



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

NEYLA LIMA CARNEIRO SERNACHE

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ARENOSOS
REFORÇADOS COM MICROGRELHAS POR MEIO DE ENSAIOS DE
PLACA

FORTALEZA

2025

NEYLA LIMA CARNEIRO SERNACHE

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ARENOSOS
REFORÇADOS COM MICROGRELHAS POR MEIO DE ENSAIOS DE PLACA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares

Coorientador: Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar

FORTALEZA

2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S486e Sernache, Neyla Lima Carneiro.

Estudo do comportamento mecânico de solos arenosos reforçados com microgrelhas por meio de ensaios de placa/ Neyla Lima Carneiro Sernache. Fortaleza – 2025.
130 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2025.

Orientação: Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares.

Coorientação: Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar.

1. Prova de carga em placa. 2. Solo reforçado. 3. Geossintético. 4. Microgrelha. I. Título.

CDD 624.15

NEYLA LIMA CARNEIRO SERNACHE

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ARENOSOS
REFORÇADOS COM MICROGRELHAS POR MEIO DE ENSAIOS DE PLACA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 10/01/2025

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar (Coorientador)
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará (IFCE)

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Examinador interno)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Fernando Feitosa Monteiro (Examinador externo)
Universidade Estadual de Campinas (Unicamp)

"À Deus, toda a honra e glória."

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar a Deus, por ouvir sempre minhas orações.

A Leandro Sernache, meu esposo, que está sempre comigo nos momentos bons e ruins, me dando sempre apoio e paciência.

A minha mãe, por acreditar na minha capacidade e por todas as suas orações e preocupação com suas filhas amadas.

Homenagem póstuma a minha avó Maria dos Santos Lopes, minha eterna gratidão e saudade.

Às minhas irmãs Keyla Espídola e Sheyla Carneiro, por serem minhas parceiras e amigas.

Ao Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares, que mesmo cheio de trabalho cedeu seu tempo, sempre muito educado e com paciência em ajudar, dando sempre orientações, sugestões e correções. Muito obrigada por toda a ajuda.

Ao Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar, pelas contribuições, apoio dados em minha pesquisa e por, mais uma vez, contribuir em minha formação. Minha sincera gratidão.

À empresa MACAFERRI BRASIL LTDA, por doar os geossintéticos utilizados na pesquisa.

Meus agradecimentos especiais a Universidade Federal do Ceará e aos seus professores, que nos incentivam na caminhada da produção científica e na continuação dos alunos na vida acadêmica.

Ao laboratório de mecânica dos solos e pavimentação da Universidade Federal do Ceará (UFC), pela realização de todos os ensaios. A Ana, ao professor Roberto e em especial ao Anselmo, que sempre muito solícito, me auxiliou na execução dos ensaios.

Aos colegas Ricardo Bezerra e Deyvid Elias, pelo auxílio prestado durante a elaboração desta pesquisa, quando necessário.

Aos meus amigos Alcina Maia, Anderson Gazetta, Carlos Miller, Cecília Bernardo, Fábio Cantal, Gino de Luca, Gleyciane Lemos, Jéssica Nobre, Jorge André, Luis Eduardo, Matheus Teodoro, Odilon Saldanha, Cristiane Gomes e Patrícia Garcia, minha gratidão por todo o apoio, compreensão e aos valiosos conselhos. Gratidão!

“A morte do homem começa no instante em que ele desiste de aprender.” (Albino Teixeira)

RESUMO

A busca por melhorias na resistência e rigidez dos solos é um tema importante na engenharia geotécnica. O uso de geossintéticos de reforço tem se mostrado uma solução eficaz, aumentando a estabilidade das estruturas e a capacidade de suporte dos solos. Esses materiais são aplicados em obras que exigem maior rigidez, resistência ao cisalhamento e à tração, como fundações e contenções. Dentro dessa categoria, as microgrelhas desempenham funções de separação e reforço. No entanto, por se tratar de um geossintético recente no mercado, ainda se conhece pouco na literatura sobre suas propriedades como reforço de solo, o que demanda mais pesquisas no assunto. Esta pesquisa teve como objetivo avaliar a melhoria no comportamento mecânico de uma fundação em solo natural, comparando-o com o desempenho de solos arenosos compactados e de solos compactados com a inclusão de três camadas de microgrelhas. Para isso, foram realizadas três provas de carga em campo no mesmo local: uma em solo natural, outra em solo compactado e a terceira em solo compactado com a inclusão de microgrelhas. Devido à ausência de ruptura nítida ou física nas provas de carga, foi utilizado o método de extrapolação de rigidez de Décourt (1996; 2008) para estimar a tensão de ruptura. As análises basearam-se nas curvas de pressão versus recalque e nos parâmetros obtidos nas provas de carga em placa, permitindo comparar o comportamento do solo nas diferentes condições testadas. Os resultados mostraram um aumento da capacidade de carga, rigidez, coeficiente de reação vertical e módulo de elasticidade, além da redução dos recalques com o uso das técnicas de melhoramento, sendo mais significativo no solo compactado com microgrelhas. Os resultados obtidos foram também comparados às tensões de ruptura calculadas com base em parâmetros de ensaios laboratoriais de estudos prévios com amostras do mesmo local. As tensões de ruptura foram estimadas pelo método de Terzaghi (1943) para os solos saturados nas condições natural, compactada e compactada com microgrelhas, e pelo método de Vanapalli e Mohamed (2007) para solo natural não saturado. Os métodos teóricos foram mais conservadores para solos natural e compactado, mas, para solo compactado com microgrelhas, o método de Terzaghi foi menos conservador que o resultado de campo, evidenciando a necessidade de ajustes para representar melhor as condições dos ensaios realizados com inclusão da microgrelha, principalmente. Além disso, nos ensaios realizados nessa pesquisa, as análises, através do método de rigidez, indicaram a inexistência de ruptura física nas respectivas provas de cargas diretas, fato esse, já defendido por Décourt (2008).

Palavras chave: prova de carga direta; solo reforçado; geossintético; microgrelha.

ABSTRACT

The pursuit of improvements in soil strength and stiffness is a significant topic in geotechnical engineering. The use of geosynthetic reinforcements has proven to be an effective solution, enhancing the stability of structures and the bearing capacity of soils. These materials are applied in projects requiring greater stiffness, shear strength, and tensile resistance, such as foundations and retaining structures. Among these, microgrids perform functions of separation and reinforcement. However, as a relatively recent geosynthetic on the market, its properties as a soil reinforcement material are still underexplored in the literature, highlighting the need for further research on the subject. This research aimed to evaluate the improvement in the mechanical behavior of a foundation on natural soil by comparing it with the performance of compacted sandy soils and compacted soils reinforced with three layers of microgrids. To achieve this, three field load tests were conducted at the same location: one on natural soil, another on compacted soil, and a third on compacted soil with the inclusion of microgrids. Due to the absence of distinct physical failure in the load tests, the stiffness extrapolation method proposed by Décourt (1996; 2008) was applied to estimate the failure stress. The analyses were based on pressure versus settlement curves and parameters obtained from plate load tests, allowing a comparison of soil behavior under different conditions. The results showed an increase in bearing capacity, stiffness, vertical reaction coefficient, and elastic modulus, as well as a reduction in settlements with the use of improvement techniques. These improvements were more significant in compacted soil with microgrids. The results were also compared to failure stresses calculated using parameters from laboratory tests in previous studies with samples from the same location. The failure stresses were estimated using Terzaghi's method (1943) for saturated soils in natural, compacted, and compacted-with-microgrid conditions, and Vanapalli and Mohamed's method (2007) for unsaturated natural soil. The theoretical methods were more conservative for natural and compacted soils; however, for compacted soil with microgrids, Terzaghi's method was less conservative than the field results. This highlights the need for adjustments to better represent the conditions of tests conducted with microgrid inclusion. Furthermore, the analyses from the stiffness method in this research indicated the absence of physical failure in the respective direct load tests, a fact already supported by Décourt (2008).

Keywords: direct load test; reinforced soil; geosynthetic; microgrid.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Bulbo de tensões	24
Figura 2 – Bulbo de tensões em função do formato da sapata	25
Figura 3 – caso em que a prova de carga não se aplica a fundação.....	26
Figura 4 – Prova de Carga com escavação do terreno. (a) sistema de reação com cargueira, (b) sistema de reação com estaca ou tirante.....	27
Figura 5 – Prova de Carga sem escavação do terreno. (a) sistema de reação com cargueira, (b) sistema de reação com estaca ou tirante.....	27
Figura 6 – Curva teórica pressão x recalque.....	31
Figura 7 – Curva pressão x recalque.....	31
Figura 8 – Curva tensão-recalque.....	32
Figura 9 – Curva tensão x recalque com ocorrência de pico de tensão.....	33
Figura 10 – Curva tensão x recalque com comportamento de encruamento do solo.....	34
Figura 11 – Rupura Generalizada.....	35
Figura 12 – Rupura por puncionamento.....	35
Figura 13 – Rupura Localizada.....	36
Figura 14 – Definição do coeficiente de reação a partir da curva tensão x deslocamento	43
Figura 15 – Provas de carga em placa e sapata sobre argila sobreadensada em meio elástico homogêneo.....	44
Figura 16 – Provas de carga em placa e sapata com curvas tensão x deslocamento típicas em areia.....	45
Figura 17 – Provas de carga em placa e sapata no caso particular da areia, $E_s=kz$	45
Figura 18 – Gráfico de Rigidez de estaca pré-moldada de concreto armado.....	46
Figura 19 – Gráfico de Rigidez de uma fundação do tipo Sapata.....	47
Figura 20 – plotagem do gráfico com os dados da prova de carga em uma fundação rasa de 2,50m x 2,50m e os dados da extrapolação.....	48
Figura 21 – Gráfico de rigidez para o teste de carga.....	49
Figura 22 – Impermeabilização de aterro sanitário com geomembranas.....	51
Figura 23 – Impermeabilização de lagoa de tratamento com geomembrana.....	51
Figura 24 - Representação do Geotêxtil não tecido.....	52
Figura 25 – Representação do Geotêxtil tecido.....	53
Figura 26 – Representação de um geocomposto de drenagem.....	53
Figura 27 – Drenagem de pavimento em microvala com geocomposto.....	54

Figura 28 - Representação da georrede.....	54
Figura 29 – Representação da Geocélula PEAD com parede lisa.....	55
Figura 30 – Representação da Geocélula PEAD com parede perfurada.....	55
Figura 31 – Representação dos geotubos corrugados.....	56
Figura 32 – Representação da fibra.....	57
Figura 33 - Representação da geogrelha.....	57
Figura 34 – Reforço de base de pavimento com geogrelha.....	58
Figura 35 – Elementos componentes de uma geogrelha.....	58
Figura 36 - Representação da Microgrelha.....	59
Figura 37 – (a) Confinamento de berço de rachão com microgrelha. (b) Microgrelha aplicada como camada separadora e de reforço.....	60
Figura 38 – Diversas aplicações da microgrelha: (a) aterros de conquista, (b) confinamento de berços de rachão, (c) contenções de baixa altura e (d) melhoramento de capacidade de suporte em via.....	61
Figura 39 – Microgrelha e geogrelha aplicada em solo de baixa capacidade de suporte	62
Figura 40 – Obra finalizada com uso da geogrelha e microgrelha.....	62
Figura 41 – Comportamento tensão (ou carga) x deformação dos materiais.....	64
Figura 42 – a) elemento de solo sem reforço; b) elemento de solo com reforço.....	65
Figura 43 – Comparativo da curva tensão x recalque dos ensaios S x 1GC x 2GC x 1GG x 2GG.....	67
Figura 44 – Curvas para o solo sem e com reforço de microgrelha para a tensão confinante de 50 kPa: Tensão desvio x Deformação axial.....	69
Figura 45 – Módulo de deformabilidade secante normalizado pela tensão confinante com a inserção das camadas de reforço de microgrelha.....	70
Figura 46 – Localização do campo experimental de Geotecnia e Fundações.....	72
Figura 47- Locação das provas de carga no campo experimental.....	73
Figura 48 – Resultados de ensaio de sondagem à percussão (SPT).....	75
Figura 49 – Caminhão utilizado como sistema de reação.....	76
Figura 50 – Detalhes do sistema de carga: 1- bomba, 2-macaco hidráulico.....	77
Figura 51 – Detalhes do sistema de carga: 3- placa metálica, 4- complementos metálicos.....	77
Figura 52 – Equipamentos utilizados no sistema de medição.....	78
Figura 53 – Vista superior dos modelos 1 e 2.....	79

Figura 54 – Modelo 1 - execução da cava de solo compactado.....	79
Figura 55 – Modelo 2 - execução da cava de solo compactado intercalado com microgrelhas.....	79
Figura 56 – Base cimentada para correção da umidade do solo.....	82
Figura 57 – compactador wacker bs50-2 gasolina.....	82
Figura 58 – correção da umidade do solo de cada camada.....	83
Figura 59 – compactação das camadas de solo.....	84
Figura 60 – controle da altura das camadas de solo compactado.....	84
Figura 61 – cravação do cilindro.....	85
Figura 62 – pesagem do conjunto cilindro de cravação e solo.....	85
Figura 63 – proteção da cava de solo compactado.....	86
Figura 64 – execução do ensaio.....	86
Figura 65 – ilustra a posição de cada reforço n em relação a superfície do solo.....	88
Figura 66 – uso do cravação do cilindro.....	88
Figura 67 – Execução da PCE2.....	89
Figura 68 – Execução da PCE3.....	90

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curva granulométrica das amostras.....	91
Gráfico 2 – Curvas de compactação.....	92
Gráfico 3 – Curva Pressão x recalque de prova de carga em solo natural.....	93
Gráfico 4 – Curva pressão x recalque pelo método de Décourt em solo natural.....	94
Gráfico 5 – Curva Pressão x Rigidez pelo método de Décourt em solo natural.....	95
Gráfico 6 – Curva Pressão x recalque de prova de carga em solo compactado.....	96
Gráfico 7 – Curva pressão x recalque pelo método de Décourt no solo compactado.....	97
Gráfico 8 – Curva Pressão x Rigidez pelo método de Décourt do solo compactado.....	97
Gráfico 9 – Curva Pressão x recalque de prova de carga em solo compactado com a inclusão de microgrelhas.....	98
Gráfico 10 – Curva Pressão x recalque das provas de cargas realizadas.....	99
Gráfico 11 – Curva Pressão x recalque pelo método de Décourt em prova de carga de solo compactado com microgrelhas.....	100
Gráfico 12 – Curva Pressão x Rigidez pelo método de Décourt em prova de carga de solo compactado com microgrelhas.....	100
Gráfico 13 – Curva Pressão x recalque de provas de carga em solo natural, compactado e compactado com microgrelhas com uso do método de Décourt.....	101
Gráfico 14 – Curva Pressão x rigidez de provas de carga em solo natural, compactado e compactado com microgrelhas com uso do método de Décourt.....	102
Gráfico 15 – Curva Módulo de Elasticidade x Pressão em provas de carga em solo natural, compactado e compactado com microgrelhas.....	104
Gráfico 16 - Tensão de ruptura usando métodos teóricos e experimental.....	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tabela de características da microgrealha MacGrid®.....	81
Tabela 2 – Determinação das pressões de ensaio.....	87

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CC	Coefficiente de curvatura
CNU	Coefficiente de não uniformidade
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
GG	Geogrelha
GC	Geocélula
N_{SPT}	Índice de resistência a penetração
NBR	Norma Técnica Brasileira
PCE	Provas de carga estáticas
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
RSFs	Fundações reforçadas com geossintéticos
SPT	Sondagem de simples reconhecimento
SUCS	Sistema Universal de Classificação dos Solos

LISTA DE SÍMBOLOS

σ	Tensão
σ_{adm}	Tensão admissível
ϑ	Coefficiente de Poisson;
E	Módulo de Elasticidade ou Young
Gs	Densidade real dos grãos
$\gamma_d, \text{máx}$	massa específica aparente seca máxima do solo
w	Umidade ótima do solo
S	Recalque
Is,B	Fator de forma da fundação real
Is,b	Fator de forma da placa
B	Diâmetro ou lado da fundação
(B eq)	Largura equivalente
A	Área
$(Q_u)_c$	Carga de ruptura convencional
$(Q_u)_u$	Carga de Ruptura física
R	Rigidez
γ	Peso específico do solo
D	Profundidade de embutimento da base da fundação
Nc, Nq e N γ	Fatores de capacidade de carga
S _u	Resistência não drenada da argila
z	Profundidade
u	Espaçamento entre a fundação e a camada superior de reforço
(a _e)	Altura da camada compactada
(h)	Espaçamento vertical entre reforços
(n)	Número de camadas de reforço
Z _(n)	Profundidade da superfície do solo até a camada de reforço n
(d)	Profundidade total de reforço
(L)	Comprimento do reforço e da cava
(Df)	Profundidade da fundação
(H)	Altura da cava

q_{ult}	Capacidade de carga da fundação (Tensão de ruptura)
k_s	Coefficiente de reação vertical
$\Delta\sigma$	Incremento da pressão de contato
ΔS	Mudança correspondente ao recalque
R^2	Coefficiente de correlação
$(q_u)_c$	Tensão de ruptura convencional
$(q_u)_u$	Tensão de Ruptura física

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	20
1.1 Objetivos.....	21
1.1.1 Objetivo Geral.....	21
1.1.2 Objetivos Específicos.....	21
1.2 Estrutura da Dissertação.....	22
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1 Prova de carga estática em placa.....	23
2.1.1 Tipos de ensaios de provas de carga.....	28
2.1.2 Curvas pressão x recalque em provas de carga em placa.....	30
2.1.3 Resultados obtidos em provas de carga.....	34
2.2 Método da Rigidez de Décourt (1996;2008).....	45
2.3 Geossintéticos.....	49
2.3.1 Considerações gerais e definição de geossintético.....	49
2.3.2 Benefícios dos geossintéticos.....	50
2.3.3 Tipos e funções dos geossintéticos.....	51
2.3.4 Microgrelha.....	59
2.4 Uso de geossintéticos como elemento de reforço.....	63
2.4.1 Introdução.....	63
2.4.2 Conceito de solo reforçado.....	63
2.4.3 Análises de melhorias de solo reforçado.....	66
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	71
3.1 Etapas da pesquisa.....	71
3.2 Campo experimental de Geotecnia e Fundações da UFC.....	71
3.3 Locação das PCE para realização dos ensaios.....	72
3.4 Realização de ensaios de laboratório para caracterização do solo.....	73
3.4.1 Análise granulométrica.....	74
3.4.2 Limite de consistência.....	74
3.4.3 Densidade das partículas.....	74
3.4.4 Compactação.....	74
3.5 Ensaio de Campo.....	75
3.5.1 Sondagem a percussão.....	75
3.5.2 Prova de carga em placa.....	76

3.5.2.1 Modelos adotados para execução das PCE.....	79
3.5.2.2 Execução dos modelos.....	82
3.5.2.3 Execução das provas de carga.....	83
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	
EXPERIMENTAIS.....	91
4.1 Ensaio de laboratório.....	91
4.1.1 Granulometria.....	91
4.1.2 Densidade real dos grãos.....	92
4.1.3 Limite de Atterberg.....	92
4.1.4 Compactação.....	92
4.2 Ensaio de Campo.....	93
4.2.1 Prova de carga em placa.....	93
4.2.1.1 Prova de carga no solo natural.....	93
4.2.1.2 Prova de carga no solo compactado.....	95
4.2.1.3 Prova de carga no solo compactado com microgrelha.....	98
4.3 Análise da carga de ruptura com uso de técnicas de melhoramento em provas de carga e ensaios de laboratório.....	105
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	109
5.1 Conclusões.....	109
5.2 Sugestões para trabalhos futuros.....	111
REFERÊNCIAS.....	113
APÊNDICE A – PLANILHA DO ENSAIO DE PLACA - SOLO NATURAL.....	119
APÊNDICE B – PLANILHA DO ENSAIO DE PLACA - SOLO COMPACTADO.....	120
APÊNDICE C – PLANILHA DO ENSAIO DE PLACA - SOLO COMPACTADO COM MICROGRELHAS.....	121
APÊNDICE D- SEQUÊNCIA DE CÁLCULO USANDO O MÉTODO DE DÉCOURT (PCE 2 – PROVA DE CARGA SOLO COMPACTADO COM MICROGRELHAS).....	122
ANEXO A- CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO CÉLULA DE CARGA.....	127
ANEXO B – CALIBRAÇÃO CONJUNTO HIDRÁULICO.....	128

1 INTRODUÇÃO

A busca por melhorias na resistência e compressibilidade dos solos tem sido um tema de grande relevância na engenharia geotécnica. Dentre as soluções mais promissoras, destaca-se o uso de materiais geossintéticos, que, ao serem incorporados ao solo, auxiliam no suporte às tensões de tração e na estabilidade das estruturas construídas sobre esses solos.

