

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

**Estudo de Uma Camada de Reforço de Fundações Superficiais
Empregando Ligante Alternativo de Cal de Carbureto e Silicato
de Sódio**

Matheus Col Debella Stein

Porto Alegre
2022

MATHEUS COL DEBELLA STEIN

**ESTUDO DE UMA CAMADA DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS EMPREGANDO LIGANTE ALTERNATIVO
DE CAL DE CARBURETO E SILICATO DE SÓDIO**

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
2022

CIP - Catalogação na Publicação

Stein, Matheus Col Debella
Estudo de Uma Camada de Reforço de Fundações
Superficiais Empregando Ligante Alternativo de Cal de
Carbureto e Silicato de Sódio / Matheus Col Debella
Stein. -- 2022.

130 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Renato Vaz Linn.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2022.

1. Ligantes Alternativos. 2. Fundações
Superficiais. 3. Ensaios de Campo. I. Consoli, Nilo
Cesar, orient. II. Linn, Renato Vaz, coorient. III.
Título.

MATHEUS COL DEBELLA STEIN

**ESTUDO DE UMA CAMADA DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS EMPREGANDO LIGANTE ALTERNATIVO DE CAL
DE CARBURETO E SILICATO DE SÓDIO**

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

Porto Alegre, 06 de setembro de 2022

Prof. Nilo Cesar Consoli
PhD. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Renato Vaz Linn
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cristiana Ferreira (Universidade do Porto)
Dra. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Karla Salvagni Heineck (PPGEC-UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Cesar Alberto Ruver (PPGEC-UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Andres Mauricio Lotero Caicedo (PPGEC-UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Hugo Carlos Scheuermann Filho (PPGEC-UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha namorada Alexandra, minha
mãe Alba Valéria, meus *pets* Lupi e Paçoca pelo apoio
durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, Prof. Nilo Consoli pela orientação durante a realização dessa pesquisa.

Ao Dr. Eclesielter Moreira, pela mentoria em todas as etapas dessa pesquisa e a amizade desenvolvida nesses anos.

A empresa White Martins Gases Industriais S/A, por ter cedido a cal de carbureto.

Aos funcionários do Laboratório de Geotecnia da UPF, em especial Leunir e Marcelo que compartilharam suas experiências na execução dos diversos ensaios realizados.

Ao colega Andrey, pela amizade e auxílio nos ensaios desse trabalho, além das diversas discussões futebolísticas e partidas de tênis jogadas.

A colega Jessamine pela amizade desenvolvida durante os diversos dias de moldagens de corpos de prova das nossas pesquisas.

As bolsista de iniciação científica Esther e Larissa pela ajuda nos ensaios.

Aos colegas Diogo, Maiki, Renato, Saymon e Victor pela troca de conhecimento e auxílio em todas as disciplinas do mestrado.

A minha mãe Alba pelo apoio emocional e financeiro no decorrer de todos esses anos.

Aos meus sogros Carlos e Joelma pelo apoio e carinho.

A minha namorada Alexandra, que sempre esteve ao meu lado, nas muitas horas de estudo que compartilhamos, nos momentos de insegurança e nas dificuldades que surgiram nesses anos.

Agradeço a CAPES e ao CNPq pelo auxílio financeiro durante o desenvolvimento deste estudo.

A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu,
mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre
aquilo que todo mundo vê.

Arthur Schopenhauer

RESUMO

STEIN, M. C. D. **Desenvolvimento de um cimento álcali ativado utilizando silicato de sódio, metacaulim e cal de carbureto para utilização em camada de reforço de fundações superficiais.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A busca por novos materiais e novas técnicas para utilização de produtos e subprodutos já existentes vem tendo maior relevância nos últimos anos em função do aumento da preocupação e cuidados com o meio ambiente. A produção do cimento Portland convencional possui um elevado consumo energético, gerando assim uma grande emissão de gases do efeito estufa, além da retirada de novos insumos do meio ambiente. Uma alternativa que vem sendo estudada é o desenvolvimento de cimentos álcali ativados, possibilitando utilizar rejeitos de diversos processos industriais, que seriam alocados na natureza sem uma destinação correta, aliados a diversos materiais ativadores, gerando assim cimentos alternativos com propriedades de resistência mecânica similares aos cimentos convencionais. Este trabalho apresenta o desenvolvimento de um cimento alternativo utilizando como materiais precursores o metacaulim e a cal de carbureto, aliado a ao silicato de sódio como material ativador, tendo como indicador de qualidade a resistência mecânica da mistura do ligante alternativo com a Areia de Osório. Para isso, determinou-se a proporção ótima entre o material ativador e os materiais precursores através de ensaios de compressão simples (q_u) e de compressão diametral (q_t). Posteriormente, buscou-se obter a curva de dosagem da estabilização da Areia de Osório utilizando o cimento álcali ativado, através da moldagem de corpos de prova utilizando três pesos específicos distintos (16, 17 e 18 kN/m³), três porcentagens de cimento (3, 5 e 7%) e dois tempos de cura distintos (7 e 28 dias). Com os resultados de resistência q_u e q_t do material e junto com as propriedades físicas de cada corpo de prova, obteve-se a relação de resistência mecânica *versus* η/B_{iv} . Com isso, aplica-se o dimensionamento de uma camada de reforço sobre um solo residual coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte através de equações determinadas na literatura, onde pode-se prever o comportamento do sistema de dupla camada. Para isso, moldou-se quatro camadas com dois diâmetros distintos (450 mm e 600 mm) e dois parâmetros η/B_{iv} distintos (14 e 24), todas com espessura de 300 mm, sendo as camadas com o η/B_{iv} menor o comportamento previsto de rompimento por puncionamento e as camadas com η/B_{iv} maior terem uma ruptura generalizada. Por fim, realizou-se a exumação das camadas moldadas em campo para a retirada de corpos de provas com tamanho 50 mm x 100 mm, com o intuito de obter os valores de resistência mecânica q_u e q_t obtidos em campo, além dos valores de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ') através de ensaios de compressão triaxial, com tensões efetivas similares as que o sistema de dupla camada está sujeito em campo (20, 40 e 100 kPa).

Palavras-chave: *Álcali ativação; estabilização de solos; fundações superficiais; camada de reforço; ensaio de placa.*

ABSTRACT

STEIN, M. C. D. **Development of an alkali activated cement using sodium silicate, metakaolin and carbide lime for use in shallow foundation reinforcement layer.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The search for new materials and new techniques for the use of existing products and by-products has become more relevant in recent years due to the increased concern and care for the environment. The production of conventional Portland cement has a high energy consumption, thus generating a large emission of greenhouse gases, in addition to the removal of new inputs from the environment. An alternative that has been studied is the development of activated alkali cements, making it possible to use waste from various industrial processes, which would be allocated in nature without a correct destination, combined with various activating materials, thus generating alternative cements with mechanical strength properties similar to conventional cements. This work presents the development of an alternative cement using metakaolin and carbide lime as precursor materials, combined with sodium silicate as activator material, having as a quality indicator the mechanical strength of the mixture of the alternative binder with Osório Sand. For this, the optimal proportion between the activator material and the precursor materials was determined through simple compression (q_u) and diametric compression (q_t) tests. Subsequently, we sought to obtain the dosage curve for the stabilization of Osório Sand, using activated alkali cement, through the molding of specimens using three different specific weights (16, 17 and 18 kN/m³), three percentages of cement (3, 5 and 7%) and two different curing times (7 and 28 days). With the results of resistance q_u and q_t of the material and together with the physical properties of each specimen, the relation of mechanical resistance versus η / B_{iv} was obtained. With this, the design of a reinforcement layer is applied on a residual cohesive-frictional soil of low bearing capacity through equations determined in the literature, where the behavior of the double layer system can be predicted. For this, four layers were molded with two different diameters (450 mm and 600 mm) and two different η / B_{iv} parameters (14 and 24), all with a thickness of 300 mm, with the layers with the smallest η / B_{iv} being the behavior predicted punching failure and layers with higher η / B_{iv} have a generalized failure. Finally, the exhumation of the molded layers in the field was carried out for the removal of specimens measuring 50 mm x 100 mm, in order to obtain the values of mechanical strength q_u and q_t obtained in the field, in addition to the values of cohesion (c') and friction angle (ϕ') through triaxial compression tests, with effective stresses similar to those that the double layer system is subjected to in the field (20, 40 and 100 kPa).

Keywords: *Alkali activation; soil stabilization; shallow foundations; reinforcement layer; plate load test.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida. Fonte: (INGLES; METCALF, 1972)	27
Figura 2.2 - Imagem microscópica da areia de Osório (a) Ampliada 40x (b) Ampliada 500x (ROSA, 2009).....	28
Figura 2.3 - Curva granulométrica da areia de Osório. Fonte: Moreira (2020).	28
Figura 2.4 - Aumento da Resistência à compressão simples <i>versus</i> Teor de cimento de variados solos estabilizados com cimento Portland, adaptado de Ingles e Metcalf (1972).	30
Figura 2.5 – Efeito do tempo de cura de um solo arenoso estabilizado com cimento Portland sobre a sua resistência mecânica (FELT, 1955).	30
Figura 2.6 – Tensão desvio <i>versus</i> deformação axial de um solo com diferentes teores de cimento (PRIETTO, 1996).	31
Figura 2.7 - Modelo conceitual da Geopolimerização. Adaptado de Duxson <i>et al</i> (2007).	34
Figura 2.8 - Curva granulométrica do Metacaulim (a) Menezes (2016); (b) Cruz (2019).....	36
Figura 2.9 - DRX do metacaulim (CRUZ, 2019).....	37
Figura 2.10 – DRX do metacaulim (COSTA, GODINHO, 2017).	37
Figura 2.11 - Granulometria a laser da cal de carbureto (a) curva granulométrica; (b) distribuição do tamanho das partículas (CAICEDO, 2020).	38
Figura 2.12 - Difratoograma de raio X da cal de carbureto (SALDANHA, 2018).....	38
Figura 2.13 - Formas de ruptura de uma fundação superficial (a) Ruptura generalizada; (b) Ruptura por puncionamento; (c) Ruptura localizada. Adaptado de Velloso e Lopes (2011)...	42
Figura 2.14 - Ruptura generalizada nas fundações de um silo de concreto armado (Tschebotarioff, 1978 apud CINTRA et al, 2011).....	43
Figura 2.15 - Padrão de ruptura generalizada sob sapata retangular sobre areia compacta ($D_r = 100\%$). (DE BEER; VESIC, 1958).....	43
Figura 2.16 - Padrão de ruptura localizada sob sapata retangular sobre areia medianamente compacta ($D_r = 47\%$). (DE BEER, VESIC, 1958)	44
Figura 2.17 – Puncionamento de uma placa metálica após o ensaio de placa sobre solo residual (MOREIRA, 2020).	45
Figura 2.18 - Padrão de ruptura por puncionamento sob fundação retangular sobre areia fofa ($D_r = 15\%$). (DE BEER, VESIC, 1958).....	45
Figura 2.19 - Tipo de ruptura em função da profundidade relativa e a densidade relativa.	46

Figura 2.20 - Limites da zona de plastificação após falha na capacidade de suporte na sapata corrida (TERZAGHI, 1943)	48
Figura 2.21 – Adaptado de: Critério da carga última baseado na inclinação mínima da curva carga <i>versus</i> recalque (VESIC, 1963 apud AMATYA et al., 2009).	49
Figura 2.22 - Critério de Ruptura. Adaptado de De Beer et al. (1967).	50
Figura 2.23 - Critério de duas inclinações (TRB, 2010).	51
Figura 2.24- Propagação da tensão em uma areia sobrejacente a uma argila, com uma razão 2:1 (TERZAGHI E PECK, 1948).	54
Figura 2.25 - Mecanismo de ruptura de Meyerhof (1974). Adaptado de Thomé (1999).	55
Figura 2.26 – Índices físicos do solo do campo experimental: (a) Teor de umidade, (b) Peso específico, (c) Limites de Atterberg, (d) Tamanho das partículas. Adaptado de Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004).	61
Figura 2.27 – Curvas granulométricas do solo do campo experimental da Universidade de Passo Fundo. Fonte (2021)	62
Figura 2.28 – Ensaio de sondagem a percussão do solo do campo experimental com circulação de água. Fonte: Junior e Thomé (2005).	62
Figura 2.29 - Ensaio de sondagem a percussão do solo do campo experimental sem circulação de água. Fonte: Junior e Thomé (2005).	63
Figura 2.30 – Ensaio CPT do campo experimental: (a) Resistência de ponta, (b) Resistência lateral, (c) Razão de atrito (FARO, 2014).	64
Figura 2.31 – Ensaio de placa sobre o solo do campo experimental: (a) Instalação da placa com uma camada de areia, (b) Ruptura por punção do solo.	64
Figura 2.32 – Curva carga <i>versus</i> recalque de diversos ensaios de placa sobre o solo do campo experimental (ROSA, 2003; CONSOLI, 2020; SASSO, 2020; WAGNER, 2020)	65
Figura 2.33 - Curva tensão <i>versus</i> recalque relativo de diversos ensaios de placa sobre o solo do campo experimental (CONSOLI, 2021).	65
Figura 3.1 - Cidade de Osório/RS (Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Os%C3%B3rio_(Rio_Grande_do_Sul) . Data de acesso: 04/05/2021).	68
Figura 3.2 – Tratamento da areia de Osório: (a) Secagem; (b) Peneiramento da areia de Osório.	69
Figura 3.3 - Granulometria da areia de Osório.	70
Figura 3.4 - Massa específica da areia de Osório.	70

Figura 3.5 - Índice de vazios mínimo da areia de Osório: (a) compactação; (b) uso da mesa vibratória.....	71
Figura 3.6 - Índice de vazios máximo da areia de Osório.	71
Figura 3.7 - Ensaio de massa específica do Metacaulim: (a) preparação; (b) execução.	72
Figura 3.8 - Ensaio de sedimentação do Metacaulim: (a) preparação; (b) execução.	73
Figura 3.9 - Silicato de sódio: (a) amostra do material; (b) ensaio de massa específica; (c) teor de umidade.....	73
Figura 3.10 - Sede da empresa White Martins na cidade de Sapucaia do Sul/RS. Disponível em: https://www.google.com/maps/place/Estacionamento+White+Martins/@-29.803298,-51.1672637,539m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x95196963adef7ea9:0x9d02536ee7c2b0ab!8m2!3d-29.8040051!4d-51.1672223 . Data de acesso: 05/08/2021.....	74
Figura 3.11 - Armazenamento da cal de carbureto na empresa.....	75
Figura 3.12 - Armazenamento da cal de carbureto: (a) seco; (b) coberto de água.....	75
Figura 3.13 – Tratamento da cal de carbureto: (a) secagem; (b) destorroamento.	76
Figura 3.14 - Armazenamento da cal de carbureto peneirada.	76
Figura 3.15 - Ensaio de sedimentação da Cal de carbureto: (a) preparação; (b) execução	77
Figura 3.16 - Moldes dos corpos de prova da pré-dosagem.....	77
Figura 3.17 - Moldagem das pastas: (a) mistura seca; (b) mistura úmida com $a/c = 0,45$; (c) mistura úmida com $a/c = 0,7$	78
Figura 3.18 - Cura dos corpos de prova da etapa de pré-dosagem: (a) acomodação dos moldes; (b) fechamento do local.	79
Figura 3.19 - Pastas em imersão em água.	79
Figura 3.20 - Ensaio de compressão simples das pastas: (a) equipamento utilizado; (b) corpo de prova após o ensaio.	80
Figura 3.21 - Ensaio de compressão diametral das pastas.....	80
Figura 3.22 - Equipamentos utilizados na etapa de dosagem: (a) molde tripartido; (b) soquete de compactação.....	81
Figura 3.23 - Separação dos materiais para etapa de dosagem.	82
Figura 3.24 - Localização do patamar intermediário do Campus experimental da Universidade de Passo Fundo (GOOGLE MAPS, Acesso em: 31/03/2022).	83
Figura 3.25 - Preparação do terreno.	84
Figura 3.26 - Planta de locação das cavas.	85
Figura 3.27 – Execução das cavas - (a) Locação; (b) Abertura com equipamento de micro estaca.	85

Figura 3.28 - Preparação das cavas: (a) Alargamento e aprofundamento manual da cava; (b) Verificação do diâmetro da cava; (c) Verificação da profundidade da cava; (d) Cavas finalizadas.....	86
Figura 3.29 - Separação dos materiais: (a) Areia de Osório; (b) Silicato de Sódio; (c) Cal de Carbureto.	87
Figura 3.30 - Processo executivo das camadas cimentadas: (a) mistura dentro da cava; (b) compactação da camada; (c) interface entre as partes da camada cimentada; (d) cilindro cortante; (e) proteção durante o tempo de cura da camada cimentada; (f) camada cimentada pós tempo de cura.....	88
Figura 3.31 - Retirada lateral do solo da camada cimentada.	89
Figura 3.32 - Pórtico de reação.....	89
Figura 3.33 - Preparação do ensaio de placa: (a) placa de aço; (b) macaco hidráulico; (c) célula de carga.....	90
Figura 3.34 - Sistema de aquisição de dados: (a) placa de aquisição; (b) fonte de alimentação e nobreak.	91
Figura 3.35 - Sistema em campo: (a) medidores de deslocamento; (b) viga de suporte.	91
Figura 3.36 - Sistema completo do ensaio de placa.	92
Figura 3.37 – Diferentes comportamentos de ruptura observado: (a) ruptura por puncionamento; (b) ruptura generalizada.....	92
Figura 3.38 - Esquema de assentamento do ensaio de placa no solo. Fonte: Mesavilla (2020).	93
Figura 3.39 - Ensaio de placa no solo residual: (a) montagem; (b) placa após a finalização; (c) superfície do terreno após o puncionamento.	94
Figura 3.40 - Temperatura da cidade de Passo Fundo/RS. Fonte: Embrapa trigo.	94
Figura 3.41 – Preparação dos corpos de prova exumados: (a) Camada exumada; (b) Camada com $n/B_{iv}^{0.28}$ de 14; (c) Camada com $n/B_{iv}^{0.28}$ de 24.....	95
Figura 3.42 - Corpos de prova na estufa.....	95
Figura 3.43 - Prensa triaxial do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo.	96
Figura 3.44 - Calibração da célula de carga.	96
Figura 3.45 – Equipamento triaxial: (a) interface ar/água da tensão confinante; (b) interface ar/água da contrapressão; (c) transdutor de pressão da contra pressão da base; (d) válvula manual para aplicação da tensão confinantes; (e) válvula manual para aplicação da contra pressão; (f) medidor de variação volumétrica; (g) motor de passo; (h) medidor de deslocamento axial.	97

Figura 3.46 - Montagem do ensaio triaxial: (a) pedra porosa; (b) <i>o-rings</i> ; (c) tubo PVC para colocação da membrana; (d) marcações da membrana de látex; (e) aplicação de vácuo no corpo de prova; (f) colagem dos medidores de deslocamento axial.....	98
Figura 3.47 – Reservatórios de água acima da prensa triaxial.	99
Figura 4.1 - Curva granulométrica da areia de Osório.	100
Figura 4.2 – Curva granulométrica do Metacaulim.....	101
Figura 4.3 - Curva granulométrica da cal de carbureto.	102
Figura 4.4 - Resistência a compressão simples da pasta de Metacaulim, Cal de Carbureto e Silicato de Sódio: (a) 7 dias; (b) 28 dias.....	103
Figura 4.5 - Resistência a compressão diametral da pasta de Metacaulim, Cal de Carbureto e Silicato de Sódio: (a) 7 dias; (b) 28 dias.....	103
Figura 4.6 – Resistência a compressão simples com 7 dias de corpos de prova de solo cimento utilizando areia de Osório, cal de carbureto e silicato de sódio.	104
Figura 4.7 - Curvas q_u e q_t versus $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ para a mistura de areia de Osório, cal de carbureto e silicato de sódio.	106
Figura 4.8 - Curva tensão versus deslocamento relativo com a carga dividida pela área da placa.	108
Figura 4.9 - Curva tensão versus deslocamento relativo com a carga dividida pela área da camada.	109
Figura 4.10 – Curva tensão desvio x deformação axial: (a) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 14$; (b) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 24$	110
Figura 4.11 - Curva deformação volumétrica x deformação axial: (a) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 14$; (b) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 24$	111
Figura 4.12 - Envoltórias de resistência p' x q : (a) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 0.14$; (b) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 0.24$...	113
Figura 4.13 - Corpos de prova após ensaio de compressão triaxial com $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 14: (a) $\sigma' = 20$ kPa; (b) $\sigma' = 40$ kPa; (c) $\sigma' = 100$ kPa.....	114
Figura 4.14 - Corpos de prova após ensaio de compressão triaxial com $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 24: (a) $\sigma' = 20$ kPa; (b) $\sigma' = 40$ kPa; (c) $\sigma' = 100$ kPa.....	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades da areia de Osório.....	28
Tabela 2.2- Elementos químicos presentes no metacaulim.....	35
Tabela 2.3 - Propriedades físicas do metacaulim.	36
Tabela 2.4 – Elementos químicos da cal de carbureto.	39
Tabela 2.5 - Propriedades físicas da cal de carbureto.....	39
Tabela 2.6 - Características geotécnicas do solo residual do campo experimental.	60
Tabela 3.1 - Propriedades físicas e geométricas das camadas cimentadas.....	82
Tabela 4.1 - Propriedades determinadas da areia de Osório.	100
Tabela 4.2 - Propriedades físico-químicas do metacaulim.....	101
Tabela 4.3 - Propriedades do Silicato de Sódio.....	102
Tabela 4.4 – Parâmetros de resistência dos materiais	113

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 - Resumo do plano experimental.	67
Quadro 3.2 – Proporções e Parâmetros utilizados	67
Quadro 4.1 – Estimativa <i>versus</i> medida em campo da carga de ruptura e tipo de ruptura previsto <i>versus</i> ocorrido do sistema.	116

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Al_2O_3	Óxido de alumínio
B	Largura da fundação
B_c, B_q, B_γ	Fatores de inclinação da base da fundação
B_{iv}	Teor volumétrico do agente cimentante
c	Coesão
c'	Intercepto coesivo.
Ca	Cálcio
Ca(OH)_2	Hidróxido de cálcio
CaO	Óxido de cálcio
C_c	Coefficiente de curvatura
CETEC	Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CO_2	Dióxido de carbono
CSH	Silicato de cálcio hidratado
C_u	Coefficiente de uniformidade
D	Profundidade de assentamento da fundação
D_{10}	Diâmetro efetivo

D_{50}	Diâmetro médio de um solo
D_{90}	Diâmetro que passam 90% das partículas de solo
D_c, D_q, D_γ	Fatores de profundidade
DRX	Ensaio de difração de raio X
$e_{\text{máx}}$	Índice de vazios máximo
$e_{\text{mín}}$	Índice de vazios mínimo
FS	Fator de segurança
G_c, G_q, G_γ	Fatores de inclinação do terreno
G_s	Densidade real dos grãos
H_2O	Água
H_r	Espessura da camada de reforço
I_c, I_q, I_γ	Fatores de inclinação da carga
K_p	Coefficiente de pressão passiva do solo
Labgeo	Laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo
Loi	Perda ao fogo
η	Porosidade
Na	Sódio
Na_2O	Óxido de sódio
N_c, N_q, N_γ	Fatores de capacidade de carga

P	capacidade de carga normalizada
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
q	Sobrecarga
q_t	Resistência à tração por compressão diametral
q_u	Resistência à compressão simples
Q_u	Tensão de ruptura
S_c, S_q, S_γ	Fatores de forma
SiO_2	Dióxido de sílica
T_r	Extensão adicional da camada de reforço.
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
γ	Peso específico do solo
γ'	Peso específico efetivo do solo
δ	Recalque
$\sigma_{tm\acute{a}x}$	Tensão máxima de tração
ϕ'	Ângulo de atrito em tensões efetivas

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	22
1.2	OBJETIVO GERAL	23
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
1.4	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	23
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1	MELHORAMENTO DE SOLOS	25
2.2	TÉCNICA DE SOLO-CIMENTO	26
2.2.1	Comportamento mecânico de solos cimentados	29
2.3	ÁLCALI ATIVAÇÃO	32
2.3.1	Materiais precursores do processo de álcali ativação	35
2.3.2	Materiais ativadores do processo de álcali ativação	40
2.4	FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	40
2.4.1	Mecanismos de ruptura de fundações superficiais	41
2.4.2	Capacidade de carga em fundações superficiais	46
2.4.3	Fundações superficiais assentes em solos estratificados	53
2.4.4	Fundações superficiais assentes em um sistema de dupla camada com camada artificialmente cimentada	57
2.5	CAMPO EXPERIMENTAL E O SOLO RESIDUAL DA CIDADE DE PASSO FUNDO/RS	59
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	66
3.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	68
3.1.1	Areia de Osorio	68
3.1.2	Metacaulim	72
3.1.3	Silicato de Sódio	73
3.1.4	Cal de Carbureto	74
3.2	PRÉ-DOSAGEM	77
3.3	DOSAGEM	81
3.4	ENSAIOS DE CAMPO	82
3.5	ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAIS	94
4	RESULTADOS	100

4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	100
4.2	PRÉ-DOSAGEM	103
4.3	DOSAGEM.....	105
4.4	ENSAIOS DE CAMPO	107
4.5	ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAIS.....	109
4.6	CAPACIDADE DE CARGA DOS ENSAIOS DE PLACA	115
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	117
5.1	ETAPA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	117
5.2	ETAPA DE ENSAIOS DE CAMPO	118
5.3	ETAPA DE ENSAIOS TRIAXIAIS	118
5.4	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	119
	REFERÊNCIAS	120

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Com o aumento de obras de construção civil, novos problemas surgem em igual proporção. Nos setores de engenharia de fundações e engenharia geotécnica no geral, as principais adversidades a serem superadas são solos com baixa capacidade de suporte e solos heterogêneos. No passado, uma solução comumente adotada era a substituição do solo local por outro com as características desejadas pelo projetista, entretanto, com a necessidade de reduzir os impactos ambientais e o aumento de preço dos insumos utilizados, acaba tornando-se uma solução inviável.

Diversos equipamentos e técnicas construtivas foram desenvolvidos para que não seja necessária a remoção do solo. De maneira geral, quando se deparam com solos de baixa capacidade, a solução adotada pelos projetistas é a utilização de fundações profundas. Esses métodos consistem em atravessar toda a camada de solo de baixa capacidade até atingir camadas de maior capacidade. Em obras de pequeno porte é inviável a utilização dessas técnicas, pois o alto custo envolvido pode inviabilizar a obra. Para que seja possível a utilização de fundações superficiais, o solo subjacente deve possuir uma boa capacidade de suporte e baixa deformabilidade (SECCO, 2020)

Uma solução que vem sendo estudada é a utilização de fundações superficiais apoiadas em camadas de solo melhorado através de um agente cimentante. A utilização de uma camada cimentada sobre um solo de baixa capacidade pode gerar uma redução de custos global, em especial em obras com cargas intermediárias (THOMÉ et al., 2005)

A utilização de técnicas de estabilização físico-químicas de solos, principalmente utilizando o cimento Portland já são amplamente utilizadas em obras geotécnicas (MESAVILLA, 2020). Entretanto, nos últimos anos vem crescendo os estudos de cimentos alternativos ao cimento Portland convencional, visto que a sua produção causa um grande impacto ambiental (MALHOTRA, 2002). Diversos estudos com o objetivo de desenvolver um cimento alternativo utilizaram resíduos e subprodutos, garantindo assim um melhor destino a esses materiais. Para que esses materiais possam ser utilizados para essa função, suas propriedades físico-químicas

devem proporcionar os mecanismos necessários para a estabilização de solos. Dentre os diversos materiais estudados, pode-se destacar: pó de vidro moído (MESAVILLA, 2020; MOREIRA, 2020; SCHEUERMANN FILHO, 2019), cal de carbureto (DAASSI-GLI, 2020; SALDANHA, 2018; SECCO, 2020), metacaulim (FRACARO, 2022; JASKULSKI, 2022), pó de telha cerâmica (SILVANO, 2020), cinza de bagaço de cana-de-açúcar (BRUSCHI, 2020), cinza de casca de arroz (QUEIROZ, 2019), cinza volante (SILVANI, 2013), além de diversos outros.

1.2 OBJETIVO GERAL

Esta pesquisa tem como objetivo desenvolver o cimento alternativo através da álcali ativação utilizando metacaulim, silicato de sódio e a cal de carbureto, visando a sua utilização para a estabilização de uma areia fina em uma camada de reforço de uma fundação superficial.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para que o objetivo da pesquisa fosse atingido, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos.

- I. Avaliar o comportamento mecânico de diferentes relações entre os materiais precursores e o material ativador do agente cimentante para definição da dosagem ótima com relação ao agente cimentante.
- II. Utilizar o silicato de sódio em pó como material ativador do agente cimenta;
- III. Determinar a relação resistência mecânica *versus* η/B_{iv} (porosidade/teor volumétrico do agente cimentante) da mistura solo e agente cimentante;
- IV. Avaliar o comportamento mecânico, em termos de curvas tensão *versus* deslocamento, para fundações superficiais assentes sobre camadas de solo artificialmente cimentado;
- V. Obter parâmetros de resistência mecânica (q_u , q_t , c' , ϕ') do material cimentado.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A pesquisa aqui descrita divide-se em cinco capítulos, sendo eles:

Capítulo 1, denominado Introdução, contém uma breve explicação sobre a pesquisa a ser realizada, assim como os objetivos que deverão ser alcançados no seu decorrer.

Capítulo 2, denominado Revisão bibliográfica, consiste em uma ampla revisão na literatura sobre diversos assuntos, técnica e materiais que servem como base tanto para a execução de todas as etapas dessa pesquisa, assim como fornecer subsídios para que o leitor consiga compreender a pesquisa executada. É uma etapa muito importante, pois o conhecimento do que fora estudado previamente permite que a pesquisa ocorra da melhor maneira possível, ocasionando uma otimização no programa experimental.

Capítulo 3, denominado Programa Experimental, aborda todos os passos executados no decorrer da pesquisa, permitindo assim que o leitor possa acompanhar o processo executivo de todos os ensaios realizados. Contempla desde a caracterização dos materiais utilizados até a execução de todos os ensaios. O corpo de ensaios realizados nessa pesquisa pode subdividir-se em 3 etapas principais, sendo elas:

- I. Etapa de Ensaios Laboratoriais: Etapa onde realiza-se toda a caracterização dos materiais, além dos ensaios de compressão simples e compressão diametral;
- II. Etapa de Ensaios de Campo: Etapa em que se executam os ensaios de placa sobre uma camada artificialmente cimentada;
- III. Etapa de Ensaios Triaxiais: Etapa onde executam-se os ensaios de compressão triaxial;

Capítulo 4, denominado Resultados, contém todos os resultados obtidos nos ensaios realizados no Capítulo 3. Optou-se pela divisão em dois capítulos distintos, entre os resultados e a metodologia, com o intuito do Capítulo 3 servir como um passo a passo executivo dos ensaios e o Capítulo 4 servir como um compilado dos resultados obtidos.

Capítulo 5, denominado Considerações Finais, aborda as conclusões provenientes da análise dos resultados obtidos no decorrer desta pesquisa, além de sugestões para futuros trabalhos.

Por fim, constam as Referências Bibliográficas citadas no decorrer do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados diversos temas que servem como base para a execução dessa pesquisa, assim como para os leitores terem um melhor entendimento desse trabalho.

2.1 MELHORAMENTO DE SOLOS

O solo caracteriza-se por ser um material heterogêneo, com isso, obras de construção civil tendem a serem executadas nas mais diversas situações, sendo muitas vezes solos com baixa capacidade de carga. Nessas situações, as fundações tornam-se onerosas, podendo inviabilizar todo o empreendimento. Neste caso, existem algumas soluções que podem ser adotadas (MEDINA, 1987):

- I. Adequação do projeto segundo as propriedades encontradas;
- II. Substituição por outro solo com propriedades melhores;
- III. Alteração das propriedades do solo local.

A alteração das propriedades, denominado “Estabilização ou Melhoramento de Solos”, busca melhorar as propriedades físico-químicas do solo (INGLES; METCALF, 1973). O resultado desse processo é um novo material, que seja mais adequado as necessidades do projetista (SECCO, 2020).

Existem diversas maneiras e métodos de realizar esse melhoramento. Com o intuito de evitar futuros recalques, pode-se densificá-lo utilizando diversos métodos de estabilização mecânica, como a compactação utilizando rolos de tambor, rolos de impacto e de rolos de vibração, gerando assim a redução do índice de vazios do material. A estabilização química, geralmente utilizando cal ou cimento Portland, consiste na cimentação do material, sendo essa técnica utilizada em pavimentos por séculos (MITCHELL, 1981).

A mistura do solo local com algum agente cimentante pode ser uma solução a ser adotada em diversas tipos de obras da construção civil, como, por exemplo execução de taludes com maiores dimensões, reforço de aterros, escavações, base para pavimentos, camadas melhoradas para fundações superficiais entre outros (CONSOLI et al., 2009; CONSOLI et al., 2003). A

utilização que vem sendo estudada é o uso de um solo artificialmente cimentado como uma camada de reforço para uma fundação superficial (CONSOLI et al., 2009, 2020a, 2020b).

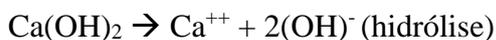
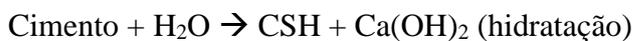
2.2 TÉCNICA DE SOLO-CIMENTO

A norma brasileira NBR 12253 (ABNT, 2012, p.1) define o solo-cimento como: ‘‘Produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem’’. O solo-cimento, apesar da utilização dos mesmos materiais (agregado, cimento e água), possui propriedades que o diferem de um concreto convencional. No concreto convencional, ocorre o total recobrimento do agregado utilizado e o preenchimentos dos vazios existentes pela pasta (cimento + água), enquanto em um solo-cimento ocorre apenas uma união cimentada entre os nódulos do agregado, sem o preenchimento total dos vazios (FOPPA, 2005). Outra definição sobre o que é o solo-cimento é dada pelo Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos (DCL, 2000).

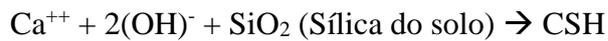
Um material produzido pela mistura, compactação e cura de uma mistura de solo/agregado, cimento Portland, possibilitando misturas incluindo pozolanas e água para formar um material endurecido com propriedades de engenharia específicas

Moh (1965) realizou um estudo experimental para analisar as reações que ocorrem em solos cimentados artificialmente. Foram utilizados dois solos mono-minerais (quartzo e caulinita), três compostos cimentantes (hidróxido de cálcio, silicato tricálcico e cimento Portland) e três aditivos de sódio (hidróxido, metasilicato e sulfato). O autor concluiu que mesmo variando o solo com os estabilizantes de cálcio, os padrões de reações mantinham-se muito similares. Com isso, foram obtidas as seguintes equações, esquematizando as reações em um solo estabilizado e a o efeito do aditivo de sódio:

I. Reações primárias



II. Reações secundárias



Inicialmente, durante a hidratação do cimento, o produto dessa reação possui consistência gelatinosa. Conforme aumenta o tempo de cura da mistura de um solo argiloso com cal, cinza volante ou cimento, ocorre o endurecimento e o intercrescimento de silicatos e aluminatos de cálcio, conforme Figura 2.1.



