.53, o valor de tensão efetiva foi

comparado a tensão média estabelecida através da média entre a tensão máxima calculada a partir das Equações 2.9, 2.10, 2.11 e 2.13, e a tensão mínima, considerada zero para as situações estudadas. Ao analisar os resultados obtidos, observa-se que uma concordância dos valores, uma vez que a tensão efetiva apresenta valores aproximados aos estimados para a tensão média.

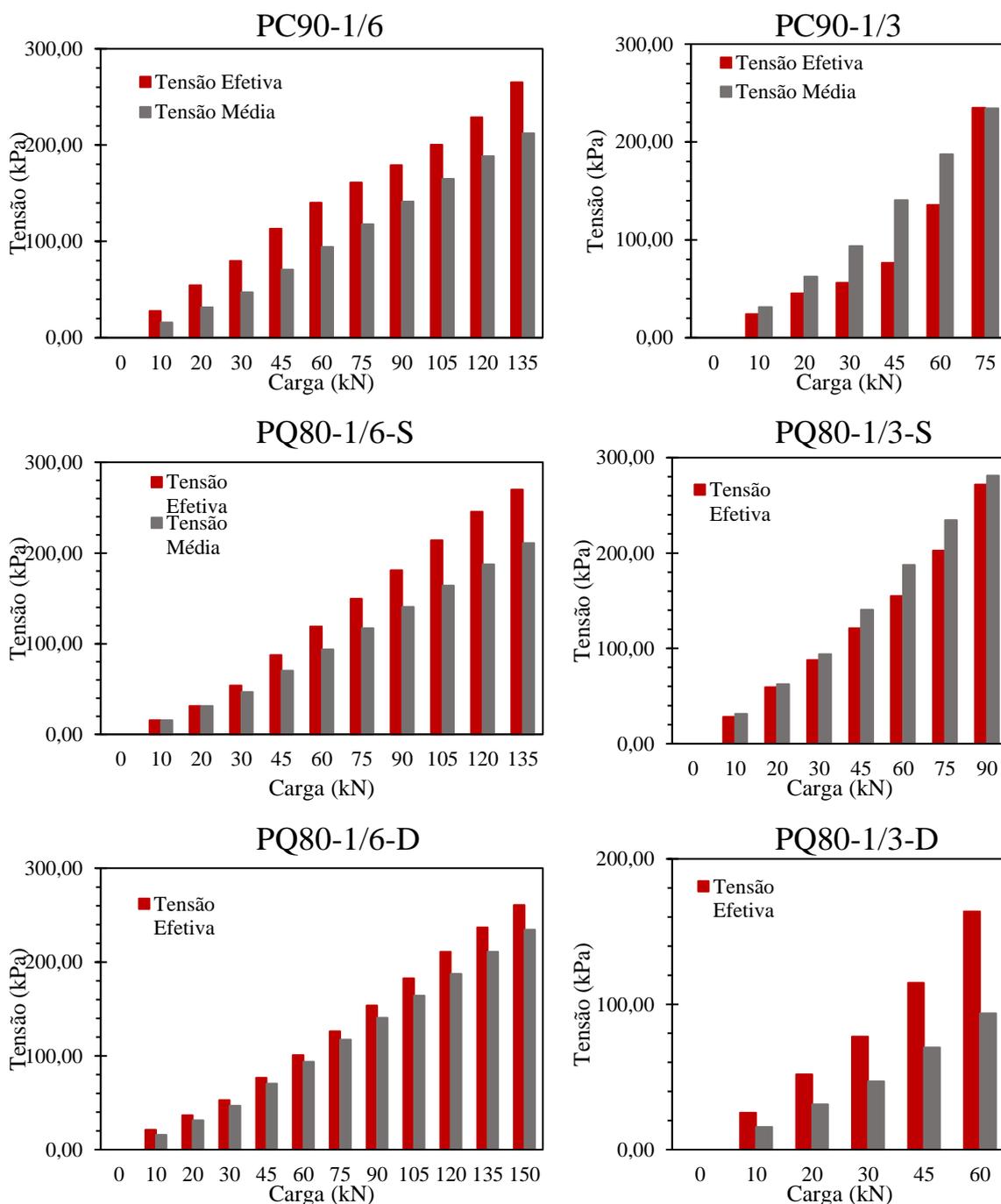


Figura 5.53: Comparação de tensões experimentais e teóricas

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma vez concluída a execução do programa experimental, a análise do comportamento das fundações e a verificação da aplicabilidade de metodologias analíticas no estudo realizado, são descritas nesse capítulo algumas conclusões no que concerne o comportamento de fundações superficiais carregadas excêntrica e assentes em solos residuais e submetidas a diferentes variáveis. Além disso, são sugeridos alguns temas de trabalhos futuros que podem dar continuidade a pesquisa iniciada nesta dissertação.

6.1. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos, algumas conclusões podem ser destacadas, devido a sua contribuição no estudo de fundações superficiais, principalmente no que concerne os solos residuais.

- Nos ensaios executados neste trabalho, observou-se a influência do formato da fundação na resistência e carga de ruptura do solo, tanto para os ensaios com carregamentos centralizados quanto para os ensaios excêntricos. Para as condições investigadas, os ensaios representativos das fundações quadradas exibiram uma resistência superior quando comparado com as fundações circulares.
- Como esperado, o aumento da excentricidade do carregamento gerou uma redução na carga de ruptura das fundações analisadas. Ao verificar essa diminuição em relação aos níveis de excentricidade, observou-se valores similares independente do formato da fundação. Sendo assim, ao aplicar carregamentos com 1/6 de excentricidade (simples ou dupla), obteve-se uma redução percentualmente similar da carga de ruptura em relação ao carregamento centralizado para todos os ensaios realizados nesse trabalho. Enquanto, ao ministrar uma carga com 1/3 de excentricidade observou-se uma redução superior quando aplicada uma dupla excentricidade.
- Na análise da influência dos níveis de excentricidade na rigidez das curvas carga-recalque, observou-se uma redução significativa desse parâmetro quando comparado aos ensaios carregados de forma centralizada. No entanto, a rigidez demonstrada nos