Os geossintéticos são materiais sintéticos, fabricados a partir de polímeros, utilizados para melhorar o desempenho dos solos, atuando em diferentes funções, como de separação, filtração, drenagem, contenção ou reforço, dentre outras. Sua utilização permite a execução de projetos mais eficientes, tanto do ponto de vista técnico quanto econômico, reduzindo os custos com materiais convencionais e proporcionando maior durabilidade às estruturas (Vertematti, 2015).

Os geossintéticos de reforço são amplamente utilizados em obras que exigem melhorias na resistência e rigidez dos solos. Esses materiais sintéticos encontram aplicações diversas, como em aterros sobre solos moles, reforço de fundação com baixa capacidade de suporte, reforço de bases de pavimentos, reforço em obras de contenção em encostas, dentre outras aplicações. A principal vantagem do uso de geossintéticos de reforço é a capacidade de suportar tensões de tração, função que o solo sozinho não consegue desempenhar eficientemente, resultando em uma estrutura mais estável (Palmeira, 2018).

Ao longo dos anos foram sendo desenvolvidos novos materiais geossintéticos para desempenhar funções de forma mais eficiente. Dentre os geossintéticos recentemente desenvolvidos pode-se citar as microgrelhas. São materiais leves, que pode desempenhar a função de separação e reforço, apresentando elevada resistência à tração e ao puncionamento estático. São produzidos a partir de filamentos de poliéster, possuem pequena gramatura e são revestidas com PVC para proteção contra os danos de instalação, aos ataques químicos, ambientais e biológicos (Rocha, 2016).

As microgrelhas têm sido aplicadas em obras de engenharia, desempenhando funções de separação e reforço em diversas situações, como reforço de aterros de conquista, confinamento de berços de rachão e melhoramento da capacidade de suporte em vias (Rocha, 2016). Essas aplicações ilustram o potencial do material para melhorar a estabilidade estrutural e a capacidade de suporte em obras geotécnicas. No entanto, apesar das contribuições práticas, a literatura ainda apresenta poucos estudos sobre seu comportamento em condições reais de carregamento. Essa lacuna ressalta a necessidade de investigações mais aprofundadas,

especialmente quanto à interação solo-microgrelha em estruturas de reforço.

Embora existam poucos estudos, já foram realizados ensaios em laboratório para testar as propriedades de desempenho de microgrelhas, como os estudos de Bessa (2022) e de resistência conduzidos por Telles Junior (2022). Bessa (2022) comparou microgrelhas com outros geossintéticos e demonstrou que a interface solo-microgrelha apresentou o melhor coeficiente de atrito ($f = 0,81$), superando a interface solo-geotêxtil ($f = 0,79$). Esses resultados indicam o potencial das microgrelhas como reforço de solo. Paralelamente, Telles Junior (2022) conduziu ensaios triaxiais utilizando solo arenoso da mesma região do presente estudo e observou um aumento na resistência ao cisalhamento com o incremento de camadas de microgrelhas. Esses resultados reforçam a eficácia desse material para melhorar o desempenho mecânico do solo.

Nesse contexto, é essencial aprofundar as pesquisas sobre o uso de microgrelhas como reforço de solo, com foco especial em fundações. A análise do comportamento mecânico das microgrelhas por meio de ensaios de campo é fundamental para confirmar e aprimorar o entendimento sobre sua eficácia em condições reais de carregamento e interação com o solo. Este estudo se destaca por ser o primeiro trabalho em campo dedicado a investigar essas questões, permitindo preencher lacunas de conhecimento na literatura e contribuir para a confiabilidade e aplicação prática das microgrelhas como elemento de reforço em obras geotécnicas, com ênfase nas fundações, que é o objeto central desta pesquisa.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é analisar a melhoria do comportamento mecânico de uma fundação em solo natural, comparando-o com o desempenho de solos arenosos compactados e de solos compactados com a inclusão de três camadas de microgrelhas.

1.1.2 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral especificado na pesquisa foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Caracterizar as amostras de solo arenoso através de ensaios de granulometria, densidade real dos grãos, umidade in loco e compactação na energia normal;

- Avaliar o aumento da resistência do solo em função da compactação do solo em camadas e após a compactação com a inclusão das camadas de microgrelhas;
- Avaliar a melhoria nos parâmetros de deformabilidade e rigidez ao compactar e ao compactar incluindo as microgrelhas.
- Verificar se as melhorias observadas em ambiente controlado se mantêm em condições de campo, mais próximas da realidade.

1.2 Estrutura da dissertação

O presente trabalho é composto por cinco capítulos.

Após esse capítulo, aborda-se no capítulo de número dois a revisão bibliográfica, com os conceitos fundamentais para embasar esta pesquisa, assim como, trabalhos na literatura que serviram de fundamentação teórica.

No capítulo de número três apresenta-se a metodologia utilizada nesta pesquisa, apresentando o programa experimental, com os modelos seguidos, os materiais e os equipamentos usados para obtenção dos dados da pesquisa, de acordo com as normas vigentes.

O capítulo de número quatro, mostra a apresentação dos resultados obtidos nos ensaios executados, e suas discussões, com a análise dos resultados.

Por fim, o capítulo de número cinco, encontram-se reunidas as principais conclusões desta pesquisa, bem como sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são abordados os seguintes assuntos para o desenvolvimento da pesquisa realizada: ensaio de prova de carga, com ênfase no estudo da curva tensão x deformação, resultados e interpretações dos ensaios mais comuns, conceitos e tipos de geossintéticos, com foco na microgrealha e comportamento tensão e deformação de fundações de solos reforçados com geossintéticos obtidos em modelos experimentais. É abordado também o uso do método de Décourt como ferramenta complementar de análise.

2.1 Prova de carga estática em placa

A prova de carga em placa trata-se de um ensaio de campo realizado na superfície ou em profundidade, cuja finalidade é a de verificar o comportamento do sistema de fundação formado pela placa e o solo, submetido a um determinado carregamento. O ensaio permite obter informações acerca da resistência e da deformabilidade do solo, ou seja, refere-se a um método para determinação de parâmetros do comportamento tensão x deslocamento do solos devido às solicitações a ele impostas (Moraes, 2005).

O ensaio de placa possibilita traçar a curva tensão-deslocamento e estimar parâmetros de deformabilidade (coeficiente de reação vertical e módulo de deformabilidade) e parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) do solo analisado, como descrito na NBR 6489 (ABNT, 2019).

É exigência na elaboração de projetos de fundações que seja mensurada a tensão admissível do solo e a estimativa do comportamento dos deslocamentos da fundação, para assim ser definido corretamente o tipo de fundação para a obra. Os ensaios de prova de carga em placa podem determinar a tensão admissível e estimativa de comportamento do sistema solo-sapata, em que a NBR 6489 (ABNT, 2019) é a norma que preconiza esse ensaio (Santos; Sousa; Crispim, 2019).

O ensaio de placa, descrito pela NBR 6489 (ABNT, 2019), consiste na aplicação de esforços estáticos axiais de compressão à placa e registros dos deslocamentos correspondentes. A tensão máxima a ser aplicada nos ensaios deve ser de pelo menos o dobro da sua tensão admissível prevista para o terreno ou ao deslocamento máximo previsto pelo projetista.

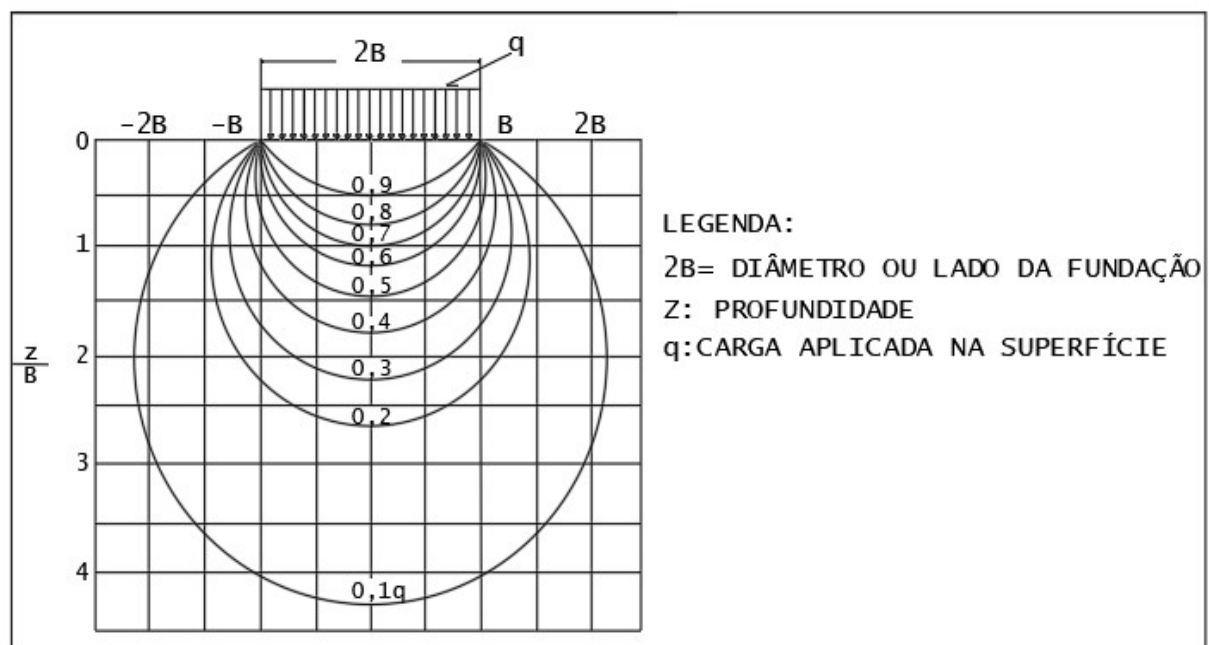
A norma explicita de forma detalhada que a placa para aplicação das cargas ao solo deve possuir rigidez equivalente à da fundação prevista, seja em concreto armado ou aço,

possuindo diâmetro ou lado mínimo de 0,30 m. A cota de assentamento da superfície carregada deve preferencialmente ser a mesma que a maioria das eventuais bases da futura fundação que recebam os maiores carregamentos.

A maior aplicabilidade do ensaio de prova de carga em placa, conforme Barata (1984), é em terrenos cuja deformabilidade é praticamente imediata à ação das cargas, ou seja, devendo em primeiro lugar ser realizado em terrenos compostos por solos pedregulhosos, arenosos e silto-arenosos, com qualquer grau de saturação, e, em segundo lugar, em terrenos com solos argilosos e silto argilosos, com baixo grau de saturação.

Teixeira e Godoy (1998) esclarecem que o conceito do bulbo de tensões é muito importante quando se programa a profundidade das sondagens preliminares de reconhecimento geotécnico, bem como na interpretação dos resultados de provas de carga em placas e sua viabilidade para um protótipo, pois a profundidade do bulbo de tensões é função da sua dimensão. O bulbo de tensões é então denominado como um conjunto de linhas isóbaras ao longo das quais é transmitida a mesma fração de tensão que sofrem redução de valor com o aumento da profundidade. A apresentação do bulbo de tensões pode ser vista na Figura 1.

Figura 1- Bulbo de tensões



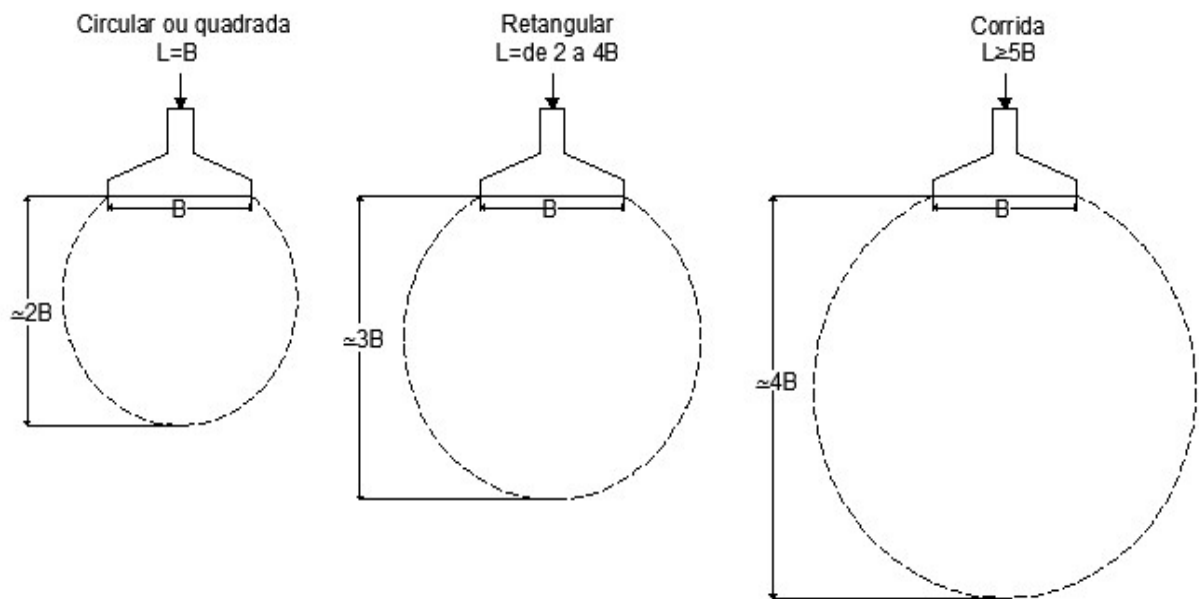
Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1998).

Segundo Teixeira e Godoy (1998), para fins práticos, considera-se representativa a tensão no bulbo de tensões até a linha isóbara correspondente a 10% da tensão total aplicada na

placa, ou seja, a linha de $0,1q$. A essa profundidade, cerca de 90% das tensões já foram dissipadas, o que define a zona mais relevante para análise estrutural.

Além do exposto deve-se ressaltar que a profundidade do bulbo de tensões não depende só da dimensão da fundação, mas também da forma da fundação. A Figura 2, apresentada por Albuquerque e Garcia (2020), mostra esquematicamente a profundidade aproximada do bulbo de tensões em função dos formatos das sapatas.

Figura 2- Bulbo de tensões em função do formato da sapata

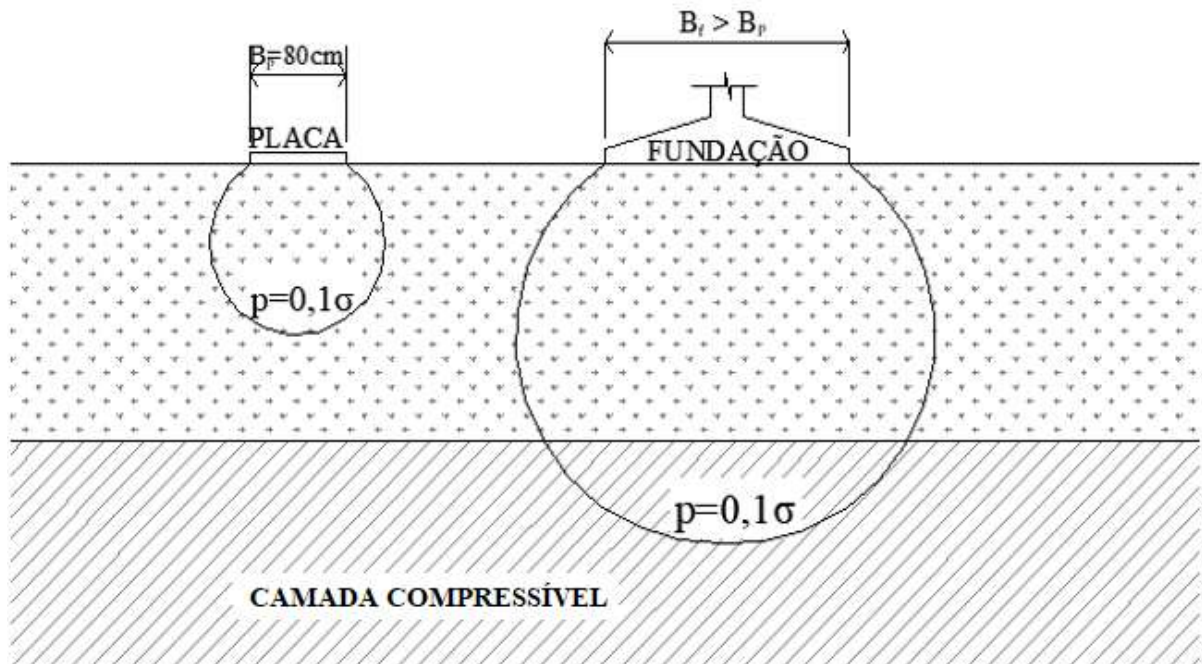


Fonte: Adaptado de Albuquerque e Garcia (2020).

De acordo com Alonso (2019) os resultados de uma prova de carga sobre uma placa podem representar o comportamento de uma fundação geral, desde que os bulbos de tensões gerados tanto da placa como na fundação englobem solos com as mesmas características de resistência e de deformabilidade. Assim é necessário conhecer o perfil geotécnico do solos para evitar erros de interpretações.

Ainda segundo Alonso (2019) se no subsolo existirem camadas compressíveis em profundidade que sejam solicitadas pela fundação e não sejam solicitadas pela placa, conforme ilustra a Figura 3, a prova de carga não terá valor, a não ser que se aumente as dimensões da placa de forma a englobar em seu bulbo a camada compressível, adquirindo as mesmas características do bulbo de pressões da fundação.