Figura 2.1 – Fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida. Fonte: (INGLES; METCALF, 1972)

Um exemplo de um solo formado por quartzo, como estudado por Moh (1965) é a areia de Osório. Ela vem sendo amplamente estudada em diversos trabalhos realizados na UFRGS e ao redor do mundo (DIAZ, 1998; CASAGRANDE, 2005; DONATO, 2007; R. C. CRUZ, 2008; FESTUGATO, 2008; SANTOS, 2008; ROSA, 2009; MEZZOMO, 2009; FOPPA, 2016; MOREIRA, 2020). Com isso, as suas propriedades mecânicas e características físicas já foram amplamente estudadas. Possui uma composição mineralógica formada por 99% de quartzo sem presença de matéria orgânica (SPINELLI, 1999). Ampliando a areia, conforme Figura 2.2, pode-se observar que os grãos são pouco arredondados, de tamanho uniforme e relativamente rugosos (ROSA, 2009)

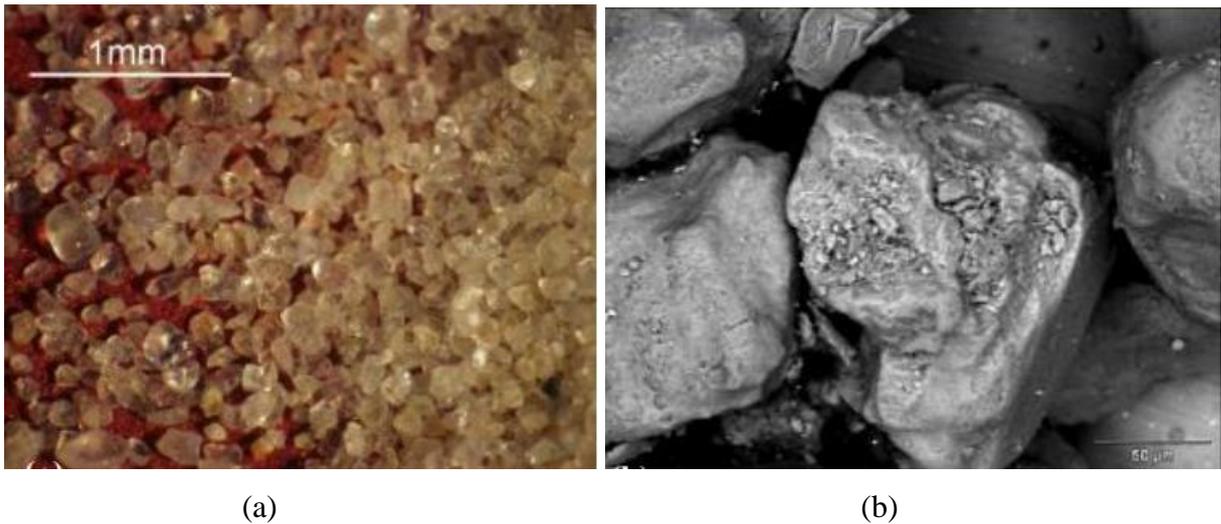


Figura 2.2 - Imagem microscópica da areia de Osório (a) Ampliada 40x (b) Ampliada 500x (ROSA, 2009).

A curva granulométrica da areia de Osório determinada por Moreira (2020) consta na Figura 2.3 e uma tabela resumo das propriedades obtidas por diversos autores segue na Tabela 2.1.

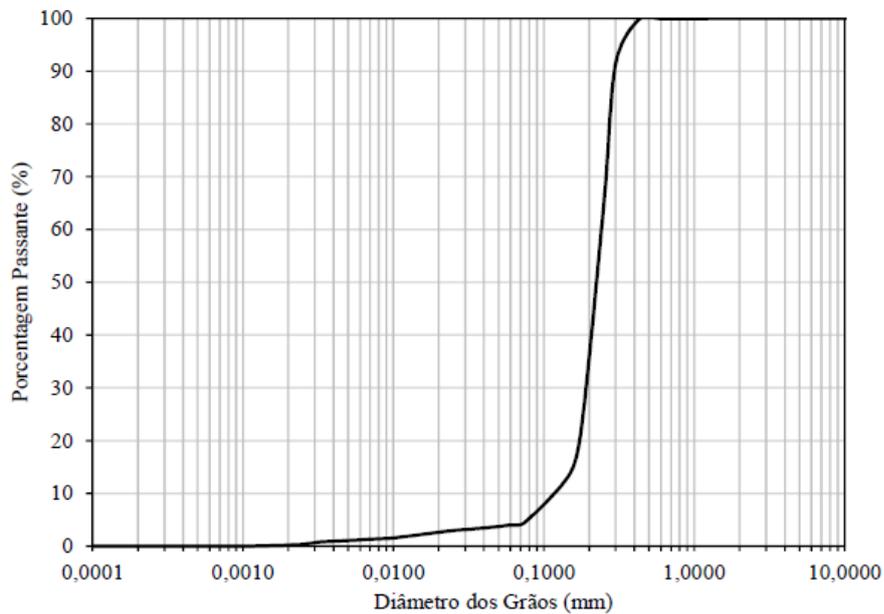


Figura 2.3 - Curva granulométrica da areia de Osório. Fonte: Moreira (2020).

Tabela 2.1 - Propriedades da areia de Osório.

PROPIEDADE	AUTOR									
	DIAZ, 1998	CASAGRANDE, 2005	DONATO, 2007	CRUZ, 2008	SANTOS, 2008	FESTUGATO 2008	MEZZOMO, 2009	ROSA, 2009	FOPPA, 2016	MOREIRA, 2020
Gs	2,62	2,63	2,63	2,65	2,62	2,62	2,67	2,65	2,61	2,65
Diâmetro (D10) (mm)	-	0,09	0,09	0,09	0,09	0,11	0,09	0,09	0,11	0,11
Diâmetro (D30) (mm)	-	-	-	-	-	-	0,14	-	0,16	0,16
Diâmetro (D50) (mm)	0,29	0,16	0,16	0,17	0,16	0,20	0,18	0,17	0,21	0,21
Diâmetro (D60) (mm)	-	-	-	-	-	-	0,2	-	0,23	0,23
Cu	1,90	2,10	2,10	2,11	2,10	2,00	2,20	2,11	2,13	2,09
Cc	-	1,00	1,00	1,15	1,00	1,10	1,10	1,15	1,04	1,10
eMin	0,57	0,60	0,59	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,54	0,60
eMáx	0,85	0,90	0,88	0,85	0,90	0,90	0,90	0,85	0,81	0,90

Analisando os dados que constam na Tabela 2.1, pode-se um peso específico médio do material de $2,64 \text{ g/cm}^3$, um índice de vazios mínimo médio de 0,59 e índice de vazios máximo médio de 0,87.

2.2.1 Comportamento mecânico de solos cimentados

Ao adicionarmos algum grau de cimentação a qualquer tipo de solo, ocorre uma alteração nas suas propriedades físico químicas. Diversos estudos comprovaram o melhoramento do solo, levando em consideração a sua resistência à compressão simples, tração e ciclos de gelo e degelo (FELT, 1955; INGLES, METCALF, 1972; LIN, WONG, 1999). A Figura 2.4 apresenta a variação da resistência mecânica, através da resistência à compressão simples, de diversos solos cimentado artificialmente com o uso de cimento Portland. A Figura 2.5 apresenta a resistência mecânica de um solo arenoso cimentado com cimento Portland com variados tempos de cura.

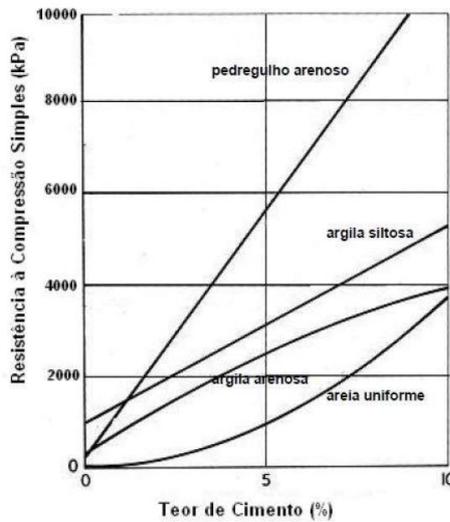


Figura 2.4 - Aumento da Resistência à compressão simples *versus* Teor de cimento de variados solos estabilizados com cimento Portland, adaptado de Ingles e Metcalf (1972).

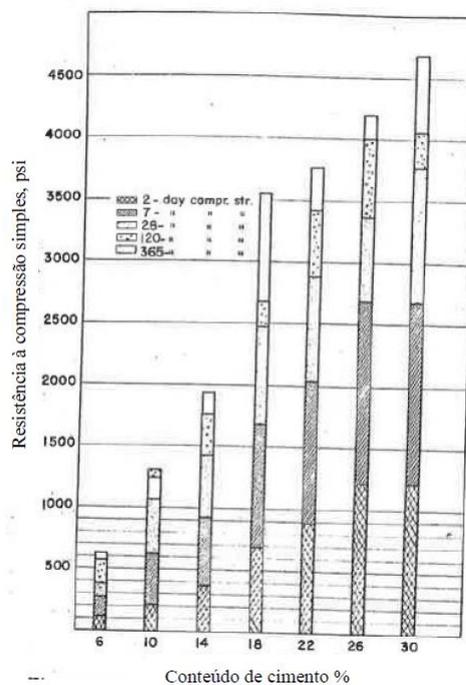


Figura 2.5 – Efeito do tempo de cura de um solo arenoso estabilizado com cimento Portland sobre a sua resistência mecânica (FELT, 1955).

Percebe-se que, em ambos os estudos acima, houve um aumento da resistência à compressão simples dos diversos solos analisados, quando estabilizados com o cimento Portland. Outros estudos obtiveram conclusões similares em relação a resistência à tração dos materiais. Dass (1994) analisou curvas tensão *versus* deformação de uma areia fracamente cimentada, com as

quantidade de 4%, 6% e 8% de cimento Portland em relação à massa de solo seco. Foram analisados ensaios de compressão simples, e compressão diametral e tração direta dos materiais e foram reportadas as seguintes conclusões:

- I. A resistência à tração do material aumentou em ambos os ensaios realizados com o aumento da quantidade de cimento Portland utilizada;
- II. Não houve alteração na deformação específica na ruptura, independente do ensaio de tração considerado;
- III. A relação entre a resistência à tração obtida através do ensaio de tração direta e compressão diametral ($q_{t(\text{direta})}/q_t$) variou, conforme o aumento da quantidade de cimento Portland utilizada, entre 1,0 e 1,4;
- IV. A relação q_t/q_u do material variou entre 0,11 e 0,12.

Prietto (1996) estudou o comportamento de solos artificialmente cimentados em ensaios de compressão confinada. A mistura solo-cimento possui um comportamento tensão *versus* deformação que inicialmente aparenta ser linear, de maneira muito rígida até chegar ao ponto de plastificação bem definido, no qual ocorrem deformações plásticas até a ruptura, de modo frágil. Após o pico de resistência, o solo tende a um comportamento onde a tensão desvio e a deformação volumétrica estabilizam, denominado como estado último, conforme observado na Figura 2.6.

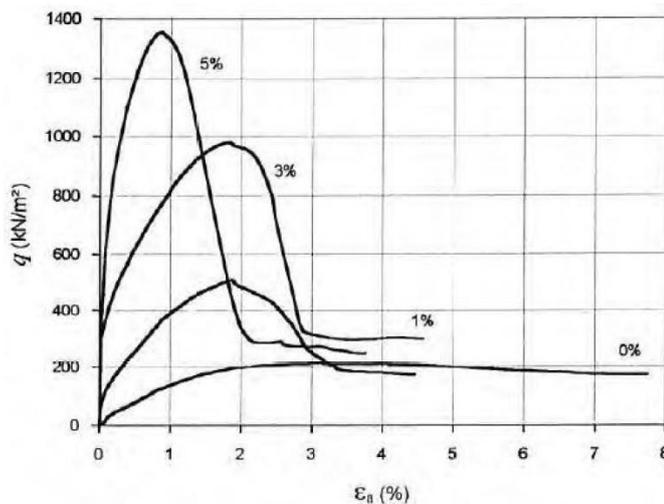


Figura 2.6 – Tensão desvio *versus* deformação axial de um solo com diferentes teores de cimento (PRIETTO, 1996).

2.3 ÁLCALI ATIVAÇÃO

A cimentação do solo pode ocorrer de maneira natural, devido a sua origem e desenvolvimento pedogenérico, ou de forma artificial. Uma das possibilidades de realizar essa cimentação Palomo et al. (1999) definem a álcali ativação como “um processo químico que permite ao usuário transformar estruturas vítreas (parcialmente ou totalmente amorfo e/ou metaestável) em compósitos bem cimentados muito compactos”.

Uma das razões para o estudo de cimentos alternativos é o impacto ambiental causado pelo processo de fabricação do cimento Portland tradicional. Estima-se que a produção do cimento Portland representa 7% de toda emissão global de CO₂ (MALHOTRA, 2002). Na produção de uma tonelada de Cimento Portland, estima-se a emissão entre 700 kg e 1100 kg de CO₂ (BOSOAGA et al., 2009). Esse quantitativo foi obtido de maneira similar por outros autores. Marchal (2001) *apud* Anand, Vrat e Dahiya (2006) obteve um valor de aproximadamente 970 kg, sendo distribuído entre a calcinação do calcário (540 kg), uso de carvão e combustíveis fósseis (340 kg) e a geração de energia elétrica (90 kg). Além disso, são gerados alguns efeitos colaterais graves, como por exemplo a sujeira e o grande consumo de energia, devido à alta temperatura de plasticidade do material (YANG *et al.*, 2014)

A álcali ativação vem sendo estudada por diversos autores, o que provoca certas divergências no que diz respeito a nomenclatura técnica. Cimentos alcalinos, cimentos álcali ativados, aglomerante álcali ativado, materiais ativados alcalinamente, polímero inorgânico, geopolímeros, dentre outros, são termos utilizados para se referir aos aglomerantes gerados por processos envolvendo álcali ativação. Alguns autores defendem que esses termos podem ser usados como sinônimos, mas não há consenso na literatura (DAVIDOVITS, 1991; DUXSON et al., 2007). Para questão de padronização, será adotada a terminologia de cimento álcali ativado e cimento alternativo para a denominação da mistura de metacaulim, cal de carbureto e silicato de sódio utilizada. Além disso, quando esses materiais utilizados na estabilização da areia de Osório, será denominado como agente cimentante, para que não haja confusão com o cimento Portland convencional.

Os primeiros estudos, no final do século XIX, visavam a produção de um ligante utilizando escória de alto-forno, soda cáustica e cal hidratada (KRIVENKO, 2017). Glukhovskiy (1959)

propôs um mecanismo de álcali ativação de materiais compostos de sílica e alumina reativa. O modelo proposto dividia o processo em três estágios:

- I. Destruição-coagulação;
- II. Coagulação-condensação;
- III. Condensação-cristalização.

A primeira etapa, denominada destruição-coagulação, envolve a desagregação pela quebra das ligações iônicas e covalentes dos precursores. Na segunda etapa, denominada coagulação-condensação, a quantidade de produtos desintegrados aumenta, o que ocasiona maior contato entre eles e a formação de uma estrutura coagulada. Por fim, na etapa denominada condensação-cristalização, ocorre a organização dos produtos de reação na estrutura cristalina tridimensional. Duxson *et al.* (2007) detalha esse processo em cinco etapas, que apesar de serem representadas separadamente, ocorrem simultaneamente:

- I. Dissolução inicial. Estágio onde a solução alcalina hidrolisa a superfície do mineral e dissolve a alumina e a sílica liberando espécies monoméricas de aluminatos e de silicatos;
- II. Transferência de Espécie. Estágio onde as espécies já dissolvidas reagem com os íons de silicato já dissolvidos e polimerizados por reações de condensação;
- III. Nucleação. Estágio onde ocorre o início da formação da fase gel;
- IV. Reorganização da estrutura;
- V. Polimerização e enrijecimento. Estágio onde ocorre a formação da estrutura a partir do gel.

Os materiais álcali ativados, podem ser classificados em sistemas de alto teor de cálcio e baixo teor de cálcio (PACHECO-TORGAL, 2015). A Figura 2.7 ilustra de forma simplificada um mecanismo de geopolimerização na transformação de um alumino silicato sólido em um alumino silicato alcalino sintético, conforme proposto por Duxson *et al* (2007).

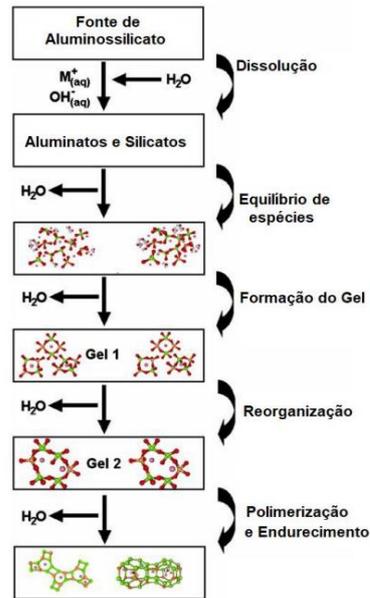


Figura 2.7 - Modelo conceitual da Geopolimerização. Adaptado de Duxson *et al* (2007).

Os sistemas considerados de alto teor de cálcio são os sistemas cuja composição é feita de materiais ricos em silício e cálcio, que necessitam de condições alcalinas para reagir (OLIVEIRA, 2022). Pacheco-Torgal (2015) utilizou esse sistema com o enfoque em escórias de alto forno, cujas características da matéria prima e dos ativadores alcalinos são responsáveis pela formação de géis com a ativação das escórias analisadas. O principal produto de reação desses sistema são géis de aluminossilicato de cálcio hidratado, denominados C-A-S-H, com uma estrutura desordenada do tipo C-S-H, similar ao gel gerado durante a hidratação do cimento Portland convencional (FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ; PALOMO; PUERTAS, 1999; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ; PUERTAS, 2003; WANG; SCRIVENER; PRATT, 1994).

Por outro lado, nos sistemas com baixo teor de cálcio, há a preponderância de materiais ricos em alumínio. Esses necessitam de maior quantidade de material ativador, assim como de temperatura e tempo para que ocorram as reações no sistema (PACHECO-TORGAL, 2015). Essas condições contribuem para o rápido desenvolvimento de ligantes ricos sílica, já que o aumento na temperatura acelera a dissolução dos aluminossilicatos, gerando assim uma microestrutura mais desenvolvida e um maior tempo permite a geração de produtos com maior presença de sílica (PALOMO et al, 1999). Portanto, os principais produtos de reação desse sistema são géis do tipo N-A-S-H, caracterizados por possuírem uma presença amorfa (GARCIA-LODEIRO et. al., 2015). Em resumo, é na estrutura dos géis que residem as

principais diferenças entre os produtos de reação formados a partir da ativação de percussores com baixo ou alto teor de cálcio.

2.3.1 Materiais precursores do processo de álcali ativação

Para a geração de um cimento álcali ativado, deve-se partir de um material precursor, composto de aluminossilicato, podendo conter ou não cálcio (MESA VILLA, 2020). Diversos estudos propuseram o uso de diferentes matérias, como, por exemplo, metacaulim (ALONSO E PALOMO, 2001), resíduo de vidro moído (MOREIRA, 2020; PUERTAS e TORRES-CARRASCO, 2014; TORRES-CARRASCO et al., 2014), escória de alto forno (RIOS *et al.*, 2016), dentre outros.

O Metacaulim é um material amorfo e extremamente reativo que é oriundo da calcinação de argilas cauliníticas. Sua produção inicia a partir da desidroxilação de argilas ricas em silicatos, seguido pela pulverização até atingir diâmetros pequenos, gerando uma pozolana altamente reativa (CRUZ, 2019; MENEZES, 2016). Cruz (2019) realizou a eletroscopia por fluorescência para determinar os elementos presentes no material, conforme constam na Tabela 2.2. As granulometrias do material realizadas por Menezes (2016) e Cruz (2019) constam na Figura 2.8.

Tabela 2.2- Elementos químicos presentes no metacaulim.

ELEMENTO QUÍMICO	AUTOR
	CRUZ, 2019 (%)
CaO	0,09
MgO	0,08
Fe ₂ O ₃	4,93
SiO ₂	47,9
Al ₂ O ₃	41,29
SO ₃	0,15
K ₂ O	0,7
MnO	0,11
P ₂ O ₅	0,06
TiO ₂	1,1
ZrO ₂	0,15
Nb ₂ O ₅	0,05
Na ₂ O	0,03
V ₂ O ₅	0,02
ZnO	0,01
BaO	0,01
CeO ₂	0,12
Outros	0,04
LOI	3,18

LOI = PERDA AO FOGO

Fonte: Cruz (2019)

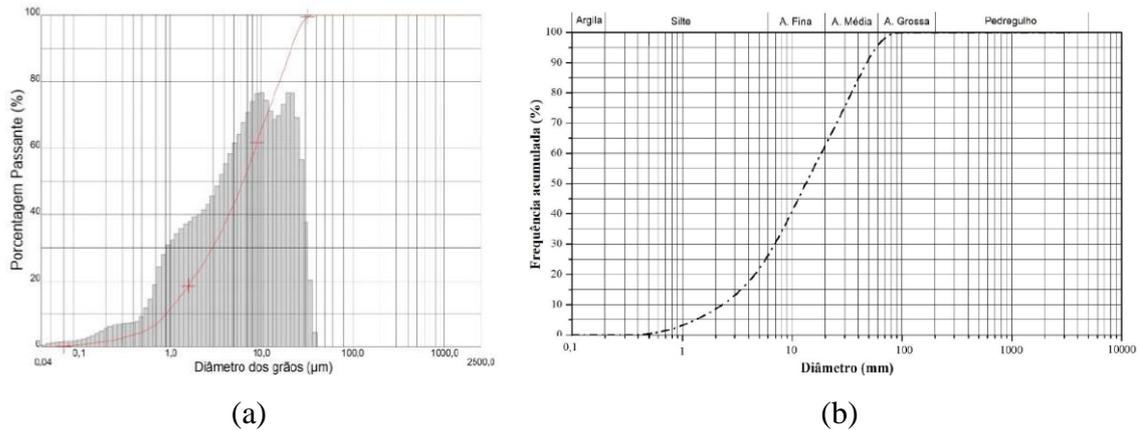


Figura 2.8 - Curva granulométrica do Metacaulim (a) Menezes (2016); (b) Cruz (2019).

Analisando a Tabela 2.2, pode-se perceber que o metacaulim é composto em sua maioria por óxido de alumínio (Al_2O_3) e dióxido de silício (SiO_2). Já, observando as curvas granulométricas da Figura 2.8, obtêm-se um diâmetro D_{10} de 0,92 μm , um diâmetro D_{50} de 6,34 μm e um diâmetro D_{90} de 21,26 μm (MENEZES, 2016). Além disso, os autores determinaram as propriedades física do material, conforme constam no Tabela 2.3. Os resultados dos ensaios de DRX realizados por Cruz (2019) e Costa e Godinho (2017) constam nas Figura 2.9 e Figura 2.10 respectivamente.

Tabela 2.3 - Propriedades físicas do metacaulim.

PROPRIEDADE	AUTOR	
	CRUZ, 2019	MENEZES, 2016
Massa específica (kg/m^3)	2570	2690
Área de superfície específica (m^2/kg)	25910	-
Diâmetro Efetivo (D_{10}) (μm)	2,6	0,92
Diâmetro (D_{50}) (μm)	15,1	6,34
Diâmetro (D_{90}) (μm)	54,1	21,26

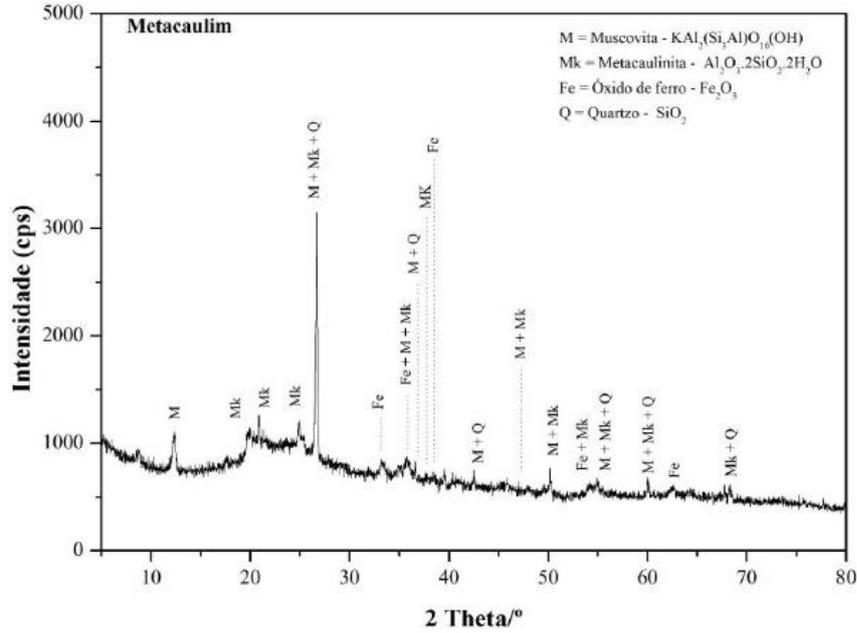


Figura 2.9 - DRX do metacaulim (CRUZ, 2019).

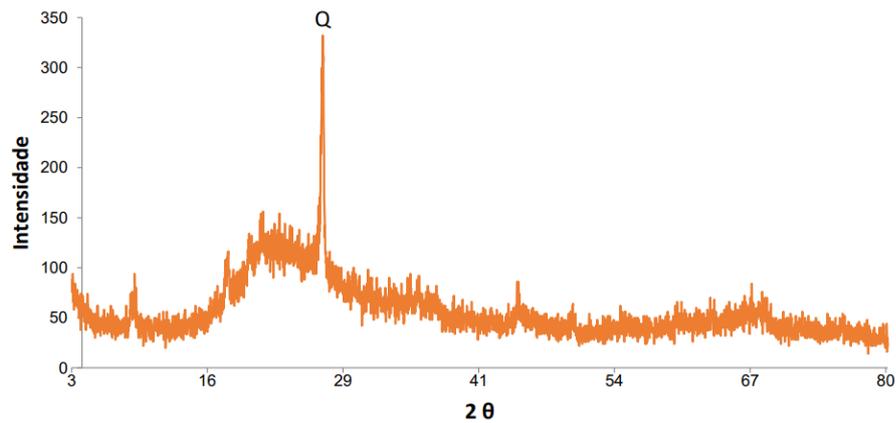


Figura 2.10 – DRX do metacaulim (COSTA, GODINHO, 2017).

Analisando o ensaio DRX da Figura 2.9, percebe-se a presença principal de Muscovita, Metacaulinita, Óxido de Ferro e Quartzo. Já no ensaio DRX da Figura 2.10, observa-se a presença principal apenas do Quartzo. Outra possibilidade é a utilização em conjunto de um precursor com outro material que contenha uma grande quantidade de cálcio, como por exemplo resíduo de vidro moído com cal de carbureto (CONSOLI et al., 2021; DAASSI-GLI, 2020; SCHEUERMANN FILHO, 2019), pó de telha cerâmica com cal de carbureto (CAICEDO, 2020; SILVANO, 2020), metacaulim com cal de carbureto (MENEZES, 2016)

A cal de carbureto é um resíduo da produção do gás acetileno. O material possui partículas variando entre 0,6 e 85 μm de tamanho, sendo 87% dessas partículas com um diâmetro menor que 45 μm e um diâmetro médio de 27,9 μm (CAICEDO, 2020), conforme Figura 2.11. Saldanha (2018), com o objetivo de determinar os minerais presentes na cal de carbureto, realizou um ensaio de difração de raios X, conforme Figura 2.12. Foi observada a presença de Portlandita [$\text{Ca}(\text{OH})_2$], calcita (CaCO_3) e grafite (Carbono).

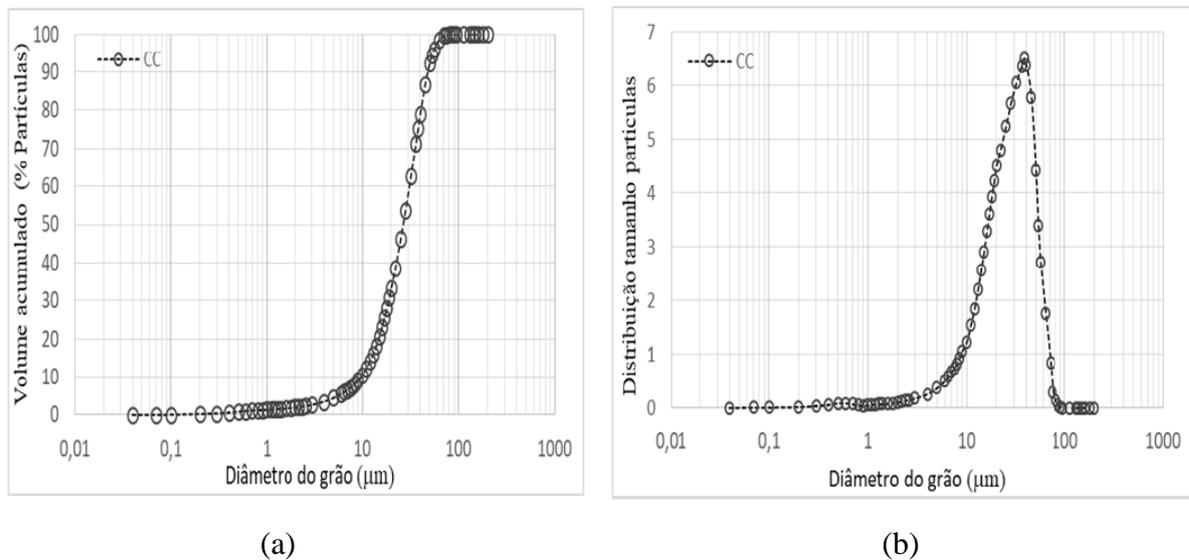


Figura 2.11 - Granulometria a laser da cal de carbureto (a) curva granulométrica; (b) distribuição do tamanho das partículas (CAICEDO, 2020).

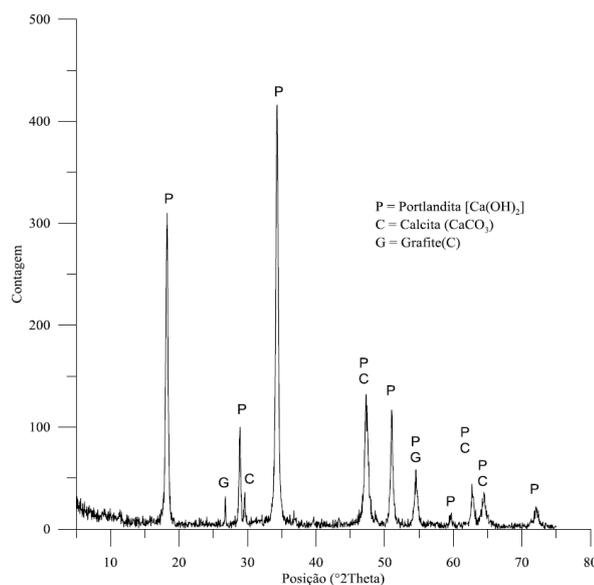


Figura 2.12 - Difratoograma de raio X da cal de carbureto (SALDANHA, 2018)

Analisando o ensaio DRX da Figura 2.12, percebe-se a grande presença de Portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) no material, seguido da presença de calcita (CaCO_3). Diversos estudos realizaram a caracterização física do material, conforme Tabela 2.4, assim como os elementos químicos presentes, conforme Tabela 2.5 (CAICEDO, 2020; CARDOSO *et al.*, 2009; Y. J. DU *et al.*, 2011; YAN JUN DU *et al.*, 2016; JIANG *et al.*, 2016; SALDANHA *et al.*, 2018; VICHAN, RACHAN, 2013).

Tabela 2.4 – Elementos químicos da cal de carbureto.

ELEMENTO QUÍMICO	AUTOR							
	CARDOSO <i>et al.</i> , 2009	DU <i>et al.</i> , 2011	HORPIBULSUK, 2013	VICHAN & RACHAN, 2013	DU <i>et al.</i> , 2016	JIANG <i>et al.</i> , 2016	SALDANHA <i>et al.</i> , 2018	CAICEDO, 2020
CaO	71,2	68,5	70,78	83,10	68,99	68,99	74,00	69,62
SiO ₂	-	2,5	6,49	5,71	2,84	2,84	3,1	3,18
Al ₂ O ₃	0,68*	1	2,55	2,61	2,16	2,16	0,46	1,99
Fe ₂ O ₃		-	3,25	0,72	0,15	0,15	0,26	0,98
MgO	0,06	0,3	0,69	0,8	0,12	0,12	0,72	0,56
SO ₃	0,12	-	0,66	0,9	0,76	0,76	0,54	
Na ₂ O	-	-	ND	0,05	0,027	ND	ND	ND
K ₂ O	-	-	7,93	0,08	ND	ND	ND	ND
TiO ₂	-	-	-	-	0,031	-	-	0,08
MnO	-	-	-	-	ND	-	-	0,01
P ₂ O ₅	-	-	-	-	0,003	-	-	0,01
CO ₂	4,54	-	-	-	-	-	-	-
SrO	-	-	-	-	0,031	-	-	-
LOI	26,4	26,5	-	5,71	24,85	24,85	-	23,58
IR	1,72	-	-	-	-	-	-	-

* CARDOSO *et al.*, 2009 OBTVEVE A SOMA DE Al₂O₃ E Fe₂O₃
 ND = NÃO DETECTADO
 LOI = PERDA AO FOGO
 IR = RESÍDUO INSOLÚVEL EM ÁCIDO HIDROCLORÍDRICO

Tabela 2.5 - Propriedades físicas da cal de carbureto.

PROPRIEDADE	AUTOR							
	CARDOSO <i>et al.</i> , 2009	DU <i>et al.</i> , 2011	HORPIBULSUK, 2013	VICHAN & RACHAN, 2013	DU <i>et al.</i> , 2016	JIANG <i>et al.</i> , 2016	SALDANHA <i>et al.</i> , 2018	CAICEDO, 2020
Massa específica	2,26	-	2,32	2,25	2,32	2,32		2,19
Área de superfície específica (m ² /g)	11,3	-	-	-	24,66	24,664	22,6	9,57
Área de superfície volumétrica (m ² /cm ³)	25	-	-	-			49,5	-
Ph	-	-	-	12,6	12,84	12,84	-	-
Diâmetro Efetivo (D10) (mm)	-	-	-	-			0,003	-
Diâmetro (D30) (mm)	-	-	-	-			0,095	-
Diâmetro (D50) (mm)	0,02	-	0,01	-			0,02	-

Observando os resultados das Tabela 2.4 e Tabela 2.5, percebe-se que a cal de carbureto é composta principalmente por óxido de cálcio (CaO), além de uma parte de matéria volátil, devido a parte do material perdido no processo de calcinação (CAICEDO, 2020). Além disso, percebe-se um pH alcalino do material, substancialmente maior que 12.

2.3.2 Materiais ativadores do processo de álcali ativação

Todos os precursores, puros ou com outro material, são submetidos no sistema a uma ativação a partir de uma solução alcalina, que pode ser composta por hidróxidos alcalinos, silicatos, carbonatos, sulfatos, aluminatos ou óxidos. Esses materiais elevam o pH da mistura, acelerando assim a dissolução do precursor (MESAVILLA, 2020). Esses materiais são oriundos de processos químicos do tipo alcalino ou alcalino-terroso, sendo responsáveis pela elevação do pH da mistura, com conseqüente aceleração das reações de dissolução do material precursor (OLIVEIRA, 2022). Podem ser divididos em simples (hidróxidos de sódio e potássio) ou compostos (silicatos de sódio e potássio), além de poderem classificados em relação a sua composição química (SOARES, 2013).