ensaios de 1/6 de excentricidade simples, não sofreu diminuições expressivas quando elevados a 1/3 de excentricidade. Esse comportamento ocorreu para todos os ensaios de excentricidade simples independente do formato da fundação.

- O efeito da dupla excentricidade foi verificado através da comparação com as fundações submetidas a carregamentos com excentricidade simples. Para os ensaios carregados com 1/6 de excentricidade não foram verificadas diferenças significativas em relação a carga de ruptura. Entretanto, para os ensaios com 1/3 de excentricidade, a carga de ruptura reduz quando aplicado um carregamento com excentricidade em duas direções.
- No que condiz a forma de redução da carga de ruptura com o aumento da excentricidade do carregamento, notou-se uma redução aproximadamente linear principalmente para os ensaios realizados na placa quadrada submetida a dupla excentricidade e na placa circular.
- O mecanismo de ruptura de fundações superficiais assentes em solos residuais, geralmente apresenta características que o definem como ruptura por puncionamento. Esse comportamento foi observado em diversos trabalhos, inclusive em alguns descritos no Capítulo 2 e 3. Com os resultados obtidos neste trabalho, concluiu-se que esse mecanismo não sofre interferência pela aplicação de carregamentos excêntricos, mesmo com um acréscimo de tensões em um lado específico da fundação. Desse modo, para esse tipo de condição, a ruptura do sistema ocorre com o elemento estrutural inclinado, porém se deslocando apenas verticalmente, sem afetar o entorno da fundação. Vale destacar que para as três variáveis analisadas nesse trabalho (efeito de forma, níveis de excentricidade e tipo de excentricidade) o mecanismo apresentou as mesmas características.
- Os métodos de estimativa de capacidade de carga de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) e Hansen (1970), convencionalmente utilizados para fundações superficiais, apresentaram valores conservadores para as situações envolvendo carregamentos excêntricos e solos residuais, de caráter coesivo-friccional. As estimativas calculadas nesta pesquisa representaram valores inferiores a 50% da carga de ruptura definida em cada ensaio, exibindo as maiores dispersões os ensaios executados com 1/3 de excentricidade no carregamento e os ensaios com dupla excentricidade.