Figura 3- caso em que a prova de carga não se aplica a fundação



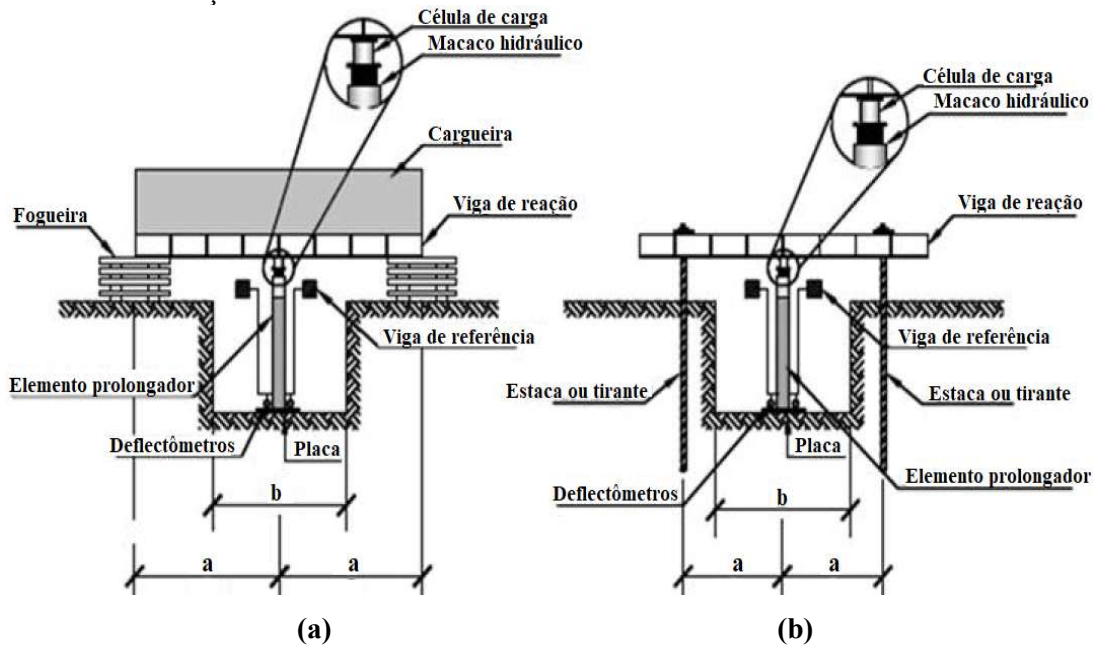
Fonte: Adaptado de Alonso (2019).

Para execução do ensaio aplica-se carga verticalmente no centro da placa, e de modo a não produzir choques ou trepidações, pois podem interferir nos resultados do ensaio, através de dispositivos de transmissão de carga (macacos hidráulicos) no qual são acoplados a um sistema de reação conforme recomendado pela NBR 6489 (ABNT, 2019).

Conforme Moraes (2005) há diversos tipos de montagem de provas de carga em placa. É necessário um sistema de reação adequado à direção, ao sentido e à intensidade das cargas do ensaio para possibilitar o apoio do macaco hidráulico ao aplicar o carregamento. A cargueira é tradicionalmente usada na prova de carga sobre placa, podendo ser um caixão de areia ou brita. Outra alternativa de sistema de reação é utilizar a viga de reação fixada na extremidade de ancoragens solidarizadas ao terreno, ou no topo de estacas de reação, sendo semelhante a um sistema de reação das prova de carga em estacas.

A NBR 6489 (ABNT, 2019) detalha as configurações típicas da aparelhagem de aplicação da prova de carga com e sem a escavação do terreno. Na Figura 4, é apresentado os detalhes da montagem de uma prova de carga executada numa cava e os elementos necessários para a execução (com escavação). Verifica-se que a distancia entre o eixo do macaco hidráulico e o eixo do sistema de reação, representado pela letra a, equivale a 1,5 vezes o diâmetro da placa ou 1,5 vezes o maior lado (mínimo 1,5 m) e que o comprimento da cava, representando pela letra b, equivale ao diâmetro da placa + 0,60 m ou maior lado + 0,60.

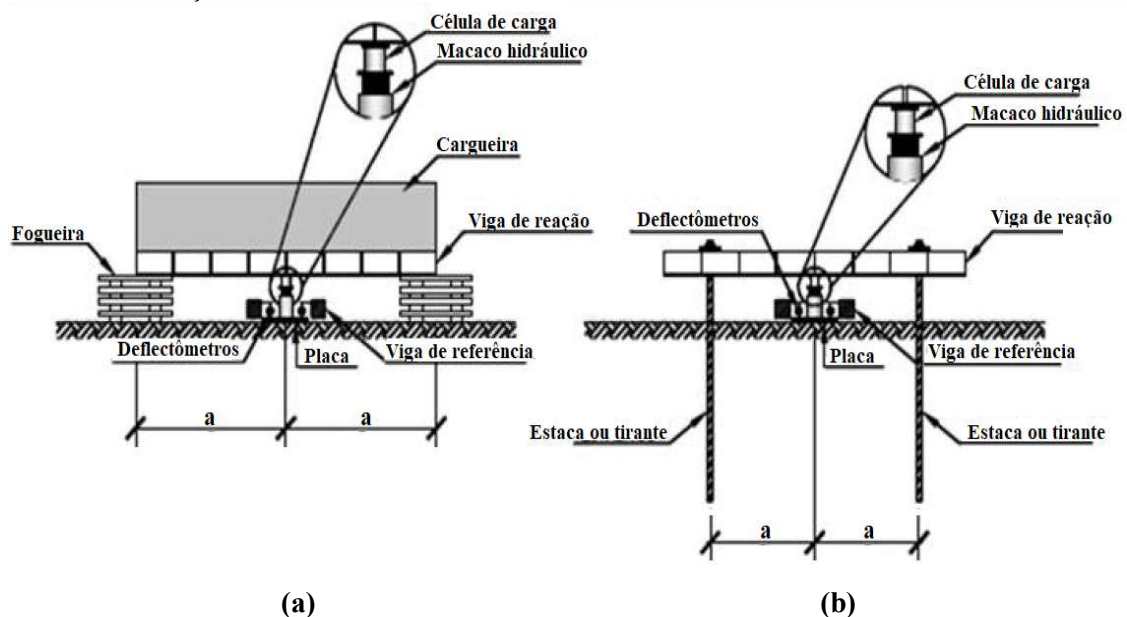
Figura 4-Prova de Carga com escavação do terreno. (a) sistema de reação com cargueira, (b) sistema de reação com estaca ou tirante.



Fonte: NBR 6489 (ABNT, 2019).

Na Figura 5, a norma detalha os elementos com as configurações típicas para execução de prova de carga sem escavação do terreno, sendo que distância entre o eixo do macaco hidráulico e o eixo do sistema de reação, representado pela letra a , equivale a 1,5 vezes o diâmetro da placa ou 1,5 vezes o maior lado (mínimo 1,5 m).

Figura 5-Prova de Carga sem escavação do terreno. (a) sistema de reação com cargueira, (b) sistema de reação com estaca ou tirante.



Fonte: NBR 6489 (ABNT, 2019).

2.1.1 Tipos de ensaios de prova de carga

Os ensaios usados em provas de carga em placa podem ser classificados como do tipo carregamento lento, carregamento rápido, carregamento misto tipo 1 (lento seguido de rápido); carregamento misto tipo 2 (rápido seguido de lento) ou com carregamento cíclico lento ou rápido.

No carregamento lento, a estabilização de deslocamentos ditará a duração de cada estágio de carga, seguindo critérios pré-determinados. A aplicação de tensão é realizada em estágios sequenciais, limitados a 20% da carga admissível estimada para o solo, mantendo cada carga até que os deslocamentos se estabilizem por no mínimo 30 minutos. Os deslocamentos são medidos após a aplicação da carga e em intervalos subsequentes (2, 4, 8, 15, 30 min, 1 h), e assim sucessivamente, em intervalos de 1 h, contados no momento do início do estágio, até se atingir a estabilização. A estabilização é alcançada quando a diferença entre leituras consecutivas é no máximo 5% do deslocamento atual de acordo com a NBR 6489 (ABNT, 2019).

A fase de carregamento lento continua até o dobro da tensão admissível ou um deslocamento máximo definido. Após a conclusão do último estágio de carga, se a ruptura geotécnica não for alcançada, a carga máxima do ensaio deve ser mantida por pelo menos 12 horas após a estabilização dos deslocamentos, antes de iniciar o processo de descarregamento. O descarregamento ocorre em pelo menos quatro estágios, mantendo cada estágio até a estabilização dos deslocamentos, com leituras após o descarregamento total de acordo com a NBR 6489 (ABNT, 2019).

Segundo a NBR 6489 (ABNT, 2019) o carregamento rápido é realizado em etapas sequenciais e iguais, com um intervalo fixo de 10 minutos para cada estágio, independentemente da estabilização dos deslocamentos. A carga aplicada em cada estágio não deve exceder 10% da carga admissível estimada para o solo. Os deslocamentos são medidos no início e no final de cada estágio. Quando a carga máxima é atingida no carregamento e a ruptura geotécnica não ocorre, são feitas cinco leituras nesse estágio: em 10, 30, 60, 90 e 120 minutos, seguido pelo descarregamento. O processo de descarregamento ocorre em cinco ou mais estágios, com cada estágio deverá ser mantido por 10 minutos, registrando as leituras dos deslocamentos correspondentes. Após o descarregamento total, são realizadas duas leituras adicionais após 30 minutos e 60 minutos de acordo com a NBR 6489 (ABNT, 2019).

Costa (1999) salienta que o ensaio de carregamento rápido possui a desvantagem por não permitir o conhecimento do nível de deformação até a estabilização de cada estágio (e no total do ensaio), que seria obtido se cada carregamento fosse mantido por um período superior ao estabelecido. Em contrapartida, devido a praticidade que o ensaio proporciona, este é amplamente aceito. Fellenius (1975) defende o uso do carregamento rápido ao invés do lento, pois o ensaio de carregamento rápido possui um tempo reduzido e baixo custo.

No ensaio com carregamento misto tipo 1, é aplicado carregamento rápido seguido um carregamento lento. Inicialmente aplica-se o carregamento de até 0,8 vezes a carga admissível prevista para o terreno. Em seguida, é executado o ensaio de carregamento lento. No ensaio com carregamento misto tipo 2, a ordem é invertida: carregamento lento primeiro até a carga de 1,2 vezes a carga de trabalho prevista para o terreno, e depois carregamento rápido. Esses ensaios são particularmente úteis em situações onde é necessário entender não apenas a capacidade de carga estática do solo ou da fundação, mas também como essa capacidade pode ser afetada por variações rápidas e lentas de carga, como em fundações de torres e tanques.

A norma NBR 6489 (ABNT, 2019) define que no carregamento cíclico lento, os incrementos de carga não devem exceder 20% da carga admissível. A carga máxima é mantida até a estabilização dos deslocamentos por no mínimo 30 minutos, com leituras de deslocamento em intervalos específicos. A estabilização é confirmada quando a diferença entre leituras consecutivas é de até 5%. Sem ruptura, a carga máxima permanece por pelo menos 12 horas após estabilização, antes do último carregamento. O descarregamento ocorre em no mínimo 4 estágios. Para o carregamento cíclico rápido, a norma prescreve incrementos de carga de até 10% da carga admissível, com ciclos de carga-descarga. A carga em cada estágio é mantida por 10 minutos, independente da estabilização. Leituras são feitas no início e fim de cada ciclo, com leituras adicionais no último ciclo. O descarregamento é conduzido em pelo menos 5 estágios.

O carregamento cíclico é particularmente útil em cenários onde as estruturas estão sujeitas a condições dinâmicas. Ao aplicar repetidamente ciclos de carga e descarga, simula-se o comportamento do solo em situações reais, como em fundações de máquinas e equipamentos vibratórios ou em áreas sujeitas a terremotos. Ele ajuda a avaliar a resistência do solo a fadiga e a possíveis recalques que possam ocorrer com o tempo devido à repetição de cargas.

A NBR 6489 (ABNT, 2019) salienta que caso haja interrupção das provas de carga por qualquer motivo, deve-se descarregar a placa totalmente e reiniciar o ensaio, sendo apresentadas todas as informações do carregamento que sofreu interrupção.

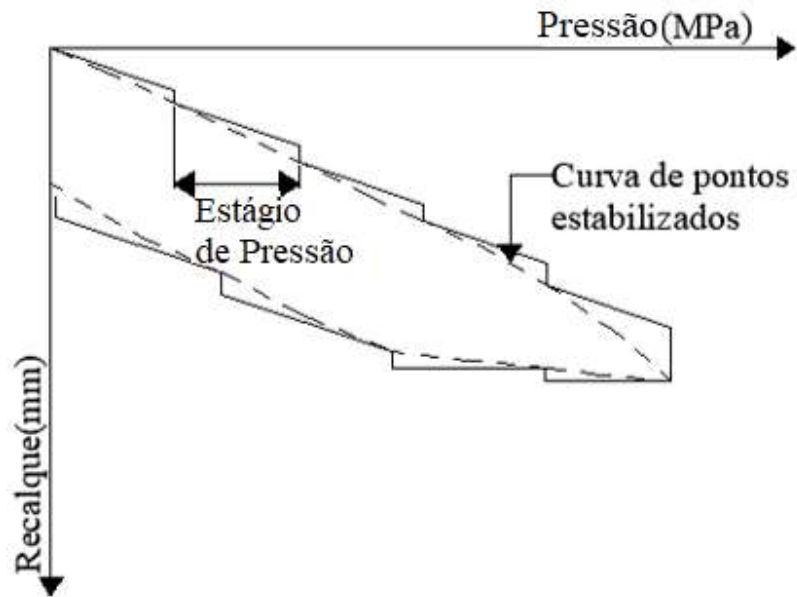
Os ensaios rápidos e lento são os mais utilizados na prática, no entanto deve-se ressaltar que apesar das vantagens do carregamento rápido expostas, o ensaio lento possui uma maior representação da realidade que ocorre em edificações. Veloso e Lopes (2010) afirmam que o ensaio lento simula com mais precisão o carregamento futuro de uma estrutura sobre a fundação, onde, geralmente, nos estágios iniciais, a estabilização ocorre rapidamente, mas à medida que a carga se aproxima da ruptura, o tempo para a estabilização aumenta. Estágios prolongados resultam em recalques maiores e redução na capacidade de carga das fundações.

A prova de carga em placa com carregamento rápido e carregamento lento tem vantagens e desvantagens distintas. O carregamento rápido permite uma rápida avaliação da capacidade de carga do solo, sendo útil em projetos em áreas com restrições de acesso ou quando há limitação de tempo para obtenção dos resultados. No entanto, esse ensaio pode não fornecer dados sobre os recalques do solo a longo prazo. O carregamento lento, por outro lado, oferece uma compreensão mais detalhada das propriedades de deformação do solo ao longo do tempo, permitindo uma análise mais precisa da interação solo-estrutura. No entanto, é mais demorado e pode aumentar os custos do projeto. Ambos os métodos exigem equipamentos específicos e expertise técnica para a interpretação correta dos resultados.

2.1.2 Curvas pressão x recalque em provas de carga em placa

Como resultados do ensaio de prova de carga, tem-se uma série de dados de pressões e seus respectivos recalques que devem ser apresentados em forma de uma curva pressão x recalque. Segundo Alonso (2019), no gráfico do ensaio de prova de carga também costuma-se anotar o tempo de início e termino de cada estágio, onde a curva teórica pressão x recalque é obtida ligando-se os pontos estabilizados, conforme linha pontilhada apresentada na Figura 6.

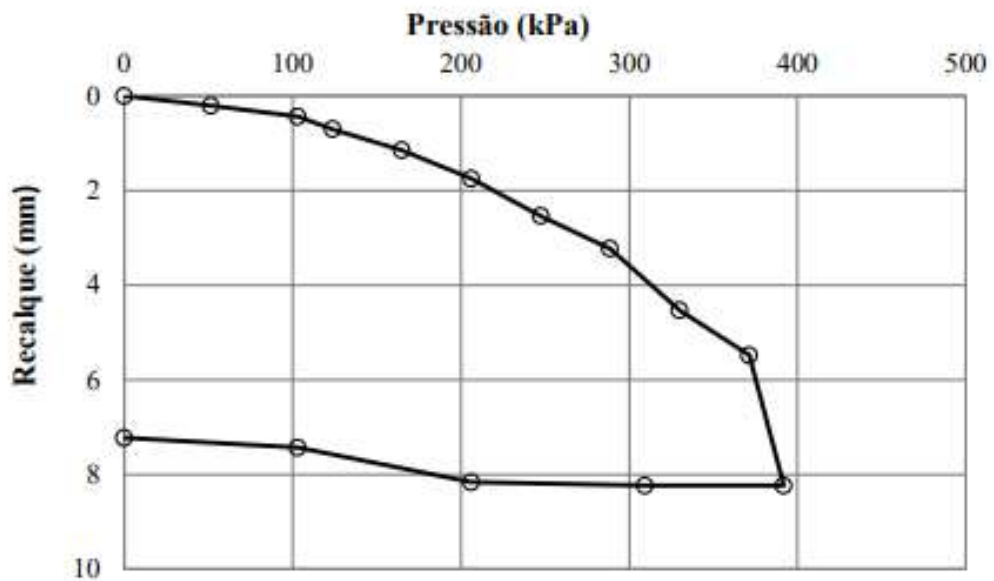
Figura 6- curva teórica pressão x recalque



Fonte: Adaptado de Alonso (2019).

A Figura 7 a seguir ilustra o gráfico de um resultado de uma prova de carga estática em placa com aplicação de carregamento rápido, representando a curva curva pressão x recalque do solo em condição natural com os estágios de carregamento e descarregamento.

Figura 7- curva pressão x recalque



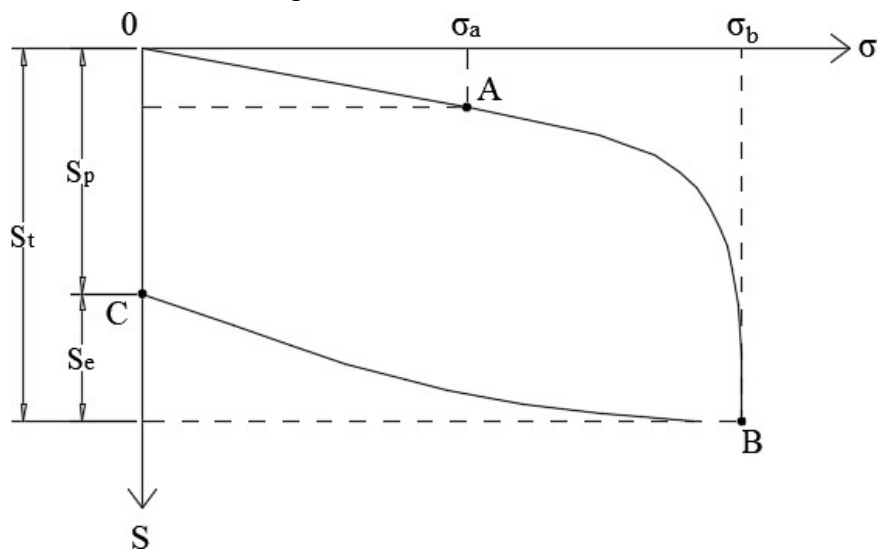
Fonte: Almeida (2018).

A NBR 6489 (ABNT,2019) esclarece que na curva tensão-deslocamento deverão ser fornecidas as seguintes informações:

- Identificação do ensaio e seu local, bem como dia e hora do início e fim do ensaio;
- Planta de locação das provas de carga no terreno e cota da superfície carregada em relação a um RN determinado;
- Planta e corte da montagem da prova de carga, mostrando o sistema de reação e a aplicação da carga, bem como os dispositivos de leitura e de referência;
- apresentação das características e identificação do solo ou da rocha através das sondagens mais próximas, conforme a NBR 6502 (ABNT, 1995);
- ocorrências excepcionais durante o ensaio, como, por exemplo: perturbação nos dispositivos de carga e de medição, modificações na superfície do terreno adjacente à prova de carga, etc.