- I. Hidróxidos alcalinos (MOH);
- II. Sais de ácidos fracos (M_2CO_3 , M_2SO_3 , M_3PO_4 , MF)
- III. Silicatos ($M_2O.nSiO_2$);
- IV. Aluminatos ($M_2O.nAl_2O_3$);
- V. Alumino silicatos ($M_2O.Al_2O_3.SiO_2$);
- VI. Sais de ácidos fortes (M_2SO_4).

2.4 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

A fundação de uma estrutura é o elemento que tem como função transmitir as cargas oriundas da superestrutura para o solo subjacente. As fundações podem ser classificadas como fundação superficial ou fundação profunda. As fundações profundas estão assentes em uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão e no mínimo 3,0m, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2022a).

A transferência de carga de uma fundação profunda ocorre pela resistência de ponta e/ou resistência de fuste. São exemplos de fundações profundas as estacas e os tubulões. As fundações superficiais estão assentes em uma profundidade inferior a duas vezes a sua menor dimensão e tem a carga transferida para o solo exclusivamente pela sua resistência de base. São

consideradas fundações superficiais os bloco, sapata e radier, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2022a)

2.4.1 Mecanismos de ruptura de fundações superficiais

De maneira geral, o comportamento de uma fundação superficial é determinado pela relação da carga a que é submetida e o recalque ocasionado. Esse comportamento ocorre de 3 maneiras distintas, tendo cada uma um tipo de ruptura diferente. A ruptura de uma fundação superficial foi definida como o instante em que a resistência ao cisalhamento do solo subjacente é alcançada (LAMBE; WHITMAN, 1979; VESIC, 1963). O comportamento carga *versus* recalque são esquematizadas na Figura 2.13.

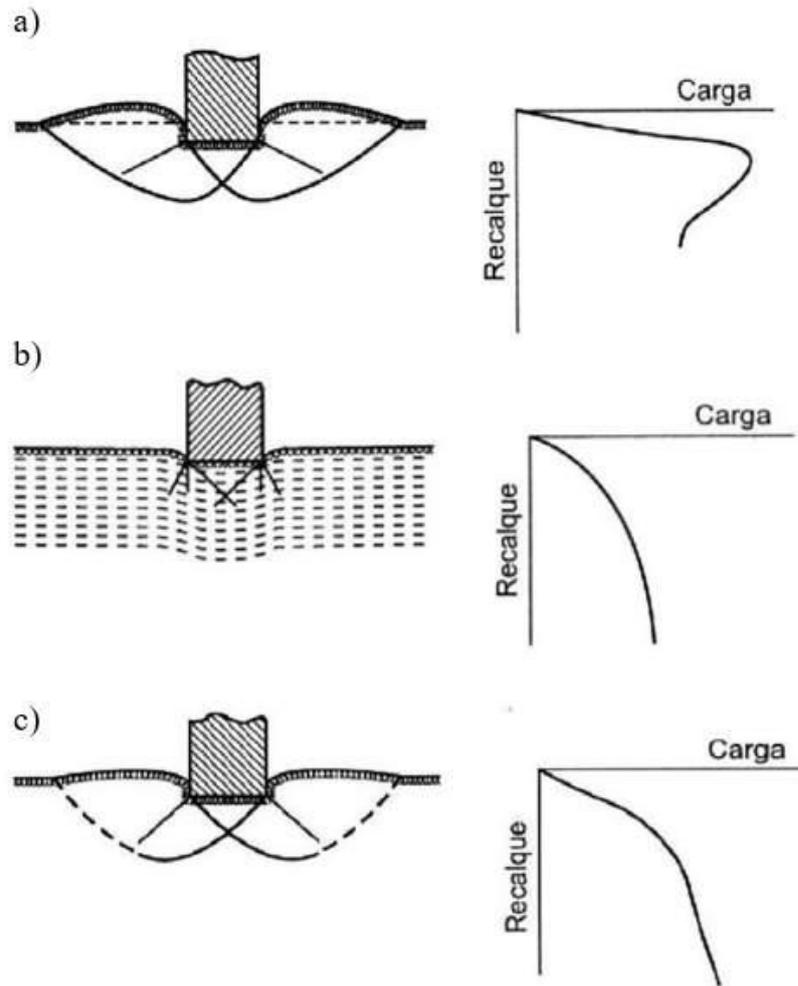


Figura 2.13 - Formas de ruptura de uma fundação superficial (a) Ruptura generalizada; (b) Ruptura por puncionamento; (c) Ruptura localizada. Adaptado de Velloso e Lopes (2011).

Na Figura 2.13a, pode-se observar um pico na resistência do material bem definido, geralmente em casos de areias densas ou argilas rijas. Em outros casos, não há uma clara definição desse pico de resistência, conforme visto na Figura 2.13b, para casos de fundações apoiadas em areias médias ou argila de consistência média e na Figura 2.13c, para fundações apoiadas sobre areias fofas ou argilas moles.

Terzaghi (1943) definiu inicialmente dois tipos de ruptura, a ruptura generalizada em solos compactos e rijos e a ruptura localizada para solos mais compressíveis. Posteriormente, Vesic (1963) definiu um terceiro tipo de ruptura, a ruptura por puncionamento em solos fofos e moles. Vesic (1963) definiu a ruptura generalizada como:

O critério é muito claro: um pico da resistência de base é sempre alcançado, correspondendo ao aparecimento de superfícies de falha na superfície da areia, e a uma mudança abrupta da taxa de recalque de positiva para negativa.

Segundo Velloso e Lopes (2010), caracteriza-se por ser uma ruptura brusca e catastrófica, conforme pode ser observado na Figura 2.14 e na Figura 2.15. Possui um mecanismo de ruptura bem definido e uma superfície de deslizamento que vai de uma borda da fundação à superfície do terreno, conforme Figura 2.13a. É possível observar um levantamento de solo ao redor da fundação. Quando é atingida a ruptura da fundação, o movimento ocorre em um único lado da fundação.



Figura 2.14 - Ruptura generalizada nas fundações de um silo de concreto armado (Tschebotarioff, 1978 apud CINTRA et al, 2011)



Figura 2.15 - Padrão de ruptura generalizada sob sapata retangular sobre areia compacta ($D_r = 100\%$). (DE BEER; VESIC, 1958)

A ruptura localizada, conforme Figura 2.16, foi definida por Vesic (1963) como:

Nem sempre há um pico da resistência de base, no entanto, a taxa de recalque atinge um máximo na mesma carga em que a falha se torna visível na superfície. Esta carga é considerada carga última. Além disso, a primeira falha, claramente distinguível apenas em ensaios de tensão controlada, pode ser observada quando os recalques atingem magnitudes nas quais a ruptura generalizada ocorre em areias densas

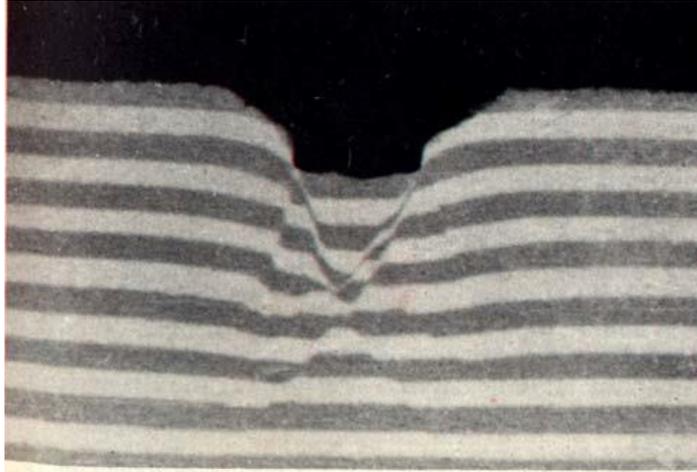


Figura 2.16 - Padrão de ruptura localizada sob sapata retangular sobre areia medianamente compacta ($D_r = 47\%$). (DE BEER, VESIC, 1958)

A ruptura por punção, segundo Vesic (1963): “Não há nem o pico da resistência de base, nem nenhum aparecimento de falhas na superfície. Todavia, um pico na taxa de recalque pode ser observado. A carga correspondente desse pico é considerada como a carga última. Segundo Velloso e Lopes (2010), a ruptura por punção é difícil de ser observada, conforme Figura 2.17. Com o aumento da carga aplicada, ocorre a compressão do solo subjacente, praticamente sem alteração no solo fora da área. Isso ocorre devido ao cisalhamento vertical em torno do perímetro do solo, conforme Figura 2.13c e Figura 2.18.



Figura 2.17 – Puncionamento de uma placa metálica após o ensaio de placa sobre solo residual (MOREIRA, 2020).

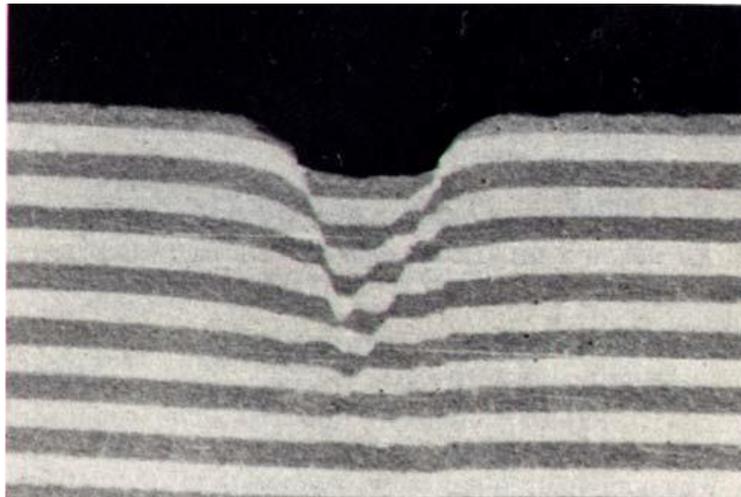


Figura 2.18 - Padrão de ruptura por puncionamento sob fundação retangular sobre areia fofa ($D_r = 15\%$). (DE BEER, VESIC, 1958).

O modo em que a ruptura acontece depende de diversos fatores, entre os quais destacam-se o tipo de solo, a compactidade e a profundidade de assentamento do solo, conforme Figura 2.19. (VESIC, 1963) Se o solo for considerado incompressível e tiver uma certa resistência ao cisalhamento, ocorrerá uma ruptura generalizada. Já, para um solo com uma certa resistência ao cisalhamento e que seja muito compressível, ocorrerá uma ruptura por puncionamento (VELLOSO; LOPES, 2011).

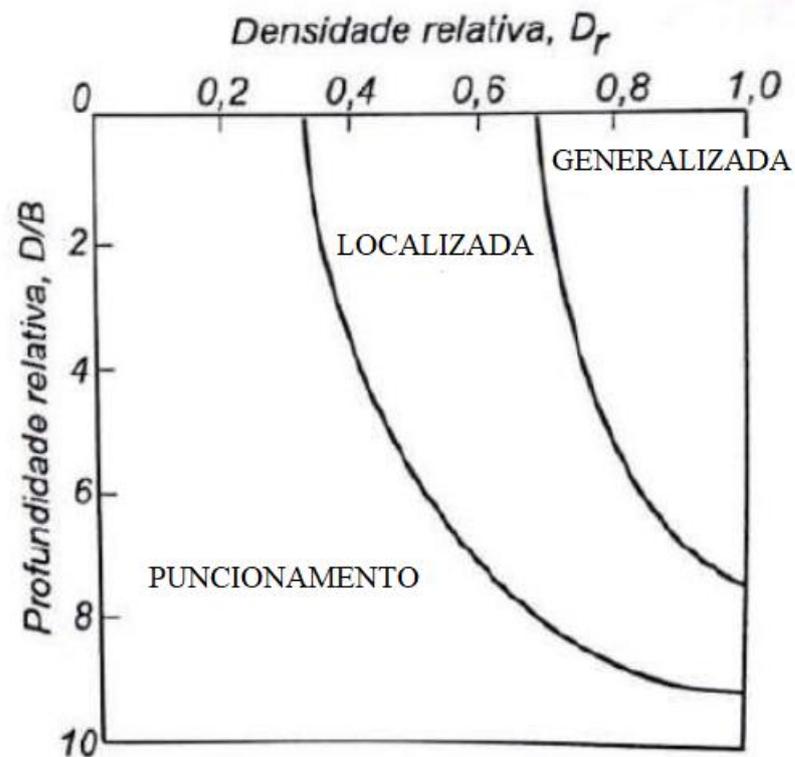


Figura 2.19 - Tipo de ruptura em função da profundidade relativa e a densidade relativa.

2.4.2 Capacidade de carga em fundações superficiais

Em muitos casos, não é possível determinar a capacidade de carga de uma fundação, apenas os gráficos carga *versus* recalque, conforme Figura 2.13, somente sendo possível em casos de ruptura generalizada (SECCO, 2020). Por isso, deve-se buscar maneiras de definir a capacidade de carga de uma fundação, que se dá a partir de uma carga de ruptura.

Pode-se definir a carga de ruptura, segundo a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2022a), como “Carga que, se aplicada à fundação, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho, corresponde à força resistente última (geotécnica) da fundação”. Uma definição genérica, ocasionando que essa carga varie em cada projeto, por isso deve-se buscar formulações elaboradas por diversos autores.

Cudmani (1994) definiu que os critérios para definição da carga de ruptura podem ser agrupados da seguinte maneira:

- I. Limitação do recalque total
 - a. Absoluto
 - b. Relativo
- II. Limitação do recalque plástico
- III. Limitação do recalque elástico
- IV. Máximo da razão incremento recalque elástico/incremento recalque plástico
- V. Limitação da relação carga/recalque
- VI. Limitação da razão carga/recalque plástico
- VII. Máximo do incremento de carga/incremento do recalque
- VIII. Curvatura máxima da curva $\log(P)$ versus $\log(\delta)$ (DE BEER, 1965)
- IX. Postulado de Van der Veen $\gamma = \ln(1 - P/P_{\max})$
- X. Critérios baseados na tangente da curva carga versus recalque
 - a. A carga admissível está na intersecção das tangentes inicial e final da curva carga versus recalque
 - b. A pendente da curva carga versus recalque alcança um valor constante
- XI. Critérios que levam em consideração o tempo
 - a. Cambefort e Chadeisson que supõem que o recalque ocorre em cada estágio de carga

$$\delta_m = \delta_1 + \log(1 + m * \sqrt{t}) \quad (\text{Equação 1})$$

- b. O método do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (Paris):

$$\delta_m = \delta_1 + a * \log(t) \quad (\text{Equação 2})$$

- XII. Critério de *Brinch Hansen*. A carga de ruptura é a carga onde ocorre um recalque que é o dobro do que havia sido produzido com 90% da mesma carga

Terzaghi (1925) *apud* Velloso e Lopes (2011) foi o pioneiro a determinar fórmulas de capacidade para fundações superficiais. Posteriormente, Terzaghi (1943) aplicou um tratamento racional ao problema, conforme Figura 2.20, utilizando resultados de Prandtl (1920) da Teoria da Plasticidade em metais e de Reissner (1924). Para isso foram determinadas algumas considerações:

- I. A largura da fundação (B) é superior a profundidade de embutimento (D). Satisfazendo essa condição, a resistência ao cisalhamento do solo é desprezável, substituindo-a por uma sobrecarga $q = \gamma * D$;
- II. Problema analisado como uma faixa (sapata corrida) de largura 2B;
- III. Maciço de solo semi-infinito homogêneo;
- IV. Carregamento uniforme e centrado;
- V. Superfície horizontal plana;
- VI. Resistência ao corte do solo é em função da coesão (C) e do ângulo de atrito (Φ)

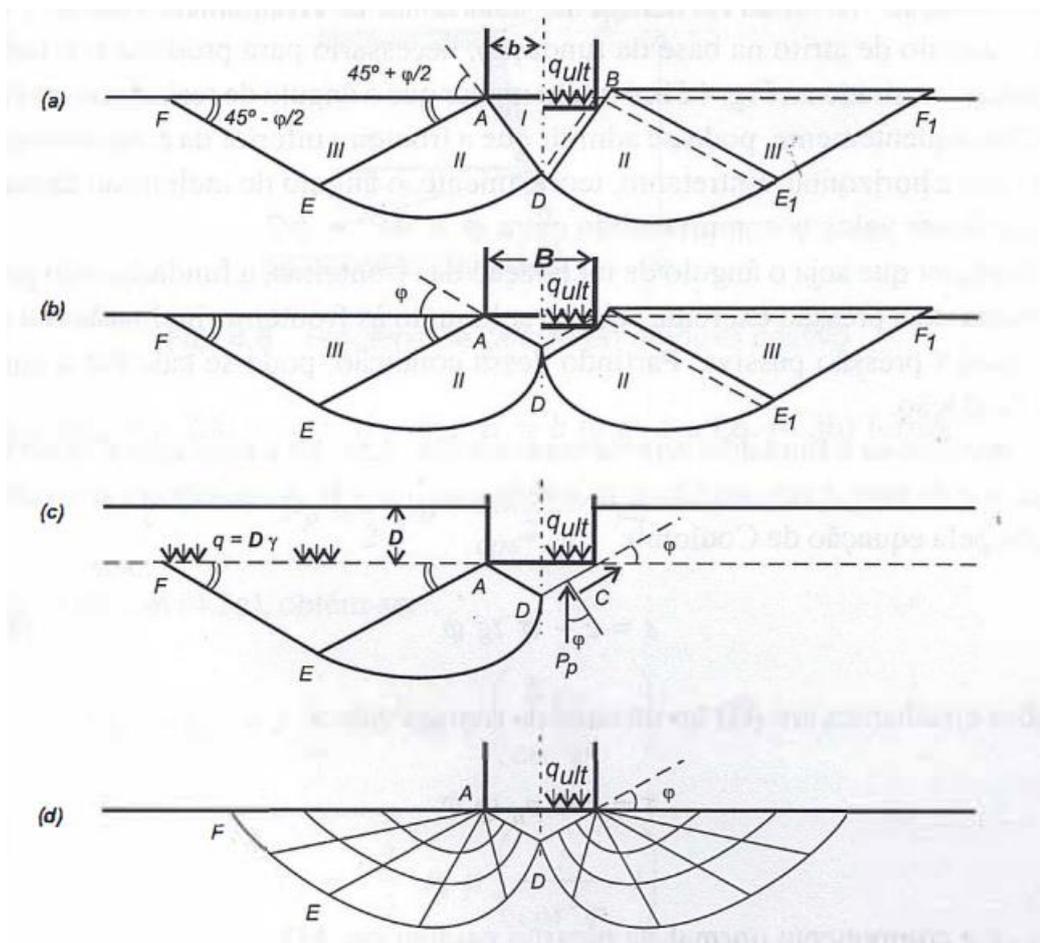


Figura 2.20 - Limites da zona de plastificação após falha na capacidade de suporte na sapata corrida (TERZAGHI, 1943)

Na Figura 2.20a, observa-se que o caso onde não existem tensões cisalhantes na interface entre o solo e a fundação, podendo assim ser desconsiderado o atrito entre eles. Todavia, o que acontece em casos reais, conforme Figura 2.20b, é uma base da fundação rugosa, tendendo a impedir que o solo da zona I se espalhe (VELLOSO, LOPES, 2011). Vesic (1963) definiu que

a carga última é no ponto onde a inclinação da curva carga *versus* recalque iguala-se a zero ou a um mínimo constante. Além disso, Vesic (1975) sugeriu um valor de 10% da largura da fundação (B), conforme Figura 2.21. Esse critério é chamado de critério de ruptura da curvatura mínima.

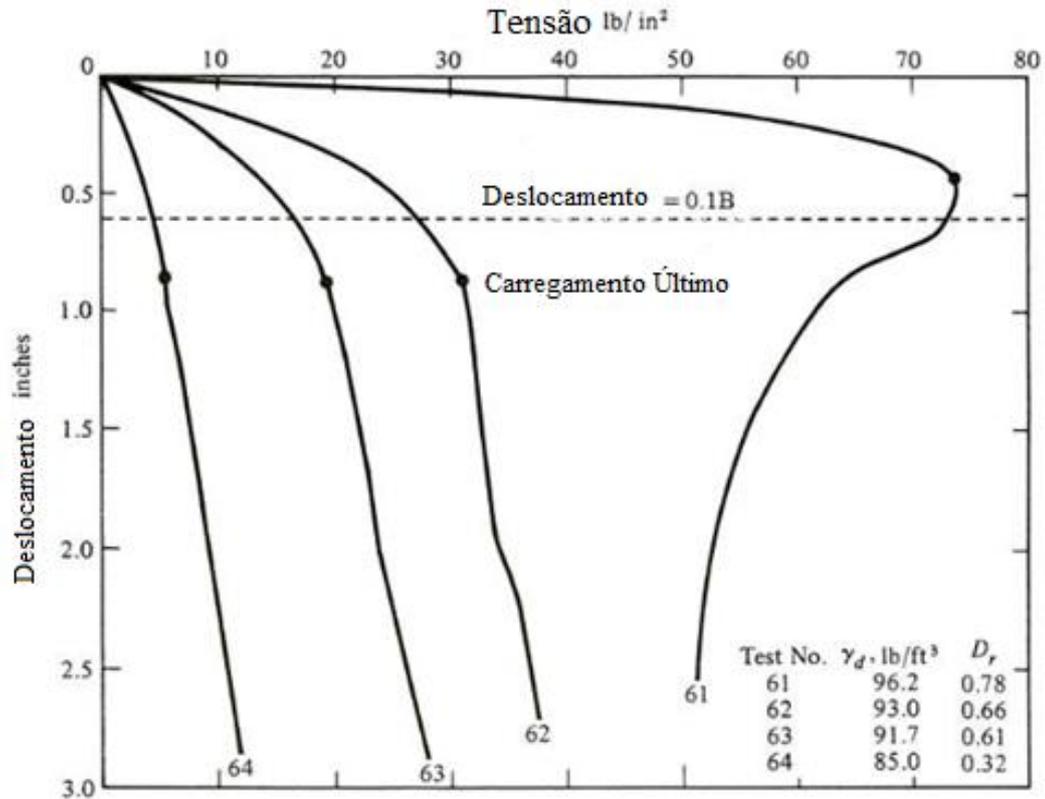


Figura 2.21 – Adaptado de: Critério da carga última baseado na inclinação mínima da curva carga *versus* recalque (VESIC, 1963 apud AMATYA et al., 2009).

De Beer et al. (1967) propõe traçar o gráfico de $\log(q/\gamma B)$ *versus* $\log(w/B)$, onde γ = peso específico do solo, sendo a carga última o ponto de inflexão da curva, conforme Figura 2.22

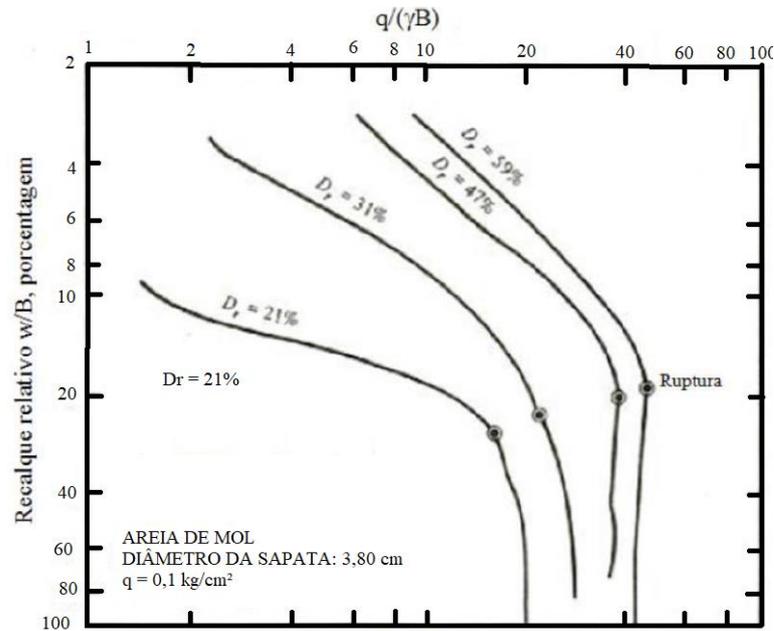


Figura 2.22 - Critério de Ruptura. Adaptado de De Beer et al. (1967).

Burland e Burbidge (1985) analisaram mais de 200 fundações superficiais assentes em solos arenosos e granulares de diversos tipos de obras e concluíram que para areias normalmente consolidadas, a curva tensão efetiva na fundação *versus* deslocamento é linear até um terço da capacidade de carga. Lancellotta e Berardi (1991) utilizaram os dados publicados por Burland e Burbidge (1985) e concluíram que os recalques máximos em cargas normais de trabalho chegam na ordem de 1%.

Consoli et al. (2009) utilizaram o conceito de deslocamento relativo, que consiste no recalque dividido pelo diâmetro da placa (δ/D), para determinação da tensão limite. Com uma estimativa da tensão limite como tensão a 3% ($p_{3\%}$) do deslocamento relativo, os autores afirmaram que a capacidade de carga pode ser obtida utilizando o método de Vesic (1975) para uma relação de $H/D \leq 1,0$. Expressando os resultados em um gráfico de tensão normalizada ($p/p_{3\%}$) *versus* deslocamento relativo (δ/D) produz curva única. Com isso, utilizando o método de Vesic (1975) com um único resultado de prova de carga, é possível estimar a curva tensão *versus* deslocamento de diferentes tamanhos de fundações.

Amatya et al. (2009) aplicaram diversos critérios de ruptura (DE BEER et al., 1967; VESIC, 1963, 1975) em 195 provas de cargas realizadas em solos de arenosos e pedregulhos, além de diversos tamanhos de placas. Concluiu-se que o critério proposto por Vesic (1963) foi o que mais se aproximou da média dos demais critérios utilizados.

Outro método para a determinação da carga última é o critério de duas inclinações (TRB, 2010). Ele consiste em traçar duas retas assíntotas no gráfico tensão *versus* recalque. A primeira reta deve ser traçada na parte elástica e a outra no final do ensaio. A tensão onde ocorre a intersecção das retas é considerada o ponto de ruptura. Como existe uma variação no traçar das retas, considera-se uma faixa de cargas de rupturas, conforme Figura 2.23.

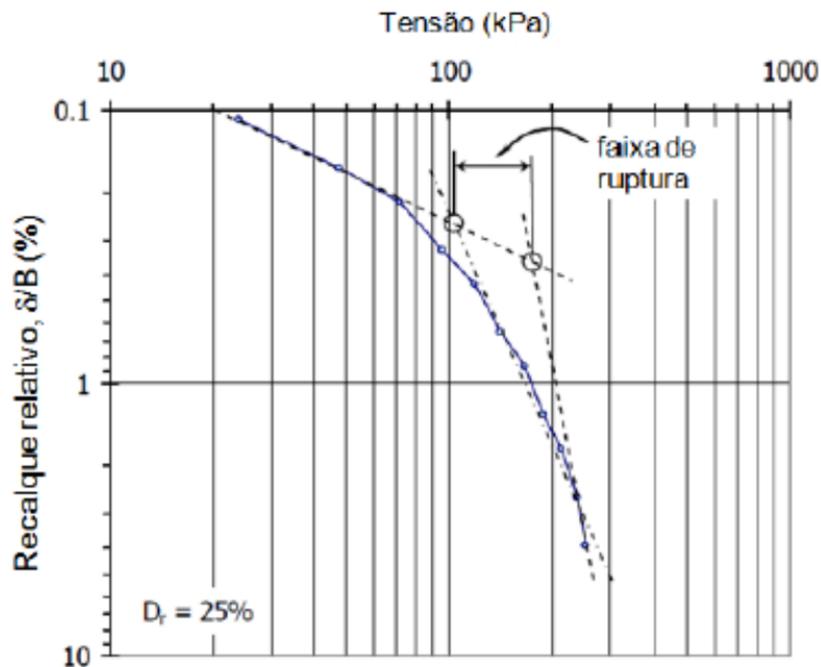


Figura 2.23 - Critério de duas inclinações (TRB, 2010).

O pioneiro em equacionar a capacidade de carga (Q_u) de uma fundação superficial foi Terzaghi (1943). Em seus estudos, uma ruptura generalizada pode ser calculada utilizando a Equação 3.

$$Q_{ult} = c' * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma' * B * N_\gamma * S_\gamma \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

Q_{ult} : tensão de ruptura.

c' : intercepto coesivo.

N_c, N_q, N_γ : fatores de capacidade de carga.

S_c, S_q, S_γ : fatores de forma.

q: sobrecarga.

γ' : peso específico do solo.

B: largura da fundação.

Posteriormente, diversos outros autores (HANSEN, 1961, 1970; MEYERHOF, 1953; VESIC, 1963, 1975) realizaram estudos com o intuito de refinar a fórmula de Terzaghi. Meyerhof (1953) considerou uma prolongação da superfície de ruptura na camada superficial do terreno, por isso, deve-se levar em consideração a resistência ao cisalhamento dessa camada de solo, não somente a sobrecarga gerada. Hansen (1961) complementou os estudos de Meyerhof (1953) analisando outros fatores (forma da fundação, a profundidade de assentamento e a inclinação da carga). Posteriormente, Hansen (1970) analisou a inclinação do terreno e da própria fundação. Vesic (1975) passou a considerar a compressibilidade do solo. Atualmente, o cálculo da capacidade de carga de uma fundação se dá pela Equação 4.

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

(Equação 4)

Onde:

s_c, s_q, s_γ : fatores de forma;

i_c, i_q, i_γ : fatores de inclinação da carga;

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

g_c, g_q, g_γ : fatores de inclinação do terreno;

d_c, d_q, d_γ : fatores de profundidade.

Os fatores de capacidade de carga N_c e N_q , que constam na Equação 4, são utilizadas a metodologia de cálculos propostas por Prandtl (1920) e Reissner (1924).

$$N_q = e^{\pi * tg \Phi} * tg^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right)$$

(Equação 5)

$$N_c = \cotg \Phi * (N_q - 1)$$

(Equação 6)

Por outro lado, para o cálculo do fator N_γ , não há um consenso na literatura, cada autor sugeriu uma equação distinta.

$$N_\gamma = 2,0 * (N_q - 1) * tg (1,4 * \Phi') \quad (\text{MEYERHOF, 1953}) \quad (\text{Equação 7})$$

$$N_\gamma = 1,5 * (N_q - 1) * tg \Phi' \quad (\text{HANSEN, 1970}) \quad (\text{Equação 8})$$

$$N_\gamma = 2,0 * (N_q + 1) * tg \Phi' \quad (\text{VESIC, 1975}) \quad (\text{Equação 9})$$

Por fim, cabe ressaltar que as equações 3 e 4 foram desenvolvidas a partir de ensaios em solos rígidos, ou seja, em que ocorrem rupturas generalizadas. Em outros tipos de solos, por exemplo areias fofas e argilas moles, que estão sujeitos a rupturas por puncionamento, utilizam-se as mesmas equações, necessitando aplicar uma redução nos parâmetros de resistência (Φ e C), sugeridos por Terzaghi (1943):

$$C' = \frac{2}{3} * C$$

$$\Phi' = \arctg \left(\frac{2}{3} * tg \Phi \right)$$

2.4.3 Fundações superficiais assentes em solos estratificados

Os estudos citados anteriormente consideravam o maciço de solo homogêneo. Todavia, na prática da engenharia geotécnica, isso por vezes não ocorre, podendo apresentar solos com formações distintas. Em regiões de solos sedimentares, comumente as sondagens apontam um solo estratificado, alternando camadas de solos argilosos e arenosos, que apresentam características mecânicas variáveis. Conforme Mesavilla (2020), “Os solos, em sua maioria, não são homogêneos e sim formados por diversas camadas, normalmente horizontais e aproximadamente paralelas à superfície do solo”. Com isso, é possível encontrar solos com camadas e resistências distintas no interior do maciço do que as camadas superiores. Portanto, diversos estudos foram realizados para o entendimento do comportamento de fundações superficiais assentes sobre solos estratificados

Terzagui (1948) foi o pioneiro a estudar uma fundação apoiada em um solo com camadas distintas, sendo a camada superior mais resistente do que a camada inferior. Foi considerado que a camada superior distribui a carga em uma maior área, ocorrendo uma redução na sua intensidade. Terzaghi e Peck (1948) propuseram que a carga espalhasse em uma razão de 2:1, gerando um ângulo de aproximadamente 27° com a vertical, conforme Figura 2.24. Com isso, a ruptura do sistema ocorre quando a capacidade de carga do solo inferior é atingida.

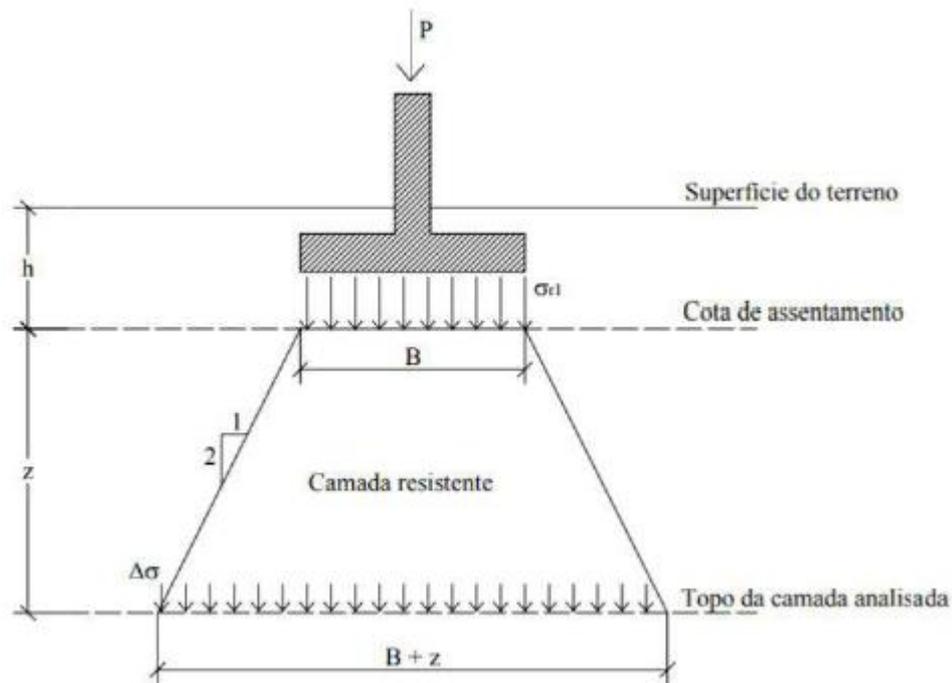


Figura 2.24- Propagação da tensão em uma areia sobrejacente a uma argila, com uma razão 2:1 (TERZAGHI E PECK, 1948).

Onde:

P = Carga aplicada;

B = Largura da fundação;

z = Profundidade da camada analisada.

Jacobsen et al (1977) propuseram uma inclinação de espalhamento da tensão de $2/\beta$, através de ensaios em modelo reduzido, aprimorando o método proposto por Terzaghi (1948). Burd e Frydman (1997) reportaram que é possível obter uma capacidade de carga de uma fundação superficial apoiada em um solo estratificado utilizando os métodos convencionais, desde que a espessura da camada superficial seja suficientemente maior do que a largura da fundação.

Entretanto, caso essa espessura seja próxima da largura da fundação, os métodos convencionais não fornecerão dados confiáveis.