- No que concerne aos métodos de estimativa que utilizam fatores de redução como o de Meyerhof (1953) e Sahoo (2013), observou-se uma melhor aplicabilidade para as fundações analisadas neste trabalho. O primeiro método forneceu os melhores resultados, apresentando uma aproximação superior a 85% para a maioria das cargas de ruptura encontradas, exceto para o ensaio PQ80-1/3-D.
- A aplicação de carregamentos excêntricos em fundações superficiais assentes em solos residuais causa a redução da estabilidade da fundação mesmo para baixos níveis de carregamento. O aumento dessa inclinação a cada estágio de carga é intensificado quando o sistema é submetido a um maior nível de excentricidade.
- Entre as três variáveis analisadas nessa pesquisa, a que mostrou maior influência na estabilidade das fundações foi o nível de excentricidade, uma vez que com o aumento de 1/6 para 1/3, observou-se acréscimos de até 42% de inclinação. No que concerne ao efeito de forma, as fundações quadradas apresentaram maior estabilidade. No entanto, o formato das fundações teve pouca influência nessa característica, visto que se deve também considerar a variabilidade dos solos. O efeito de dupla excentricidade tem a sua influência correlacionada ao nível, uma vez que para os ensaios carregados com 1/6 de excentricidade, a maior estabilidade foi para o ensaio de dupla excentricidade e para o de 1/3, o resultado mais estável foi da prova de carga com excentricidade simples.
- No que condiz a área efetiva de fundações carregadas excentricamente, alguns pontos foram verificados ao longo dessa pesquisa:
 - Com o acréscimo de carregamentos ocorre uma variação de até 42% da área efetiva, considerando essa a parcela da placa em contato com o solo;
 - O aumento da excentricidade simples gera uma redução aproximadamente linear da área efetiva, enquanto para a dupla excentricidade essa diminuição ocorre de forma mais atenuada;
 - Os métodos convencionais de estimativa da área efetiva de Meyerhof (1953) e Highter e Anders (1985) apresentam valores conservadores quando considerados os solos residuais.

- No âmbito da distribuição de tensões, ao contrário do suposto na literatura, nesse trabalho as fundações submetidas a 1/6 de excentricidade no carregamento apresentaram tensões de tração desde o início do ensaio, o que provocou o levantamento da placa e conseqüentemente a redução da área efetiva e estabilidade da fundação. Para os ensaios submetidos a 1/3, isso também ocorreu, no entanto, era um comportamento esperado. No que concerne aos valores de tensão efetiva observou-se uma semelhança quando comparado aos valores estimados para tensão média.

Após a definição dos principais pontos deste trabalho, pode-se concluir que no aspecto de dimensionamento, o solo residual de caráter coesivo-friccional, não é representado adequadamente pelos métodos convencionais de estimativa para demonstrar o comportamento fundações superficiais submetidas a carregamentos excêntricos. A utilização desses métodos pode gerar o superdimensionamento de fundações superficiais quando assentes em solos com tais características.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o intuito de aprofundar os conhecimentos acerca de fundações carregadas excentricamente, segure-se os seguintes estudos:

- Análise experimental de outros níveis de excentricidade de carregamento nas placas quadradas e circulares, de preferência dentro do *kern* das fundações, para verificar o seu comportamento e ter uma completa análise do efeito da excentricidade;
- Análise numérica das situações ensaiadas experimentalmente neste trabalho para a calibração de um modelo numérico e estudo de outros níveis de excentricidades;
- Definição de fatores de redução para a definição da capacidade de carga de fundações assentes em solos residuais.
- Aplicação das mesmas variáveis deste trabalho em solos sedimentares, a fim de verificar as suas variações em relação ao solo residual.