Na prova de carga direta convencional, o recalque é medido em função da tensão aplicada em etapas crescentes. A cada etapa, a tensão é mantida constante até a estabilização do recalque, de acordo com um critério predefinido. Isso permite traçar a curva tensão (σ) versus recalque (S), que passo pelos pontos OABC como pode ser visualizado na Figura 8. O trecho OAB corresponde à fase de carregamento e BC à fase de descarregamento.

Figura 8 – Curva tensão x recalque

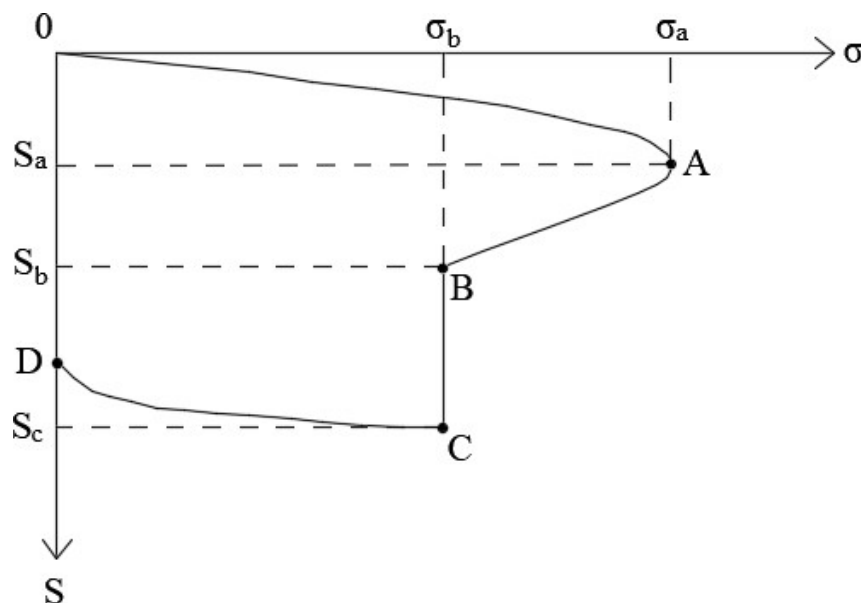


Fonte: Costa (1999).

Através dessa curva, podemos determinar as parcelas de recalques elásticos (S_e) e plásticos (S_p) do recalque total (S_t), além da tensão limite elástica (σ_a) e a diferença entre σ_a e σ_b , que define o intervalo plástico. O trecho OA é aproximadamente retilíneo, representando a fase de deformações elásticas do solo, ou seja, ele retorna à sua forma original após a remoção da carga. Já o trecho AB apresenta curvatura, podendo ser assintótico à reta $\sigma_b B$ em sua extremidade final, como ilustrado na Figura 9. Isso indica que o material está próximo ao seu limite de resistência e não suporta mais carga sem se deformar permanentemente.

Quando a fundação se apoia em um solo mais rígido, como uma areia muito compacta, a curva tensão versus recalque pode apresentar um pico definido, como visto na Figura 9. No trecho A0, a relação entre σ e S é praticamente linear, ocorrendo que a máxima tensão σ_a mobilizada no ponto A. O trecho AB mostra um decréscimo da tensão com o aumento do recalque. A partir do ponto B, σ torna-se constante com o aumento do recalque, sendo σ_b denominada tensão residual.

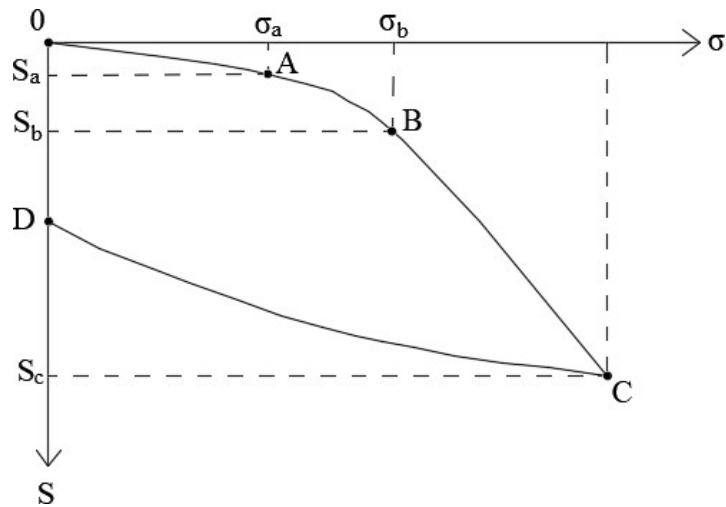
Figura 9– Curva tensão x recalque com ocorrência de pico de tensão



Fonte: Costa (1999).

Ainda segundo Costa (1999) nas situações que o solo apresenta comportamento de encruamento (enrijecimento) a forma da curva é como a apresentada na Figura 10. A fase de deformações elásticas é representada pelo trecho A0, seguido do trecho AB, com determinada curvatura. O trecho BC é praticamente retilíneo, cuja causa se dá pelo enrijecimento crescente do solo com o aumento da tensão aplicada.

Figura 10 – Curva tensão x recalque com comportamento de encruamento do solo



Fonte: Costa (1999).

2.1.3 Resultados obtidos em provas de carga

O ensaio de placa propicia obter diversos resultados, e a interpretação vai depender dos objetivos do ensaio, sendo os mais comuns: a determinação da tensão de ruptura, da tensão admissível, dos parâmetros de deformação (módulo de elasticidade, etc.), dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno), prever o recalque de uma fundação direta por extrapolação de uma prova de carga em placa e determinar o coeficiente de reação vertical (k_s) (Velloso; Lopes, 2010).

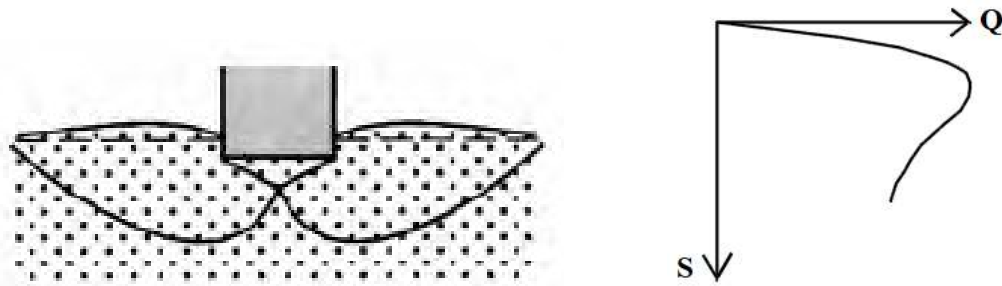
i. Determinação das tensões de ruptura

A fundação superficial rompe quando a resistência ao cisalhamento do solo sobre a mesma é alcançada. Velloso e Lopes (2010) explicitam que Terzaghi (1943) diferenciou dois tipos de ruptura nas fundações diretas: a ruptura geral ou generalizada e a localizada. Posteriormente, Vesic (1963) distinguiu três tipos de ruptura associadas a areias: a ruptura generalizada, por puncionamento e localizada.

A ruptura generalizada ocorre de forma brusca e catastrófica, após curta transição, na qual a curva tem uma tangente vertical, apresentando um mecanismo de ruptura bem definido com uma superfície de deslizamento que vai de um bordo da fundação à superfície do terreno, como indicado na Figura 11.

Durante o processo de carregamento, observa-se uma elevação do solo ao redor da fundação, formando um notável abaulamento dos dois lados da superfície do terreno, conforme apresentado na Figura 11. Quando a ruptura ocorre, o movimento concentra-se em apenas um dos lados da fundação, levando ao tombamento da mesma em um dos lados.

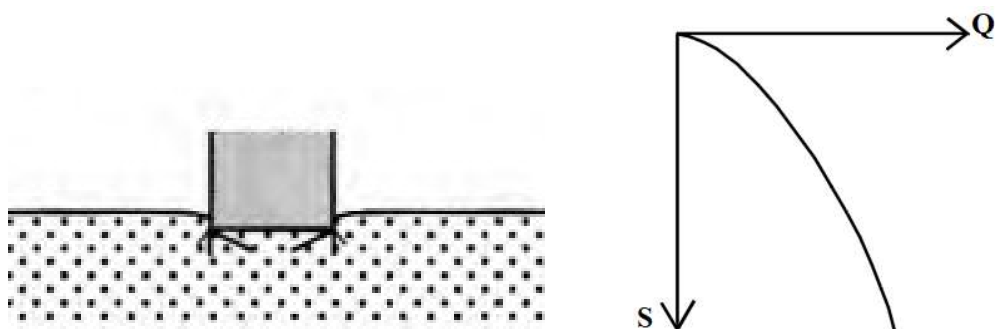
Figura 11- Ruptura Generalizada



Fonte: Adaptado do Velloso e Lopes (2010).

A ruptura por puncionamento representa o extremo da ruptura generalizada, caracterizada por um mecanismo que é difícil de observar diretamente, conforme apresentado na Figura 12. A medida que a carga sobre a fundação aumenta, o solo imediatamente abaixo da fundação é comprimido, e a fundação se move verticalmente para baixo. Esse movimento é facilitado pelo cisalhamento vertical do solo ao longo do perímetro da fundação. Nesse tipo de ruptura, o solo fora da área diretamente carregada praticamente não é envolvido no processo, concentrando-se apenas na área imediatamente abaixo da fundação.

Figura 12- Ruptura por puncionamento



Fonte: Adaptado do Velloso e Lopes (2010).

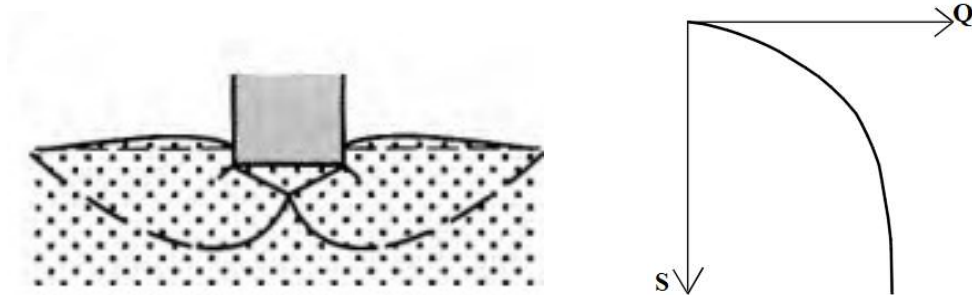
A ruptura localizada trata-se de um modelo bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação, conforme demonstrado na Figura 13. Consiste em um modelo em forma de uma cunha, em que as superfícies de deslizamento tem início junto as bordas da fundação.

Ao lado da fundação existe uma tendência de empolamento. A compressão vertical é significativa sob a fundação, uma vez que as superfícies de deslizamento não atingem a superfície do terreno.

Nas situações em que ocorre um deslocamento vertical apreciável, da ordem da metade da largura ou diâmetro da fundação, poderá ocorrer das superfícies de deslizamento alcançarem a superfície do terreno. Mesmo considerando essa situação, não se verifica um colapso ou um tombamento catastrófico da fundação, que permanecerá embutida no terreno, mobilizando a resistência de camadas mais profundas. Assim, a ruptura localizada, na realidade, representa um tipo de transição, já que possui características dos outros dois tipos de ruptura.

O gráfico obtido na ruptura localizada é uma curva mais abatida quando comparado ao da ruptura generalizada, e tem uma tangente inclinada no ponto extremo, conforme pode ser visualizado na Figura 13.

Figura 13- Ruptura Localizada



Fonte: Adaptado do Velloso e Lopes (2010).

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), para fundações rasas, a ruptura geral ocorre em solos mais rígidos, como areias compactas e muito compactas, além de argilas rijas e duras. Já a ruptura por puncionamento é característica de solos mais compressíveis, como areias pouco compactas a fofas e argilas moles a muito moles. Por outro lado, a ruptura local é observada em solos com consistência intermediária, como areias medianamente compactas e argilas médias.

Para solos com ruptura generalizada, a tensão de ruptura na curva tensão x recalque é indicada por um segmento linear paralelo ao eixo dos recalques ou por um ponto de pico seguido de queda acentuada. Nos solos que apresentam ruptura local, por a tensão de ruptura não ser claramente definida, exige-se uma análise mais detalhada. Bezerra (1990). Alguns estudos, como os de Costa Nunes (1956) e Terzaghi (1948) *apud* Bezerra (1990) sugerem que a tensão de ruptura nesses casos pode ser identificada no ponto da curva tensão x recalque onde

o segmento inicial curvo dá lugar a um trecho reto.

Na situação de ruptura do tipo localizada, por puncionamento, ou quando o ensaio é finalizado antes de se romper o solo, não se alcança uma definição nítida da tensão de ruptura. Assim, a tensão de ruptura não é determinada diretamente pelas curvas tensão x recalque, sendo necessário, a utilização de outros critérios para a sua determinação (Costa, 1999).

Segundo Niyama, Aoki e Chamecki (1998) é mais comum ocorrer ruptura local ou que a ruptura não ser atingida no ensaio por diversos motivos, como custos, prazos, insuficiência do sistema de reação, de carregamento ou de leitura. Quando não for possível caracterizar a carga de ruptura, objetivo que deve ser sempre perseguido quando possível, deve-se estimar esta tensão de ruptura.

As provas de carga, apesar de serem o método mais confiável para avaliar a capacidade de carga de fundações, geralmente não levam o material até a ruptura física e, na prática, nem mesmo atingem a ruptura convencional. Normalmente, esses ensaios não alcançam deformações de 10% do diâmetro da estaca ou 10% da largura equivalente da fundação, no caso de sapatas (Décourt, 2008). Diante disso na literatura são propostos diversos métodos de extrapolações. Conforme Passos (2001) na determinação do ponto de ruptura, critérios específicos extrapolam a curva obtida no ensaio. Diversos critérios são utilizados em todo o mundo, com os métodos de Mazurkiewicz (1972) e Van der veen (1953), sendo os mais utilizados no Brasil. No entanto segundo Niyama, Aoki e Chamecki (1998) esses métodos são aplicáveis para fundações do tipo estaca.

Décourt (1996) propôs um novo critério para avaliar a carga de ruptura de fundações, baseado no conceito de rigidez. O método define dois tipos de ruptura: física $(Q_u)_u$ e convencional $(Q_u)_c$. A ruptura física é a carga que causa um aumento infinito de deformação para um aumento finito de carga, enquanto a ruptura convencional é a carga que causa um deslocamento que corresponde a 10% da largura da sapata ou do diâmetro da estaca (ou 30% para estacas escavadas).

De acordo com Passos (2001) o método de Décourt apresenta vantagens sobre os métodos tradicionais de extrapolação utilizados, pois ao contrário dos métodos tradicionais que procuram por extrapolação atingir uma assintota desconhecida e destituída de qualquer realidade física palpável, o gráfico da rigidez de Décourt permite visualizar a distância da carga de ruptura física e defini-la de forma mais clara e precisa como o ponto na curva rigidez (R) versus carga (Q) onde a rigidez é zero. Uma das características mais importante desse método

é o reconhecimento de que algumas fundações podem romper e outras nunca romperão. Esse método será apresentado em um tópico a parte com mais detalhes, visto que será utilizado neste trabalho como ferramenta de extrapolação das curvas carga x recalque.

Alonso (2019) adverte que os métodos tradicionais de estimativa da capacidade de carga de fundações só devem ser utilizados se a curva carga x recalque se aproximar da carga de ruptura, de forma que os resultados obtidos pelos métodos não sejam muito divergentes. Em contrapartida o método de Décourt permite a estimativa de ambas as capacidades convencionais $(Q_u)_c$ e física $(Q_u)_u$, mesmo nos casos em que o carregamento foi interrompido prematuramente.

II. Tensão Admissível

No projeto de fundações, a tensão admissível (σ_{adm}) é crucial para definir a carga máxima suportável pelo solo sem comprometer a segurança ou a funcionalidade da estrutura. Determinada em prova de carga, bem como, por métodos teóricos, semi-empíricos, a σ_{adm} é obtida dividindo-se a capacidade de carga do solo por um coeficientes de segurança pré-definidos. Ao atender aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques e vibrações), se garante a estabilidade da fundação e o bom desempenho da construção, prevenindo rupturas, minimizando recalques excessivos e controlando vibrações incômodas (Aguilar *et al.* , 2014).

III. Parâmetros de deformação

De acordo com Velloso e Lopes (2010) a determinação do módulo de Elasticidade do solo a partir de ensaios de placa é geralmente feita por retroanálise utilizando fórmulas da teoria da elasticidade e os dados da curva tensão x recalque, aplicável para placa circular rígida situada em meio homogêneo, conforme descrito pela Equação 1.

$$S = qB \frac{(1-\nu^2)}{E} I_s \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

S = recalque devido aplicação de carga centrada sobre placa;

q = pressão média aplicada na base da placa;

B = dimensão (diâmetro) da placa;

ν = Coeficiente de Poisson;

E = módulo de Elasticidade ou Young;

I_s = fator de forma da placa

IV. Parâmetros de Resistência

Conforme Velloso e Lopes (2010) os parâmetros de resistência normalmente podem ser encontrados efetuando-se uma retroanálise por fórmula da capacidade de carga. Como exemplo, pode-se citar a situação do ensaio de placas na superfície em solo argiloso, ($\phi=0$), $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$, com aplicação de carregamento do tipo rápido de maneira tal que solicita a argila pré-adensada de forma não drenada, e no qual o solo é levado até a ruptura (q_{ult}), valor esse obtido no ensaio de placa. Diante dos dados e usando a equação de Terzaghi (Equação 2);

$$q_{ult} = cN_c + \gamma DN_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad \text{Equação 2}$$

obtem-se;

$$q_{ult} = S_u N_c \quad , \quad N_c=5,4, N_q=0, N_\gamma=0$$

Onde:

q_{ult} = capacidade de carga da fundação (tensão de ruptura);

S_u = resistência não drenada da argila;

N_c = fator de capacidade de carga em função do ângulo de atrito.

γ é o peso específico do solo;

D é a profundidade de embutimento da base da fundação;

B é a largura da fundação;

N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga.

sendo possível assim determinar a resistência ao cisalhamento não drenada da argila. Em areias essa retroanálise fica mais difícil, visando-se encontrar o ϕ' pela variedade existente de fatores N_q e N_γ .

V. Recalque na prova de carga em placa e extrapolação para fundação real

A maioria dos edifícios experimenta recalques milimétricos, muitas vezes

imperceptíveis, mas reais, desafiando a noção comum de apoio fixo em cálculos estruturais. Apesar de muitos recalques tenderem a se estabilizar, alguns podem demandar ações corretivas para evitar danos graves. Assim, avaliar e ajustar os recalques para que fiquem dentro de limites admissíveis é essencial na rotina de projetos de fundações (Cintra; Aoki; Albiero, 2011).

Nas provas de carga pode-se a partir dos resultados de tensão de ruptura e admissível estimar o recalque admissível, permitindo comparar e fazer as devidas comprovações com os resultados obtidos nos métodos teóricos, semiempíricos ou análises analíticas.

Através dos resultados de uma prova de carga direta em placa pode-se prever o recalque de uma fundação direta por extrapolação. Ao se realizar uma prova de carga em placa aplica-se uma determinada carga e mede o recalque. Esse recalque medido normalmente não é o mesmo de uma fundação real, sendo necessário extrapolar os recalques da fundação direta conforme suas dimensões e forma.