Meyerhof (1974) propôs uma teoria para o cálculo da capacidade de carga de uma fundação superficial apoiada em um sistema de dupla camada, com a camada superior composta por uma areia e a inferior uma argila. Quando a capacidade de carga do solo granular (q_s) é exponencialmente superior à do solo coesivo (q_c), ocorre a formação de uma superfície de ruptura piramidal na camada de areia e é empurrada para dentro da camada de argila, ocasionando uma ruptura generalizada. Este mecanismo de ruptura pode ser observado na Figura 2.25. Com isso, o ângulo de atrito da areia (Φ) e a resistência não drenada da argila (S_u) são mobilizados na zona de ruptura.

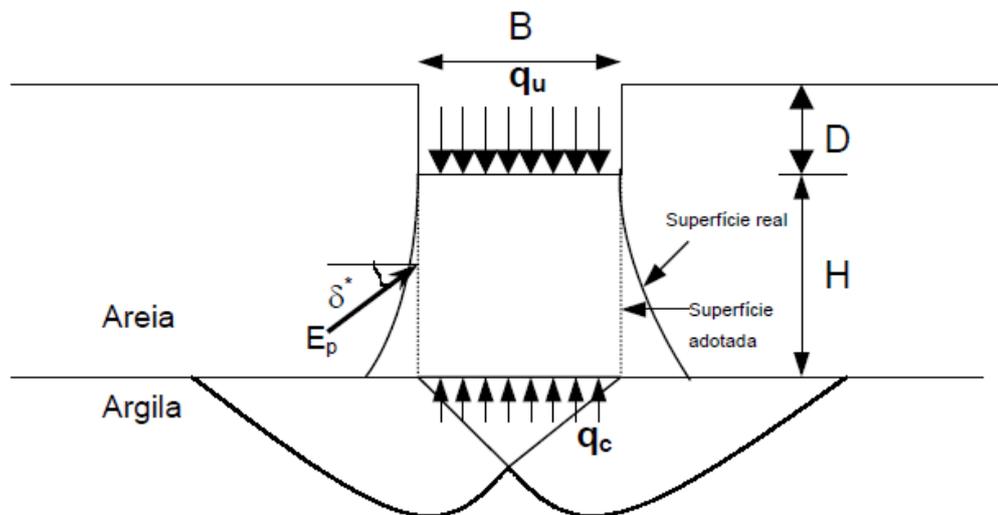


Figura 2.25 - Mecanismo de ruptura de Meyerhof (1974). Adaptado de Thomé (1999).

O autor sugere um ângulo δ' , visto na Figura 2.25, que atua para cima em um plano vertical através da borda de apoio. Ele possui uma certa variação, podendo ser considerado na prática como:

$$\delta' = \frac{2}{3} * \phi \quad (\text{Equação 10})$$

Além disso, o autor sugere as seguintes equações para a capacidade de carga de uma fundação corrida em um sistema de dupla camada:

$$q_u = c * N_c + 2 * P_p * \sin\left(\frac{\delta}{B}\right) + \gamma * D \quad (\text{Equação 11})$$

$$P_p = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \left(1 + 2 * \frac{D}{H}\right) * \frac{K_p}{c_o} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

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

γ : peso específico da areia.

K_p : coeficiente de pressão passiva da terra.

Além disso, o autor propôs as forças de ruptura verticais na areia podem ser obtidas utilizando a teoria do empuxo passivo (E_p), em que o coeficiente de empuxo passivo (k_p) é substituído pelo coeficiente de punção (k_s), através da Equação 13:

$$K_s * tg(\phi) = K_p * tg(\delta') \quad (\text{Equação 13})$$

Onde:

ϕ : ângulo de atrito interno do solo

δ' : inclinação do empuxo passivo em relação à horizontal

Substituindo as equações 13 e 12 na equação 11 tem-se:

$$q_u = C * N_c + \gamma * H^2 * \left(1 + 2 * \frac{D}{H}\right) * K_s * tg\left(\frac{\phi}{B}\right) + \gamma * D \quad (\text{Equação 14})$$

Estendendo a análise de fundações corridas para sapatas circulares, onde o empuxo passivo E_p é aplicado em uma superficial cilíndrica, através da borda da sapata e de área superficial s , chega-se a Equação 15.

$$q_u = 1,2 * c * N_c + 2 * \gamma * H^2 * \left(1 + 2 * \frac{D}{H}\right) * s * K_s * tg\left(\frac{\phi}{B}\right) + \gamma * D \quad (\text{Equação 15})$$

2.4.4 Fundações superficiais assentes em um sistema de dupla camada com camada artificialmente cimentada

Moreira (2020), seguindo os estudos de Foppa (2016) e Caballero (2019), propôs uma metodologia para o cálculo da capacidade de carga de uma fundação superficial circular assente sobre uma camada finita de solo artificialmente cimentado. Para isso, deve-se considerar o sistema (fundação + reforço) atuam como um elemento único, com a ruptura ocorrendo no solo natural e com um deslocamento que demonstre sinais na superestrutura. Para que isso ocorra, as seguintes premissas devem ser seguidas:

- I. Fundação superficial circular;
- II. Carregamento vertical centrado;
- III. Superfície do terreno, base da fundação e reforço planos e horizontais;
- IV. Solo de base com baixa capacidade de suporte (sujeito a ruptura do tipo puncionamento) sem ou com baixa coesão;
- V. Ausência de atrito nas paredes laterais do reforço.

Seguindo os critérios citados anteriormente, a capacidade de carga pode ser calculada utilizando a Equação 16.

$$p = q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma' * D_c * N_\gamma * S_\gamma \quad (\text{Equação 16})$$

onde:

p: capacidade de carga normalizada, equivale à carga última P_u dividida pela área da base do reforço.

q: sobrecarga equivalente à altura do solo acima da base do reforço.

γ' : peso específico efetivo (solo natural).

D_c : diâmetro total do reforço.

N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga calculados com base no ângulo de atrito interno da areia (ϕ')

Os fatores de carga N_q e N_γ , podem ser calculados utilizando as equações 5 e 6.

A carga última sendo calculada conforme:

$$P_u = p * (\pi * \frac{D_r^2}{4})$$

(Equação 17)

A tensão média atuante no solo de base da fundação é calculada conforme a Equação 18.

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{\pi * D^2/4} = p * (\frac{D_r}{D})^2$$

(Equação 18)

Caso seja possível ocorrer uma ruptura catastrófica, na qual ocorra a fissuração da camada de reforço, essa ruptura ocorrerá quando a tensão de tração atuante for maior do que a resistência à tração do solo-cimento (Cimento Portland), sendo necessária a aplicação de um fator de segurança. Com isso, a tensão máxima de tração pode ser calculada pela Equação 19.

$$\sigma_{tmáx} = 5,15 * p * \left(\frac{T_r}{H_r}\right)^{1,44} \leq \frac{q_t}{FS}$$

(Equação 19)

Onde:

$\sigma_{tmáx}$: tensão máxima de tração.

p: capacidade de carga normalizada. Equivale à carga última P_u dividida pela área da base do reforço.

H_r : espessura da camada de reforço.

T_r : extensão adicional da camada de reforço.

q_t : resistência à tração determinada a partir de ensaios de tração por compressão diametral.

FS: fator de segurança para a resistência à tração da camada de reforço.

2.5 CAMPO EXPERIMENTAL E O SOLO RESIDUAL DA CIDADE DE PASSO FUNDO/RS

O solo residual da região de Passo Fundo, no estado do Rio Grande do Sul possui propriedades diferentes dos solos estudados na geotecnia clássica. Com isso, nos últimos anos diversos estudos vêm sendo realizados para caracterizá-los. (ROSA e THOMÉ, 2004; RUYER, 2011; RIZZON, 2016; THOMÉ et al., 2017; CARRETTA, 2018; SCHULZ, 2020; FANTE, 2021). O Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) vem realizando diversos estudos sobre o solo da cidade de Passo Fundo, região norte do estado do Rio Grande do Sul. Esses estudos estão situados dentro do Campus I da Universidade de Passo Fundo, no Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC).

O solo da cidade de Passo Fundo/RS caracteriza-se por ser um solo residual homogêneo pertencente à província geológica do planalto Rio-Grandense, segundo a geologia do Rio Grande do Sul e à bacia do Paraná, segundo a geologia do Brasil. Ele é oriundo do intemperismo e a rocha mãe é o basalto (BERTORELLI; HARALVY, 1998). Segundo Streck et al. (2002), a classificação pedológica do solo é um Latossolo Vermelho distrófico Típico Argissolo. Ele possui características drenadas, altamente intemperizado e com uma sequência de horizontes A-B-C. Além disso, possui predominância de caulinita e óxido de ferro, proporcionando uma baixa troca catiônica (THOMÉ et al., 2017; MESAVILLA, 2020;). A Tabela 2.6 apresenta um resumo das propriedades físicas do solo estudado por alguns autores citados previamente.

Tabela 2.6 - Características geotécnicas do solo residual do campo experimental.

Parâmetro (unidade)	Valor					
	Dalla Rosa (2004) ⁽¹⁾	Ruver (2011)	Rizzon (2016)	Thomé et al. (2017)	Carretta (2018)	Schulz (2020)
Porção de Argila (%)	64,60	59,00	-	68,00	60,00	50,00
Porção de Silte (%)	7,20	19,90	-	5,00	5,00	16,00
Porção de Areia (%)	28,20	21,10	-	27,00	35,00	33,00
Porção de Pedregulho (%)	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00
Classificação SUCS	MH	CL	-	CH	ML	ML
Limite de Liquidez (%)	54,20	41,20	-	53,00	42,00	32,00
Limite de Plasticidade (%)	35,50	31,10	-	42,00	31,00	41,00
Índice de Plasticidade (%)	18,70	9,10	-	11,00	11,00	9,00
Teor de Umidade (%)	34,90	28,90	33,00	34,00	34,60	28,50
Peso Específico dos Grãos (kN/m ³)	27,40	26,70	-	26,70	26,50	26,40
Peso Específico Natural (kN/m ³)	-	-	16,10	16,30	15,60	15,40
Peso Específico Aparente Seco (kN/m ³)	-	-	12,10	-	11,60	12,00
Índice de Vazios	-	-	1,21	1,20	1,28	1,21
Grau de Saturação (%)	-	-	73,00	75,70	72,00	62,40
Porosidade (%)	-	-	-	54,00	55,00	54,60
Condutividade Hidráulica (m/s)	-	-	1,07 x 10 ⁻⁵	1,39 x 10 ⁻⁵	-	-

⁽¹⁾ Valores médios a partir dos dados de amostras ao longo do perfil do solo, até a profundidade de 5m, apresentados nos estudos de Dalla Rosa e Thomé (2004) e Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004).

Fonte: Fante (2021).

O solo do campo experimental pode ser caracterizado como homogêneo nos seus primeiros metros, tendo seus índices físicos (*i.e.* granulometria, limites de Atterberg, e peso específico) constantes até uma profundidade de 5m, conforme visto na Figura 2.26 (ROSA; THOMÉ, 2004; THOMÉ et al. 2004).

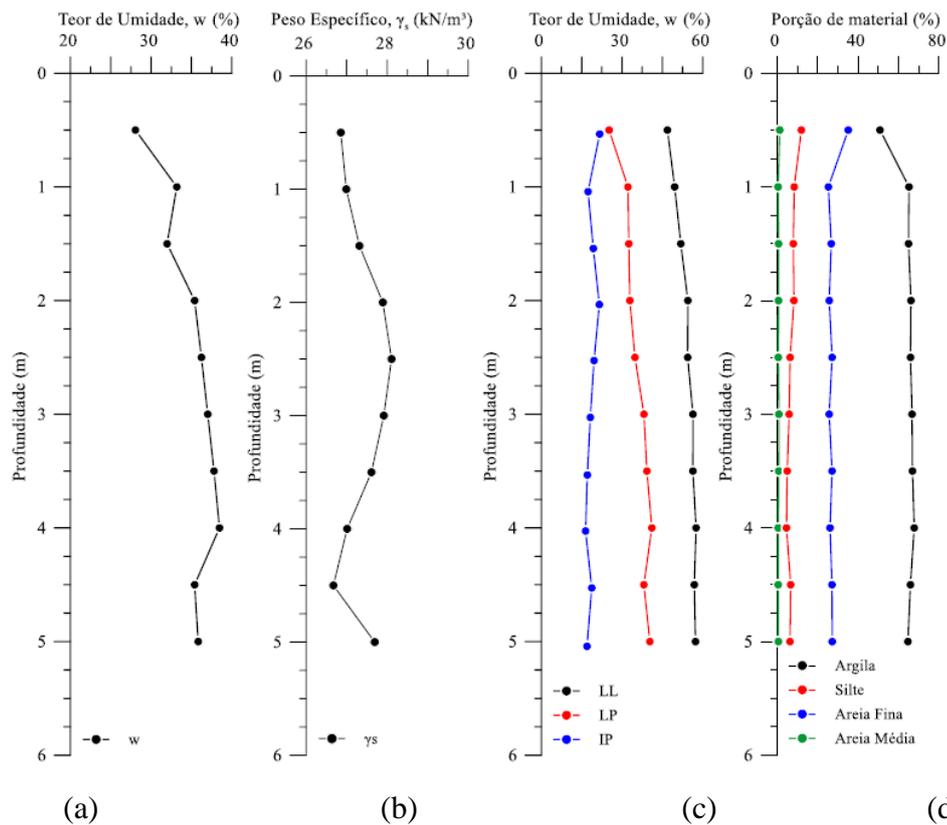


Figura 2.26 – Índices físicos do solo do campo experimental: (a) Teor de umidade, (b) Peso específico, (c) Limites de Atterberg, (d) Tamanho das partículas. Adaptado de Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004).

Pode-se observar na figura acima que o solo é composto majoritariamente de partículas de argila, de peso específico médio de 27 kN/m³ e umidade média de 35%. Ruver (2011) relatou que existe pouca variação sazonal no teor de umidade dentro da massa de solo. Além disso, o autor obteve a granulometria do material através de ensaios de sedimentação com e sem o uso de defloculante, obtendo resultados similares. As curvas granulométricas do solo do campo experimental obtida por Ruver (2011), Carretta (2018) e Schulz (2020) pode ser observada na Figura 2.27.

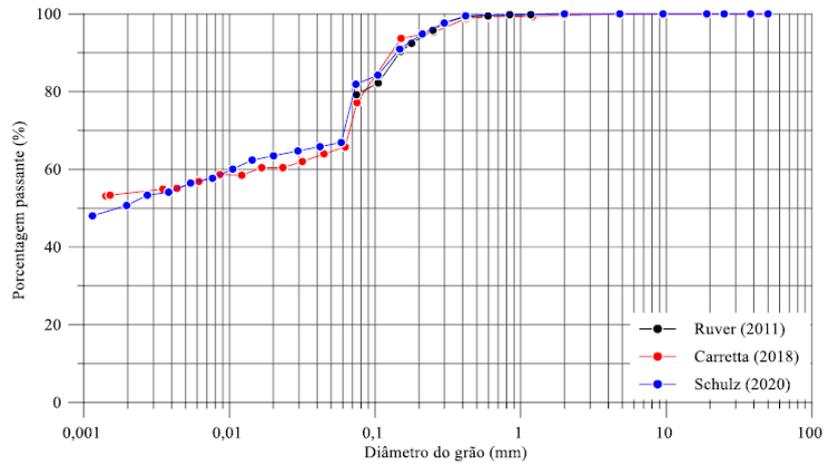


Figura 2.27 – Curvas granulométricas do solo do campo experimental da Universidade de Passo Fundo. Fonte (2021)

É possível observar um similaridade entre os ensaios dos diferentes autores. Junior e Thomé (2005) realizaram ensaios de sondagem a percussão SPT, sendo uma com o circulação de água, conforme Figura 2.28 e outra sem circulação de água, conforme Figura 2.29.



Figura 2.28 – Ensaio de sondagem a percussão do solo do campo experimental com circulação de água. Fonte: Junior e Thomé (2005).

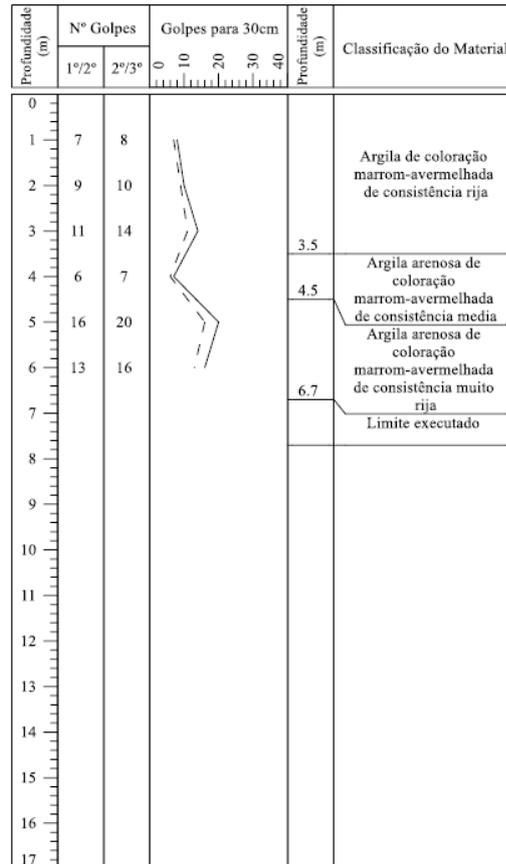


Figura 2.29 - Ensaio de sondagem a percussão do solo do campo experimental sem circulação de água. Fonte: Junior e Thomé (2005).

Analisando os perfis de sondagem acima, pode-se observar um perfil homogêneo no solo, assim como na Figura 2.26, característica de solos residuais (FANTE, 2021). Além disso, não foi observado nível freático. Faro (2014) realizou 5 ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT), em diferentes pontos do campo experimental, conforme observado na Figura 2.30. Assim como nos ensaios SPT (LOPES JUNIOR, THOMÉ, 2005), pode-se observar um perfil de solo homogêneo, principalmente até a profundidade de 15m. Através do índice de classificação do material I_c (ROBERTSON, WRIDE, 1998), pode-se observar um comportamento não drenado no solo (FARO, 2014).

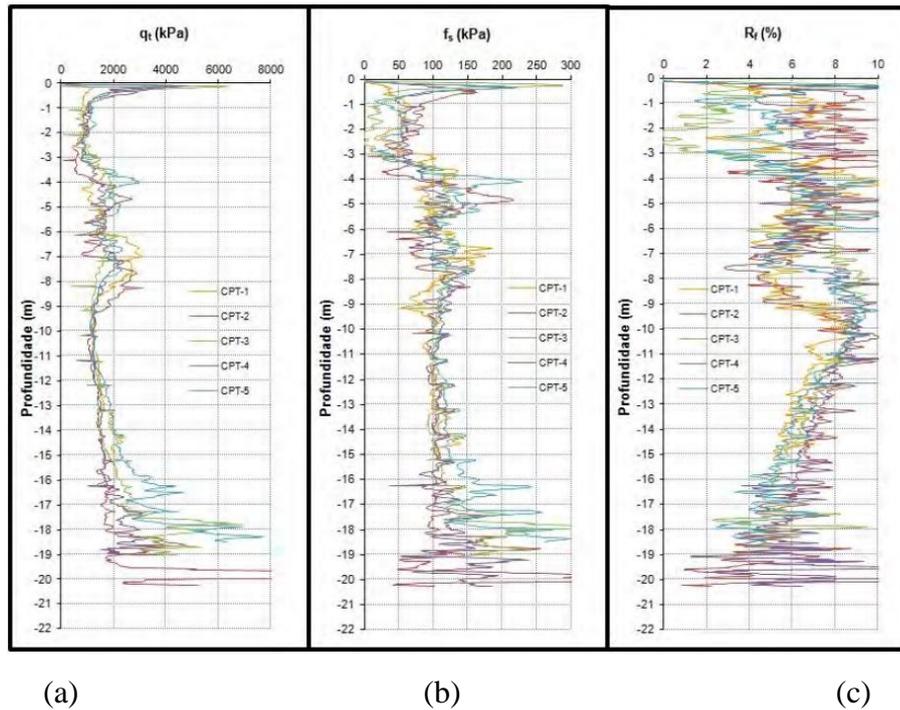


Figura 2.30 – Ensaios CPT do campo experimental: (a) Resistência de ponta, (b) Resistência lateral, (c) Razão de atrito (FARO, 2014).

Diversos autores buscaram determinar a capacidade de carga do solo residual do campo experimental através de ensaios de placa (ROSA, 2003; CONSOLI et al., 2020; FANTE, 2021). Para a realização dos ensaios, os autores sugerem realizar uma limpeza da superfície do terreno, com o intuito de nivelá-la. Além disso, é recomendada a utilização de uma fina camada de areia seca, de aproximadamente 1cm, com o intuito de garantir uma transmissão uniforme das tensões entre a placa e o solo, conforme Figura 2.31.



Figura 2.31 – Ensaio de placa sobre o solo do campo experimental: (a) Instalação da placa com uma camada de areia, (b) Ruptura por puncionamento do solo.

Outros autores realizaram provas de carga com placas. Sasso (2020) realizou provas de carga sobre sapatas de concreto armado, enquanto Wagner (2020) realizou sobre sapatas de concreto armado estaqueadas. Todos os ensaios tem como resultados curvas de tensão ou carga *versus* deslocamento, conforme pode ser visto na Figura 2.32 e Figura 2.33.

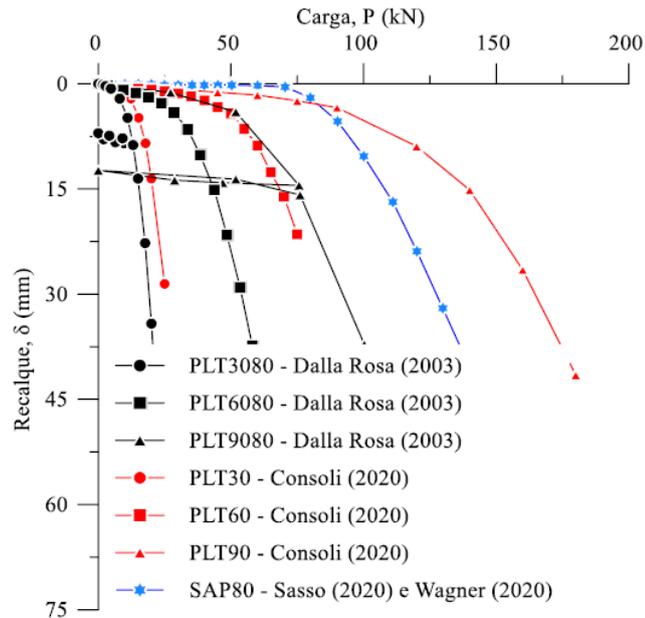


Figura 2.32 – Curva carga *versus* recalque de diversos ensaios de placa sobre o solo do campo experimental (ROSA, 2003; CONSOLI, 2020; SASSO, 2020; WAGNER, 2020)

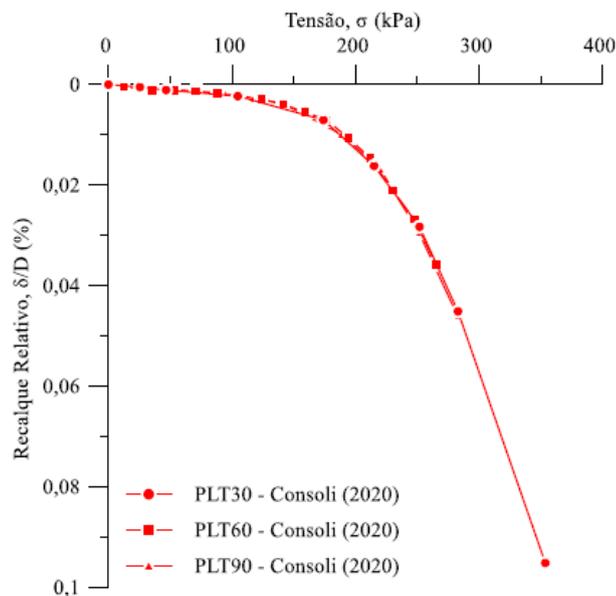


Figura 2.33 - Curva tensão *versus* recalque relativo de diversos ensaios de placa sobre o solo do campo experimental (CONSOLI, 2021).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental deste trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de um cimento seco álcali-ativado utilizando como material precursor metacaulim e cal de carbureto, e como material ativador silicato de sódio. Para isso, realiza-se o estudo das propriedades de resistência mecânica (q_u e q_t) do cimento, com posterior estudo do comportamento desse cimento em uma areia artificialmente cimentada aplicada em uma camada de reforço para ensaio de placa em campo. Esse capítulo contém toda a metodologia utilizada no decorrer do trabalho, assim como o passo a passo seguido. Esse trabalho divide-se em três fases principais, sendo elas:

- I. Etapa de ensaios laboratoriais;
- II. Etapa de ensaios de campo;
- III. Etapa de ensaios de compressão triaxiais.

A etapa de ensaios laboratoriais iniciou-se pela coleta e aquisição dos materiais utilizados, assim como o tratamento e armazenamento necessário. Após isso, buscou-se determinar as melhores proporções entre os materiais precursores e o material ativador, buscando a mistura que gera a melhor resistência mecânica para o material. Finalizada essa etapa, iniciou-se a etapa de ensaios de campo, com a execução das camadas cimentadas e realização de ensaios de placa sobre elas, além de um ensaio de placa diretamente sobre o solo residual. Por fim, na etapa de ensaios triaxiais, realizou-se a exumação das camadas ensaiadas na etapa anterior, confecção de corpos de prova a partir das próprias camadas e realização ensaios de compressão triaxial drenado. Apesar de também ser realizada em laboratório, denominou-se de forma distinta com o intuito de demonstrar ser uma etapa distinta dos ensaios iniciais da pesquisa. O Quadro 3.1 contém o resumo das etapas desenvolvidas no decorrer deste trabalho e o Quadro 3.2 apresenta as proporções e parâmetros utilizados.

Quadro 3.1 - Resumo do plano experimental.

Etapa		Material	Tratamento	Ensaio Realizado	Norma	Quantidade de ensaios	
L a b o r a t o r i a l	Caracterização dos materiais	Areia de Osório	Secagem	Massa Esp. Real do Grão	ABNT NM 52/2009	3	
			Peneiramento (#10)	Granulometria	ABNT NBR 7181/2022	1	
		Cal de Carbureto	Coleta <i>in loco</i>	Índice de vazios mínimo	Sedimentação	ABNT NBR 16605/2017	3
			Secagem				
			Moagem	Índice de vazios máximo	ABNT NBR 12051/2020	8	
			Peneiramento (#100)				ABNT NBR 16840/2020
		Armazenamento Hermético	Massa Esp. Real do Grão	Sedimentação	ABNT NBR 7181/2016	2	
		Metacaulim					Armazenamento Hermético
		Silicato de Sódio	Armazenamento Hermético	Sedimentação	ABNT NBR 7181/2016	2	
				Massa Esp. Real do Grão	ABNT NBR 16605/2017	3	
	Pré-dosagem	Mistura: Cal de Carbureto + Metacaulim + Silicato de Sódio	Mistura seca com variadas porcentagens de cada material	Compressão Simples	ABNT NBR 12025/2012	60	
				Compressão Diâmetral	ABNT NBR 7222/2011	60	
		Mistura: Cal de Carbureto + Silicato de Sódio	Mistura seca com variadas porcentagens de cada material	Compressão Simples	ABNT NBR 12025/2012	30	
				Mistura: Areia de Osório + Cal de Carbureto + Silicato de Sódio	Mistura seca com variadas porcentagens de cada material	Compressão Simples	ABNT NBR 12025/2012
Compressão Diâmetral		ABNT NBR 7222/2011	27				
Campo		Mistura com o teor ótimo	Preparação do Cimento seco	Prova de carga	ABNT NBR 6489/2019	4	
	Moldagem <i>in loco</i>						
	Solo natural	Nivelamento	Prova de carga	ABNT NBR 6489/2019	1		
	Corpo de prova retirado das camadas ensaiadas	Retirada do corpo de prova	Compressão Simples	ABNT NBR 12025/2012	2		
Compressão Diâmetral			ABNT NBR 7222/2011	2			
Ensaio Triaxial	Corpo de prova retirado das camadas ensaiadas	Retirada do corpo de prova	Compressão Triaxial Drenado (CID)	ASTM D7181/2020	6		

Quadro 3.2 – Proporções e Parâmetros utilizados

Etapa		Material	Proporções e Parâmetros Utilizadas
Laboratorial	Pré-dosagem	Mistura: Cal de Carbureto + Metacaulim + Silicato de Sódio	0,1:1 a 1:1 Silicato de Sódio : Cal de Carbureto + Metacaulim
		Mistura: Cal de Carbureto + Silicato de Sódio	0,1:1 a 1:1 Silicato de Sódio:Cal de Carbureto
	Dosagem	Mistura: Areia de Osório + Cal de Carbureto + Silicato de Sódio	$\gamma_d = 16, 17 \text{ e } 18 \text{ kN/m}^3$ Teor de cimento = 3, 5 e 7% Tempo de cura = 7 e 28 dias
Campo		Mistura com o teor ótimo	$\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$ Teores de cimento = 4,04% e 19,11%
Ensaio Triaxial		Corpo de prova retirado das camadas ensaiadas	$n/Biv^{0,28} = 14$ $n/Biv^{0,28} = 24$

3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1.1 Areia de Osório

A areia utilizada nesse trabalho é a areia de Osório. A jazida na qual ela é extraída localiza-se na cidade de Osório, região costeira do Estado do Rio Grande do Sul, conforme Figura 3.1. Caracteriza-se por ser uma areia fina (ABNT, 2022), de cor clara e uniforme, segundo a D2487 (ASTM, 2011), que adota a o sistema unificado de classificação de solos (SUCS).



Figura 3.1 - Cidade de Osório/RS (Disponível em:

[https://pt.wikipedia.org/wiki/Os%C3%B3rio_\(Rio_Grande_do_Sul\)](https://pt.wikipedia.org/wiki/Os%C3%B3rio_(Rio_Grande_do_Sul)). Data de acesso: 04/05/2021).

A areia possui uma umidade natural, necessitando ser seca em estufa à uma temperatura de 100°C durante 24h. Após isso, peneirou-se o material em uma peneira #10 retirar eventuais impurezas do material, conforme Figura 3.2.



Figura 3.2 – Tratamento da areia de Osório: (a) Secagem; (b) Peneiramento da areia de Osório.

Com o material seco passante na peneira #10, realizou-se os seguintes ensaios de caracterização:

- I. Granulometria;
- II. Massa específica;
- III. Índice de vazios mínimo;
- IV. Índice de vazios máximo.

O ensaio de Granulometria (ABNT, 2022) tem como objetivo a determinação do tamanho das partículas do solo, para isso, passou-se o material por peneiras de diferentes tamanhos de aberturas, conforme Figura 3.3. Com isso, conforme o tamanho da partícula, a mesma acaba sendo retida por uma determinada peneira.



Figura 3.3 - Granulometria da areia de Osório.

O ensaio de Massa específica realizado, seguindo a NM 52 (ABNT, 2009), tem como objetivo obter o valor da massa específica do grão de areia, para isso utilizou-se a técnica do picnômetro, conforme Figura 3.4. A realização do ensaio inicia-se por colocar 60g da areia dentro do recipiente com água suficiente para cobrir o material e colocar o recipiente em banho maria por 2h, para que seja retirado o ar do material. Posteriormente, completa-se com água até a marca do picnômetro, para que com essa medida, junto com a medida do picnômetro completo somente com água seja possível obter a massa específica do material.



Figura 3.4 - Massa específica da areia de Osório.

O ensaio de Índice de vazios mínimo (ABNT, 2020a) tem como objetivo determinar o menor índice de vazios que pode ser obtido com a areia de Osório. Para isso, utilizou-se de um soquete para a compactação do material e o a mesa vibratória, conforme Figura 3.5.



Figura 3.5 - Índice de vazios mínimo da areia de Osório: (a) compactação; (b) uso da mesa vibratória.

O ensaio de Índice de vazios máximo (ABNT, 2020b) tem como objetivo determinar o maior índice de vazios que pode ser obtido com a areia de Osório. O ensaio consiste em despejar a areia em um cilindro aplicando a menor energia possível, para isso utiliza-se um funil que reduz a velocidade de queda do material, conforme Figura 3.6.



Figura 3.6 - Índice de vazios máximo da areia de Osório.

3.1.2 Metacaulim

O metacaulim utilizado nessa pesquisa é o metacaulim vendido comercialmente. Para corroborar as propriedades fornecidas pelo fabricante, além de obter informações mais completas sobre o material, foram realizados os ensaios de massa específica, conforme Figura 3.7, e de granulometria por sedimentação, conforme Figura 3.8.

Para a determinação do tamanho das partículas do material, por tratar-se de um material fino, foi realizado o ensaio de sedimentação, seguindo a NBR 7181/2016 (ABNT, 2016). Conforme a norma, coloca-se a amostra submersa no defloculante por um período de 12h antes da realização, conforme Figura 3.8a. O ensaio baseia-se na lei de Stokes, que quanto maior o tamanho a partícula, mais rapidamente o material se depositará no fundo da proveta, conforme Figura 3.8b.

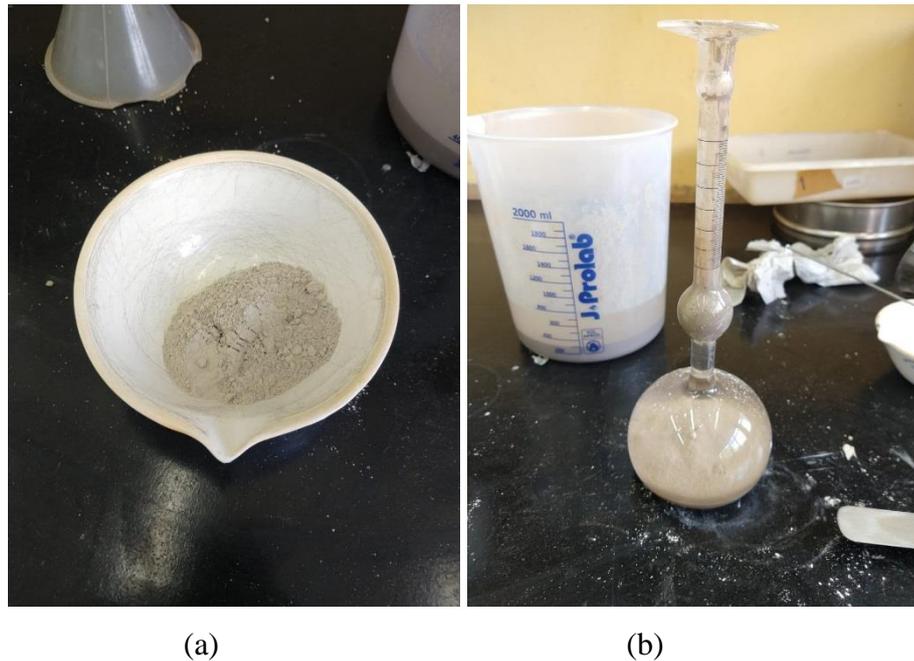


Figura 3.7 - Ensaio de massa específica do Metacaulim: (a) preparação; (b) execução.