- Análise experimental do efeito da excentricidade em fundações assentes a uma determinada profundidade em solos residuais, com o intuito de verificar a influência do confinamento da fundação.
- Analisar a influência da inundação do solo residual no comportamento de fundações carregadas excentricamente, a fim de verificar o efeito da sucção.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12069: Solo – Ensaio de Penetração do Cone In Situ (CPT) – Método de Ensaio**. p.11, Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. 103p, Rio de Janeiro: 2019.

_____. **NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. 12p, Rio de Janeiro: 2016.

_____. **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. 10p, Rio de Janeiro: 2017.

_____. **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez**. 5p, Rio de Janeiro: 2017.

_____. **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. 28p, Rio de Janeiro: 2020.

_____. **NBR 6489: Solo – Prova de carga estática em fundação direta**. 15p, Rio de Janeiro: 2019a

_____. **NBR 6502: Rochas e solos**. 18p, Rio de Janeiro: 1995

_____. **NBR 6508: Grãos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica**. 8p, Rio de Janeiro: 1984.

_____. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade**. 3p, Rio de Janeiro: 2016

_____. **NBR 7181: Solos – Análise granulométrica**. 12p, Rio de Janeiro: 2018

ASTM D6951 / D6951M-18, *Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.

ASTM D6635-15, 2015. *Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer*. 2015

BADAKHSHAN, E.; NOORZAD, A. Load eccentricity effects on behavior of circular footings reinforced with geogrid sheets. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 7, n. 6, p. 691-699, 2015.

BADAKHSHAN, E.; NOORZAD, A. Effect of footing shape and load eccentricity on behavior of geosynthetic reinforced sand bed. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 2, p. 58-67, 2017.

BENEVIDES, L. D. **Avaliação do uso do DCP em areias para controle da capacidade de carga em fundações diretas e controle de compactação de aterros**. 2012. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. 2012.

BERARDI, R.; LANCELLOTTA, R. Stiffness of granular soils from field performance. **Geotechnique**, v. 41, n. 1, p. 149-157, 1991.

BISHOP, A. W.; WESLEY, L.D. **A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing**. *Geotechnique* 25, n.4, 657-670, 1975

BLIGHT, G.E. Origin and formation of residual soils. In: BLIGHT, G.E.; LEONG, E. **Mechanics of residual soils**. 2.ed: Crc Press, 2012.

BORTOLLI, C.R. **Estudo numérico-experimental da condutividade hidráulica saturada/não saturada de um solo estruturado**. Dissertação de Mestrado – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. McGraw-hill, 1996.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 1377-9: Methods of test for soils for civil engineering purposes – In-situ testing**. British Standards Institution. 1990

CARRETTA, M. D. S. 2018. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 2018. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M.S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. *Proc. Of Institute of Civil Engineering*, 92 – n.2 – pp.82-89, 1992.

CHIN, F.K. **“Estimation of ultimate load of piles not carried to failure”** Proceedings, 2nd Southeast Asia Conference on Soil Engineering, 81-90. 1970

CODUTO, D. P. **Foundation design: principles and practices**. Upper Saddle River: Prentice Hall, 2001.

CONSOLI, N.C; SCHNAID, F; MILITITSKY, J. Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s.1], v.124, n.9, p.857-867, set. 1998.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A. Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 135(12), 1846-1856. 2009

CONSOLI, N.C.; MOREIRA, E. B.; FESTUGATO, L.; LOPES JR., L. S.; CARRETTA, M.S; CEOLIN, A. O. Spread footings on green stabilised sand layers over weakly bonded residual soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2020. (**Artigo em revisão**)

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. *Geotechnique*, v. 43, n. 1, p. 53-67, 1993.