Velloso e Lopes (2010) explicam que para extrapolar o recalque há duas condições a considerar: (a) quando o solo abaixo da placa e da fundação representa um meio homogêneo (módulo de elasticidade constante com a profundidade), nesse caso se utiliza a Equação 3 para a determinação do recalque e (b) quando o solo abaixo da fundação é heterogêneo (módulo de elasticidade cresce linearmente com a profundidade), podendo se utilizar uma equação empírica de Terzaghi e Peck que é apresentada na equação 4.

$$S_B = S_b \frac{B}{b} \frac{I_{s,B}}{I_{s,b}} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

S_B = recalque medido na fundação real

S_b = recalque medido na prova de carga

B = menor lado da fundação

b = menor lado da placa

$I_{s,B}$ = fator de forma da fundação real

$I_{s,b}$ = fator de forma da placa

$$S_B = S_b \left(\frac{2B}{B+b} \right)^2 \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

S_B = recalque medido na fundação real

S_b = recalque medido na prova de carga

B = menor lado da fundação

b = menor lado da placa

VI. Coeficiente de reação

O coeficiente de reação trata-se da rigidez que o solo tem para resistir ao deslocamento provocado por uma carga, ou seja, é a reação do solo ao receber a tensão aplicada pela superestrutura (Pinto, 2021). Segundo Almeida (2018) a rigidez do solo é definida a partir de um coeficiente de reação vertical, quando os deslocamentos ocorrem no sentido vertical, e por um coeficiente de reação horizontal, quando os deslocamentos ocorrem no sentido horizontal.

A maioria dos solos exibe um comportamento tensão-deformação não-linear, com uma parcela irrecuperável e dependente do tempo, sendo anisotrópicos e não-homogêneos. Devido a essa complexidade dos solos “reais”, foram criados modelos de caracterização do suporte da fundação visando simular a resposta do solo sob condições específicas de carga, para uma determinada condição de fronteira, não existindo um modelo que se adeque a todas as situações (Loannides *et al.*, 1985 apud Ferreira, 2004).

A modelagem da interação solo-estrutura conhecida como hipótese de Winkler (1867), utiliza um modelo simplificado baseado na teoria da elasticidade. Esse modelo admite que o solo se comporta como um sistema de molas lineares e independentes entre si, sendo consideradas somente as deformações no local de aplicação da carga, proporcionalmente aos valores das cargas aplicadas (Almeida, 2018).

A partir desse modelo é possível determinar um coeficiente de reação para cada tipo de solo e de fundação, considerando que para cada direção de deslocamento há uma flexibilidade diferente, que pode ser representada por uma mola, ou seja, é determinada uma relação direta entre a fundação e o solo através de uma constante de mola, que reflete a rigidez do solo (Almeida, 2018).

Velloso e Lopes (2010) discorrem que o modelo de Winkler é conhecido, ainda, como modelo do fluido denso, uma vez que tem comportamento semelhante ao de uma membrana assentada sobre fluido denso, e, também, por que as unidades possuem a mesma

unidade de peso específico.

O coeficiente de reação não é uma característica intrínseca do solo. Em vez disso, depende de uma série de fatores como o formato e dimensões da fundação, o tipo de construção e as variações na carga. Sua obtenção pode ser por correlações com propriedades elásticas do maciço de solo, através ensaios de placa ou por meio de tabelas com valores típicos e padronizados (Antoniazzi, 2011).

O valor do coeficiente de reação varia em amplos limites de acordo com o tipo de solo, densidade de campo e umidade. Solos muito plásticos podem exibir valores da ordem de 14 MPa/m, enquanto solos arenosos bem graduados e pedregulhos podem alcançar valores de 140MPa/m ou mais. Valores tabelados normalmente não são muito usados, pois cada projeto possui características próprias, como tipo de solo, dimensão de fundação, posição do nível de lençol freático, etc (Sousa;Thomas, 1986 *apud* Ferreira, 2004).

O coeficiente de reação é definido como a relação da pressão aplicada e o recalque correspondente.

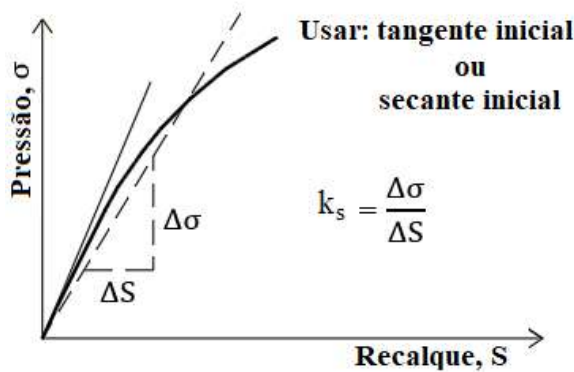
$$k_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta S}$$

Equação 5

onde $\Delta\sigma$ é o incremento da pressão de contato e ΔS é a mudança correspondente ao recalque. Esses dados podem ser obtidos do gráfico gerado de um teste de carga de placa (ou base) como o ilustrado na Figura 14. O gráfico gerado pressão versus recalque geralmente não é linear, e deve-se obter k_s como a inclinação de uma linha tangente ou secante. Uma inclinação de linha tangente (linha sólida) ou secante (tracejada) da Figura 14 pode ser usada para cálculo de k_s . Normalmente, valores iniciais (através da origem) são usados; no entanto, pode-se escolher qualquer ponto tangente ou um valor médio usando os dois pontos cortados por uma linha secante ao longo da curva. A inclinação secante definida pela origem ($S = 0$) até o recalque $S = 25$ mm é recomendada pelo autor como referência para o cálculo de k_s , adotando como uma deflexão específica (ou um intervalo de deflexão) (Bowles, 1997).

Além disso, no contexto brasileiro, a norma DNIT 055 (2004) adota o coeficiente de reação secante, utilizando como referência uma deflexão de 0,127 cm. Nesse caso, o coeficiente k_s é calculado pela razão entre a pressão aplicada e a deflexão correspondente a 0,127 cm. Contudo, se ocorrer a ruptura do solo antes de atingir esse deslocamento, um valor alternativo de k_s deve ser adotado.

Figura 14 – Definição do coeficiente de reação a partir da curva pressão x deslocamento.



Fonte: adaptado de Bowles (1997).

Conforme visto, na literatura geotécnica, os valores de recalque de 0,127 cm e 25 mm são usados como referências em ensaios de carga para a determinação do coeficiente de reação. Esses valores possibilitam a análise do comportamento do solo em diferentes estágios de deformação. O recalque de 0,127 cm é utilizado para avaliar a rigidez inicial do solo, onde a relação tensão-deformação ainda pode ser considerada linear (Niyama; Aoki; Chamecki, 1998).

Enquanto o valor de 25 mm é adotado por vezes na literatura geotécnica por representar deformações mais próximas das condições reais de serviço. A fixação de valores de recalque de 25 mm ajuda a aproximar os modelos teóricos da realidade prática, proporcionando uma medida conservadora que previne problemas estruturais e de inclinação excessiva.

Uma limitação do modelo Winkler é que não considera a dispersão gradual da carga sobre uma área de influência crescente com a profundidade. Além disso, trata o solo como se tivesse um comportamento linear em relação à tensão-deformação e considera a independência das constantes de mola (ou recalques) em relação às fundações adjacentes, sem levar em conta o efeito de grupo no cálculo dos recalques, ou seja, não considera a existência de ligação coesiva entre as partículas contidas no meio solo. Apesar das limitações é um modelo amplamente utilizado devido à sua simplicidade e aos resultados satisfatórios que oferece para diversas aplicações estruturais, sendo o modelo mais utilizado nos escritórios de projeto (Pinto, 2021).

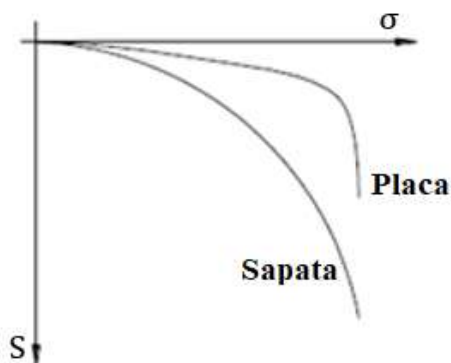
A não linearidade dessa relação pode ser levada em consideração em métodos mais rebuscados, com resolução através de ferramentas computacionais, em que o solo é representado como mola não linear. No entanto, tais métodos não são usuais no dia a dia do projetista de fundações.

VII. Interpretações de resultados do ensaio de placa

Como ilustrado anteriormente, há uma variedade de resultados provenientes de testes de carga, no entanto a interpretação exige cautela acerca de vários aspectos relativos à placa, à fundação e do próprio meio físico (subsolo). Os efeitos e entendimentos são influenciados diretamente pela variação de dimensão da área de aplicação da carga. A maior ou menor variação depende do meio físico ou da configuração estratigráfica do subsolo (Aguiar *et al.*, 2014).

As Figuras 15 a 17 mostram que existem diferentes curvas de pressão x recalque, considerando meios físicos (subsolo) diferentes e como os resultados podem ser influenciados ao extrapolar o ensaio de placa para a fundação real. A Figura 16 ilustra as curvas carga x recalque relativas a placa e a sapata, possuindo dimensões diferentes, assentadas em um meio elástico homogêneo em argila sobreadensada (Cintra; Aoki; Albiero, 2011).

Figura 15: Provas de carga em placa e sapata sobre argila sobreadensada em meio elástico homogêneo

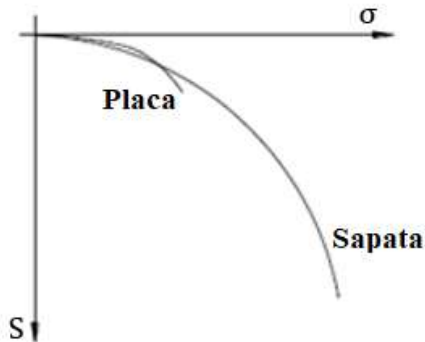


Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Sob essas circunstâncias, capacidade de carga e tensão admissível seriam iguais, mas o recalque admissível e coeficiente de reação seriam diferentes. Nessa Figura, se normalizarmos os recalques (S/B ao invés de S), teríamos uma curva tensão x recalque única, caracterizando que não existe efeito de escala nesse meio, apenas efeito de dimensão (Cintra; Aoki; Albiero, 2011).

A Figura 16, ilustra curvas típicas de placa e sapata assentadas em areias, na qual, a interpretação, apontam capacidade de carga, tensão admissível, recalque admissível e coeficiente de reação diferentes.

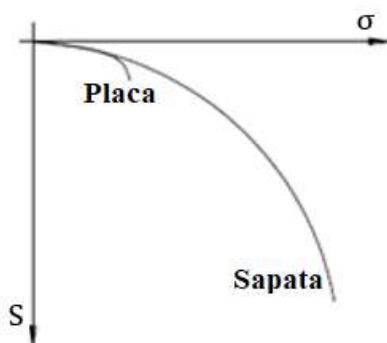
Figura 16: Provas de carga em placa e sapata com curvas tensão x deslocamento típicas em areia



Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011).

As curvas da placa e da sapata apresentadas na Figura 17, indicam o caso particular das areias, considerando os módulos de deformabilidade das camadas crescentes com a profundidade, denominado meio de Gibson (1967), onde $E_s = kz$, no qual são observados que a tensão admissível, carga de ruptura e recalque admissível são diferentes, mas com o mesmo coeficiente de reação vertical. Nas Figuras 16 e 17, a adimensionalização do eixo dos recalques não conduz a uma única curva, o que implica o efeito de escala (Cintra; Aoki; Albiero, 2011).

Figura 17: Provas de carga em placa e sapata no caso particular da areia, $E_s = kz$



Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011).

2.2 Método da Rigidez de Décourt (1996; 2008)

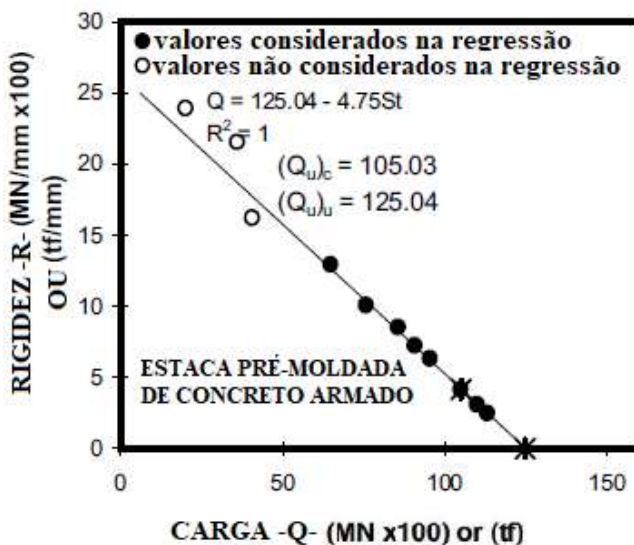
As provas de carga normalmente são usadas para confirmar os cálculos de métodos teóricos, empíricos e semiempíricos, sendo consideradas uma forma mais próxima da realidade do comportamento do solo e da fundação em condições reais. No entanto, as provas de carga normalmente não chegam a tensões equivalentes a ruptura física. Na prática de provas de cargas os ensaios não são levados nem a tensões equivalentes a ruptura convencional, a qual as deformações equivale a 10% do diâmetro da sapata ou estaca. Diante disso na literatura são propostos diversos métodos de extrapolações.

Décourt (1996a,1999) apresentou um método de extrapolação dos resultados de testes de provas de carga direta e profundas. O reconhecimento que algumas fundações podem romper, enquanto outras jamais romperão é um dos aspectos mais marcantes desse método. No Brasil o método é conhecido como método da rigidez. O procedimento utiliza o gráfico de rigidez, cujos dados são obtidos de resultados de prova de carga. A construção do gráfico basicamente é feita com os cálculos da rigidez (que é a carga ou tensão dividida pelo deslocamento correspondente) em relação a carga aplicada.

Segundo Décourt (1996) *apud* Décourt (2008) a ruptura física $(Q_u)_u$ é definida como a carga que corresponde a uma rigidez zero. No entanto para o solo atingir rigidez zero significa uma deformação infinita e isso na prática não é possível, salvo raras exceções observadas em estacas (deslocamento e atrito lateral solo-estaca). Nesses tipos de estacas, é possível definir tanto a ruptura física quanto a ruptura convencionada, o que não ocorre com a mesma facilidade nas fundações diretas. Nestes casos, a ruptura física é de difícil verificação, sendo comum a adoção da ruptura convencionada $(Q_u)_c$, definida como a carga correspondente à tensão no solo que provoca um recalque igual a 10% da largura da sapata.

De acordo com Décourt(2008) a partir de um certo ponto durante do teste, a rigidez diminui linearmente a medida que a carga aumenta, como mostrado na Figura 18. A capacidade de carga última da estaca $(Q_u)_u$ é determinada como a carga na qual a linha de rigidez extrapolada cruza o eixo horizontal (abscissa). Verifica-se uma pequena diferença entre a ruptura física e a convencionada, em ordem de 20%.

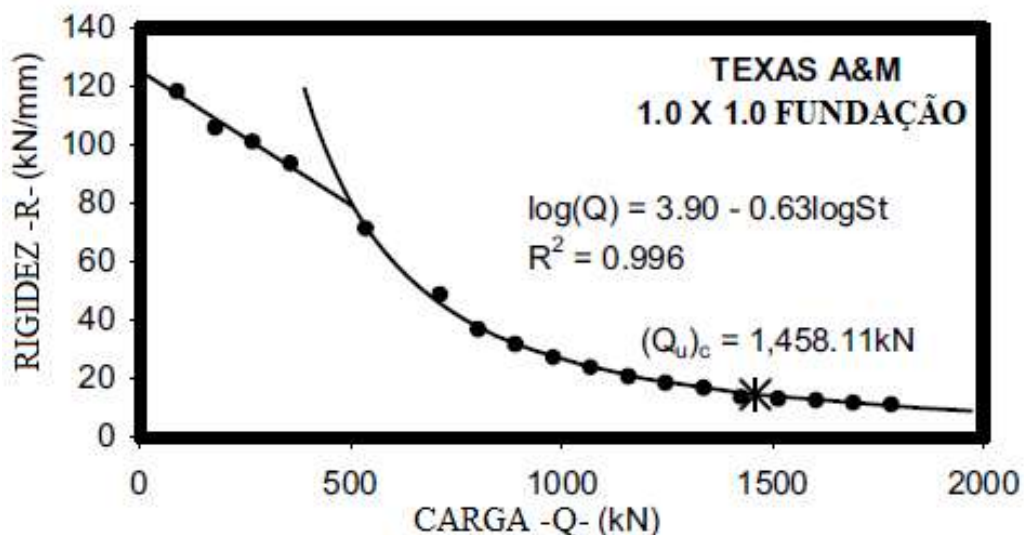
Figura 18- Gráfico de Rigidez de estaca pré-moldada de concreto armado



Fonte: Décourt (1999) *Apud* Décourt (2008).

As demais fundações, tais como sapata, bases de tubulões e estacas pré-moldadas não rompem. A medida que aplicamos cargas na prova de carga, é natural que a rigidez diminua, mas essa diminuição não ocorre de maneira linear como no caso anterior. Conforme a rigidez diminui, a carga aumenta, havendo uma tendência clara de se aproximar de uma assíntota sub-horizontal, conforme observado na Figura 19. A aproximação da ruptura física somente se daria quando as deformações fossem da ordem de grandeza de diversas vezes a largura da sapata, isto é, sem interesse prático. Já o conceito de carga convencionada continua aplicável, porém, diferente da situação anterior, a diferença entre a carga convencionada e a eventual ruptura física, passa a ser intensa Décourt (2008).

Figura 19- Gráfico de Rigidez de uma fundação do tipo Sapata



Fonte: Décourt (1999) *Apud* Décourt (2008).

Esse método possibilita observar como ocorre a ruptura e estimar matematicamente as cargas da ruptura convencional $(Q_u)_c$ e física $(Q_u)_u$ por meio de cálculos. Além disso, ajuda a identificar possíveis problemas que podem ter surgido durante o teste. De acordo com o autor, as correlações estatisticamente determinadas representam de forma mais precisa as relações entre a carga aplicada e o recalque da fundação do que os valores medidos diretamente, bem como proporciona a interpretação dos resultados das provas de carga através do gráfico de rigidez. A metodologia proposta por Décourt será voltada para prova de carga direta, já que é o objeto desse estudo.