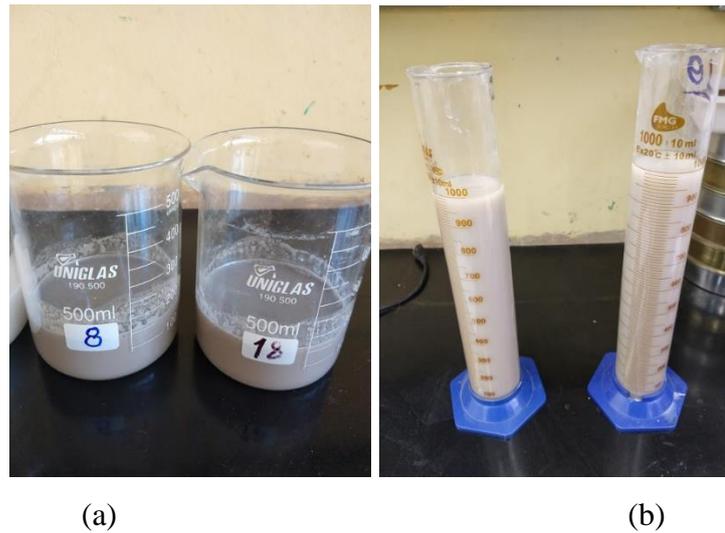


Figura 3.8 - Ensaio de sedimentação do Metacaulim: (a) preparação; (b) execução.

3.1.3 Silicato de Sódio

O Silicato de Sódio utilizado é na forma sólida em pó, caracteriza-se por ser um material fino, de coloração branca. Como as propriedades do material fornecidas pelo fabricante não especifica as quantidades exatas de cada material, além da umidade do material, foram realizados os ensaios de massa específica, seguindo NBR 16605 (ABNT, 2017), conforme Figura 3.9b e de teor de umidade, seguindo a NBR 1657/2016 (ABNT, 2016a), conforme Figura 3.9c.

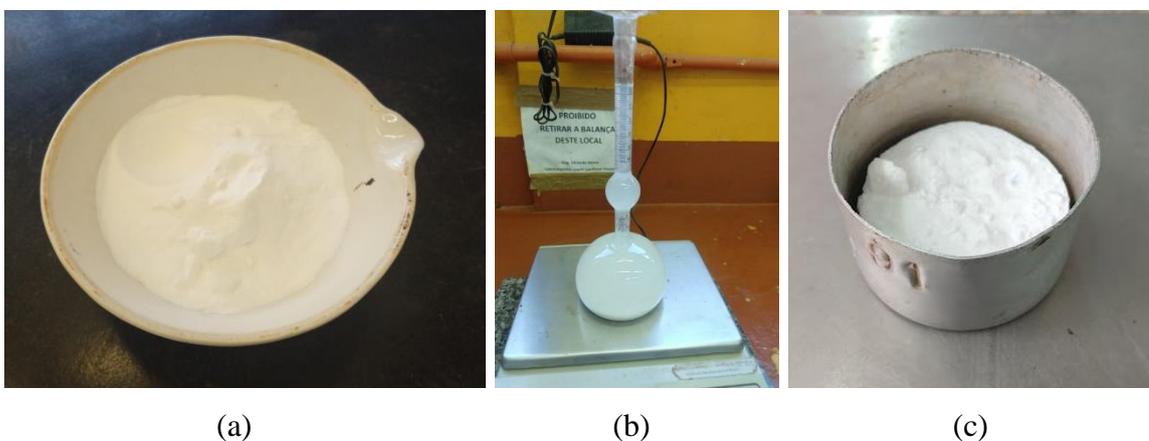


Figura 3.9 - Silicato de sódio: (a) amostra do material; (b) ensaio de massa específica; (c) teor de umidade.

3.1.4 Cal de Carbureto

A cal de carbureto utilizada é um subproduto da produção do gás acetileno. A mesma foi coletada na cidade de Sapucaia do Sul, no estado do Rio Grande do Sul. A localização da fábrica é mostrada na Figura 3.10. No local existe a produção de gás oxigênio hospitalar e do gás acetileno, na qual a cal é gerada. Atualmente há uma geração diária de 6 toneladas de cal de carbureto, ou seja, 180 t/mês. Em sua capacidade máxima de operação, há uma geração de 342 t/mês (SALDANHA *et al.*, 2018).



Figura 3.10 - Sede da empresa White Martins na cidade de Sapucaia do Sul/RS. Disponível em: <https://www.google.com/maps/place/Estacionamento+White+Martins/@-29.803298,-51.1672637,539m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x95196963adef7ea9:0x9d02536ee7c2b0ab!8m2!3d-29.8040051!4d-51.1672223>. Data de acesso: 05/08/2021.

No local, a cal é armazenada em sacos fechados, conforme Figura 3.11, a fim de evitar que haja a reação do material (óxido de cálcio) e o gás dióxido de carbono presente no ar, ocorrendo a carbonatação do material (MIGUEL, 2020). No laboratório, o material foi inicialmente armazenado em recipientes plásticos e coberto com água, evitando o contato com o ar, conforme Figura 3.12a e Figura 3.12b.



Figura 3.11 - Armazenamento da cal de carbureto na empresa.



Figura 3.12 - Armazenamento da cal de carbureto: (a) seco; (b) coberto de água.

Após isso, secou-se o material em uma estufa com temperatura controlada de 60° por um período mínimo de 48h, conforme Figura 3.13a. Posteriormente, houve o destorroamento do material em um pilão de cerâmica, conforme Figura 3.13b e peneirado em uma peneira #100 (0,15 mm), afim de que haja somente material reativo. Optou-se pela utilização da peneira #100 devido a pouca produtividade utilizando a peneira #200, inviabilizando a produção em grande quantidade do material peneirado. O material passante na peneira #100 foi armazenado em recipientes hermeticamente fechados, conforme Figura 3.14, evitando assim o contato com o

ar. Para a análise granulométrica do material, realiza-se através do ensaio de sedimentação, seguindo a NBR 7181 (ABNT, 2016b), conforme Figura 3.15.

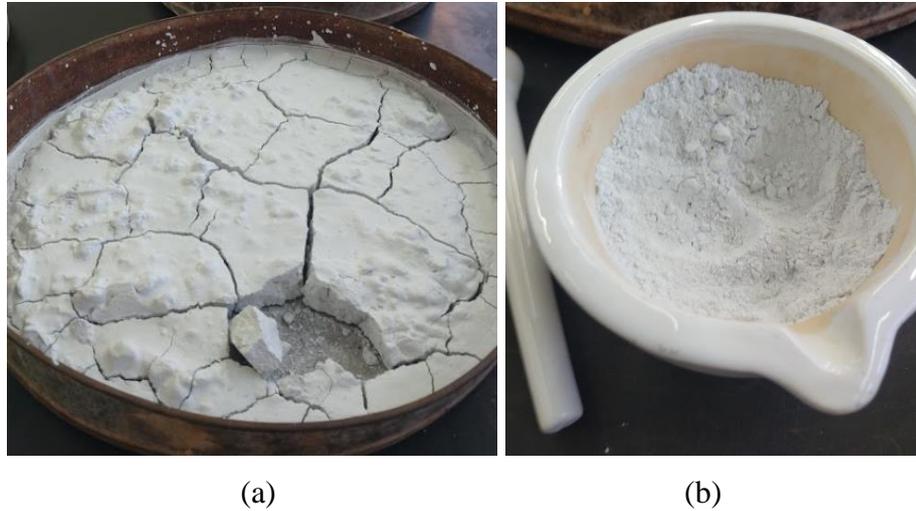


Figura 3.13 – Tratamento da cal de carbureto: (a) secagem; (b) destorroamento.



Figura 3.14 - Armazenamento da cal de carbureto peneirada.

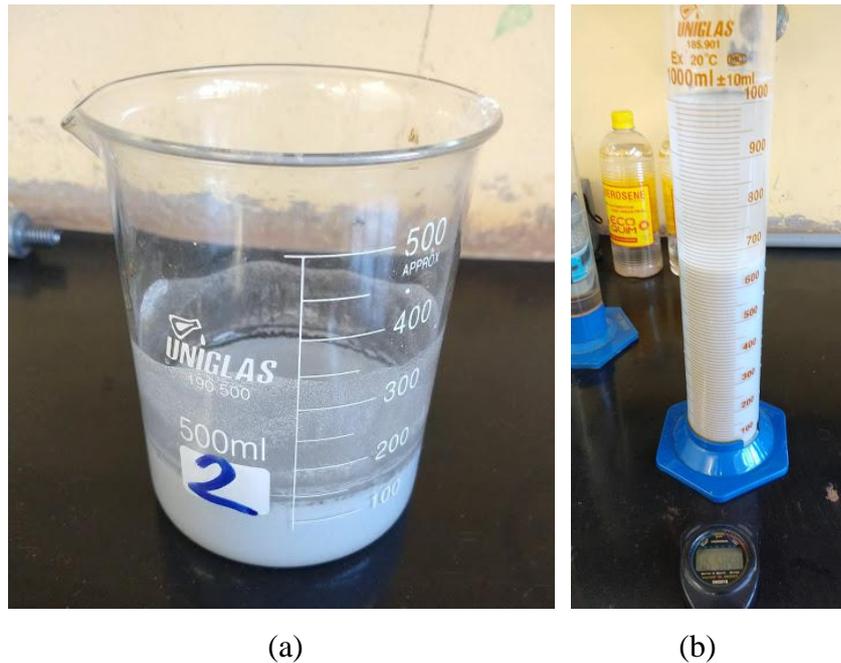


Figura 3.15 - Ensaio de sedimentação da Cal de carbureto: (a) preparação; (b) execução

3.2 PRÉ-DOSAGEM

A etapa de Pré-dosagem iniciou-se pela confecção dos moldes utilizando tubos PVC de dimensões 20 mm x 40 mm, devido a não existência de moldes prontos no tamanho necessário. Para isso, realizou-se o corte transversal da barra, além de um corte longitudinal com o intuito de facilitar o desmolde do corpo de prova, conforme Figura 3.16.



Figura 3.16 - Moldes dos corpos de prova da pré-dosagem.

Para a confecção dos corpos de prova realizou-se os seguintes passos:

- I. Homogeneização dos materiais precursores;
- II. Adição do material ativador;
- III. Homogeneização da mistura seca;
- IV. Adição da água;
- V. Homogeneização da mistura úmida;
- VI. Preenchimento dos moldes PVC;
- VII. Vibração dos corpos de prova;
- VIII. Cura em temperatura controlada.

Inicialmente foi previsto uma utilização de uma relação água/cimento de 0,45, conforme foi utilizado por Caicedo (2020), todavia o autor ressalta que deve ser utilizada a menor quantidade necessária de água, mas ser garantida a homogeneização e a trabalhabilidade da mistura. Conforme visto na Figura 3.17b, a condição de trabalhabilidade não foi alcançada. Para alcançar a trabalhabilidade necessária, foi necessária a utilização de uma relação água/cimento de 0,7, conforme Figura 3.17c, relação que foi padronizada para todas as misturas. A cura dos corpos de prova foi realizada em temperatura controlada, em local fechado e protegido da luz solar, conforme Figura 3.18.

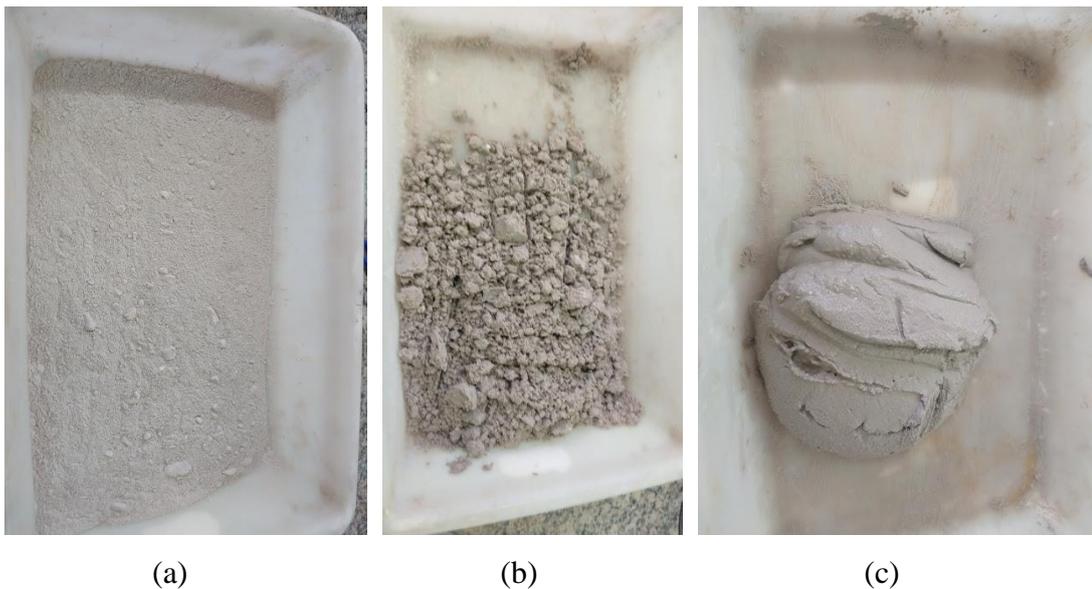


Figura 3.17 - Moldagem das pastas: (a) mistura seca; (b) mistura úmida com $a/c = 0,45$; (c) mistura úmida com $a/c = 0,7$.



Figura 3.18 - Cura dos corpos de prova da etapa de pré-dosagem: (a) acomodação dos moldes; (b) fechamento do local.

Foram utilizadas proporções de material precursor (Metacaulim + Cal de Carbureto): material ativador (Silicato de Sódio) variando de 1:0,2 à 1:1, sendo utilizada a mesma quantidade de Metacaulim e Cal de carbureto. Após o período de 6 dias, foram desmoldados os corpos de prova e realizadas as medições dos diâmetros e alturas dos corpos de prova, além da colocação em imersão em água por um período de 24h, conforme Figura 3.19, para que no 7º dia fossem executados os ensaios de compressão simples, conforme Figura 3.20 e de compressão diametral, conforme Figura 3.21.



Figura 3.19 - Pastas em imersão em água.



(a)

(b)

Figura 3.20 - Ensaio de compressão simples das pastas: (a) equipamento utilizado; (b) corpo de prova após o ensaio.



Figura 3.21 - Ensaio de compressão diametral das pastas.

Conforme os resultados obtidos nessa etapa, que constam no Capítulo 4, foi necessário realizar uma segunda determinação do teor ótimo, desta vez utilizando apenas como material precursor a cal de carbureto, sem a utilização do metacaulim. Desta vez, essa determinação foi realizada através da moldagem de corpos de prova de solo cimento. Foi adotado um peso específico de 18 kN/m^3 , uma umidade de 11% e uma quantidade de agente cimentante de 7%, variando dentro dessa quantidade de agente cimentante a relação entre silicato de sódio e a cal de carbureto, variando entre 0,1 e 1,0 a proporção de silicato de sódio : cal de Carbureto.

3.3 DOSAGEM

A etapa de dosagem iniciou-se com a preparação do molde tripartido que foi utilizado na moldagem dos corpos de prova, além do soquete necessário para a compactação do material. O molde tripartido metálico, conforme Figura 3.22a, possui dimensões de 50 x 140 mm com o colarinho. O soquete utilizado para a compactação do material foi um soquete utilizado no ensaio de compactação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2021), conforme Figura 3.22b, sendo necessário uma diminuição na sua secção.

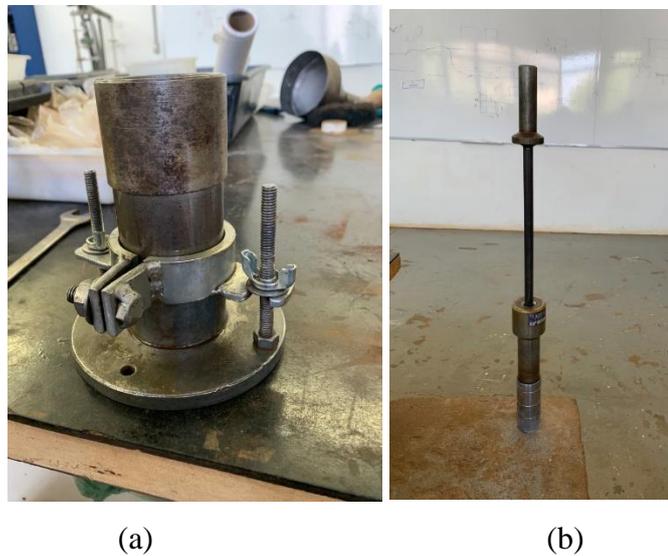


Figura 3.22 - Equipamentos utilizados na etapa de dosagem: (a) molde tripartido; (b) soquete de compactação.

Os materiais utilizados na etapa de dosagem foram previamente pesados e separados conforme a quantidade necessária. A moldagem dos corpos de prova, conforme visto na Figura 3.23, seguiu o seguinte passo a passo:

- I. Adição e homogeneização da Areia de Osório com os materiais precursores;
- II. Adição do material ativador;
- III. Homogeneização da mistura seca;
- IV. Adição da água;
- V. Preenchimento do molde tripartido com o material em três etapas;
- VI. Compactação do material em três etapas;
- VII. Cura em ambiente de temperatura e umidade controlada.



Figura 3.23 - Separação dos materiais para etapa de dosagem.

Com o intuito de obter uma relação de q_u versus n/B_{IV} , foram moldados corpos de provas variando três valores de γ_d (16 kN/m³, 17 kN/m³ e 18 kN/m³), três quantidades de agente cimentante com a proporção ideal (5%, 7% e 9%), dois tempos de cura para compressão simples (7 e 28 dias) e um tempo de cura para compressão diametral (28 dias). Inicialmente, o material ativador do agente cimentante foi composto pela mistura de quantidades iguais de Cal de Carbureto e Metacaulim, entretanto, o Metacaulim ensaiado possuía pouca reatividade. Com isso, os corpos de prova que o cimento possuía apenas a Cal de Carbureto como material precursor atingiram resistência mecânica superior. Por isso, optou-se pelo uso somente da Cal de Carbureto na etapa de ensaios de campo.

3.4 ENSAIOS DE CAMPO

A etapa de ensaios de campo, onde foram executados os ensaios de placa, conforme a NBR 6489 (ABNT, 2022), iniciou-se pela definição das propriedades geométricas e de resistência mecânicas das camadas ensaiadas. Conforme a relação q_u versus n/B_{IV} obtida na etapa de dosagem, definiu-se pela execução dos ensaios conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Propriedades físicas e geométricas das camadas cimentadas.

Camada	Diâmetro da placa (cm)	Espessura da camada de Reforço - Hr (cm)	Diâmetro da camada de Reforço - Dr (cm)	$\eta/(B_{IV}^{0,28})$	γ_d (kN/m ³)	Teor de agente cimentante (%)	Ruptura prevista
1	30	30	45	14	16,5	19,11%	Ruptura por puncionamento
2	30	30	45	24	16,5	4,04%	Ruptura da camada
3	30	30	60	14	16,5	19,11%	Ruptura por puncionamento
4	30	30	60	24	16,5	4,04%	Ruptura da camada
Solo natural	30	-	-	-	-	-	Ruptura por puncionamento

Além disso, percebendo a dificuldade de compactação das misturas na etapa de dosagem, realizou-se um ensaio de compactação Proctor, para a determinação do teor ótimo de umidade, facilitando assim a compactação em campo das camadas. Com a definição das camadas a serem ensaiadas, realizou-se a preparação do terreno onde executou-se os ensaios, conforme Figura 3.25. O local escolhido foi o patamar intermediário do Campus experimental da Universidade de Passo Fundo, localizado conforme Figura 3.24.

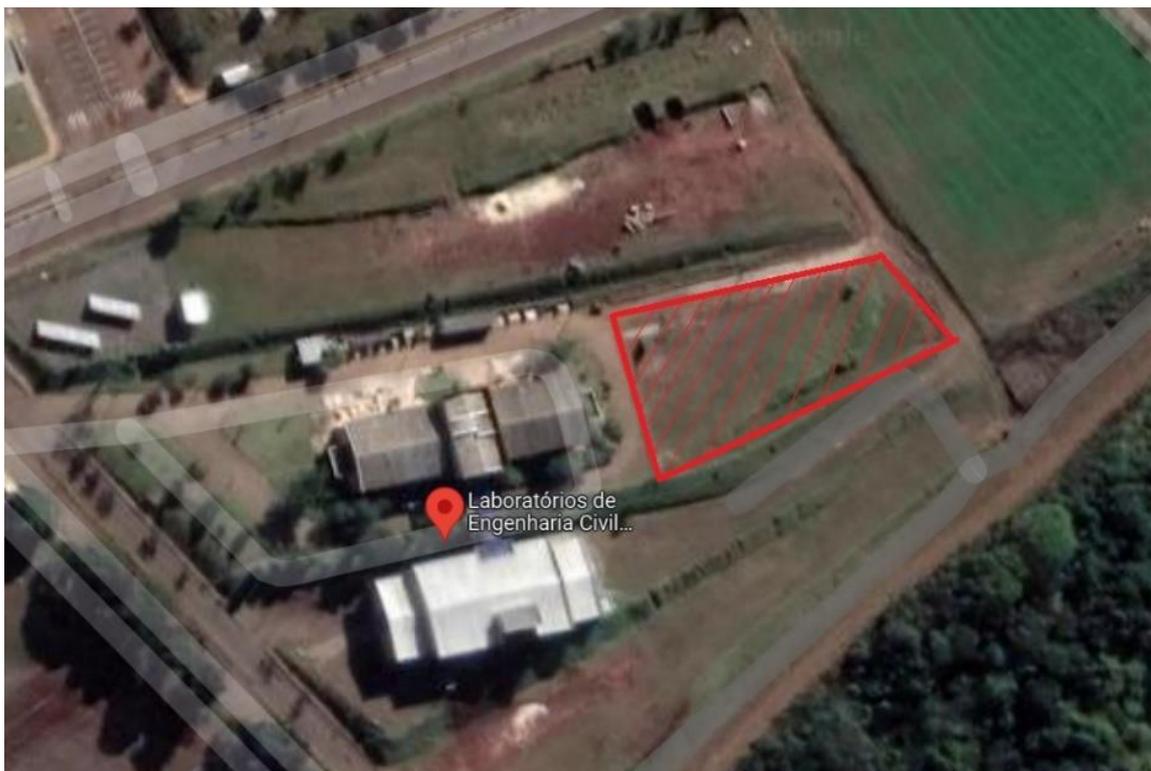


Figura 3.24 - Localização do patamar intermediário do Campus experimental da Universidade de Passo Fundo (GOOGLE MAPS, Acesso em: 31/03/2022).



Figura 3.25 - Preparação do terreno.

Após a preparação da superfície do terreno, executou-se a locação e execução das cavas das camadas cimentadas, conforme os seguintes passos:

- I. Locação das camadas. Os eixos das camadas foram locados com uma distância de 2,10m (2,5 vezes o diâmetro de borda a borda das camadas) nas duas direções com o intuito de não haver sobreposição dos bulbos de tensões gerados durante a execução e que seja inferior a distância de 3,50m das bases do pórtico de reação utilizado, conforme Figura 3.26;
- II. Abertura das cavas. Foi utilizado um equipamento de estaca escavada com diâmetro de 0,30m, conforme Figura 3.27;
- III. Alargamento manual. Para alcançar as dimensões de projeto das cavas, utilizou-se ferramentas manuais para o alargamento do diâmetro e o aumento da sua profundidade. Durante o processo, realizou-se a medição de 3 diâmetros e 3 profundidades, conforme Figura 3.28c e Figura 3.28d respectivamente, afim de garantir as dimensões finais da cava;

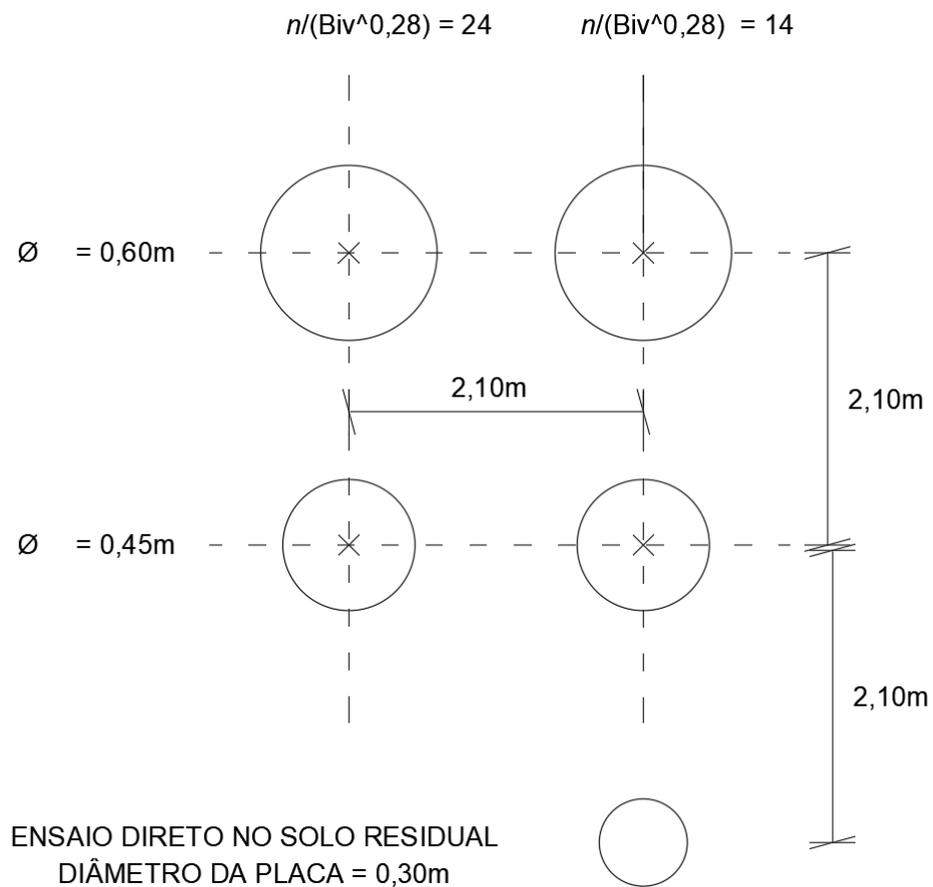


Figura 3.26 - Planta de locação das cavas.

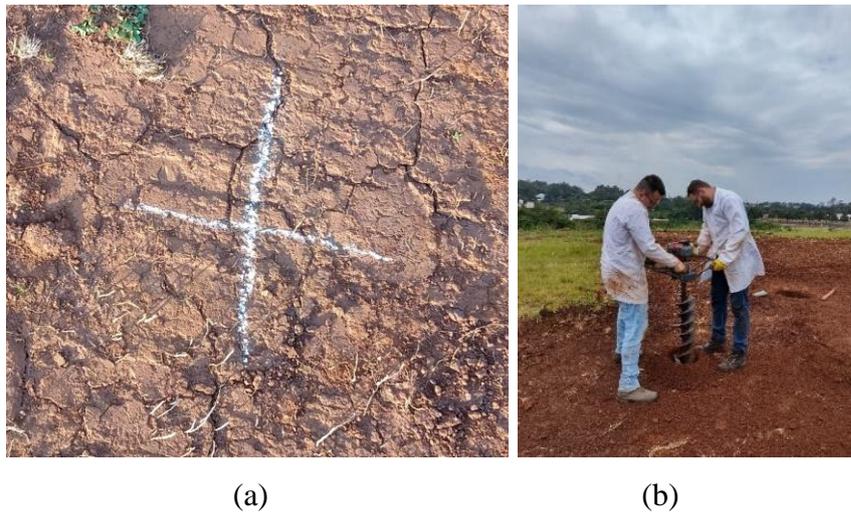


Figura 3.27 – Execução das cavas - (a) Locação; (b) Abertura com equipamento de micro estaca.

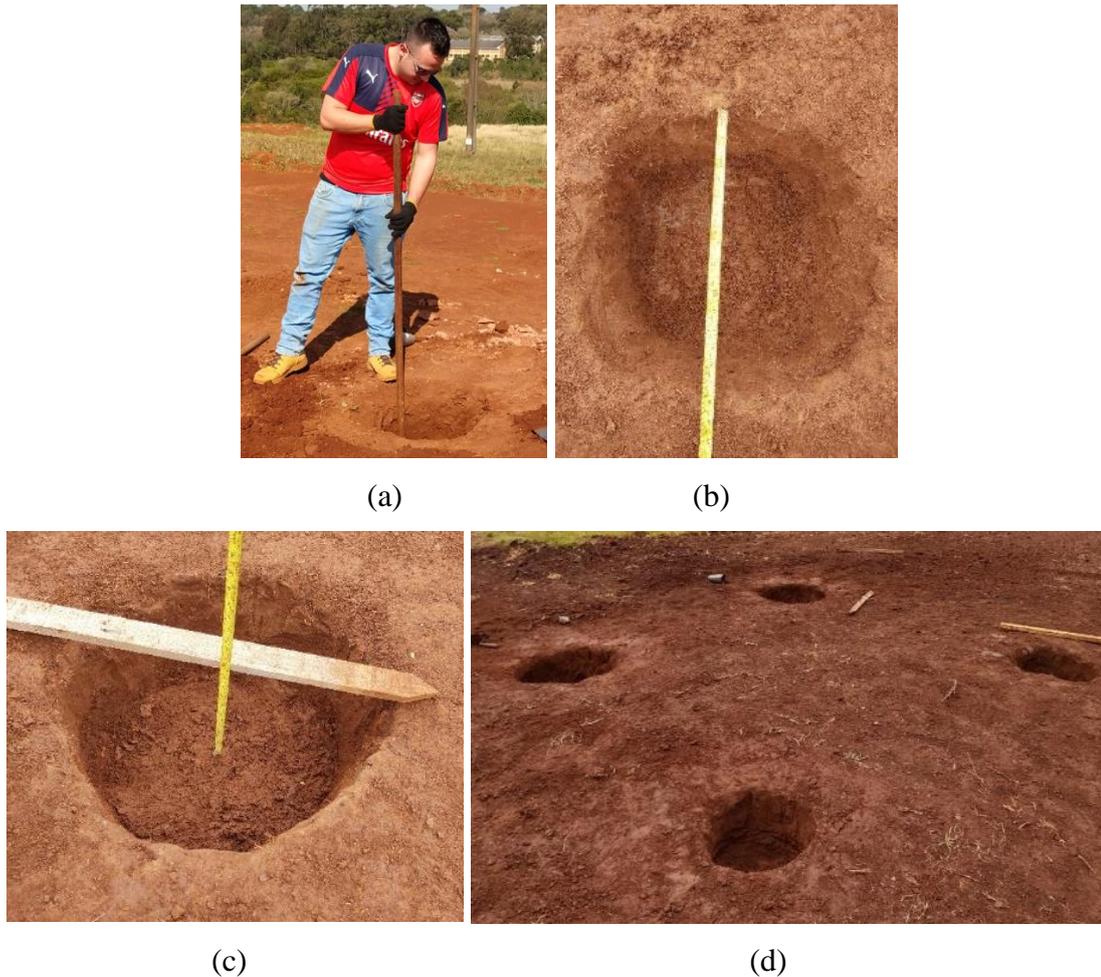


Figura 3.28 - Preparação das cavas: (a) Alargamento e aprofundamento manual da cava; (b) Verificação do diâmetro da cava; (c) Verificação da profundidade da cava; (d) Cavas finalizadas.

Com as cavas finalizadas, iniciou-se a preparação dos materiais. A areia de Osório foi previamente seca em estufa a uma temperatura de 100°C por um período de 24h e posteriormente passada por uma peneira #10 (2,00mm) para retirada de qualquer grumo. A Cal de Carbureto utilizada foi previamente seca em estufa a uma temperatura de 60°C por um período de 48h e posteriormente passada por uma peneira #100 (0,149mm). O Silicato de sódio foi passada por uma peneira #10 (2,00mm) para retirada de grumos devido a umidade do material. Todos os materiais foram pesados previamente e separados conforme a quantidade de vezes que seriam adicionados a betoneira, conforme Figura 3.29.

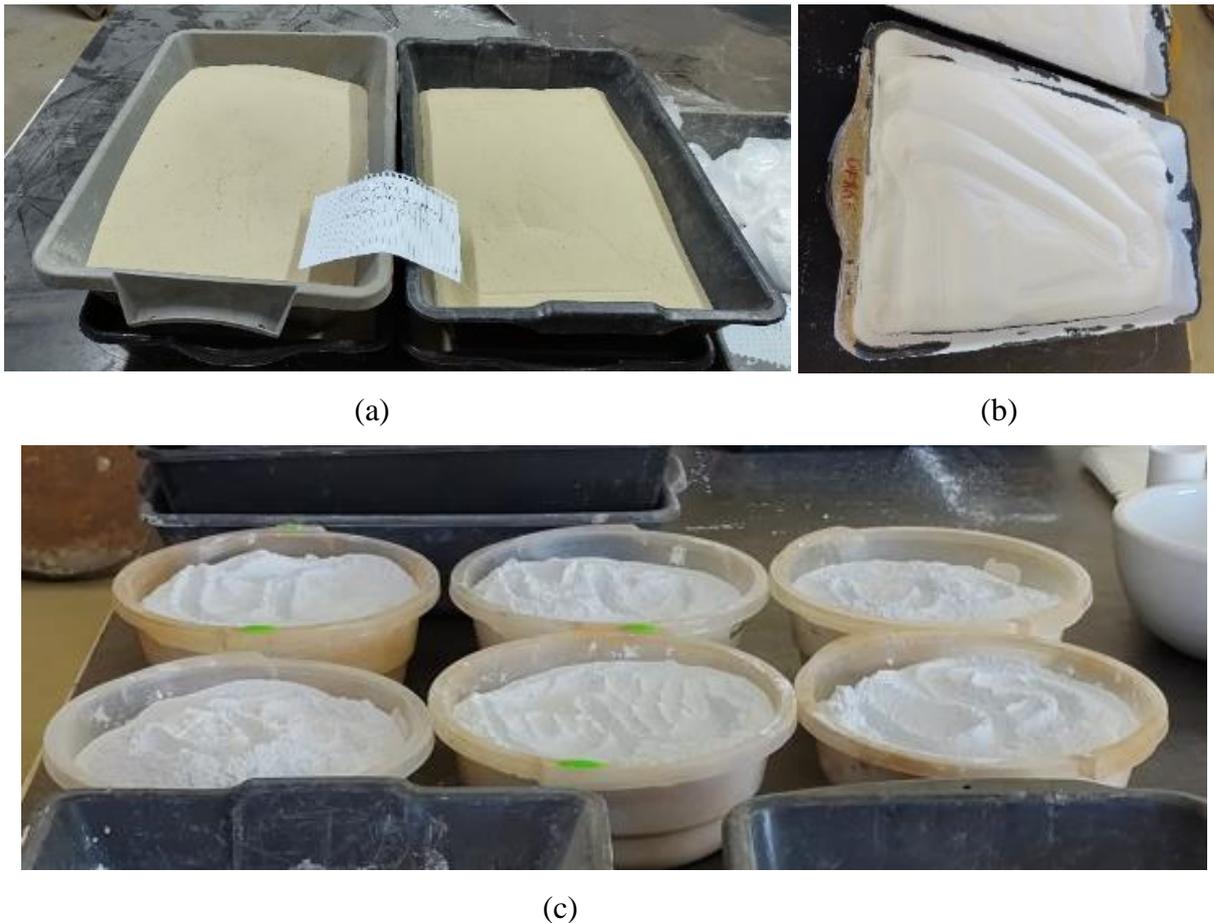


Figura 3.29 - Separação dos materiais: (a) Areia de Osório; (b) Silicato de Sódio; (c) Cal de Carbureto.