CORDEIRO, R. E. 2019. **Comportamento em campo de estacas metálicas submetidas a carregamento lateral cíclico em solo coesivo friccional**. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto alegre, 2019.

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

CUDMANI, R. O.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. Comportamento de sapatas assentes em um solo estruturado através de ensaios de placa. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**. p. 127-134. 1994.

CURE, E.; TURKER, E.; UZUNER, B. A. Analytical and experimental study for ultimate loads of eccentrically loaded model strip footings near a sand slope. **Ocean Engineering**, v. 89, p. 113-118, 2014.

DALLA ROSA, F; THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. In: **XXXI JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL**, Mendoza, Argentina. Anais... Mendoza, Argentina, 2004.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUVEN, C. A. **Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo – RS**. 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (Geojuvem). p.1-6. São Carlos – SP: 2004.

DAS, B. M. **Shallow foundations: Bearing capacity and settlement**. 2 ed. CRC Press, 2009.

DAS, B. M. **Principles of Foundation Engineering**. Cengage Learning, 2011.

DÉCOURT, L. Fundações e interação solo-estrutura. In: **X COBRANSEF**, 1994, Foz do Iguaçu. Anais... Foz do Iguaçu, 1994, p. 179-206, V. Pós-Congresso, 1994.

DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R. Estabelecimento das curvas carga–recalque de fundações através de provas de carga em mini placa. **SEFE III**, p. 225-235, 1996.

DE SANCTIS, L. et al. Bearing Capacity of Foundations Under Highly Eccentric Loads. In: **National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering**. Springer, Cham. p. 773-783. 2019

DIAS, R. D. **Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão**. Tese de Doutorado – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1987.

DONATO, M., 2005. **Ensaio triaxiais do solo do campo experimental do CETEC/FEAR/UPF**. *Resultados realizados e fornecidos em meio digital pelo autor, sem publicação*.

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

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 128p. 2003.

FEUERHARMEL, C, GEHLING, W.Y.Y, BICA, A.V.D. **The use of filter-paper and suction-plate methods for determining the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils**. *Geotechnical Testing Journal*, V.19, n.5. 2006.

HANSEN, J.B. “**A revised and extend formula for bearing capacity**”, *Boletim Número 28*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, pp. 5-11. 1970.

HIGHTER, W. H.; ANDERS, J. C. Dimensioning footings subjected to eccentric loads. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 5, p. 659-665, 1985.

HUAT, B.B.K; TOLL, D.G.; PRASAD, A. **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. London: Ccr Press/Balkena, 2013.

HUAT, B.B.K; TOLL, D.G. Introduction. In: HUAT, B.B.K; TOLL, D.G.; PRASAD, A. **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. London: Ccr Press/Balkena, 2013.

KITAZUME, M. Influence of loading condition on bearing capacity and deformation. **Proceedings of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing**, Tokyo, p. 149–151. 1984.

KITAZUME, M.; IKEDA, T. Influence of horizontal restriction in eccentric loading test. **Soils and Foundations**. 33(3): 187–195. 1993.

LA ROCHELLE, P. Leroueil, S., Trak, B., Blais-Leroux, L., & Tavenas, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: **Advanced triaxial testing of soil and rock**. ASTM International, 1988.

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

LOPES JR, L. S.; THOMÉ, A. **Provas de carga estática em estacas escavadas de pequeno diâmetro, executadas na região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul**. Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS. Passo Fundo, 2005.

LUZZARDI, F.; MILITITSKY, J. **Provas de carga em fundações superficiais assentes em solos residuais parcialmente saturados**. Porto Alegre: Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1987. [Não Publicado]

MARCHETTI, S.; 1980. *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 106 (GT3), 1980.