Inicialmente os resultados da prova de carga devem ser organizados em pares de valores Q (carga) e S (deslocamento) em ordem decrescente. Após listar os pares, deve-se proceder as correlações lineares entre $\log Q$ e $\log S$. A princípio as regressões são feitas com

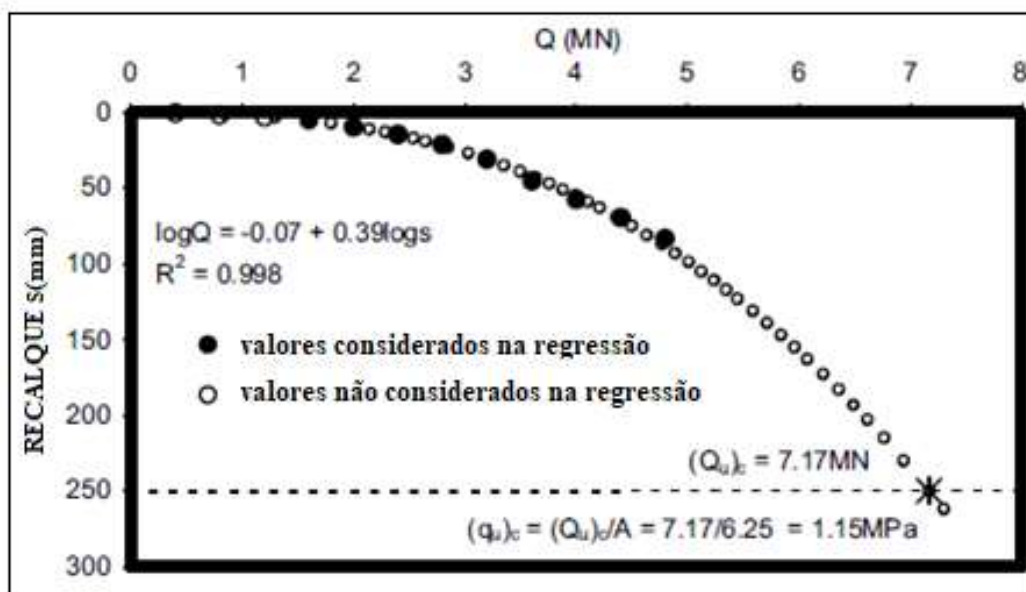
apenas os 3 últimos pontos na curva. Seguem-se outras regressões, considerando sucessivamente os últimos quatro pontos, os últimos cinco, e assim sucessivamente.

O número de correlações usadas e o valor do coeficiente de correlação (R^2) são usados como critério para julgar a qualidade das correlações. Quanto maior o valor R^2 e quanto maior o número de pontos de dados utilizados na correlação, mais confiável será a curva gerada estatisticamente. Em muitos casos, no entanto, essas duas condições são preenchidas por diferentes combinações de critérios. Idealmente, o valor de R^2 deve ser superior a 0,999 e não inferior a 0,99.

O uso da correlação linear entre Log Q e Log S possibilita a partir do ponto de regressão definir a equação de regressão usando os dados calculados da previsão e a inclinação da curva no ponto de regressão. Uma vez escolhida a equação da curva, uma estimativa da carga de ruptura convencional (Q_u)_c ou tensão de ruptura convencional (q_u)_c é facilmente determinada. Basicamente basta entrar na equação da correlação com um recalque de 10% da largura da sapata. Caso a sapata não tenha formato quadrado, define-se uma largura equivalente (B_{eq}), onde $(B_{eq}) = \sqrt{A}$, “A” sendo sua área.

A Figura 20 ilustra um exemplo de gráfico gerado com sua respectiva equação de regressão ao qual foi aplicado o método de Décourt, no qual temos os dados de ensaio, bem como a extrapolação dos resultados até a carga de ruptura convencional.

Figura 20- plotagem do gráfico com os dados da prova de carga em uma fundação rasa de 2,50m x 2,50m e os dados da extrapolação

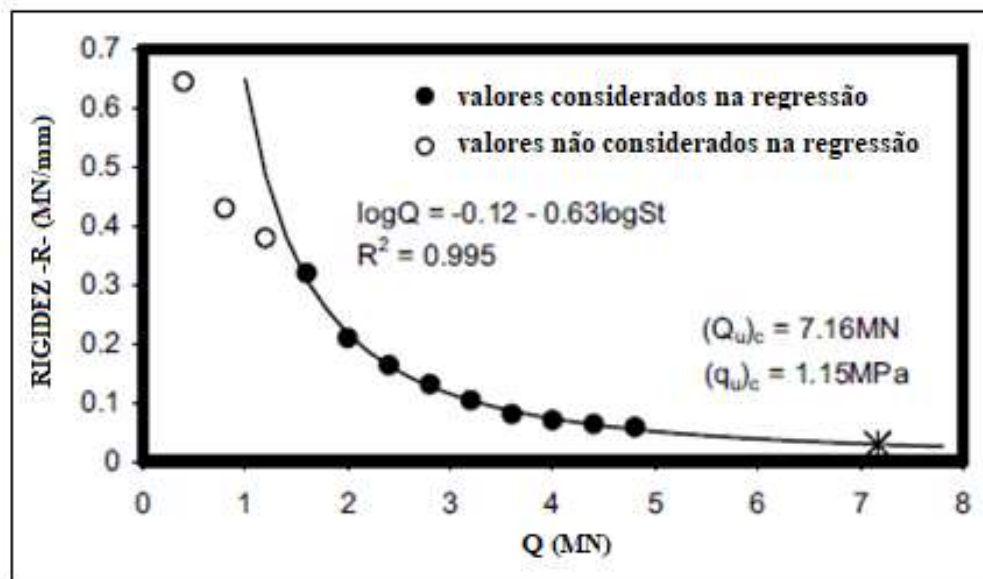


Fonte: Décourt (1999) *Apud* Décourt (2008).

O conceito de rigidez, com a elaboração do gráfico de rigidez é usado nesse método para checar se a suposição de que não há ruptura física Q_{uu} (representada pelo ponto de rigidez zero), está correta no teste de carga em questão. Além disso, ele auxilia na identificação de se o solo foi submetido a esforços prévios ou se está em um estado de normalmente consolidação. A Rigidez (R) é definida por: $R = Q$ (carga) / s (recalque). Com uso da correlação entre $\log Q$ e $\log R$ até o ponto de regressão escolhido e de posse dos seus resultados calculados da previsão e a inclinação da curva referente ao melhor ajuste é possível definir a equação de regressão. A Figura 21 ilustra um resultado da análise de rigidez de uma prova de carga em placa.

Observa-se ao analisar o gráfico da Figura 21 que conforme a rigidez diminui, a carga aumenta, havendo uma tendência clara de se aproximar de uma assíntota sub- horizontal, sem tocar o eixo da abscissa, sendo possível comprovar de que não há ruptura física, representada pelo ponto de rigidez zero.

Figura 21- Gráfico de rigidez para o teste de carga



Fonte: Décourt (1999) *Apud* Décourt (2008).

2.3 Geossintéticos

2.3.1 Considerações gerais e definição de geossintéticos

Os geossintéticos são definidos como produtos poliméricos, derivados do petróleo, constituídos por um polímeros, base e aditivos, com utilização em obras geotécnicas e de proteção ambiental. Em uma definição mais abrangente, inclui os produtos oriundos de

polímeros naturais ou manufacturados, tendo os industrializados maior abrangência em utilização, principalmente nas situações de demandas elevadas vidas úteis. Eles têm uma ampla gama de aplicações na geotecnia, como reforço e estabilização de solos, drenagem, filtração, barreiras contra fluidos e gases, proteção ambiental, controle de erosão, e barreiras de sedimentos (Palmeira, 2018).

Sieira (2003) menciona que a prática de estabilizar e melhorar o solo com materiais é antiga, usada por civilizações como os babilônios, chineses e romanos, que utilizavam fibras naturais e vegetais em suas construções. Aguiar e Vertematti (2015) relatam que o uso de produtos sintéticos na estabilização de solos começou em 1913 com a produção de polímeros como o policloreto de vinil. Desde então, diversos polímeros, incluindo poliamida e polietileno, foram desenvolvidos. Na década de 1960, surgiram os primeiros geotêxteis na França, Inglaterra e Estados Unidos, marcando o início do desenvolvimento de uma vasta gama de geossintéticos.

Os geossintéticos são formados principalmente por polímeros, geralmente derivados do petróleo, e aditivos em menor proporção. Esses aditivos são incluídos para aprimorar o produto, adicionando características que o polímero original não possui. Atualmente, diversos tipos de polímeros com propriedades específicas estão sendo desenvolvidos para a fabricação de geossintéticos, permitindo que eles atendam a uma ampla variedade de necessidades na prática da engenharia.

2.3.2 Benefícios dos geossintéticos

Segundo a Sociedade Internacional de Geossintéticos (2023), os geossintéticos são materiais versáteis e em constante aprimoramento, baseados em pesquisas e observações em obras. Sua confiabilidade, aliada ao rigoroso controle de qualidade industrial e às propriedades mecânicas e hidráulicas, permite que suportem solicitações extremas, possibilitando obras com menor custo, execução mais rápida e maior segurança ambiental e estrutural.

Costa *et al.* (2008) destacam as vantagens do uso desses produtos manufacturados, como maior velocidade de execução, melhor controle de qualidade e redução de custos. No entanto, eles ressaltam que as características dos geossintéticos dependem não apenas da matéria-prima, mas também de fatores técnicos como o processo de fabricação, aditivação e condições de estocagem. Assim, os geossintéticos são materiais confiáveis e versáteis, mas a durabilidade das obras também depende de uma execução correta.

2.3.3 Tipos e funções de geossintéticos

Existem diversos tipos de geossintéticos, sendo listados de forma geral os principais, como as geomembranas, os geocompostos, as geocélulas, as georredes, os geotêxteis, as geogrelhas, os geotubos e as geofibras no qual cada tipo tem as suas características e propriedades específicas.

- Geomembranas

São materiais poliméricos planos relativamente impermeáveis, podendo ter uma superfície lisa ou rugosa (texturada). A principal função das geomembranas é a de impedir a passagem de líquidos ou de gases, podendo ser usada em diversas obras de engenharia, como de engenharia ambiental, geotécnica, hidráulica ou de transportes Carneiro (2009). A Figura 22 e 23, mostram exemplos de aplicação.

Figura 22 – Impermeabilização de aterro sanitário com geomembranas



Fonte: Maccaferri (2021).

Figura 23- Impermeabilização de lagoa de tratamento com geomembrana



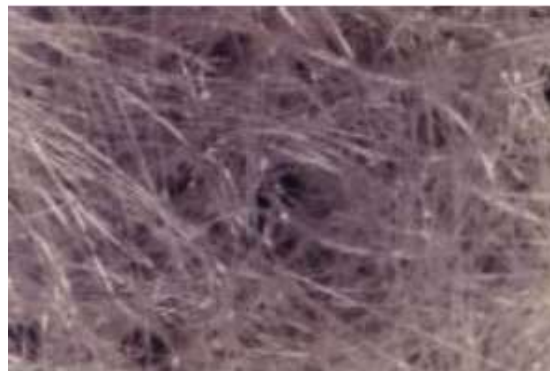
Fonte: Maccaferri (2021).

- Geotêxtil

A NBR ISO 10318-1 (ABNT, 2021) define geotêxtil como um material têxtil plano, permeável, podendo ser um polímero sintético ou natural, tecido ou não tecido, tricotado ou tecido, utilizado em contato com o solo e/ou outros materiais com aplicações na engenharia geotécnica e civil. Possuem propriedades mecânicas e hidráulicas que permitem o uso com função de separação, de proteção, de filtração, de drenagem, de controle de erosão, de reforço e de impermeabilização, quando esses são impregnados com material asfáltico (Mendonça, 2020).

O geotêxtil não-tecido trata-se de um material composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, com distribuição aleatoria, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos. Conforme esses processos o geotêxtil não-tecido pode ser classificado como do tipo agulhado, termoligado ou resinado. Os agulhados possuem fibras interligadas mecanicamente por meio de agulhagem. Os termoligados, obtida por aquecimento, através de fusão parcial das fibras. Os resinados têm as suas fibras unidas por produtos químicos. (Constacio, 2010). Abaixo na Figura 24 segue representação do geotêxtil não tecido.

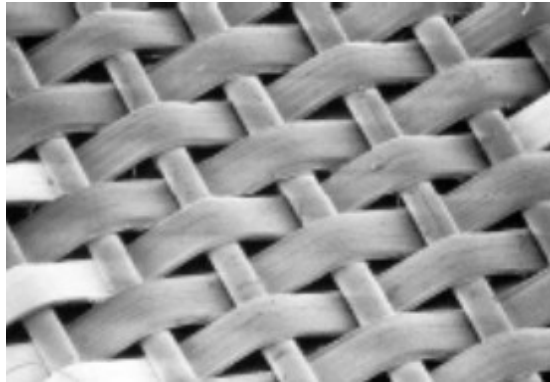
Figura 24 - Representação do Geotêxtil não tecido



Fonte: Palmeira(2018).

Segundo Constancio (2010) o geotêxtil tecido trata-se de um material com origem no entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais denominadas trama, quando no sentido transversal e urdume quando no sentido longitudinal. Já os geotêxteis tricotados possui suas fibras interligadas através do tricotamento dos fios e são utilizados basicamente como função de reforço. Na Figura 25 segue representação do geotêxtil tecido.

Figura 25 - Representação do Geotêxil tecido



Fonte: Palmeira(2018).

- Geocompósitos

É um material oriundo da composição de um ou mais geossintéticos que são fabricados para desempenhar uma função específica, como drenagem, reforço e barreira de proteção. As Figuras 26 mostra o geocomposto em escala ampliada e a Figura 27 ilustra a sua aplicação em uma obra de drenagem de pavimento em microvala.

Entre tipos de geocompostos pode-se citar o geocomposto argiloso que é formado por uma combinação de geossintéticos com material argiloso que atua como barreira contra líquidos e gases, sendo uma barreira impermeabilizante; e também o geocomposto drenante, que associa um geossintético filtrante com outro drenante, como um geotêxtil e um geoespaçador, respectivamente, sendo usado para drenar águas e líquidos, em taludes, escavações e acelerar os recalques de solos moles. A principal vantagem desses produtos em relação aos drenos naturais é a facilidade de transporte, uniformidade, rapidez de instalação e homogeneidade (Palmeira, 2018).

Figura 26 - Representação de um geocomposto de drenagem



Fonte: Carneiro (2009).

Figura 27 - Drenagem de pavimento em microvala com geocomposto



Fonte: Maccaferri (2021).

- Georredes

As georredes são materiais poliméricos que formam uma malha regular e aberta, projetadas principalmente para facilitar a drenagem eficiente de líquidos e gases em diversos projetos de engenharia. São empregadas em sistemas de controle de erosão, drenagem de aterros e em contenção de encostas, onde sua malha com a estrutura aberta permite o fluxo de água e ar, prevenindo o acúmulo de pressão hidrostática e, conseqüentemente, proporcionando maior estabilidade às construções.

É composto por um conjunto de elementos paralelos superpostos, completamente conectados a outros elementos semelhantes em diferentes ângulos, conforme recomendado pela NBR ISO 10318-1 (ABNT, 2021), como ilustrado na Figura 28.

Figura 28 - Representação da georrede



Fonte: Geroto (2008).

- Geocélula

A NBR ISO 10318-1 (ABNT, 2021) classifica a Geocélula como uma fibra com estrutura tridimensional, permeável, polimérica (sintética ou natural), ou estrutura celular semelhante, feita de ligadas de geossintéticos. Conforme Favretto (2018) a geocélula trata-se de estrutura tridimensional que possui um sistema de confinamento que interage com o solo entre seus vazios de forma a aumentar a resistência ao cisalhamento do solo, através de uma melhor distribuição das cargas e da deformação, conforme representado na Figura 29.

Ainda segundo Favretto (2018) se os projetos preveem, além do confinamento, também a drenagem do solo, as células possuirão perfurações nas paredes, permitindo o fluxo de água no plano, conforme ilustrado na Figura 30.

Figura 29- Representação da Geocélula PEAD com parede lisa



Fonte: TMP Geosynthetics (2022).

Figura 30- Representação da Geocélula PEAD com parede perfurada.



Fonte: TMP Geosynthetics (2022).

- Tubo dreno geossintético ou geotubo

O geotubo é um tubo feito de materiais poliméricos como polietileno de alta densidade (PEAD) ou polipropileno, projetado para ser durável e resistente a condições adversas. Ele pode ser perfurado ou ranhurado, com superfície lisa ou corrugada, e pode ser rígido ou flexível, dependendo da aplicação. Seu uso principal é em sistemas de drenagem subterrânea, onde atua na coleta e condução de líquidos. É amplamente utilizado em obras de infraestrutura, como rodovias e aterros sanitários, além de ser empregado no controle de lençóis freáticos e em sistemas de tratamento de esgoto, ajudando a garantir a estabilidade das construções ao gerenciar eficazmente as águas subterrâneas (Palmeira, 2018). A Figura 31 ilustra um exemplo típico de geotubo utilizado em campo.

Figura 31 - Representação dos geotubos corrugados



Fonte: Maccaferri (2021).

- Fibras

Fibras sintéticas podem ser misturadas ao solo para atuar com função de reforço. Podem ser constituídas por diferentes polímeros e a Figura 32 apresenta uma fibra de 6mm de comprimento de polipropileno. As fibras podem ser utilizadas na construção de aterros rodoviários, bases de pavimentos e em estruturas de contenção, atuando como material de reaterro para aumentar a estabilidade e resistência do solo. Para que a combinação solo-fibra funcione corretamente, é indispensável utilizar um equipamento de mistura adequado, garantindo uma distribuição uniforme das fibras, o que é vital para o bom desempenho do material (Palmeira, 2018).

Figura 32-Representação da fibra

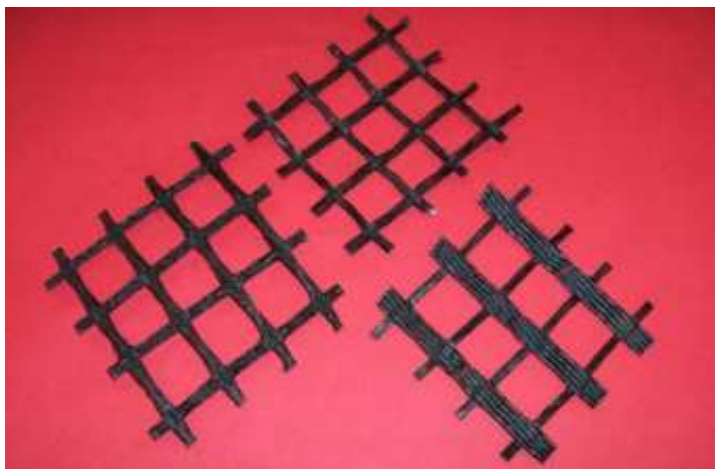


Fonte: Castro (2020).

- Geogrelha

Conforme Sieira (2003) a estrutura da geogrelha tem a forma de grelha e possui a função predominante de reforço. As aberturas permitem a interação do meio ao qual estão confinadas, sendo constituído por elementos resistentes à tração, podendo ser unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração em apenas em uma direção, e bidirecional quando possui elevada resistência à tração em duas direções principais, sendo ortogonais. Abaixo na Figura 33 segue representação da geogrelha e a Figura 34 ilustra exemplo de aplicação

Figura 33- Representação da geogrelha



Fonte: Carneiro (2009).

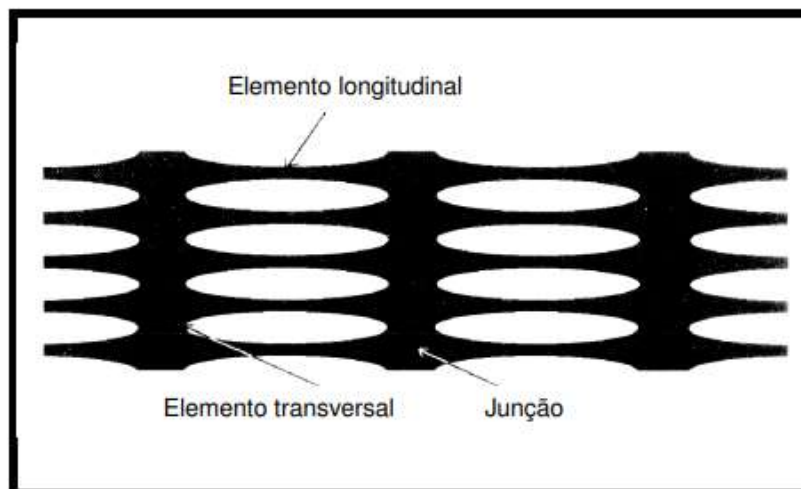
Figura 34- Reforço de base de pavimento com geogrelha



Fonte: Maccaferri (2021).