Com todos os materiais preparados, iniciou-se a moldagem das camadas cimentadas. A mistura dos materiais é realizada em uma betoneira elétrica, sendo a quantidade total de material dividida em partes iguais devido a limitação do tamanho do equipamento. Iniciou-se a mistura pelos materiais secos até sua homogeneização, com a posterior adição de água. A compactação em campo respeitou uma altura máxima de 10cm, pois todas as camadas realizadas possuem altura de 30cm. Para a execução, foi adotado o valor de umidade de 15%, definida a partir do ensaio de compactação realizado. Durante a execução, foi realizado controle de umidade e compactação através de cilindro cortante, gerando assim os valores reais de γ_w , γ_d e ω de cada camada. O processo executivo das camadas cimentadas em campo pode ser verificado na Figura 3.30.

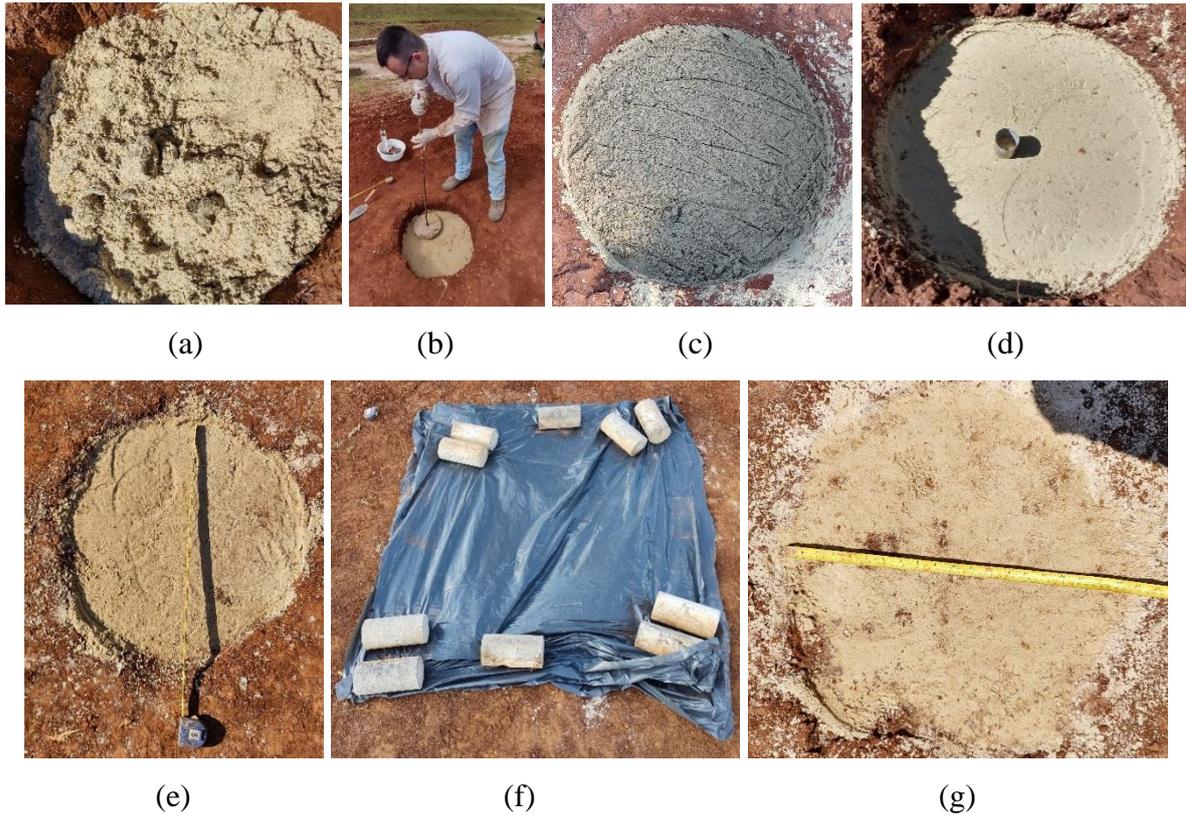


Figura 3.30 - Processo executivo das camadas cimentadas: (a) mistura dentro da cava; (b) compactação da camada; (c) interface entre as partes da camada cimentada; (d) cilindro cortante; (e) proteção durante o tempo de cura da camada cimentada; (f) camada cimentada pós tempo de cura.

Para a execução do ensaio de placa, respeitou-se um tempo de cura mínimo de 28 dias da data de execução das camadas cimentadas, além de esperar condições climatológicas necessária, ou seja, um período de 48h sem chuva no local, a fim de evitar a saturação do solo do local do ensaio. Além disso, previamente a realização do ensaio, retirou-se a lateral do solo que serviu de molde para a camada cimentada, com o intuito de eliminar toda a resistência por atrito lateral no sistema, conforme a Figura 3.31.



Figura 3.31 - Retirada lateral do solo da camada cimentada.

O sistema de reação utilizado é um pórtico composto de duas sapatas de 1,40m de largura, 1,80m de comprimento e 0,75m de altura. Apoiada nas sapatas há uma viga de 0,45m de altura, 0,61m de largura e 5,60m de comprimento. Por fim, sobre a viga coloca-se 6 blocos de concreto armado de 0,80 de altura, 0,80 de largura e 0,80 de comprimento e 5 blocos de concreto armado de 0,70 de altura, 0,70 de largura e 0,70 de comprimento. O sistema completo, visto na Figura 3.32, possui uma capacidade de carga aproximadamente 20tf.



Figura 3.32 - Pórtico de reação.

Sobre a camada cimentada, utiliza-se uma placa de aço de 0,30m e 2,5cm de espessura, possuindo elevada rigidez, conforme Figura 3.33a. A aplicação de carga é realizada através de um macaco hidráulico modelo ENERPAC® RR5020, de dupla ação e com uma capacidade de 50tf, conforme Figura 3.33b. A célula de carga utilizada é do modelo HBM® C16AC3, com capacidade de carga de 20tf, conforme Figura 3.33c.



(a)

(b)



(c)

Figura 3.33 - Preparação do ensaio de placa: (a) placa de aço; (b) macaco hidráulico; (c) célula de carga.

O sistema de aquisição de dados é composto de uma placa de aquisição modelo USB-1616HS, da marca MC®, conforme Figura 3.34a, a rotina de aquisição desenvolvida pelo LEGG/UFRGS no Labview, fonte de alimentação e nobreak, conforme Figura 3.34b. As medições de deslocamento foram realizadas através de quatro transdutores lineares de deslocamento da marca Gefran®, modelo PY2-C-50, com curso total de 50mm e dois deflectômetros digitais da marca Digimess®, resolução de 0,01mm e curso total de 50mm. Para o suporte em campo dos medidores, utilizou-se uma viga de suporte metálico ajustável, conforme Figura 3.35a e Figura 3.35b respectivamente. O sistema completo pode ser visto na Figura 3.36.



Figura 3.34 - Sistema de aquisição de dados: (a) placa de aquisição; (b) fonte de alimentação e nobreak.



Figura 3.35 - Sistema em campo: (a) medidores de deslocamento; (b) viga de suporte.



Figura 3.36 - Sistema completo do ensaio de placa.

Após a montagem completa do sistema, iniciou-se a execução do ensaio, conforme NBR 6489 (ABNT, 2022b). O incremento de tensão aplicado sobre a camada foi de 400 kPa, com um intervalo de tempo mínimo de 30 minutos por incremento, caracterizando um carregamento lento. Os ensaios foram executados até o máximo deslocamento possível, ou seja, para as camadas com ruptura prevista por puncionamento é o limite do cursor dos medidores de deslocamento e para as camadas com ruptura prevista como ruptura generalizada, até ocorrer a ruptura total da camada. O comportamento da ruptura das camadas pode ser observado na Figura 3.37.

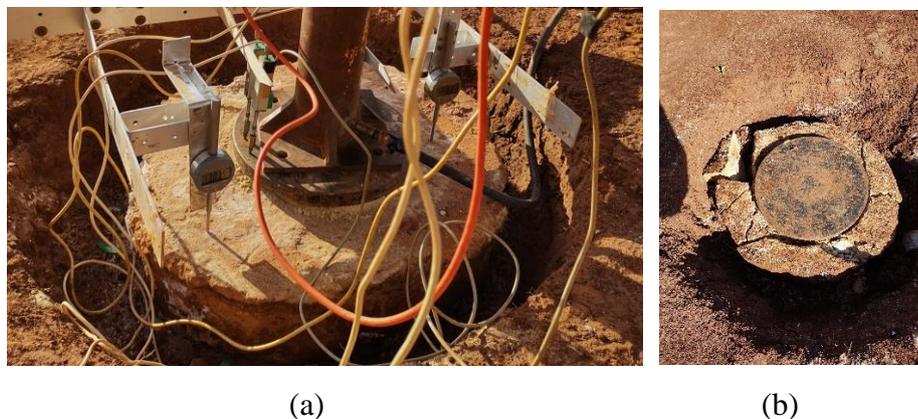


Figura 3.37 – Diferentes comportamentos de ruptura observado: (a) ruptura por puncionamento; (b) ruptura generalizada.

Devido à não existência na literatura de um ensaio de placa no solo residual do platô intermediário do Campo experimental da Universidade de Passo Fundo, e para comparação com as camadas com o tipo de ruptura previsto de puncionamento, realizou-se um ensaio de placa com uma profundidade de assentamento igual ao das camadas cimentadas, conforme Figura 3.38.

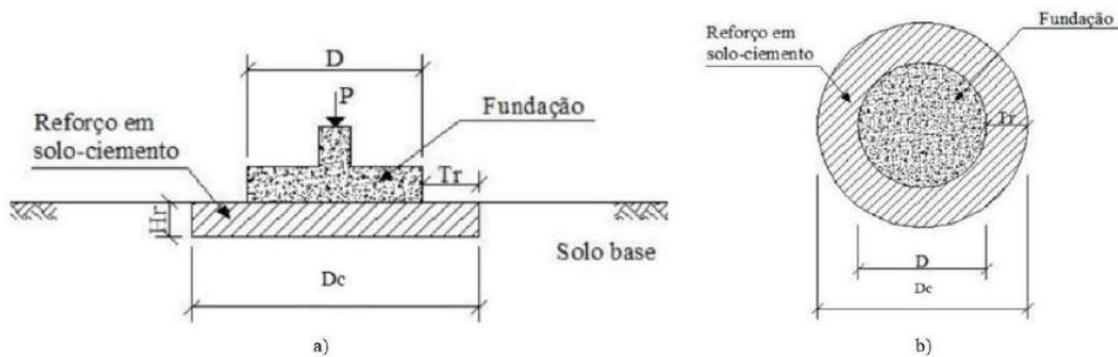


Figura 3.38 - Esquema de assentamento do ensaio de placa no solo. Fonte: Mesavilla (2020).

Para a preparação do ensaio, iniciou-se com a retirada dos 30cm superficiais do solo, com o intuito de, além de igualar a profundidade de assentamento, retirar a vegetação existente no local. Posteriormente nivelou-se o local a ser ensaiado com uma fina camada de areia de Osório seca. Os equipamentos de medição, de aplicação de carga e a placa rígida utilizados foram os mesmos dos ensaios nas camadas cimentadas, conforme Figura 3.39. Além disso, observou-se a temperatura ambiente do campo experimental, durante o tempo de cura das camadas, conforme Figura 3.40.

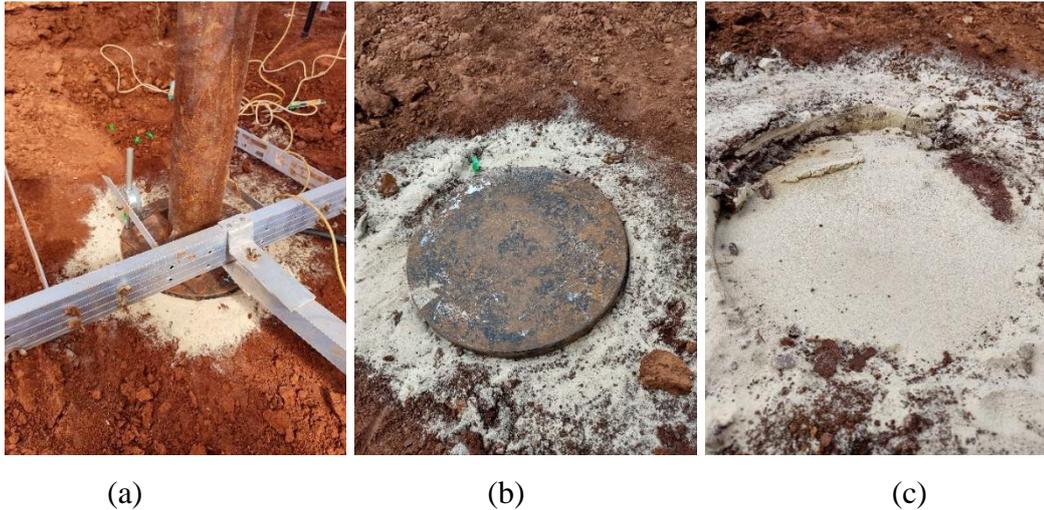


Figura 3.39 - Ensaio de placa no solo residual: (a) montagem; (b) placa após a finalização; (c) superfície do terreno após o puncionamento.

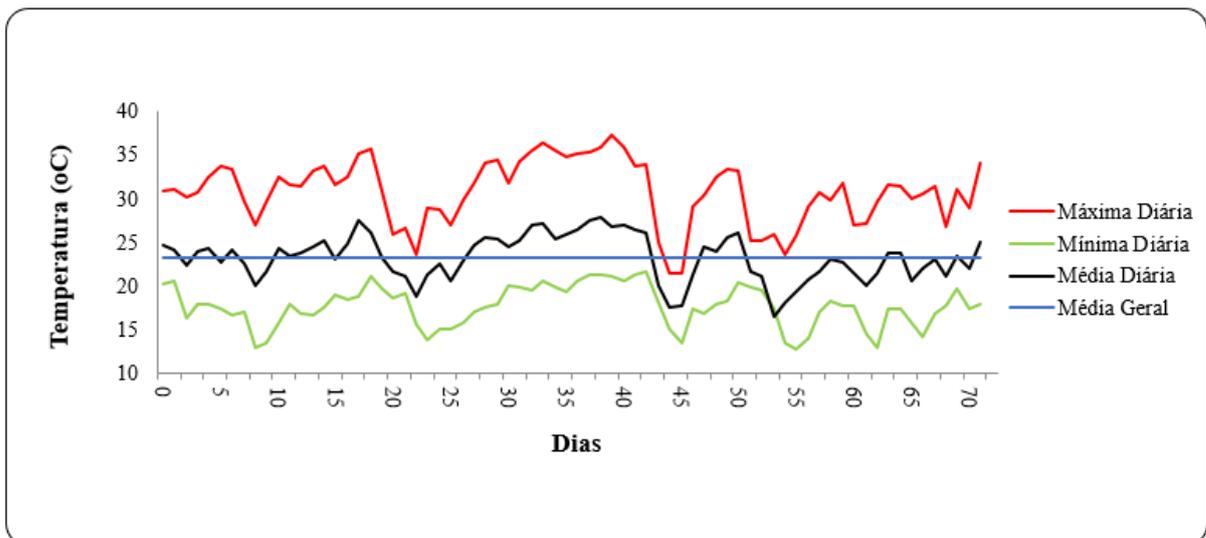


Figura 3.40 - Temperatura da cidade de Passo Fundo/RS. Fonte: Embrapa trigo.

3.5 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAIS

A etapa de ensaios triaxiais iniciou-se pela exumação das camadas ensaiadas na etapa anterior. Todas as camadas ensaiadas foram exumadas com a auxílio da retroescavadeira utilizada para a montagem do pórtico de reação. Durante a exumação, houve a quebra das camadas que sofreram ruptura por puncionamento, dificultando assim a retirada de corpos de prova. Para essa retirada, utilizou-se uma máquina extratora com broca de diâmetro de 100mm e posterior lixação do corpo de prova, até alcançar dimensões de 50 x 100 mm, conforme Figura 3.41.

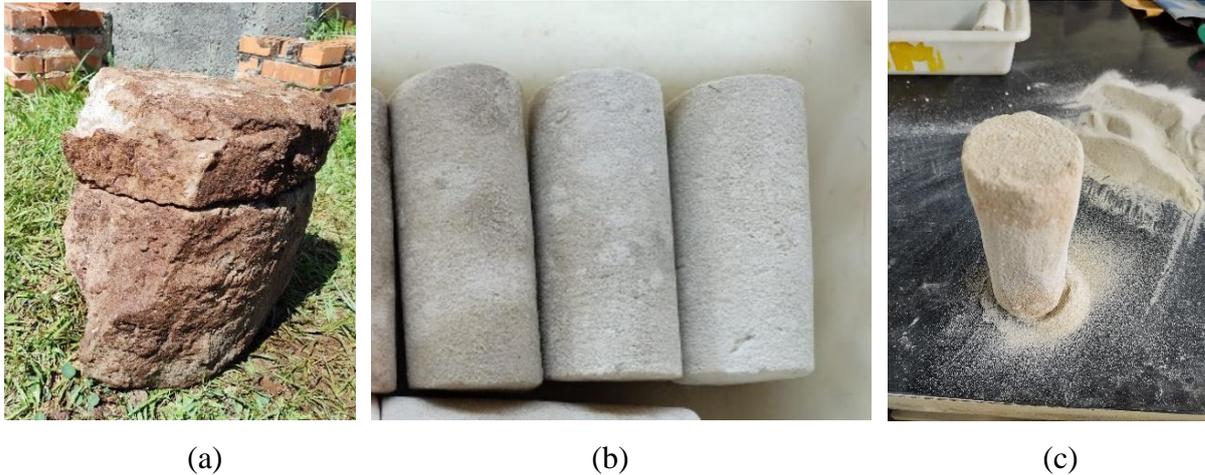


Figura 3.41 – Preparação dos corpos de prova exumados: (a) Camada exumada; (b) Camada com $n/B_{iv}^{0.28}$ de 14; (c) Camada com $n/B_{iv}^{0.28}$ de 24.

Após os corpos de prova serem lixados, os mesmos foram imersos em acetona por um período de 48h e posterior secagem em uma estufa com temperatura controlada de 60°C com o intuito de interromper o processo de cimentação, garantindo assim que os ensaios realizados possuam o mesmo grau de cimentação, conforme Figura 3.42.



Figura 3.42 - Corpos de prova na estufa.

O equipamento utilizado nessa etapa é o equipamento existente no Laboratório de Geotecnia (LABGEO) da Universidade de Passo Fundo. Ele consiste em uma prensa triaxial do tipo Bishop-Wesley, conforme Figura 3.43. Antes da realização dos ensaios, realizou-se a calibração de todas as partes do equipamento, conforme Figura 3.44.



Figura 3.43 - Prensa triaxial do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo.



Figura 3.44 - Calibração da célula de carga.

O equipamento possui duas interfaces ar/água, sendo um para a aplicação da tensão confinante e outro para a aplicação da contrapressão, tanto no topo quanto na base do corpo de prova, conforme Figura 3.45a e Figura 3.45b. Para a medição das tensões aplicadas, a tensão confinante conta com um transdutor de pressão e a contra pressão conta com um transdutor de pressão para a medição na base do corpo de prova, conforme Figura 3.45c. Ambas as interfaces possuem válvulas manuais para a aplicação, conforme Figura 3.45d e Figura 3.45e. A medição da variação volumétrica é realizada por um medidor externo do tipo *Imperial College*, conforme Figura 3.45e. A medição do deslocamento axial externo é realizada pelo motor de passo existente,

conforme Figura 3.45g, e as medidas de deslocamento axial interno é realizado por dois transdutores de deslocamento, conforme Figura 3.45.

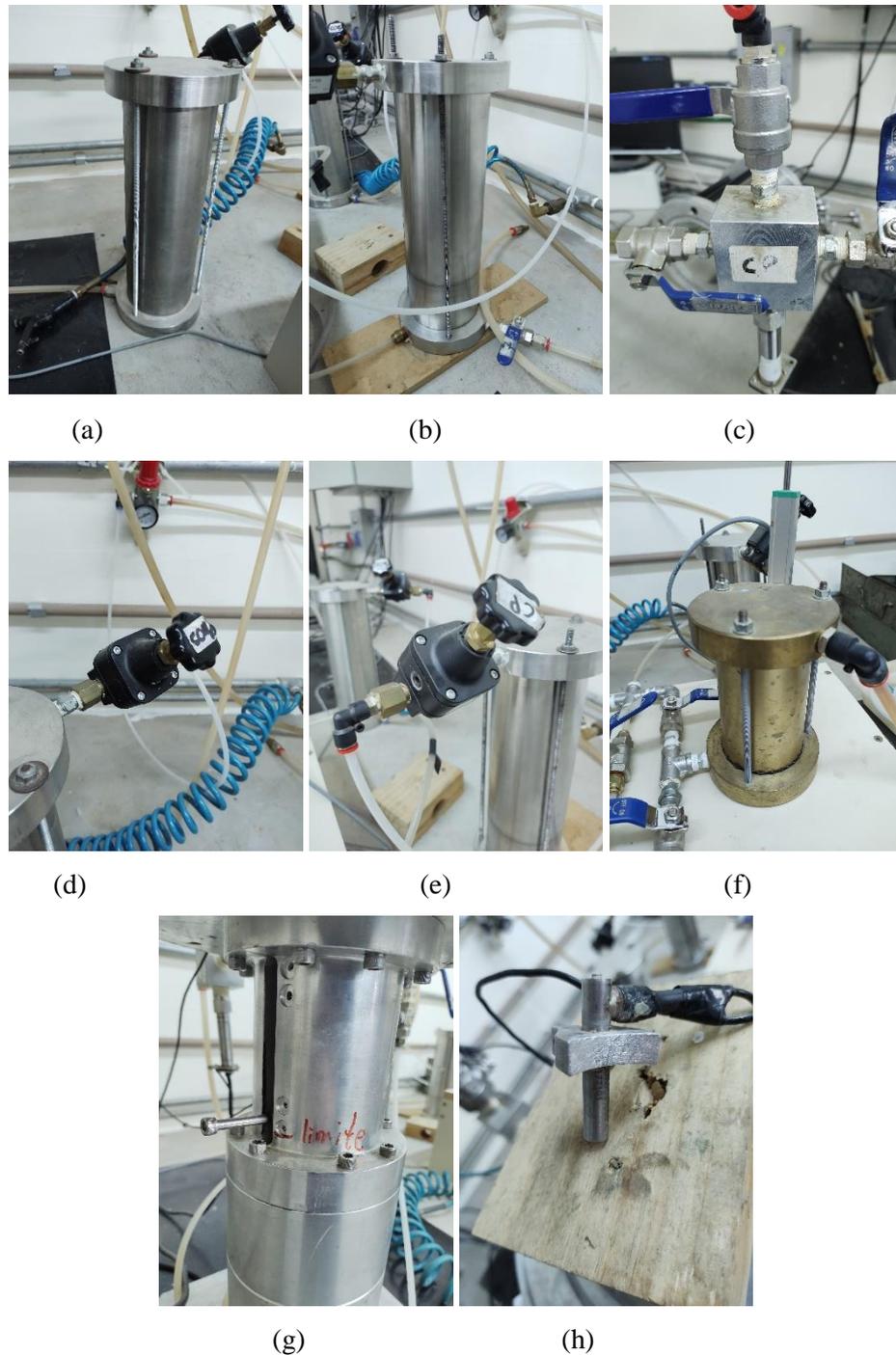


Figura 3.45 – Equipamento triaxial: (a) interface ar/água da tensão confinante; (b) interface ar/água da contrapressão; (c) transdutor de pressão da contra pressão da base; (d) válvula manual para aplicação da tensão confinantes; (e) válvula manual para aplicação da contra pressão; (f) medidor de variação volumétrica; (g) motor de passo; (h) medidor de deslocamento axial.

Para a montagem do equipamento, utiliza-se uma pedra porosa com papel filtro sobre a base do equipamento, conforme Figura 3.46a e Figura 3.46b, servindo de base para o corpo de prova. Sobre isso, coloca-se o corpo de prova e com o auxílio de um tubo de PVC, coloca-se a membrana de látex que possui marcações auxiliando a colocação dos sensores internos de deslocamento, conforme Figura 3.46c e Figura 3.46d. No topo coloca-se outra pedra porosa com papel filtro entre o corpo de prova e o cabeçote de topo. Para garantir a vedação da membrana, usa-se dois anéis de vedação (*O-ring*) na base e outros dois no cabeçote de topo. Após isso, aplica-se um vácuo no interior do corpo de prova, com o intuito de garantir a aderência da membrana no corpo de prova, conforme Figura 3.46e. Por fim, cola-se os dois transdutores de deslocamentos axiais, fecha-se a câmara e a preenche com água.

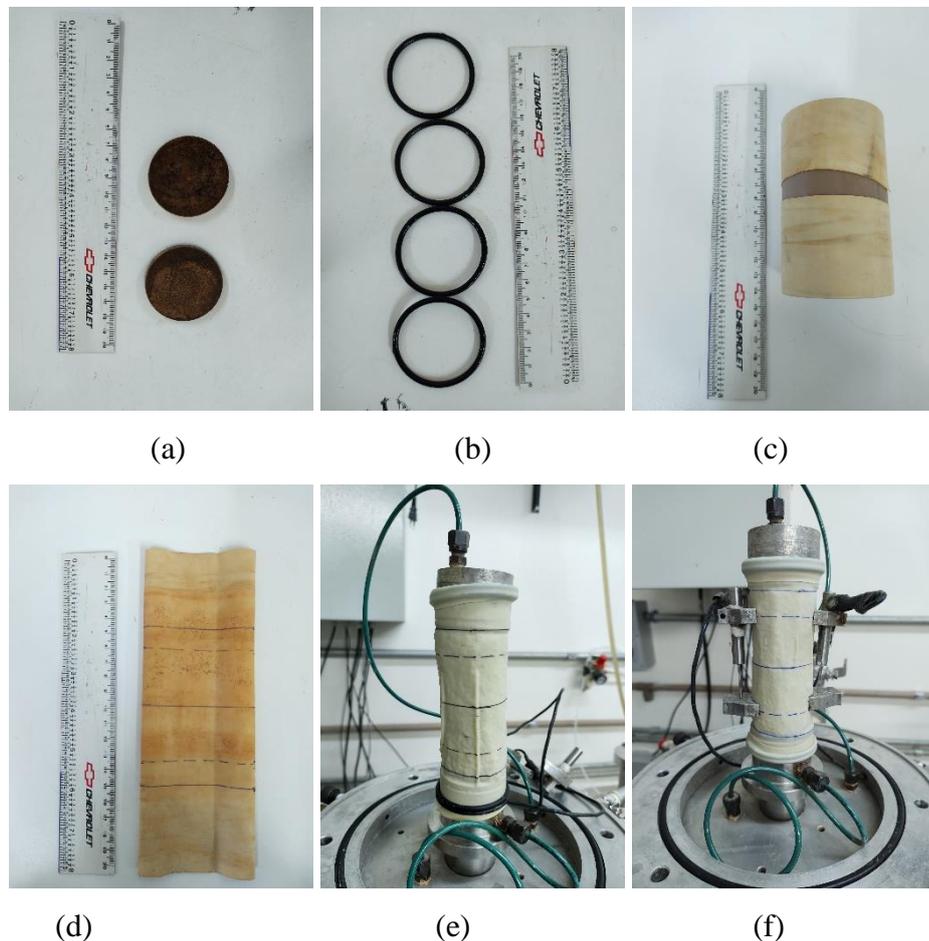


Figura 3.46 - Montagem do ensaio triaxial: (a) pedra porosa; (b) *o-rings*; (c) tubo PVC para colocação da membrana; (d) marcações da membrana de látex; (e) aplicação de vácuo no corpo de prova; (f) colagem dos medidores de deslocamento axial.

Finalizada a montagem, iniciou-se a o ensaio. Ele consiste em quatro etapas, sendo as etapas de percolação, saturação, consolidação isotrópica e cisalhamento. A etapa de saturação consiste na aplicação de um fluxo de água deionizada, com o intuito de dissolver as bolhas de ar presentes no interior do corpo de prova, até que se tenha percolado um total de duas vezes o volume de vazios do corpo de prova. Para os corpos de prova com $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 14, equivale a 120ml e para os corpos de prova com $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 24, equivale a 140ml. O fluxo de água ocorre somente por gravidade, devido aos reservatórios estarem a uma altura de 1m acima do equipamento, conforme Figura 3.47. Nesta etapa, mantem-se a tensão confinante em 25 kPa nos ensaios com tensão efetiva de 20 kPa e em 30 kPa nos ensaios com tensão efetiva de 40 e 100 kPa. Essas tensões foram definidas por serem tensões a qual o material está sujeito em campo. Para que o fluxo ocorra de maneira mais satisfatória, todos os corpos de prova foram deixados em imersão em água deionizada por um período de 48h.



Figura 3.47 – Reservatórios de água acima da prensa triaxial.

Na etapa de saturação, aplicou-se incrementos de 50 kPa na contra pressão e tensão confinante, mantendo a tensão efetiva aplicada na etapa anterior. São realizados incrementos até que a contrapressão tenha um valor mínimo de 400 kPa e que seja alcançado um parâmetro B de Skempton (1954) mínimo de 0.85.

Na etapa de consolidação isotrópica, aplica-se um incremento de tensão confinante até que seja alcançado o valor desejado (20, 40 ou 100kPa). Por fim, iniciou-se a etapa de cisalhamento do corpo de prova, de maneira drenada, conforme o comportamento esperado do material, a uma velocidade de 2 mm/h e que ocorra uma deformação axial mínima de 10% do corpo de prova.

4 RESULTADOS

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Nesse capítulo constam todos os resultados obtidos no decorrer da pesquisa. A curva granulométrica da areia de Osório, realizada conforme dito no item 3.1.1, consta na Figura 4.1 e as demais propriedades físicas constam na Tabela 4.1. Segundo a D2487 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2020), que adota o sistema unificado de classificação dos solos (SUCS), a areia classifica-se como uma areia fina e uniforme.

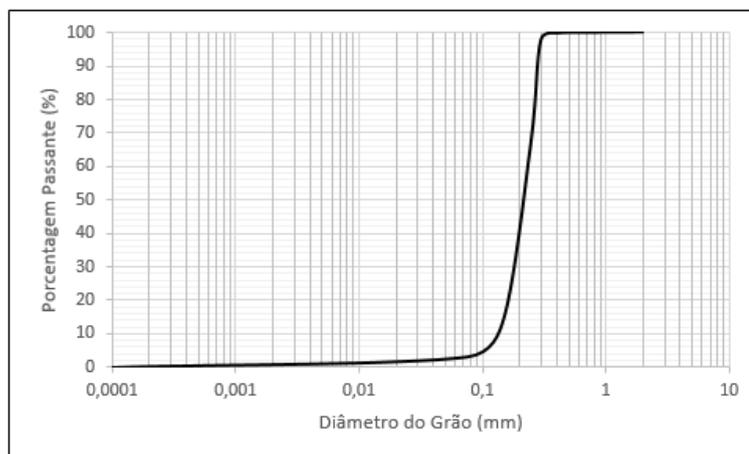


Figura 4.1 - Curva granulométrica da areia de Osório.

Tabela 4.1 - Propriedades determinadas da areia de Osório.

PROPIEDADES	VALOR	UNIDADE
Densidade Real dos Grãos (G)	2,66	g
% Pedregulho ($d > 2$ mm)	0	%
% de Areia Grossa ($0,6 < d < 2$ mm)	0,13	%
% de Areia Média ($0,2 < d < 0,6$ mm)	58,76	%
% de Areia Fina ($0,06 < d < 0,2$ mm)	38,62	%
% de Siltes ($0,002 < d < 0,06$ mm)	2,54	%
% de Argila ($d < 0,002$ mm)	0,08	%
Diâmetro Efetivo (D10)	0,12	mm
Diâmetro (D30)	0,18	mm
Diâmetro (D50)	0,22	mm
Diâmetro (D60)	0,24	mm
Coefficiente de Uniformidade (Cu)	1,96	
Coefficiente de Curvatura (Cc)	1,13	
Índice de Vazios Mínimo (e_{min})	0,64	
Índice de Vazios Máximo (e_{max})	0,82	

O Silicato de sódio caracteriza-se por ser um material fino, de coloração branca e massa específica de 1,26 g/cm³. Suas propriedades constando na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Propriedades do Silicato de Sódio.

Propriedades do Silicato de Sódio	
Aspecto	Pó Branco
Fórmula	Na ₂ O(SiO ₂) ₂
CAS	1344-09-8
Na ₂ O	≥ 23,3%
SiO ₂	≥ 50,9%
Relação (SiO ₂ /Na ₂ O)	1,95-2,15
ph	11,00 - 13,00
Densidade	600 - 750 g/L
H ₂ O	19,00 - 22,00%

Fonte: Adaptado de: <https://www.lojaquimica.com.br/materia-prima/silicatos/silicato-de-sodio-alc-alino-po-25-kg>. Data de acesso: 22/04/2021.

A cal de carbureto, após os processos descritos no item 3.1.4, caracteriza-se por ser um material fino, de coloração cinza claro e massa específica de 2,20 g/cm³. Além disso, conforme o ensaio de sedimentação realizado, o material apresentou 8% das partículas de argila, 86% de silte e 6% de areia fina. A curva granulométrica consta na Figura 4.3.

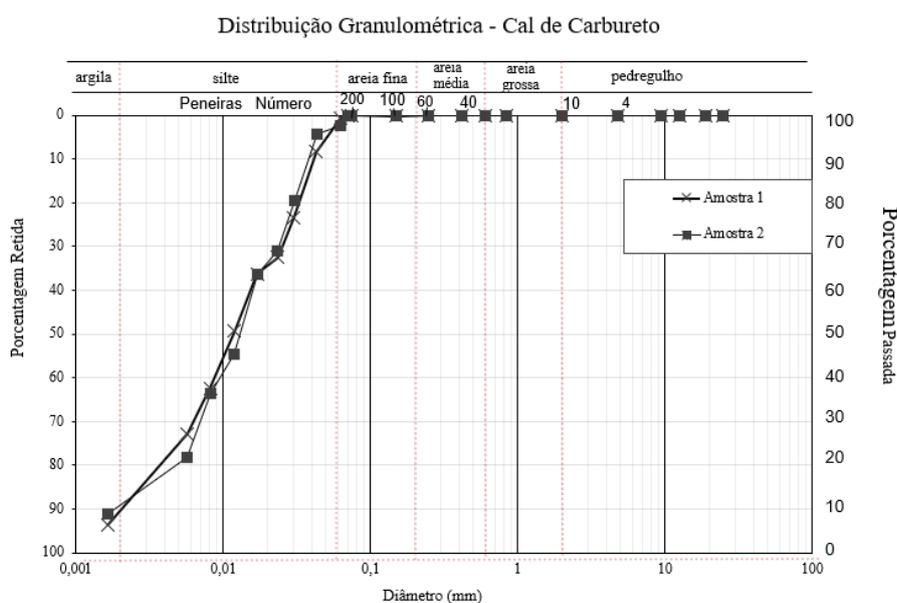


Figura 4.3 - Curva granulométrica da cal de carbureto.

4.2 PRÉ-DOSAGEM

Nesta etapa apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão simples e de compressão diametral das misturas analisadas. Como dito anteriormente, inicialmente moldou-se corpos de prova de pastas utilizando como materiais precursores o metacaulim e a cal de carbureto. Os resultados a compressão simples com 7 e 28 dias constam na Figura 4.4a e Figura 4.4b respectivamente, assim como a resistência a compressão diametral com 7 e 28 dias constam na Figura 4.5a e Figura 4.5b respectivamente.