MARINHO, F. A. M. A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção. **Anais do encontro de Solos não Saturados**, 112-125. 1995

MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **The Structural Engineer**, v. 31, n. 6, p. 151-167, 1953.

MEYERHOF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n. 1, p. 16-26, 1963.

MICHALOWSKI, R. L.; YOU, L. Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. **Computers and Geotechnics**, v. 23, n. 4, p. 237-253, 1998.

MOREIRA, Eclesielter Batista. **Capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de solo cimentado**. (2020). 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2020.

MOROGLU, B.; UZUNER, B. A.; SADOGLU, E. **Behaviour of the model surface strip footing on reinforced sand**. 2005.

MURTHY, V. N. S. **Advanced Foundation Engineering**. CBS Publishers & Distributors, 2007.

MUSSO, A.; FERLISI, S. Collapse of a model strip footing on dense sand under vertical eccentric loads. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 27, n. 2, p. 265-279, 2009.

NASR, A. M.A; AZZAM, W. R. Behaviour of eccentrically loaded strip footings resting on sand. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 17, n. 3, p. 177-194, 2017.

REIS, R.M. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaíse**. Tese de Doutorado – Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ROHLFES JUNIOR, J.A. **Comportamento de um solo cimentado e suas aplicações em engenharia de fundações**. Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado) – Curso de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

RUVER, C.A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. 2005. 182f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

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

SAHOO, R.R. **Behavior of eccentrically loaded shallow foundations on granular soil**. Thesis (Master) – Master of Technology in Civil Engineering, Department of Civil Engineering – National Institute of Technology, Rourkela, 2013.

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. New York: McGraw-Hill, 2008.

SASSO, L.F. **Análise de sapata estaqueada submetida a carregamento axial em solo residual considerando estaca individual e grupo de estacas**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2020

SCHNAID, F.; LEHANE, B.M.; FAHEY, M.. **In situ test characterisation of unusual geomaterials**. Proc. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 1: 49–74, 2004.

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics – The main tests**. New York: Taylor & Francis, 2009.

SINGH, H.; HUAT, B.B.K. Formation and classification of tropical residual soils. In: HUAT, B.B.K; TOLL, D.G.; PRASAD, A. **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. London: Ccr Press/Balkena, 2013.

SINGH, V. K.; PRASAD, A.; AGRAWAL, R. K. Effect of soil confinement on ultimate bearing capacity of square footing under eccentric-inclined load. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 12, 2007.

SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients A and B. **Geotechnique**, v. 4, n. 4, p. 143-147, 1954.

SOUZA JR. T. F.; DE JESUS, F.F.S; RUVER, C. A.; HEINECK, K. S.; LUZ, C.C. **Aplicação do método de classificação M.C.T ao solo coesivo friccional do município de Passo Fundo -RS**. X Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS, Santa Maria, 2019.

STRECK E.V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R.S.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P.C.; SCHNEIDER, P. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2002.

TAIEBAT, H. A.; CARTER, J. P. Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads. **Geotechnique**, v. 52, n. 1, p. 61-64, 2002.

TANG, C.; PHOON, K.K.; TOH, K.C. Effect of footing width on N and failure envelope of eccentrically and obliquely loaded strip footings on sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v.52. n.6, p. 694-707, 2015.

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

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

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: Proc. 3rd ICSMFE. p. 84-90. 1953

VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, London: v.21, p. 69-84, 1988.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F.R. **Fundações – Volume Completo**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VESIC, A. S. Bearing capacity of deep foundations in sand. **Highway research record**, n. 39, p. 112-153, 1963.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations in: **Foundation Engineering Handbook**, 1st., H. F. Winterkorn and H. Y. Fang (eds.), Chapter 3, Van Nostrand Reinhold Company, Inc., New York, N.Y. 1975

WESLEY, L.D. Influence of structure and composition on residual soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.116, n.4, p. 589-603, 1990.

WESLEY, L. D. **Fundamental of soil mechanics for sedimentary and residual soils**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2010.