As geogrelhas são constituídas por elementos transversais, elementos longitudinais e pelas junções entre eles. Os transversais tem a função de ancoragem da geogrelha no solo envolvente. Os longitudinais tem a função de interação por atrito na interface com o solo e pela transmissão de carga ao longo do comprimento da grelha. Sua fabricação pode ser a partir de metais, normalmente aço, ou, por polímeros como o polietileno de alta densidade (PEAD), poliéster (PET) e o polipropileno (PP) (Sieira, 2003). A Figura 35 ilustra a nomenclatura usada para descrever as partes que constituem a geogrelha.

Figura 35- Elementos componentes de uma geogrelha



Fonte: Adaptado de Sieira (2003).

2.3.4 *Microgrelha*

Conforme o Manual de Especificações da Maccaferri (2019), a microgrelha, ilustrada na Figura 36, é um tecido técnico fabricado com filamentos de poliéster muito resistentes, que proporciona elevada resistência à tração com baixos níveis de alongamento. São materiais versáteis que podem ser usados em construção de estradas, construção civil, engenharia ambiental, entre outras aplicações.

Figura 36- Representação da Microgrelha



Fonte: Maccaferri (2019).

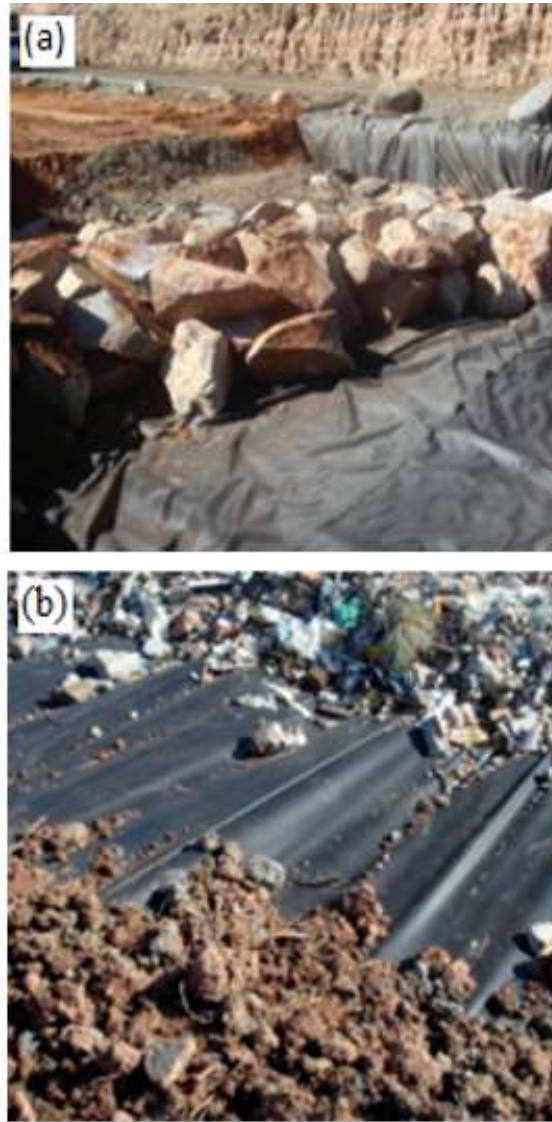
É um material leve de pequena gramatura, sendo suficiente para impedir a mistura de materiais de aterro e de fundação, possuindo resistência a tração iguais na direção longitudinal e transversal e sendo comercializado em rolos.

Em relação a geogrelha, a microgrelha possui uma gramatura menor, possuindo além de função de reforço, a função de separação. Conforme Telles Junior (2022), a resistência à tração longitudinal das microgrelhas se assemelha aos tipos de geogrelhas com a classe de menor resistência (como a MacGrid WG 40 e a ParaDrain 50.5). Entretanto, quando o alongamento ultrapassa 10%, as microgrelhas ainda oferecem resistência ao solo, diferentemente das geogrelhas, que perdem essa capacidade.

A microgrelha é revestida com materiais sintéticos de alta resistência para protegê-la de danos durante a instalação e do contato com substâncias químicas, biológicas e às intemperes. Essa proteção lhe proporciona uma grande versatilidade, podendo ser usado em várias situações, como confinamento de berço de rachão e em áreas potencialmente contaminadas, como aterros sanitários, aterros de rejeitos e estufas (Rocha, 2016). A Figura

37 ilustra o uso da microgrelha em confinamento de berço de rachão (a) e em entulheira como camada de reforço e separadora(b).

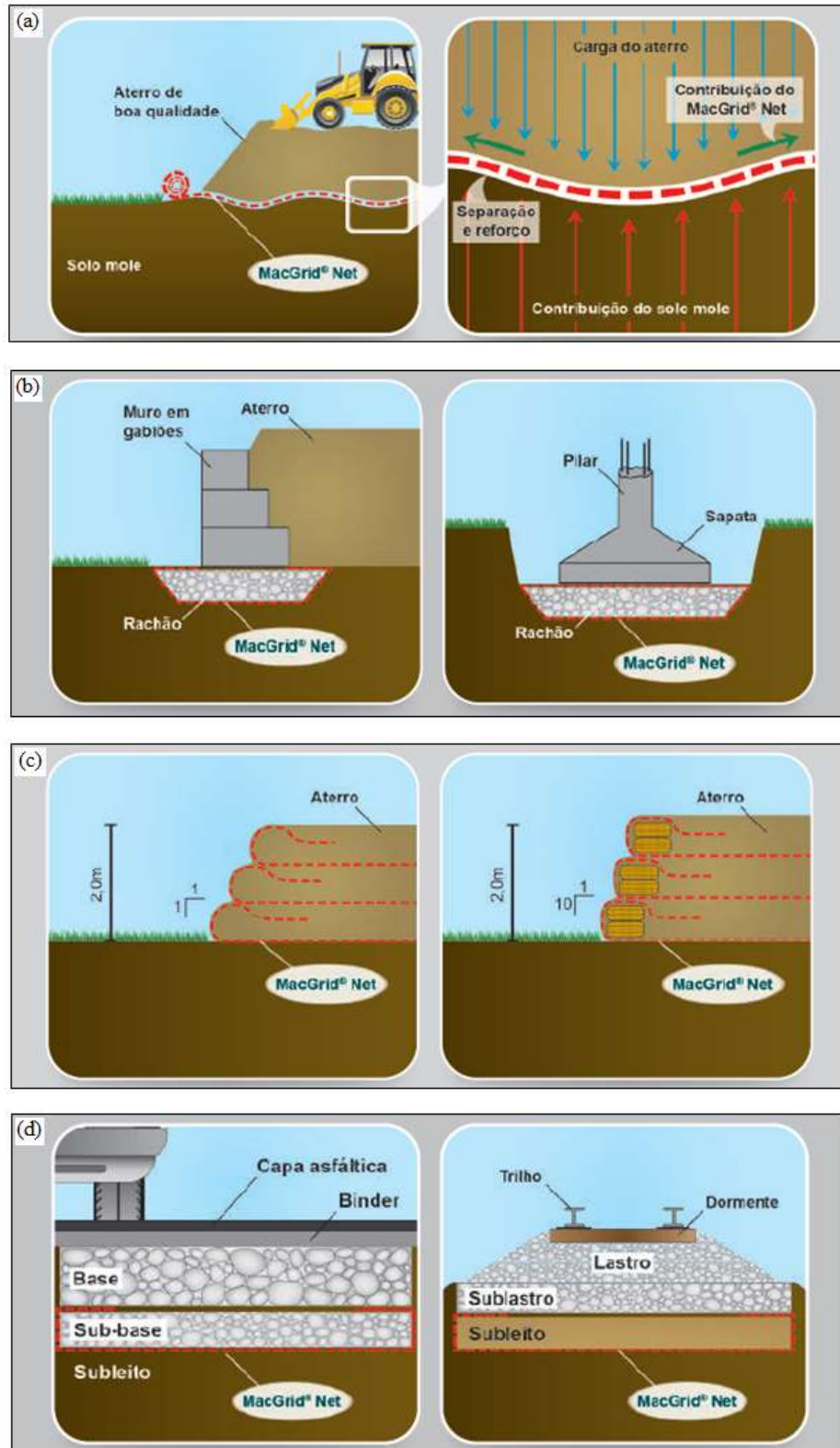
Figura 37 – (a) Confinamento de berço de rachão com microgrelha. (b) Microgrelha aplicada como camada separadora e de reforço.



Fonte: Rocha (2016).

O produto é utilizado em diversas obras de engenharia desempenhando função de separação e reforço, apresentando elevada resistência à tração e ao puncionamento estático. Na Figura 38, são apresentadas as aplicações da microgrelha, incluindo reforço de aterros de conquista (a), confinamento de berços de rachão (b), contenções de baixa altura (c) e melhoramento de capacidade de suporte em vias (d).

Figura 38– Diversas aplicações da microrelha: (a) aterros de conquista, (b) confinamento de berços de rachão, (c) contenções de baixa altura e (d) melhoria de capacidade de suporte em via.



Fonte: Maccaferri (2017).

O Comitê Técnico de Geossintéticos (2022) apresentou um caso de sucesso do uso das microgrelhas combinado as geogrelhas. Essa aplicabilidade foi motivada pela necessidade de execução de um acesso viário em rampa de uma rodovia já existente em um terreno de baixa capacidade de suporte, localizado ao lado de uma linha férrea e de um dique de contenção de cheias na cidade de Novo Hamburgo, Rio Grande do Sul. Como o solo de fundação existente era de baixa capacidade de suporte, a solução foi reforçar o solo antes da execução da rampa. A microgrelha foi aplicada para separar e evitar o contato do solo de boa qualidade do aterro com o solo de baixa capacidade da fundação e também promover uma resistência adicional para permitir a operação de máquinas na área. Já a geogrelha foi utilizada para garantir que não houvesse recalques diferenciais e rupturas no aterro sobre o solo de baixa capacidade de suporte durante a execução. As Figuras 39 e 40 mostram a aplicação da microgrelha e o resultado final da obra.

Figura 39 – Microgrelha e geogrelha aplicada em solo de baixa capacidade de suporte



Fonte: Comitê Técnico de Geossintéticos (2022).

Figura 40 – Obra finalizada com uso da geogrelha e microgrelha



Fonte: Comitê Técnico de Geossintéticos (2022).

Durante a execução, as equipes não relataram problemas e sim elogiaram a facilidade e rapidez de instalação dos geossintéticos, cumprindo suas funções, evitando deformações no solo e rupturas, o que contribuiu para durabilidade do pavimento e da obra como um todo.

2.4 Uso de geossintéticos como elemento de reforço

2.4.1 Introdução

O solo é caracterizado por sua descontinuidade, granulometria muito variável, baixa resistência à tração/cisalhamento, permeabilidade variável etc. Historicamente, as obras de engenharia buscavam locais com solo homogêneo, mais resistente, pouco deformáveis e isentos da presença de água, mesmo que representasse custos elevados. No entanto, com o crescimento das cidades e aumento do porte das obras, tornou-se inviável a escolha de local para construir, visto que os melhores locais já foram edificados e os remanescentes ficaram supervalorizados. Nesse cenário os geossintéticos aparecem como alternativa de melhoria das características do solo. Eles permitem lidar com solos difíceis, oferecendo tratamento, reforço e melhorias necessárias para suportar grandes construções (Vertematti, 2015).

Segundo Borges (2012) a técnica solo reforçado tem se mostrado bastante atrativa, já que possibilita a realização de construções geotécnicas mais arrojadas, econômicas e mais seguras do ponto de vista técnico. Essa técnica pode ser usada em diversas situações, como na construção de estradas sem pavimentação, muros de contenção, barragens, aterros sobre solos moles, em fundações em aterros reforçados, entre outros.

2.4.2 Conceito de solo reforçado

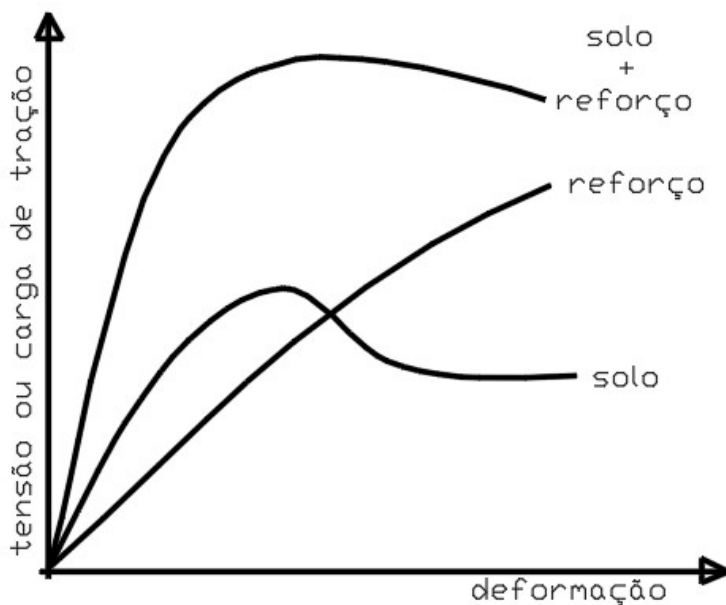
A técnica de reforço de solo envolve a inserção de elementos que podem suportar tração de forma adequadamente direcionada, resultando em maior resistência e menor deformação do solo. Essa abordagem, conhecida como reforço de solos, aprimora o comportamento global da massa de solo ao transferir as cargas para esses elementos resistentes. (Sieira, 2003)

Os solos normalmente possuem boa resistência à compressão, mas são frágeis quando submetidos à tração. Ao aplicar carga vertical em uma massa de solo, ela se deforma

verticalmente devido à compressão e lateralmente devido à extensão (tração). No entanto, quando o solo está reforçado, os movimentos laterais são contidos devido à menor deformabilidade do reforço. Isso é possível devido à geração de forças de tração nos elementos de reforço (Sayão; Sieira; Santos, 2017).

Segundo Palmeira (1999), a união das propriedades dos dois materiais e a forma como interagem entre si podem gerar um material com propriedades adequadas para um desempenho eficaz em vários tipos de construções. A Figura 41 mostra como cada material se comporta individualmente e como a combinação de ambos afeta um elemento de solo reforçado. É possível observar que ao incluir no solo o reforço há um aumento da tensão de ruptura e das deformações, ou seja o compósito deforma e em tensões maiores até romper.

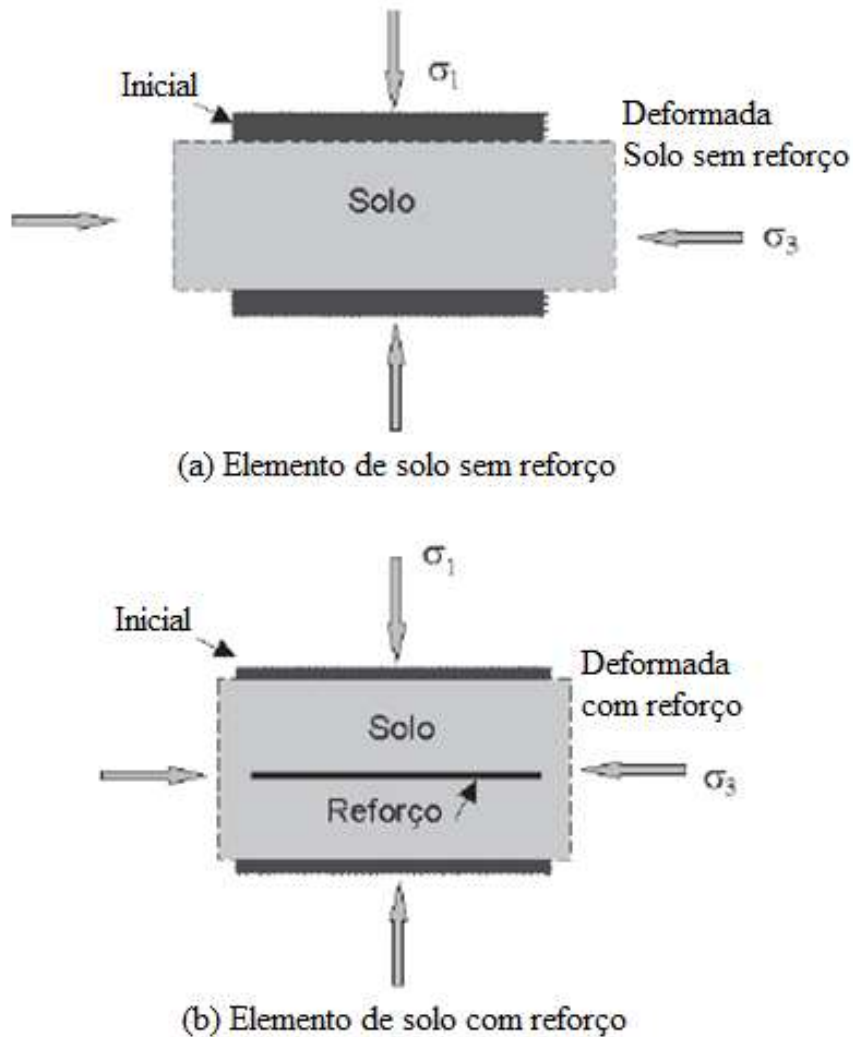
Figura 41 –Comportamento tensão (ou carga) x deformação dos materiais.



Fonte: Adaptado de Palmeira (1999).

A Figura 42 apresenta a ilustração do princípio básico do comportamento do solo reforçado, mostrando que, sem reforço, há uma deformação significativamente maior no solo em comparação com o solo reforçado, pois o reforço limita lateralmente esse efeito. Essa restrição de deformação se deve ao surgimento de esforços de tração no elemento do reforço (Sayão; Sieira; Santos, 2017).

Figura 42 – a) elemento de solo sem reforço; b) elemento de solo com reforço



Fonte: Sayão, Sieira e Santos (2017).

Sayão, Sieira e Santos (2017) destacam que a compactação de um maciço de solo reforçado pode influenciar diretamente na sua resistência, e esse efeito está principalmente relacionado à sua composição natural. Em termos gerais, os materiais usados durante o procedimento de compactação demonstram comportamento bem distinto de acordo com sua característica granulométrica. A compactação poderá ser o fator principal de influência nas tensões desenvolvidas no reforço.

Segundo Tupa (1994) os materiais granulares são considerados ideais para as estruturas de solo reforçado. Eles possuem boa resistência, propriedades drenantes eficazes e um ângulo de atrito elevado. Essas características proporcionam uma melhor aderência ao reforço em comparação com os solos finos. Sayão, Sieira e Santos (2017) explicam que essa baixa aderência dos solos coesivos em relação ao reforço ainda está sujeita a redução devido ao

provável aparecimento de pressões neutras positivas, que são difíceis de prever e de conter.

De uma forma geral em virtude das diversas vantagens da técnica de solo reforçado é de crucial importância conhecer o solo que será reforçado, bem como escolher e dimensionar corretamente o reforço e seguir corretamente os procedimentos de compactação, já que o processo de execução interfere diretamente no resultado final. De nada adianta o uso da técnica sem o controle adequado, sendo assim trabalho em vão.