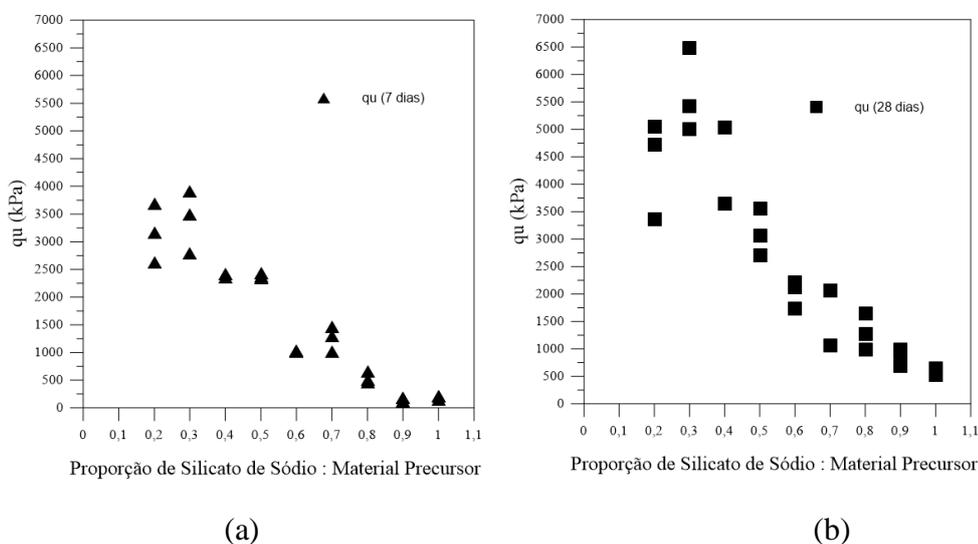


Figura 4.4 - Resistência a compressão simples da pasta de Metacaulim, Cal de Carbureto e Silicato de Sódio: (a) 7 dias; (b) 28 dias.

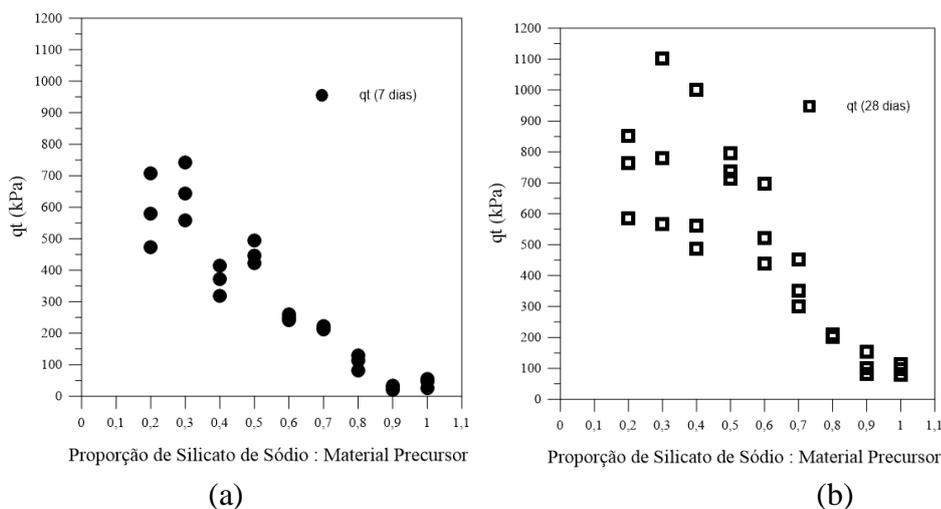


Figura 4.5 - Resistência a compressão diametral da pasta de Metacaulim, Cal de Carbureto e Silicato de Sódio: (a) 7 dias; (b) 28 dias.

Percebe-se que em todos os casos, a proporção de material ativador : material precursor que obteve a maior resistência mecânica, tanto a compressão simples quanto a compressão diametral, foi a proporção de 30% de silicato de sódio em relação ao material precursor, lembrando que o mesmo é considerado a soma em quantidades iguais de metacaulim e cal de carbureto.

Todavia, os estudos de Jaskulski (2022) e Fracaro (2022) tinham como um dos materiais utilizados o metacaulim, de mesmo fornecedor e mesmo lote de fabricação, e foi percebida a inexistência de cimentação dos corpos de prova feitos com o rejeito estudados por elas somente com o metacaulim de material precursor. A partir disso, levou-se ao questionamento de que os resultados alcançados na Figura 4.4 e na Figura 4.5 devem somente a cimentação ocorrida pela reação entre o silicato de sódio e a cal de carbureto exclusivamente. Para essa verificação, realizou-se a determinação da proporção ótima da mistura de silicato de sódio e cal de carbureto. Neste caso optou-se pela determinação através de corpos de prova de solo cimento. Foi adotado um peso específico de 18 kN/m^3 , uma umidade de 11% e uma quantidade de agente cimentante de 7%, variando dentro dessa quantidade de agente cimentante a relação entre silicato de sódio e a cal de carbureto. Os resultados da compressão simples com 7 dias constam na Figura 4.6.

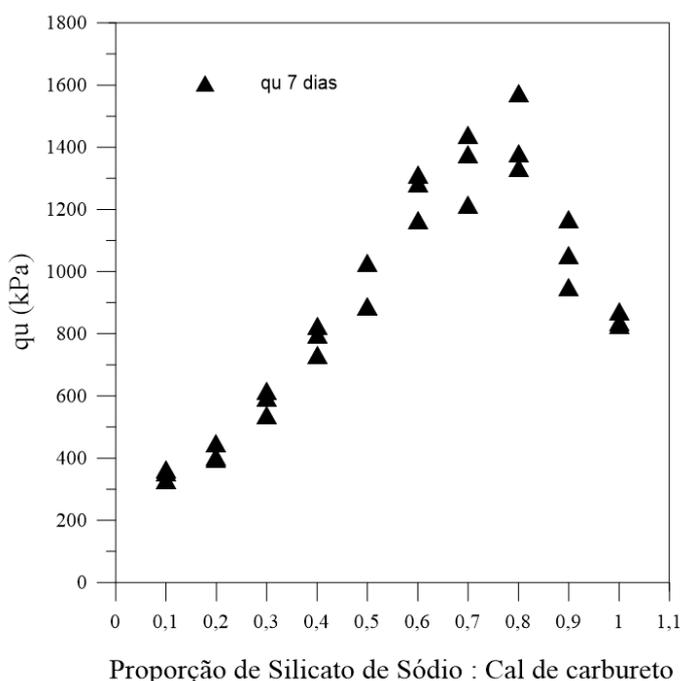


Figura 4.6 – Resistência a compressão simples com 7 dias de corpos de prova de solo cimento utilizando areia de Osório, cal de carbureto e silicato de sódio.

Percebe-se que utilizando apenas a cal de carbureto como material precursor, o teor ótimo alcançado foi de 80% de silicato de sódio em relação ao material precursor, que obteve uma resistência a compressão simples média com 7 dias de 1429 kPa. Para comparação, também foram moldados corpos de prova de solo cimento com as mesmas propriedades físicas, mas utilizado como material precursor a mistura de metacaulim e cal de carbureto e a proporção de 30% de silicato de sódio em relação ao material precursor, que obteve uma resistência a compressão simples média com 7 dias de 868 kPa.

Percebe-se que os corpos de prova que utilizaram apenas a cal de carbureto obtiveram uma resistência mecânica 64% maior dos que utilizaram o metacaulim junto com a cal de carbureto. A partir disso, optou-se pela utilização apenas da cal de carbureto como material precursor.

4.3 DOSAGEM

Nesta seção constam os resultados dos ensaios de compressão simples e de compressão diametral dos corpos de prova de solo-cimento utilizando areia de Osório, cal de carbureto e silicato de sódio.

Conforme metodologia proposta na literatura (CONSOLI *et al.*, 2018; SALDANHA *et al.*, 2018), pode-se correlacionar a resistência mecânica do material com o parâmetro $\eta/(B_{iv})$ utilizando um expoente 0,28 no teor volumétrico do *Binder*. A representação gráfica dos ensaios se dá por meio de curvas que correlacionam o parâmetro n/B_{iv} *versus* a resistência mecânica, sendo essa a resistência a compressão simples (7 e 28 dias) e resistência a compressão diametral (28 dias), conforme Figura 4.7.

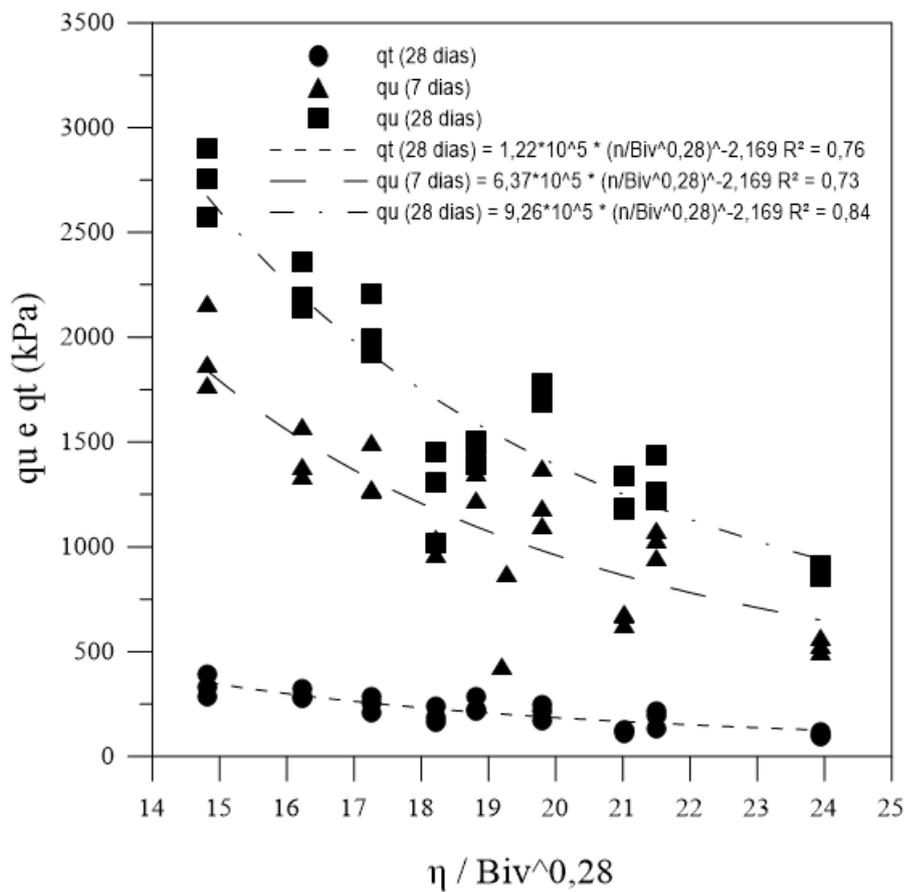


Figura 4.7 - Curvas q_u e q_t versus $\eta/(B_{iv})^{0,28}$ para a mistura de areia de Osório, cal de carbureto e silicato de sódio.

Analisando os resultados encontrados na Figura 4.7, pode-se notar que quanto menor relação entre porosidade e o teor volumétrico do agente cimentante, ou seja o teor volumétrico da cal de carbureto e do silicato de sódio, maior será a resistência mecânica do material. Isso ocorre devido ao maior intertravamento entre grãos do material. Além disso, pode-se prever a resistência mecânica que o material irá atingir através de equações hiperbólicas. Segundo Diambra *et al.* (2017), pode-se prever a resistência a compressão simples de solos granulares artificialmente cimentados, através de uma relação hiperbólica única de um determinado tipo de solo com um determinado tipo de cimento, conforme Eq. 20. As Eqs. 21, 22 e 23 representam as relações encontradas para os ensaios de compressão simples com 7 e 28 dias e a resistência a compressão diametral com 28 dias respectivamente.

$$q_u = B \left(\frac{\eta}{C_{iv}^c} \right)^b \quad (\text{Equação 20})$$

$$q_{u \text{ 7 dias}} \text{ (kPa)} = 6,37 * 10^5 * \left(\frac{n}{B_{iv}^{0,28}} \right)^{-2,169} \quad (\text{Equação 21})$$

$$q_{u \text{ 28 dias}} \text{ (kPa)} = 9,26 * 10^5 * \left(\frac{n}{B_{iv}^{0,28}} \right)^{-2,169} \quad (\text{Equação 22})$$

$$q_{t \text{ 28 dias}} \text{ (kPa)} = 1,22 * 10^5 * \left(\frac{n}{B_{iv}^{0,28}} \right)^{-2,169} \quad (\text{Equação 23})$$

Analisando as equações acima citadas, o expoente externo b é único, somente com o coeficiente B variado, para todas as equações. Isso permite que algumas propriedades do material possam ser definidas. A relação entre a resistência a compressão simples entre 7 dias dividida pela resistência a compressão simples com 28 dias é de aproximadamente 68%. Além disso, a relação entre a resistência a compressão diametral dividida pela resistência a compressão simples, ambas com 28 dias é de aproximadamente 13%.

4.4 ENSAIOS DE CAMPO

Nesta seção constam os resultados das cinco provas de carga realizadas, sendo uma prova de carga diretamente no solo residual coesivo friccional do platô intermediário do campus experimental da Universidade de Passo Fundo e quatro provas de carga sobre um sistema de dupla camada. A representação gráfica dos ensaios se dá em curvas tensão *versus* deslocamento relativo, sendo a tensão definida por duas maneiras, uma com a carga aplicada dividida pela área da placa utilizada, conforme Figura 4.8, e outra com a carga aplicada dividida pela área da camada de solo estabilizado, conforme Figura 4.9. O deslocamento relativo se dá pela média dos deslocamentos medidos nos sensores dividido pelo diâmetro da placa utilizado. Além disso, como critério de ruptura, adota-se o critério δ/D de 3%, proposto por Consoli *et al.* (2009)

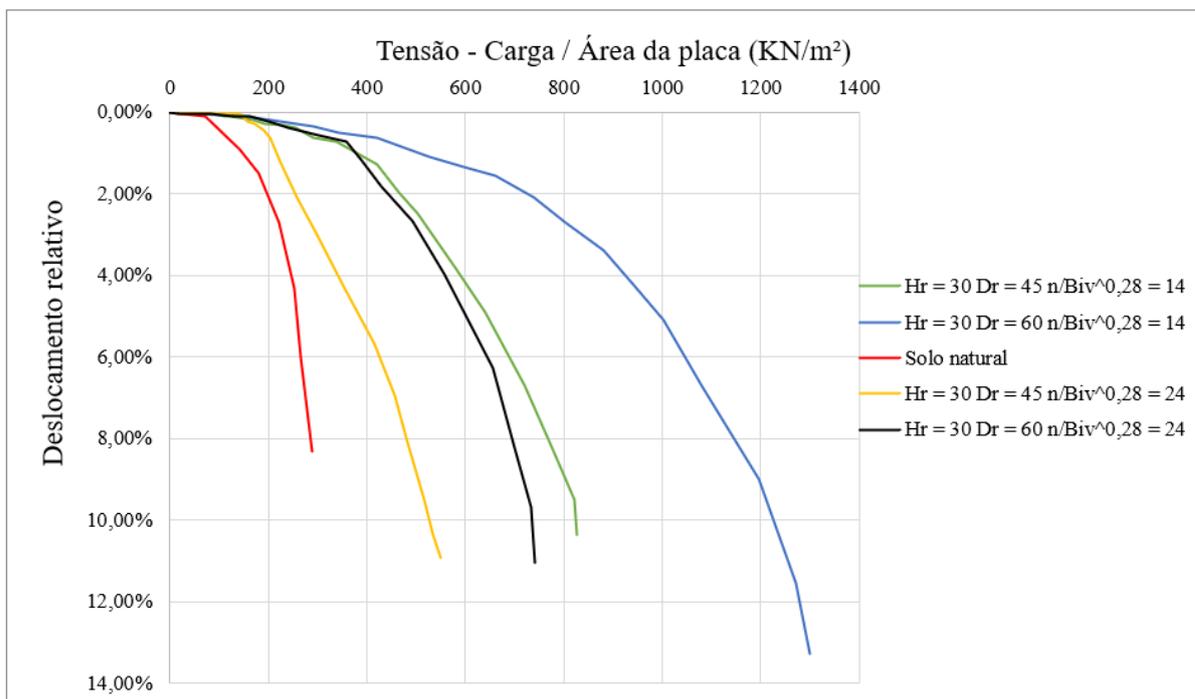


Figura 4.8 - Curva tensão *versus* deslocamento relativo com a carga dividida pela área da placa.

Percebe-se que todas as camadas ensaiadas com um sistema de dupla camada obtiveram um aumento de resistência em relação ao solo natural, mesmo as camadas cujo comportamento previsto era a ruptura da camada. Além disso, as camadas com o parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 14 obtiveram uma resistência superior, se comparadas com as camadas com parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 24.

Para fim de análise do real comportamento obtido pelas camadas de solo estabilizado, pode observar a Figura 4.9, cuja carga medida no decorrer do ensaio é dividida pela área da camada de solo estabilizado. As camadas com parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 14 obtiveram o comportamento similar se comparado com o ensaio realizado no sol natural. Já as camadas com parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 24 obtiveram resistências inferiores dos demais ensaios, conforme Figura 4.9.

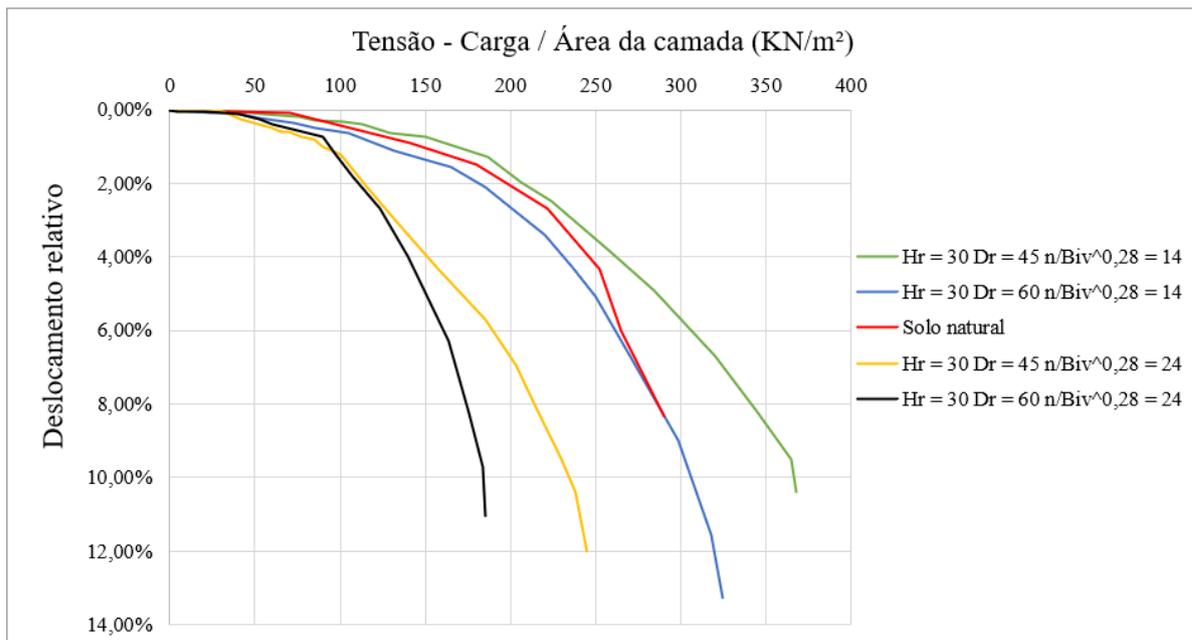
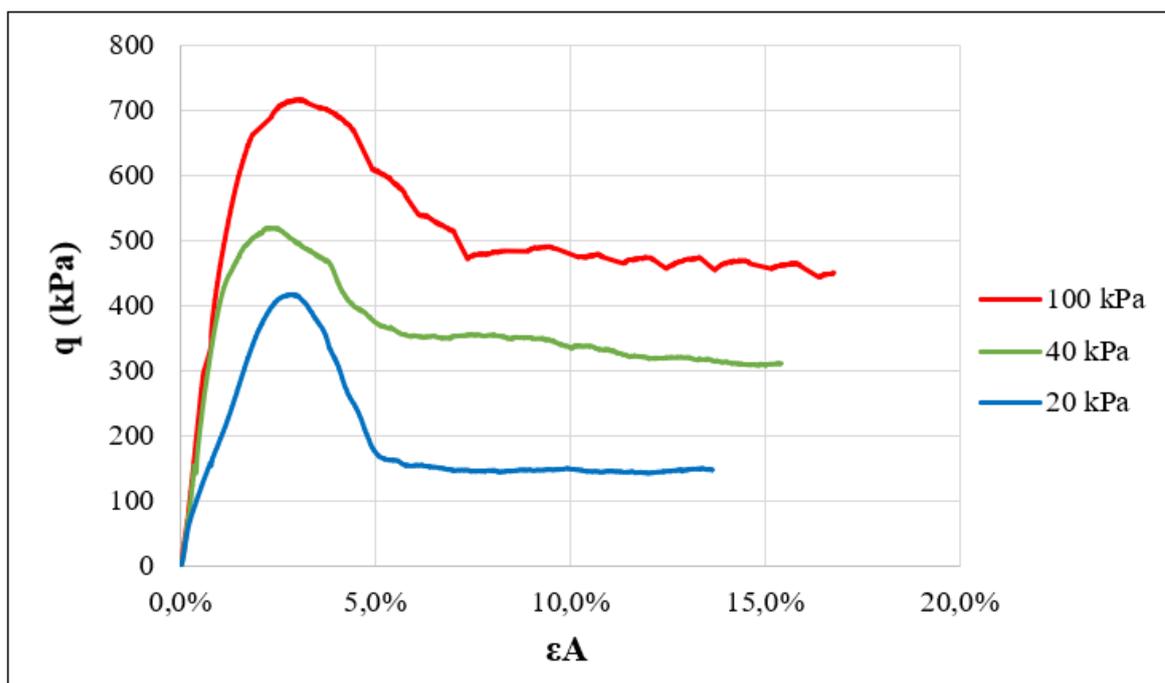


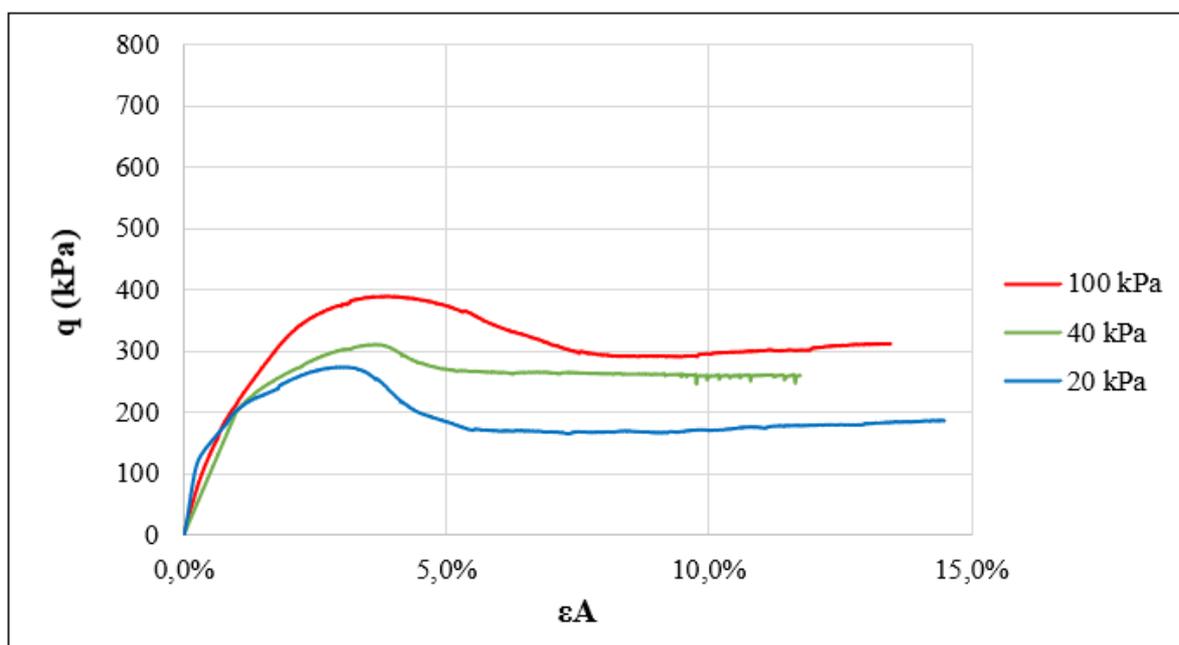
Figura 4.9 - Curva tensão *versus* deslocamento relativo com a carga dividida pela área da camada.

4.5 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAIS

Nesta seção constam os resultados dos seis ensaios de compressão triaxial consolidados isotopicamente drenados (CID) realizados nos corpos de provas retirados das camadas exumadas da etapa de ensaios de campo. Foram obtidas duas envoltórias de resistência, sendo uma para os corpos de prova com o parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0,28}$ de 14 e outra para os corpos de prova com o parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0,28}$ de 24. Foram utilizadas tensões efetivas de 20,40 e 100 kPa por representarem as tensões que o material estaria sujeito em situações reais em campo. Na Figura 4.10 constam as curvas tensão x deformação e na Figura 4.11 constam as curvas variação volumétrica x deformação de ambos os materiais.

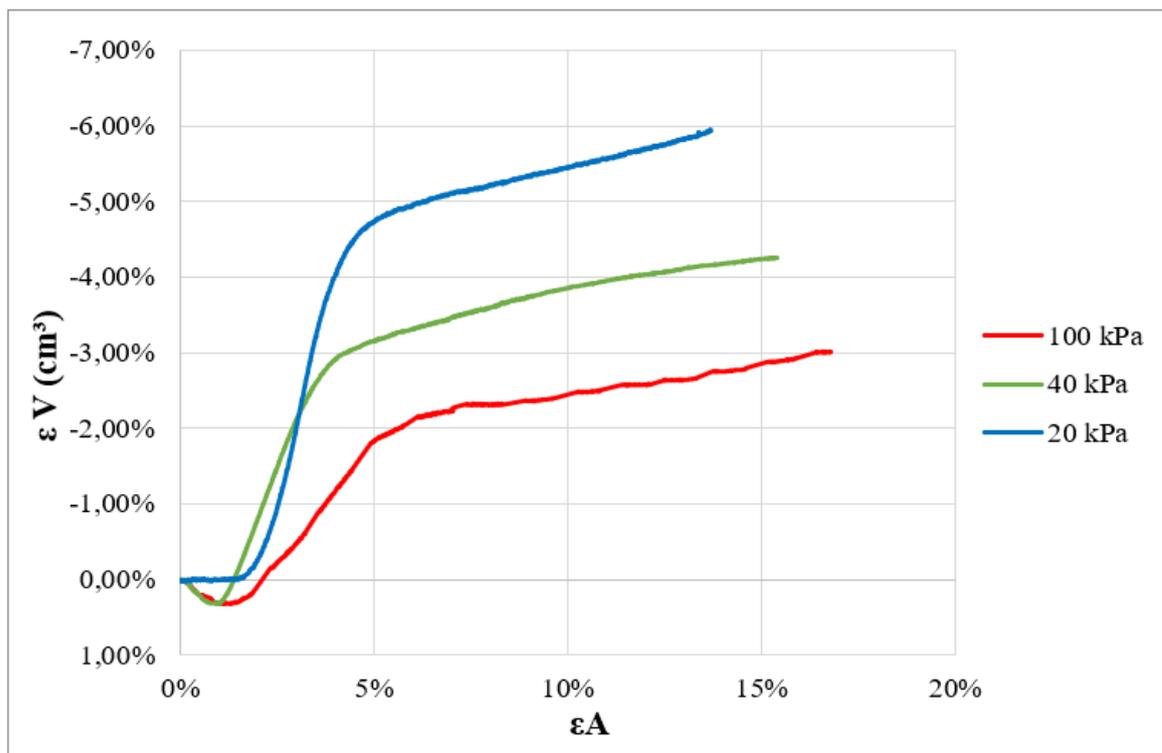


(a)

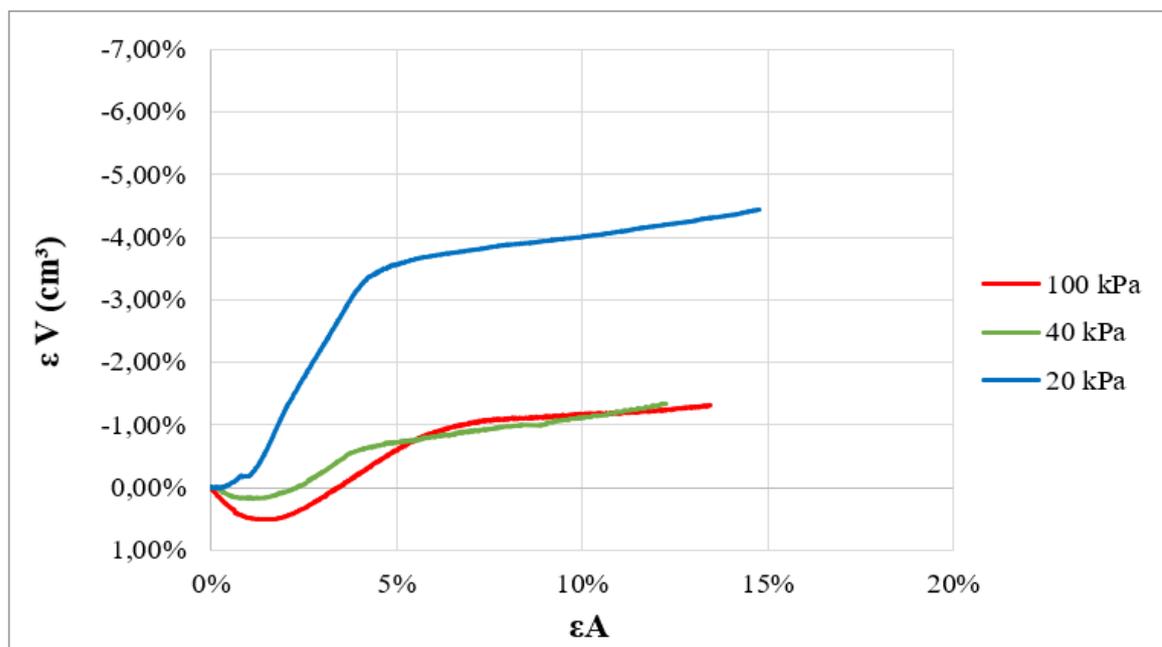


(b)

Figura 4.100 – Curva tensão desvio x deformação axial: (a) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 14$; (b) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 24$.



(a)



(b)

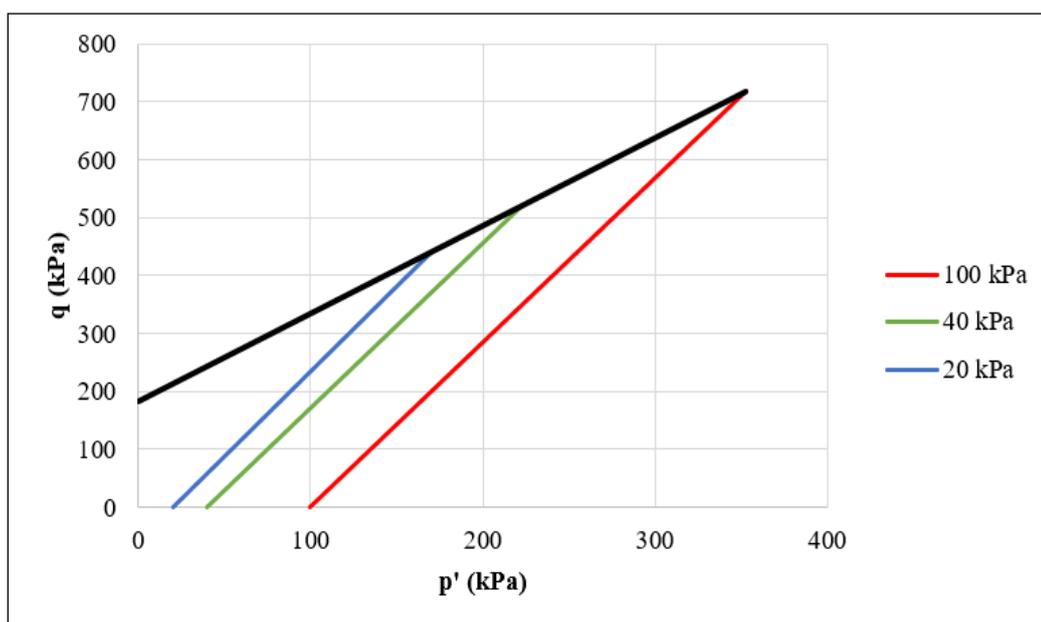
Figura 4.11 - Curva deformação volumétrica x deformação axial: (a) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 14$; (b) $\eta/(B_{iv})^{0.28} = 24$.

Percebe-se um pico de resistência em todos os ensaios realizados, conforme o esperado para materiais artificialmente cimentados (SCHNAID et al., 2001). Esse material possui um comportamento rígido no início do cisalhamento até o seu pico de resistência, a partir do qual o material possui uma diminuição no valor da sua resistência (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; GENS; NOVA, 1993). Mostraram que ensaios triaxiais com baixas tensões efetivas de materiais cimentados resultam em uma resistência de pico bem pronunciada, com um posterior decréscimo da resistência, conforme observado na Figura 4.10. Além disso, percebe-se que a houve um comportamento de redução volumétrica dos corpos de prova em todos os ensaios, característica de baixas tensões efetivas aplicadas.

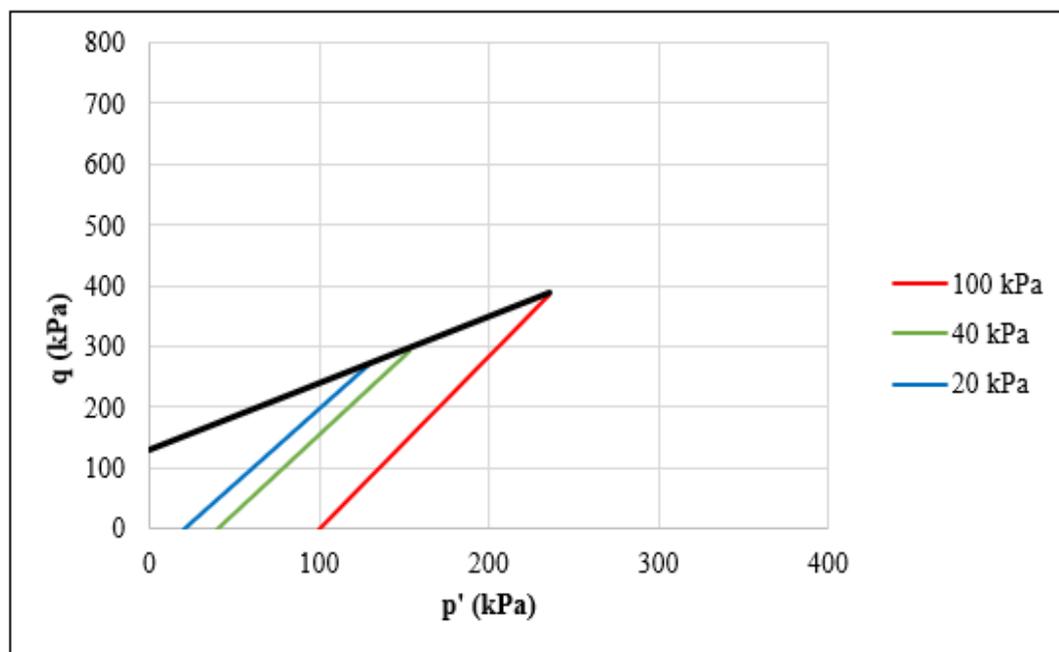
Para determinação dos parâmetros de resistência dos materiais, coes, obteve-se a envoltória de resistência no espaço $p' \times q$, apresentados na Figura 4.12a e na Figura 4.12b, conforme as equações 24 e 25.

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad (\text{Equação 24})$$

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (\text{Equação 25})$$



(a)



(b)

Figura 4.12 - Envoltórias de resistência $p' \times q$: (a) $\eta/(B_{iv})^{0,28} = 0,14$; (b) $\eta/(B_{iv})^{0,28} = 0,24$.

Conforme observado na Figura 4.12, verifica-se um comportamento coesivo friccional dos materiais, havendo um ângulo de atrito de pico de $27,6^\circ$ para o material com $\eta/(B_{iv})^{0,28}$ de 14 e $25,5^\circ$ para o material com $\eta/(B_{iv})^{0,28}$ de 24. Para os valores da coesão efetiva, foram obtidos os valores de 207,7 kPa e 143,6 kPa respectivamente. Segundo a metodologia proposta por Consoli (2014), utilizando resultados de compressão simples e de compressão diametral de corpos de provas retirados das camadas cimentadas, foram obtidos valores de ângulo de atrito de $26,1^\circ$ e $25,9^\circ$ respectivamente. Já para a coesão efetiva dos materiais, obteve-se valores de 203,0 kPa e 83,5 kPa respectivamente. O compilado de todos os dados obtidos pode ser observado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Parâmetros de resistência dos materiais

Material	Ângulo de atrito		Coesão (kPa)	
	Triaxial	Consoli (2014)	Triaxial	Consoli (2014)
$n/(B_{iv}^{0,28}) = 14$	$27,6^\circ$	$26,1^\circ$	207,7	203,0
$n/(B_{iv}^{0,28}) = 24$	$25,5^\circ$	$25,9^\circ$	143,6	83,5

No final dos ensaios, retirou-se os corpos de prova do interior da membrana, mas em todos os casos eles encontravam-se desintegrados, não permitindo assim a medição de suas dimensões ao final dos ensaios, caracterizando uma ruptura frágil, conforme Figura 4.13 e Figura 4.14.

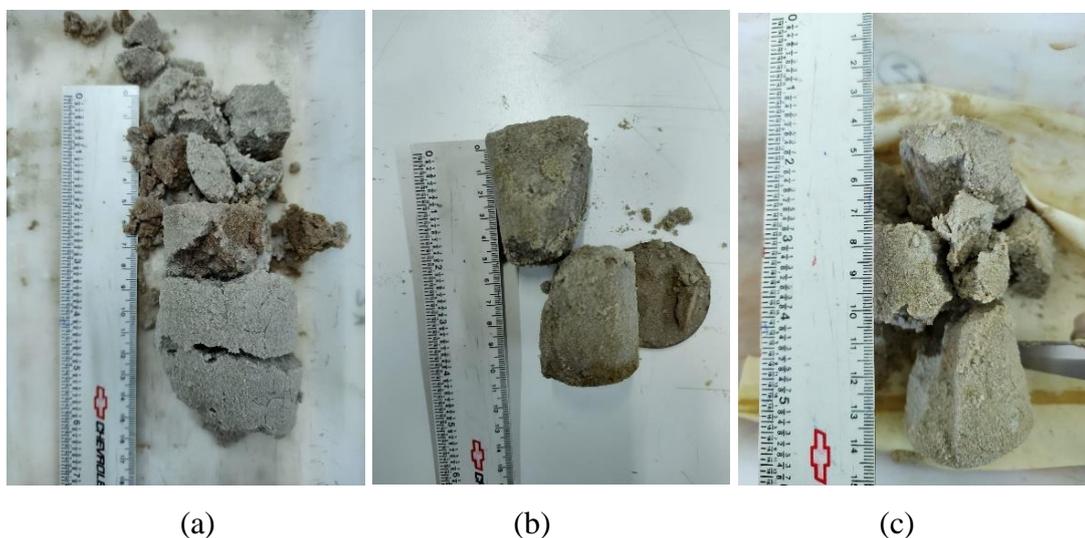


Figura 4.13 - Corpos de prova após ensaio de compressão triaxial com $\eta/(B_{IV})^{0.28}$ de 14: (a) $\sigma' = 20$ kPa; (b) $\sigma' = 40$ kPa; (c) $\sigma' = 100$ kPa.

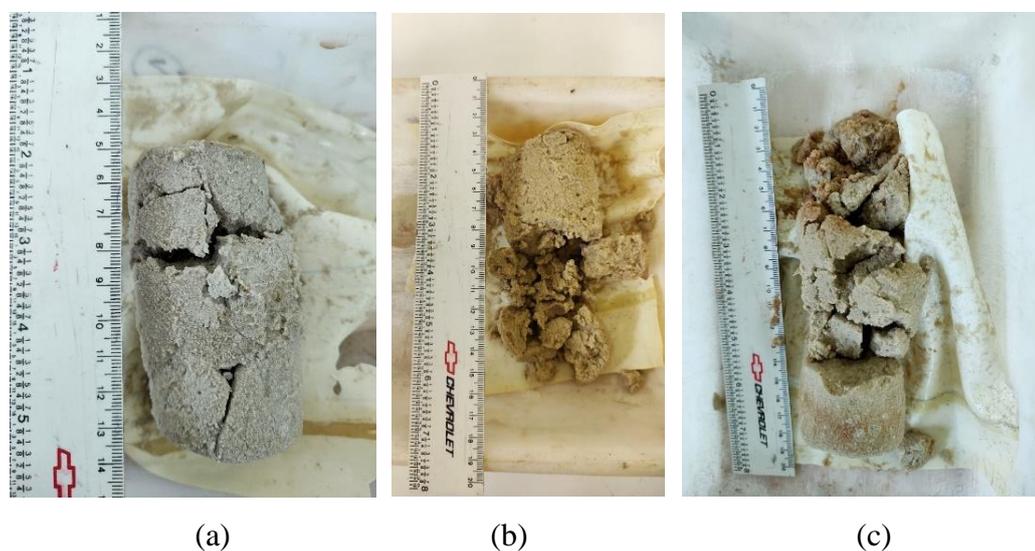


Figura 4.14 - Corpos de prova após ensaio de compressão triaxial com $\eta/(B_{IV})^{0.28}$ de 24: (a) $\sigma' = 20$ kPa; (b) $\sigma' = 40$ kPa; (c) $\sigma' = 100$ kPa.

4.6 CAPACIDADE DE CARGA DOS ENSAIOS DE PLACA

A Figura 4. apresenta a curva diâmetro da camada tratada *versus* carga de ruptura do sistema, onde adota-se a carga da camada referente ao deslocamento relativo de 3%, além das previsões de capacidade de carga propostas por Hansen (1961) e Vesic (1975).

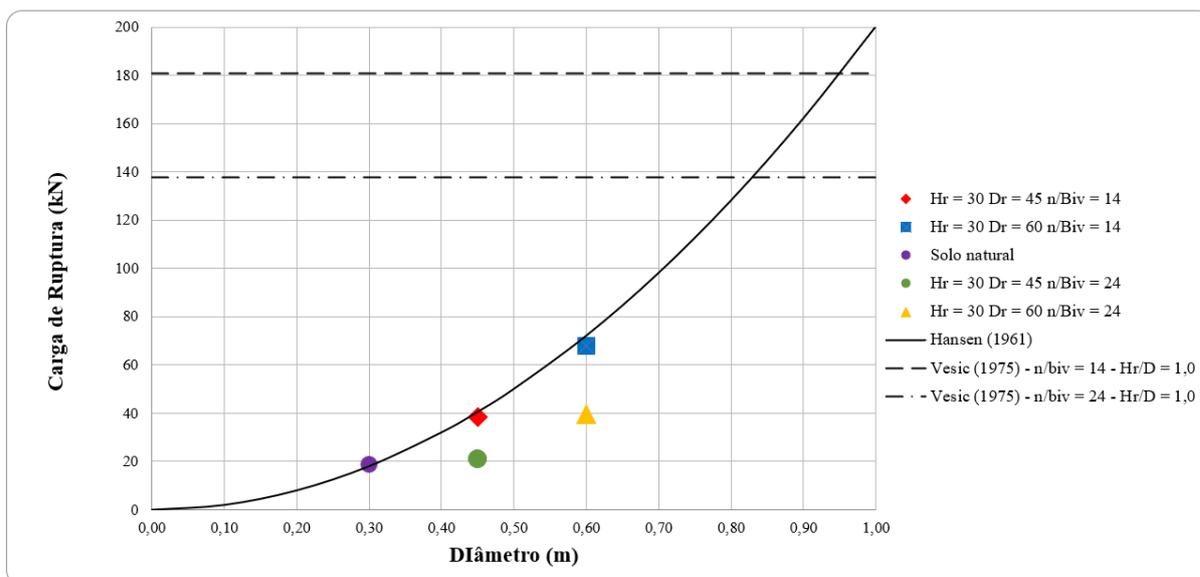


Figura 4.15 – Estimativa de carga de ruptura para os ensaios com o sistema de dupla camada e do solo natural.

Pode-se perceber que o método de Hansen (1961) foi o que mais se aproximou dos resultados obtidos nas provas de cargas realizadas nas camadas cujo o parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ era igual a 14, mostrando assim que a resistência do sistema de dupla camada foi limitada pela resistência do solo, assim como o ensaio realizado sobre o solo natural. As camadas com o parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ igual a 24 possuem uma carga de ruptura abaixo das camadas com o $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ igual a 14, comprovando assim que a resistência do sistema foi determinada pela resistência do material cimentado ao invés da resistência do solo natural. O método proposto por Vesic (1975) acabou não sendo compatível com os resultados obtidos *in loco*, tal como para os resultados obtidos por Mesavilla (2020) com as camadas com álcali ativação. O Quadro 4.1 apresenta o compilado dos resultados da carga de ruptura dos ensaios *versus* as respectivas estimativas e os tipos de ruptura previstos *versus* o resultado em campo.

Carga de Ruptura Medida (kN)		Estimativa de Carga de Ruptura (kN)		Tipo de Ruptura	
Ensaio	3% do Deslocamento Relativo	Hansen (1961)	Vesic (1975)	Previsto	Resultado (Campo)
Hr = 30 Dr = 45 n/Biv = 14	38,2	40,2	159,7	Puncionamento	Puncionamento
Hr = 30 Dr = 60 n/Biv = 14	67,9	71,4	159,7	Puncionamento	Puncionamento
Solo natural	18,4	17,8	159,7	Puncionamento	Puncionamento
Hr = 30 Dr = 45 n/Biv = 24	20,9	40,2	159,7	Ruptura da camada	Ruptura da camada
Hr = 30 Dr = 60 n/Biv = 24	39,5	71,4	159,7	Ruptura da camada	Ruptura da camada

Quadro 4.1 – Estimativa *versus* medida em campo da carga de ruptura e tipo de ruptura previsto *versus* ocorrido do sistema.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão abordadas as conclusões que o presente trabalho alcançou, além de sugestões para trabalhos futuros.

Este estudo avaliou o desenvolvimento de um cimento álcali ativado, desde a proporção entre os materiais precursores e o material ativador, com a posterior utilização na estabilização da areia de Osório e a sua utilização em campo. Como principal diferença dos demais estudos realizados pelo PPGEC citados anteriormente, foi a utilização de todos os materiais em pó, principalmente o silicato de sódio, que sempre foi utilizado de forma líquida.

A realização dos ensaios de laboratório e posteriormente em campo proporcionaram a compreensão da resistência mecânica que esse cimento álcali ativado aplicado em uma areia estabilizada possui. Esses resultados obtidos corroboraram outros estudos (CONSOLI, 2014; MOREIRA, 2020), que propuseram equações para prever valores de ângulo de atrito e coesão de materiais artificialmente cimentados e o comportamento desses materiais aplicados em camadas de reforço para fundações superficiais em campo respectivamente. As conclusões apresentadas a seguir, de forma mais específica de cada etapa deste trabalho, demonstram o cumprimento dos objetivos propostos.

5.1 ETAPA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Esta etapa, iniciou-se pela caracterização dos matérias de forma separada. Conforme mostrado, os resultados obtidos são similares aos já existentes na literatura, permitindo assim a comparação do material utilizado nessa pesquisa com a literatura. Após isso, na etapa de pré dosagem, acabou-se descartando a utilização do metacaulim, provavelmente por um problema na produção desse lote, conforme discutido anteriormente, cabendo para trabalhos futuros a utilização de outro lote deste material.

Na etapa de dosagem do material, a moldagem dos corpos de prova de solo-cimento, utilizando areia de Osório, cal de carbureto e silicato de sódio em pó apresentou grande dificuldade na hora de compactação do material dentro do molde tri partido, principalmente no material com peso específico de 18 kN/m³.

Analisando os valores de resistência a compressão simples do material, obteve-se um aumento da resistência com maior tempo de cura do material, conforme o esperado. Foi alcançada uma relação satisfatória com as curvas q_u e q_t versus $\eta/(B_{iv})^{0.28}$, permitindo uma padronização do expoente externo para todas as curvas, no caso -2,169. Este expoente varia dependendo do solo e o cimento utilizado, conforme Diambra *et al.* (2017). Além disso, obteve-se uma relação q_t/q_u de aproximadamente 13%, próximo do esperado.

5.2 ETAPA DE ENSAIOS DE CAMPO

Nesta etapa, foi atingido o objetivo de dimensionar as camadas de reforço de uma fundação superficial utilizando a equação proposta por Moreira (2020). As camadas com o parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 14, que foram dimensionadas para o punção alcançaram esse comportamento em campo, assim como as camadas com o parâmetro $n/B_{iv}^{0.28}$ de 24, que foram dimensionadas para o rompimento alcançaram esse comportamento em campo.

Durante a moldagem das camadas em campo, percebeu-se uma dificuldade de homogeneização da misturas com o maior teor de agente cimentante, principalmente do silicato de sódio, que por possuir uma certa umidade, acaba tendo grumos e não se misturavam com os demais materiais na betoneira, necessitando retirá-los previamente.

Analisando os resultados do Quadro 4.1 e da Figura 4., percebe-se que os comportamentos previstos para os ensaios foram replicados em campo. Além disso, o método de previsão de carga de Hansen (1961) adequou-se aos valores obtidos em campo.

5.3 ETAPA DE ENSAIOS TRIAXIAIS

Nesta etapa, foi possível obter os parâmetros de resistência dos corpos de prova do material. Ambos os materiais apresentaram um ângulo de atrito similares, tendo a principal diferença a coesão.

O material com parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0.28}$ de 24 era frágil e, portanto, de difícil manipulação, dificultando a exumação dos corpos de prova das camadas cimentadas. Além disso, houve uma

heterogeneidade entre os corpos de prova de mesmo material, característica de materiais moldados *in loco*.

5.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com a finalização desta pesquisa, e a análise dos resultados obtidos, aprofundou-se o entendimento sobre o comportamento dos materiais utilizados. Todavia, existem muitas variáveis que também devem ser estudadas, para o melhor entendimento. Com isso, seguem abaixo sugestões para futuros trabalhos que utilizarão cimentos álcali ativados para estabilização de solos, principalmente para sua utilização em camadas de reforço para fundações superficiais.

- I. Utilizar outro lote de metacaulim junto com a cal de carbureto e o silicato de sódio para estabilização de areia de Osório, comprovando assim a possibilidade ou não do uso de metacaulim para cimentos álcali ativados;
- II. Analisar outras propriedades além da resistência mecânica de areia de Osório estabilizada com cal de carbureto e silicato de sódio;
- III. Realizar Ensaio de Compressão Triaxiais com a areia de Osório estabilizada com cal de carbureto e silicato de sódio utilizando corpos de prova moldados em laboratório;
- IV. Utilizar hidróxido de sódio aliada ao silicato de sódio como material ativador do cimento álcali ativado utilizando metacaulim e cal de carbureto;
- V. Executar camadas de reforço para fundações superficiais utilizando areia de Osório estabilizada com cal de carbureto e silicato de sódio com diferentes geometrias do que as utilizadas nesse estudo;
- VI. Desenvolver uma análise do ciclo de vida da utilização de cal de carbureto e silicato de sódio como um cimento álcali ativado, verificando assim a viabilidade da sua utilização.

REFERÊNCIAS

ALONSO, S.; PALOMO, A. Alkaline activation of metakaolin and calcium hydroxide mixtures: Influence of temperature, activator concentration and solids ratio. **Materials Letters**, [s. l.], v. 47, n. 1–2, p. 55–62, 2001.

AMATYA, Shailendra *et al.* Uncertainties in the bearing capacity of shallow foundations and the factor N_y using an extensive database. **American Society of Civil Engineers**, [s. l.], p. 403–410, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7181 - Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. Philadelphia: ASTM, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2487: Standards Practice for Classification of Soils for Engineering Purpose (Unified Soil Classification System)**. [S. l.: s. n.], 2011.

ANAND, Shalini; VRAT, Prem; DAHIYA, R. P. Application of a system dynamics approach for assessment and mitigation of CO₂ emissions from the cement industry. **Journal of Environmental Management**, [s. l.], v. 79, n. 4, p. 383–398, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12051/2020 - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12253 Solo-cimento - Dosagem para emprego como camada no pavimento - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15575-1 - Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 1: Requisitos Gerais**. Rio de Janeiro.: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 1657 - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16605 - Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16840/2020 - Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos**. [S. l.: s. n.], 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122 - Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6489 - Prova de carga estática em fundação direta**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502 - Rochas e solos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181 - Solo - Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

BERTORELLI, A.; HARALVY, N. **Geologia do Brasil**. 4: Geologia de Engenharia, 1998.

BOSOAGA, Adina; MASEK, Ondrej; OAKEY, John E. CO2 Capture Technologies for Cement Industry. **Energy Procedia**, [s. l.], v. 1, n. 1, p. 133–140, 2009.

BRUSCHI, Giovani Jordi. **Estabilização de rejeitos de mineração de bauxita por meio de um sistema ligante álcali-ativado de cinza do bagaço de cana-de-açúcar e cal de carbureto**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, [s. l.], 2020.

BURD, H. J.; FRYDMAN, S. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 34, n. 2, p. 241–253, 1997.

BURLAND, J B; BURBIDGE, M. C. Settlement of foundations on sand and gravel. **Proc. Insin Civ. Engrs**, [s. l.], n. 78, p. 1325–1381, 1985.

CABALLERO, Ricardo Daniel. **Desenvolvimento de uma metodologia de projeto de fundações circulares assentes sobre camada de solo-cimento**. 2019. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS,

[s. l.], 2019.

CAICEDO, Andres Mauricio Lotero. **Melhoramento de um Solo Granular por Ativação Alcalina de Resíduos de Cerâmica Vermelha e Cal de Carbureto**. 2020. 262 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

CARDOSO, Fábio A. *et al.* Carbide lime and industrial hydrated lime characterization. **Powder Technology**, [s. l.], v. 195, n. 2, p. 143–149, 2009.

CARRETTA, Mariana da Silva. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 2018. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

CASAGRANDE, Michéle Dal Toé. **Comportamento de Solos Reforçados com Fibras Submetidos a Grandes Deformações**. 2005. 219 p f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

CINTRA, J. C .; AOKI, Nelson; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas- Projeto Geotécnico**. 4. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2011.

CONSOLI, Nilo Cesar. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. **Engineering Geology**, [s. l.], v. 169, p. 61–68, 2014. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.11.016>.

CONSOLI, Nilo Cesar *et al.* Durability, Strength, and Stiffness of Green Stabilized Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 144, n. 9, p. 1–10, 2018.

CONSOLI, Nilo Cesar *et al.* Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. **Geotextiles and Geomembranes**, Amsterdam, v. 27, n. 3, p. 196–203, 2009.

CONSOLI, Nilo Cesar *et al.* Lime–Ground Glass–Sodium Hydroxide as an Enhanced Sustainable Binder Stabilizing Silica Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], p. 1–22, 2021.

CONSOLI, Nilo Cesar *et al.* Spread Footings Bearing on Circular and Square Cement-Stabilized Sand Layers Above Weakly Bonded Residual Soil. **Soils and Rocks**, Rio de Janeiro, v. 43, n. 3, p. 339–349, 2020.

CONSOLI, Nilo Cesar *et al.* Spread Footings on Green Stabilized Sand Layers over Weakly Bonded Residual Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 146, n. 11, p. 06020022, 2020.

CONSOLI, Nilo Cesar; ROSA, Francisco Dalla; FONINI, Anderson. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 135, n. 12, p. 1846–1856, 2009.

CONSOLI, Nilo Cesar; VENDRUSCOLO, Márcio Antonio; PRIETTO, Pedro Domingos Marques. **Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber**. 2003. 96–101 f. Reston, 2003.

COSTA, Filipe Cancellier da; GODINHO, Daiane dos Santos da Silva. **Estudo Do Efeito Da Temperatura Em Concreto Álcali- Ativado À Base De Metacaulim Com Adição De Óxido De Alumínio**. 2017. 1–20 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) - Curso de Engenharia Civil, UNESC, Criciúma, 2017.

CRUZ, Túllio Alexandre Mustafé da. **Estudo de Argamassas de Cal Hidratada e Metacaulim com Adição de Gesso**. 2019. 228 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2019.

CRUZ, Rodrigo Caberlon. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de Uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2008. 216 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2008.

CUDMANI, Roberto Oscar. **Estudo do comportamento de sapatas assntes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1994.

DAASSI-GLI, Cocou Auxence Pierre. **Estabilização de um Solo Granular com Misturas de**

Pó de Vidro – Cal de Carbureto – Hidróxido de Sódio (NaOH). 2020. 193 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

DALLA ROSA, Francisco. **Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada.** 2009. 191 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2009.

DALLA ROSA, Francisco; THOMÉ, Antônio. **Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa.** XXXI Jornada Sud-Americanas de Ingenieria Estructural 2004. Mendoza, Argentina: [s. n.], 2004.

DASS, R. N. Tensile Stress-Strain Characteristics of Lighy Cemented Sand. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 17, n. 3, p. 305–314, 1994.

DAVIDOVITS, J. Geopolymers. **Journal of Thermal Analysis**, [s. l.], v. 37, n. 8, p. 1633–1656, 1991.

DE BEER, F. P. *et al.* **Mecánica vectorial para ingenieros.** [S. l.]: McGraw-Hill, 1967.

DE BEER, E. E.; VESIC, Aleksander B. Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des fondations directes etablies en surface. **Annales des Travaux Publics de Belgique**, [s. l.], p. 5–58, 1958.

DIAMBRA, A. *et al.* Theoretical Derivation of Artificially Cemented Granular Soil Strength. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 143, n. 5, p. 04017003, 2017.

DIAZ, Juan Guillermo. **Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados.** 1998. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1998.

DONATO, Maciel. **Medidas Diretas de Tensão em Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno.** 2007. 146 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

DU, Yan Jun *et al.* Field evaluation of soft highway subgrade soil stabilized with calcium carbide residue. **Soils and Foundations**, [s. l.], p. 1–14, 2016.

DU, Y. J.; ZHANG, Y. Y.; LIU, S. Y. Investigation of Strength and California Bearing Ratio Properties of Natural Soils Treated by Calcium Carbide Residue. **Geo-Frontiers**, [s. l.], p. 1237–1244, 2011.

DUXSON, P. *et al.* Geopolymer technology: The current state of the art. **Journal of Materials Science**, [s. l.], v. 42, n. 9, p. 2917–2933, 2007.

ENGINEERS, U. S. Army Corps of. **Design and Construction of Levees Engineer Manual N° 1110-2-1913**. Washington D. C.: [s. n.], 2000.

FANTE, Fernando. **Comportamento de Fundações Diretas Submetidas à Carregamento Cíclico em Solo Residual**. 2021. 187 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2021.

FARO, Vitor Pereira. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados : concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 349 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

FELT, Eral J. Factors Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixtures. [s. l.], p. 25, 1955.

FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PALOMO, J. G.; PUERTAS, F. Alkali-activated slag mortars: Mechanical strength behaviour. **Cement and Concrete Research**, [s. l.], v. 29, n. 8, p. 1313–1321, 1999.

FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PUERTAS, F. Effect of activator Mix on the Hydration and Strength Behaviour of Alkali-Activated Slag Cements. **Advances in Cement Research**, [s. l.], v. 15, n. 3, p. 129–136, 2003.

FESTUGATO, Lucas. **Análise do Comportamento Mecânico de Um Solo Micro - reforçado com Fibras de Distintos Índices de Aspecto**. 2008. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2008.

FOPPA, Diego. **Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

FOPPA, Diego. **Novo Método Para Cálculo da Capacidade de Fundações Superficiais Assentes Sobre Camada de Reforço em Solo-Cimento**. 2016. 229 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

FRACARO, Taciane Pedrott. **Análise do Comportamento Mecânico de Rejeito de Minério de Ferro Submetido a Ativação Alcalina pelo método “Two Parts”**. 2022. 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, [s. l.], 2022.

GARCIA-LODEIRO, I.; PALOMO, A.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A. **An overview of the chemistry of alkali-activated cement-based binders**. [S. l.]: Woodhead Publishing Limited, 2015. *E-book*. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1533/9781782422884.1.19>.

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. **International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils**, [s. l.], v. 1, p. 485–494, 1993.

GLUKHOVSKY, V D. **Soil silicates**. Gosstroyizdat USSR, Kiev. [S. l.]: Russian, 1959.

HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. **Geoteknisk Institut**, [s. l.], v. 5, p. 37–46, 1961.

HANSEN, J. Brinch. A revised and extended formula for bearing capacity. **Bulletin of the Danish Geotechnical Institute**, [s. l.], v. 28, n. 28, p. 5–11, 1970.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practiced**. New York: John Wiley & Sons, 1972.

JASKULSKI, Fernanda Maria. **Análise do Comportamento Mecânico de Rejeito de Minério de Ferro Submetido a Ativação Alcalina pelo Método “ One-Part ” REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO SUBMETIDO A ATIVAÇÃO ALCALINA PELO MÉTODO “ ONE-PART ”**. 2022. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2022.

JIANG, Ning Jun *et al.* Multi-scale laboratory evaluation of the physical, mechanical, and

microstructural properties of soft highway subgrade soil stabilized with calcium carbide residue. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 53, n. 3, p. 373–383, 2016.

JUNIOR, Luizmar da Silva Lopes; THOMÉ, Antônio. 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**, [s. l.], 2005.

KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. **Geotechnique**, [s. l.], v. 47, n. 2, p. 339–345, 1997.

KRIVENKO, P. Why alkaline activation - 60 years of the theory and practice of alkali-activated materials. **Journal of Ceramic Science and Technology**, [s. l.], v. 8, n. 3, p. 323–333, 2017.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. SI Versioned. [S. l.: s. n.], 1979.

LANCELLOTTA, R; BERARDI, R. Stiffness of granular soils from field performance. **Geotechnique**, [s. l.], n. 1, p. 149–157, 1991.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The General and Congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**, [s. l.], v. 40, n. 3, p. 467–488, 1990.

LIN, Kai Qiu; WONG, Ing Heng. Use of Deep Cement Mixing to Reduce Settlements at Bridge Approaches. **Geotechnical Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 125, n. 4, p. 349–355, 1999.

MALHOTRA, V. M. Introduction: sustainable development and concrete technology. **Concrete International**, [s. l.], v. 24, n. 7, p. 22, 2002.

MEDINA, J. **Apostila de Estabilização de Solos**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1987.

MENEZES, Ricardo José Wink de. **Análise da resistência mecânica de uma mistura de areia, metacaulim e cal**. 2016. 75 f. Trabalho de Conclusão de Curso - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, [s. l.], 2016.

MESAVILLA, Débora Thais. **Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Camadas de Areia Estabilizada com Cimento Álcali-Ativado Reforçado com Fibras**. 2020. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em

Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. **International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, [s. l.], n. Zurich: Anais, p. 440–445, 1953.

MEYERHOF, George Geoffrey. Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 11, n. 2, p. 223–229, 1974.

MEZZOMO, Samuel Maggioni. **Estudo dos Mecanismos de Fluidização de Areias com Jatos de Água**. 2009. 2009 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2009.

MIGUEL, Gustavo Dias. **Desempenho e Comportamento Mecânico de Um Solo Dispersivo e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial, Cal de Carbureto e Reforçado com Fibras de Vidro**. 2020. 282 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

MITCHELL, J. K. Soil Improvement - State-of-the-Art Report. **International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)**, p.509–565, 1981.

MOH, Z. Reactions of soil minerals with cement and chemicals. [s. l.], p. 39–61, 1965.

MOREIRA, Eclesielter Batista. **Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes Sobre Camada Finita de Solo Cimentado**. 2020. 222 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

NORMATIZAÇÃO, Associação Mercosur de. **NM 52: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente**. [S. l.: s. n.], 2009.

OLIVEIRA, Jessamine Pedroso De. **Análise do comportamento mecânico de rejeito de minério de ferro álcali-ativado com escória de alto forno**. 2022. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2022.

PACHECO-TORGAL, Fernando. Handbook os alkali-activated cements, mortars and concretes. [s. l.], 2015.

PAIKOWSKY, Samuel G. *et al.* **LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures**. Washington, D. C.: National Academy of Sciences, 2010.

PALOMO, A; GRUTZECK, M W; BLANCO, M T. Alkali-activated fly ashes A cement for the future. **Cement and Concrete Research**, [s. l.], v. 29, p. 1323–1329, 1999.

PRANDTL, Ludwig. Über die härte plastischer körper. **Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse**, [s. l.], v. 1920, p. 74–85, 1920.

PRIETTO, Pedro Domingos Marques. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**. 1996. 169 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1996.

PUERTAS, F.; TORRES-CARRASCO, M. Use of glass waste as an activator in the preparation of alkali-activated slag. Mechanical strength and paste characterisation. **Cement and Concrete Research**, [s. l.], v. 57, p. 95–104, 2014. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.12.005>.

QUEIROZ, Luciana Carvalho. **Cimentação de Areia a Partir de Sistemas Ligantes Alcali-Ativados Luciana**. 2019. 97 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2019.

REISSNER, H. Zum erddruckproblem. **Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics**, [s. l.], n. Delft, p. 295–311, 1924.

RIOS, Sara *et al.* Structural Performance of Alkali-Activated Soil Ash versus Soil Cement. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 28, n. 2, p. 04015125, 2016.

RIZZON, Matheus Miotto. **Efeitos da compactação dinâmica em solo residual**. 2016. 89 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 35, n. 3, p. 442–459, 1998.

ROSA, Francisco Dalla. **Caracterização geotécnica e estudo do comportamento carga x**

recalque do solo do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) - Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2003.

RUVER, Cesar Alberto. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento.** 2011. 345 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2011.

SALDANHA, Rodrigo Beck. **Misturas cinza volante, cal de carbureto e cloreto de sódio: comportamento da resistência à compressão simples, durabilidade e lixiviação em coluna.** 2018. 188 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, [s. l.], 2018.

SALDANHA, Rodrigo Beck *et al.* Physical–Mineralogical–Chemical Characterization of Carbide Lime: An Environment-Friendly Chemical Additive for Soil Stabilization. **Journal of Materials in Civil Engineering**, ASCE, ano 30, n. 6, 2018. p. 06018004.

SANTOS, Ana Paula Silva dos. **ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLOCIMENTO- FmRA SOB ALTAS PRESSÕES.** 2008. 169 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2008.

SASSO, Larissa Fernandes. **Análise de Sapata Estaqueada Submetida a Carregamento Axial em Solo Residual Considerando Estaca Individual e Grupo de Estacas.** 2020. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, [s. l.], 2020.

SCHEUERMANN FILHO, Hugo Carlos. **Estabilização de um solo dispersivo com pó de vidro moído e cal de carbureto.** 2019. 186 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2019.

SCHNAID, Fernando; PRIETTO, Pedro Domingos Marques; CONSOLI, Nilo Cesar. Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression. **Manager**, [s. l.], v. 127, n. 10, p. 857–868, 2001.

SCHULZ, Luana Rutz. **Comportamento de Estacas Escavadas Submetidas a Carregamentos Cíclicos Axiais em Solo Coesivo Friccional.** 2020. 189 f. Dissertação

(Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

SECCO, Marina Paula. **Estudo Da Utilização De Um Cimento Alcalino Híbrido Para Estabilização De Base De Fundações Superficiais**. 2020. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

SILVANI, Carina. **Influência da Temperatura de Cura no Comportamento Mecânico de Misturas Areia-Cinza Volante-Cal**. 2013. 127 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2013.

SILVANO, L. W. **Estabilização alcalina de misturas de areia, pó de telha cerâmica e cal de carbureto**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients a and b . **Geotechnique**, [s. l.], v. 4, n. 4, p. 143–147, 1954.

SOARES, E. M. M. **Melhoria do solo residual granítico com recurso à ativação alcalina de cinzas volantes**. 2013. Dissertação (Mestrado Em Engenharia Civil) - Programa De PósGraduação Em Engenharia Civil - Universidade De Trás-Os-Montes E Alto Douro, [s. l.], 2013.

SPINELLI, L. F. **Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados**. 1999. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1999.

TERZAGHI, Karl. *Theoretical Soil Mechanics*. New York, p. 1–510, 1943.

THOMÉ, Antônio *et al.* Biostimulation and rainfall infiltration: influence on retention of biodiesel in residual clayey soil. **Environmental Science and Pollution Research**, [s. l.], v. 24, n. 10, p. 9594–9604, 2017.

THOMÉ, Antônio *et al.* Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 42, n. 6, p. 1569–1584, 2005.

THOMÉ, Antônio. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. 266 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1999.

THOMÉ, Antônio; RUVÉR, Cesar Alberto; DALLA ROSA, Francisco. Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo. *In:* , 2004, São Carlos. **1o SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS (GEO JOVEM 2004)**. São Carlos: [s. n.], 2004.

TORRES-CARRASCO, M; PALOMO, J G; PUERTAS, F. Sodium silicate solutions from dissolution of glasswastes. Statistical analysis. **Material de Construcción**, [s. l.], v. 64, n. 314, 2014.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Volume comed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VESIC, Aleksander B. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. **Highway Research Record**, [s. l.], v. 39, p. 112–153, 1963.

VESIC, Aleksander B. Bearing Capacity of Shallow Foundations. **Foundation Engineering Handbook**, [s. l.], p. 121–145, 1975.

VICHAN, Songsuda; RACHAN, Runglawan. Chemical stabilization of soft Bangkok clay using the blend of calcium carbide residue and biomass ash. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 53, n. 2, p. 272–281, 2013.

WAGNER, Alexia Cindy. **Comportamento de Sapatas Estaqueadas Carregadas Axialmente em Solo Residual Considerando Diferentes Grupos de Estacas**. 2020. 196 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, [s. l.], 2020.

WANG, Shao-dong; SCRIVENER, Karen L; PRATT, P L. Factors Affecting the Strength of Alkali-Activated Slag. **Cement and Concrete Research**, [s. l.], v. 24, n. 6, p. 1033–1043, 1994.

YANG, Keun Hyeok *et al.* Effect of supplementary cementitious materials on reduction of CO₂ emissions from concrete. **Journal of Cleaner Production**, [s. l.], v. 103, p. 1–10, 2014.