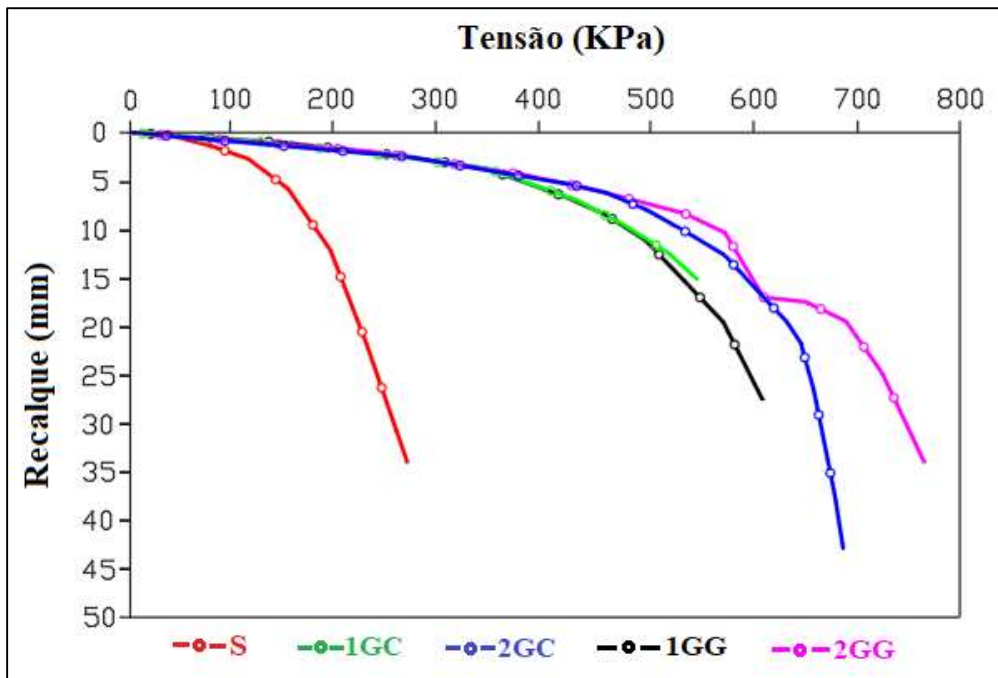
2.4.3 Análises de melhorias de solo reforçado

Na literatura há diversos trabalhos referentes a melhoria de solo com uso de técnicas de solo reforçado com o uso de geossintéticos, misturas de solo-cimento, solo-fibras, o uso da compactação em si do solo, geogrelhas natural de sisal entre outros. As técnicas visam melhorar a capacidade de carga do solo, bem como reduzir os recalques, tornando o solo mais rígido.

Santos et al. (2021) realizaram estudos para avaliar o ganho de resistência de solos reforçados com geossintéticos (geocélulas e geogrelhas) através de prova de carga em placas em modelo reduzido em solo arenoso com resultados comparados com modelos de solos não reforçados. O equipamento utilizado para realização das provas de carga era composto por um pórtico de reação, uma caixa para realização dos ensaios, sistema para aplicação de carga e instrumentação. O sistema de reforço foi instalado no solo e aplicadas cargas sucessivas sobre a placa circular rígida de 30cm de diâmetro, estipulando-se a resistência para recalques de 25mm. Ao usar a geogrelha ou a geocélula como reforço de solo os autores observaram maior eficiência e resultados positivos em relação a resistência do solo.

Os resultados dos testes de carga mostram que ao adicionar uma camada de reforço, seja com geocélula ou geogrelha, a melhoria na resistência é semelhante, com um aumento de 2,50. No entanto, ao usar duas camadas de reforço, a geogrelha demonstrou um aumento maior na resistência, de 3,03 vezes em relação ao solo não reforçado, ao passo que o solo reforçado com a geocélula atingiu um aumento de 2,73 na resistência. A Figura 43 ilustra os resultados das curvas tensão x recalque com todos os ensaios realizados na pesquisa, com o solo sem reforço (S), solo reforçado com uma camada de geocelula (1GC), solo reforçado com duas camadas de geocelula (2GC), solo reforçado com uma camada de geogrelha (1GG) e solo reforçado com duas camadas de geogrelha (1GG) evidenciando as melhorias em relação ao solo natural.

Figura 43 – Comparativo da curva tensão x recalque dos ensaios S x 1GC x 2GC x 1GG x 2GG



Fonte: Adaptado de Santos *et al.* (2021).

Guedes *et al.* (2019) investigou, através de provas de carga, o comportamento mecânico da areia pura com a adição de geogrelhas feitas de sisal e de polipropileno. A adição de uma camada de reforço aumentou a rigidez do solo, resultando em um acréscimo de mais de 80% em sua capacidade de carga, com comportamento semelhante para materiais naturais e sintéticos até um determinado nível de carga. Em cargas mais elevadas, a geogrelha de polipropileno demonstrou maior rigidez em comparação com a geogrelha de sisal. Essa rigidez maior do solo com o reforço sintético se deve à forma como as malhas são conectadas: na geogrelha sintética, elas são unidas por soldadas a quente, enquanto no reforço natural, são amarradas só por nós, o que permite movimento em uma direção. Em cargas mais altas, a geogrelha de sisal não pode ser completamente tensionada, transferindo parte da carga para o solo e resultando em menor rigidez em comparação ao reforço sintético.

Os testes também mostraram um ganho significativo de capacidade de carga ao adicionar mais camadas de geogrelha de sisal, embora essa comparação não tenha sido feita com a geogrelha sintética. Apesar dos ensaios terem sido realizados sob condições de baixo nível de carga e compactação abaixo de 95% o estudo demonstram que esses reforços de sisal podem melhorar as propriedades mecânicas de solos arenosos, especialmente em obras com baixa carga, sendo uma alternativa pautada na otimização do uso dos recursos naturais, associados às práticas sustentáveis.

O estudo de Adams e Collin (1997) investigou o desempenho de fundações rasas reforçadas com geossintéticos (RSFs), por meio de 34 testes de carga. A análise focou nos efeitos de uma até três camadas de reforço geossintético posicionadas sob sapatas de diferentes dimensões. Especificamente, os autores exploraram o impacto da inclusão de geogrelhas e geocélulas na capacidade de carga e no recalque das fundações. Além disso, a investigação abrangeu variáveis como o espaçamento entre as camadas, o tipo de reforço, o número de camadas e a avaliação de como diferentes densidades de areia na massa de solo reforçado afetam o desempenho estrutural das RSFs.

Os resultados mostraram que o uso de três camadas de geogrelha foi o mais eficaz, aumentando a capacidade de carga em até 2,63 vezes em relação às fundações sem reforço. A melhor profundidade de instalação do reforço (z) foi entre 0,25 e 0,5 vezes a largura da sapata (B), o que permitiu uma mobilização eficiente do material reforçado. No caso das geocélulas, foi testada apenas uma camada, e houve aumento na capacidade de carga, mas em menor escala, com um máximo de 1,64 em relação ao solo não reforçado. Como os testes de geocélulas e geogrelhas foram realizados em condições diferentes, não foi possível fazer uma comparação direta.

Adams e Collin (1997) investigaram também o impacto de diferentes densidades de areia no desempenho das fundações de solo reforçado (RSFs). Para isso, realizaram uma série de testes mantendo as mesmas condições em termos de quantidade de camadas de reforço, profundidade de instalação e área de cobertura do geossintético. A única diferença entre os testes foi a densidade do solo de fundação, que foi ligeiramente reduzida de $14,5 \text{ kN/m}^3$ para $14,2 \text{ kN/m}^3$. Como resultado dessa redução na densidade, a capacidade de carga do solo de menor densidade foi aproximadamente metade da capacidade observada nas condições de maior densidade. Assim uma densidade mais alta de areia tendia a proporcionar um desempenho melhor, indicando a importância de considerar as características do solo no projeto de fundações, logo a característica do solo é um fator na eficácia dos RSFs. Em solos mais densos, o reforço do geossintético foi mais eficiente, resultando em maiores capacidades de carga. Em solos menos densos, ou soltos dentro da massa de solo reforçada, os efeitos do reforço são minimizados porque deformações maiores são necessárias para mobilizar o reforço.

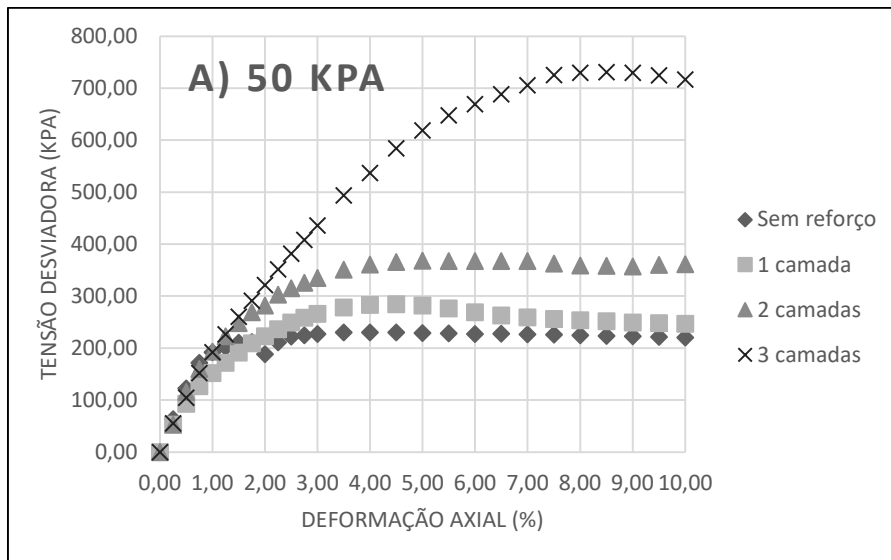
O estudo não fornece detalhes específicos sobre a rigidez do solo, mas é razoável inferir que a melhoria na capacidade de carga, proporcionada pelo reforço com geogrelhas e geocelulas, também indica uma melhoria na rigidez do solo. Isto se deve ao fato de que um aumento na capacidade de carga geralmente acompanha uma melhoria na resistência e de estabilidade.

A microgrelha, sendo uma inovação recente na área de reforço de solos, ainda apresenta uma escassez de estudos e informações detalhadas na literatura especializada. Esse cenário decorre da novidade que este material representa no setor de engenharia geotécnica, levando a uma carência de dados experimentais e análises aprofundadas sobre sua eficiência e desempenho em aplicações práticas.

Teles Junior (2022), em sua pesquisa utilizando solo do campo experimental de geotecnia da UFC, avaliou o reforço de solos arenosos com microgrelhas e geotêxteis não-tecidos em ensaios triaxiais adensados e drenados realizados no laboratório. Os resultados revelaram melhorias significativas nas propriedades mecânicas do solo com a inserção de microgrelhas, com destaque para a adição de três camadas de microgrelhas, que aumentou o ângulo de atrito em 24% e a coesão em 400% em relação ao solo sem reforço.

Na Figura 44, observa-se que uso e aumento das camadas de microgrelha elevou a tensão desvio e a deformação axial na ruptura, melhorando a resistência do solo. O corpo de prova com três camadas apresentou os melhores resultados, tornando o solo mais rígido e capaz de suportar maiores cargas antes da ruptura.

Figura 44 – Curvas para o solo sem e com reforço de microgrelha para a tensão confinante de 50 kPa: Tensão desvio x Deformação axial

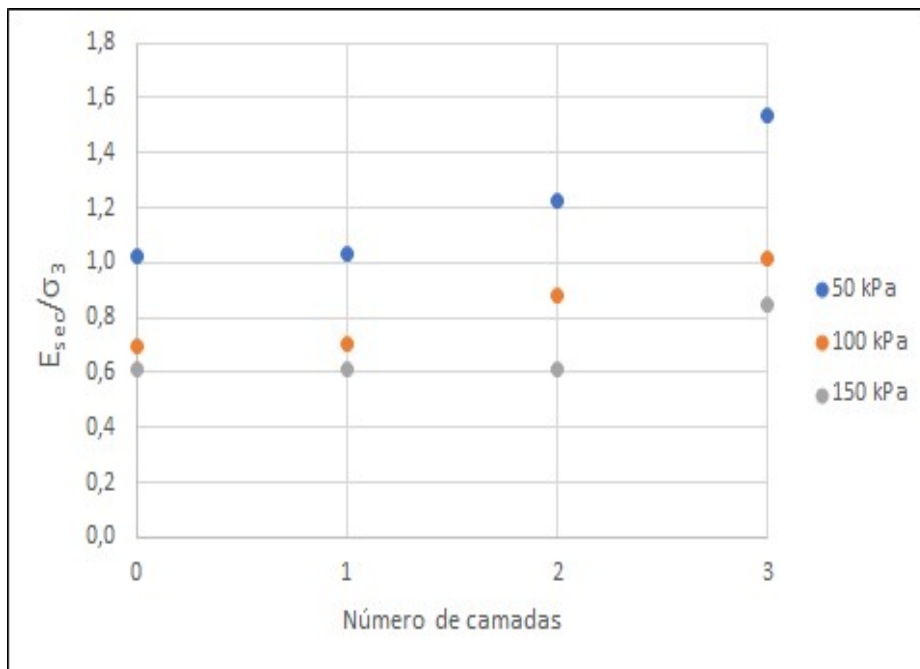


Fonte: Teles Junior(2022).

Na Figura 45 é apresentada a deformabilidade dos corpos de prova, onde o módulo de deformabilidade secante, normalizado pela tensão confinante, foi analisado em função do número de camadas de reforço. Os resultados indicam que a inserção de mais camadas de

reforço aumentou significativamente a rigidez dos corpos de prova. Além disso, o aumento da tensão confinante também contribuiu para esse crescimento do módulo secante. Esse comportamento demonstra que o reforço com microgrelhas melhora a capacidade do solo de resistir à deformação.

Figura 45 – Módulo de deformabilidade secante normalizado pela tensão confinante com a inserção das camadas de reforço de microgrelha



Fonte: Teles Junior(2022).

Em contrapartida, Teles Junior (2022), ao comparar o solo reforçado com uma camada de microgrelha com o solo reforçado com uma camada de geotêxteis não-tecidos (de gramaturas 200 e 300 g/m²) verificou um aumento menos expressivo nos parâmetros de resistência. O ângulo de atrito e a coesão dos solos reforçados com microgrelha foram, respectivamente, 2,5% e 62% superiores nos solos reforçados com geotêxteis. Estes resultados indicam que a microgrelha é uma alternativa mais eficaz que geotêxteis não-tecidos para melhorar a resistência de solos arenosos, oferecendo benefícios significativos em termos de coesão e ângulo de atrito, sendo assim uma alternativa válida para reforço de solo.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentadas as etapas e detalhados os procedimentos utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa.

3.1 Etapas da pesquisa

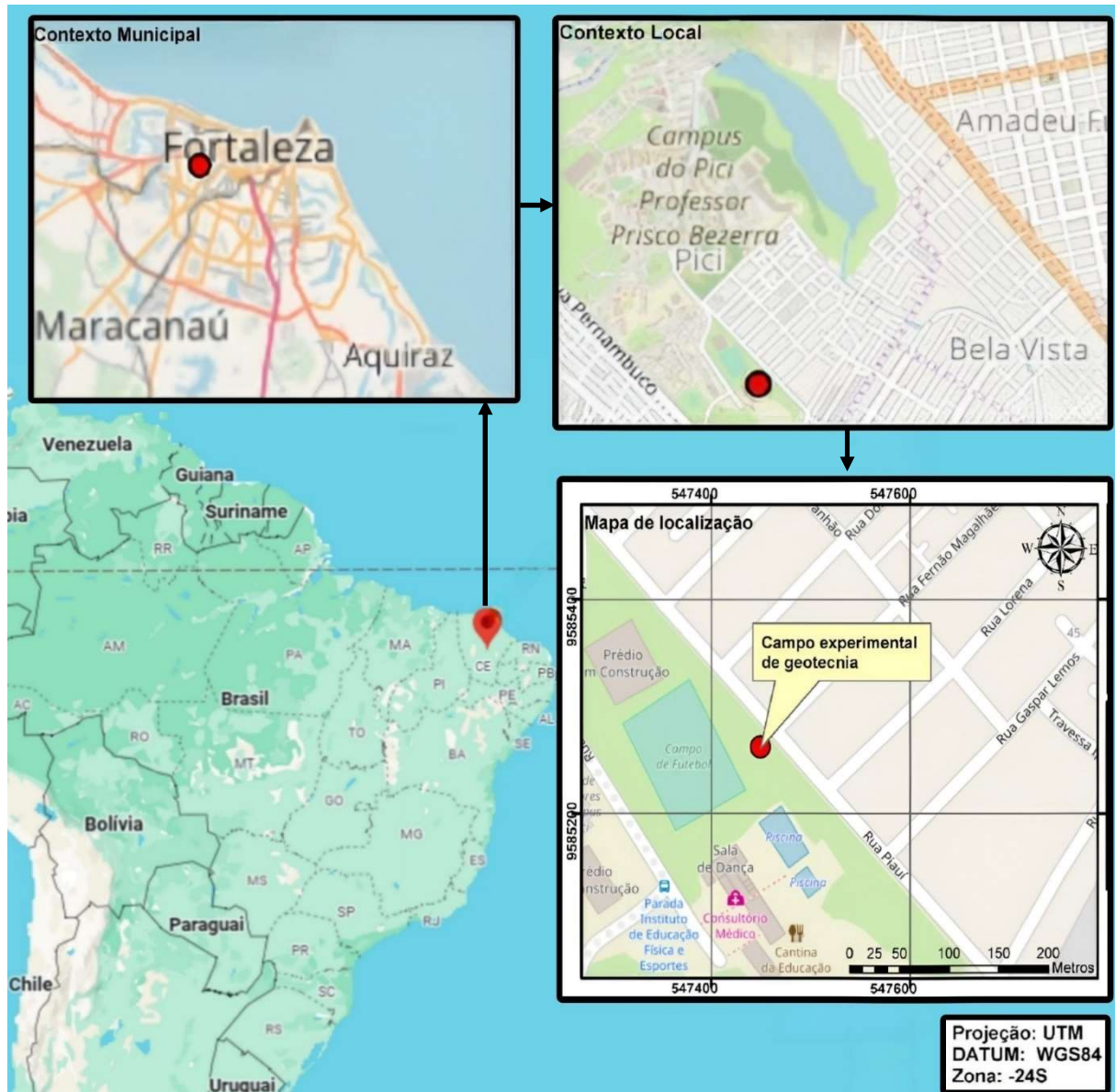
O trabalho foi realizado seguindo as etapas apresentadas a seguir relacionadas.

- Seleção do local do estudo;
- Locação das Provas de carga estáticas (PCE) para realização dos ensaios;
- Coletas de amostras do solo no local para caracterização geotécnica;
- Realização de ensaios de laboratório para caracterização do solo;
- Obtenção de parâmetros geotécnicos do subsolo do campo experimental a partir de ensaios realizados por outros pesquisadores;
- Estudos para a definição de modelos físicos para representar o comportamento mecânico in situ do solo, na condições compactada: a) reforçada com microgrelha e b) sem reforço. Adicionalmente foi realizada um prova de carga no solo natural;
- Execução dos modelos experimentais em campo e realização das provas de cargas direta.

3.2 Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da UFC

O local utilizado para a realização da pesquisa fica no Campus do Pici, pertencente a Universidade Federal do Ceará(UFC), localizado na Avenida Mister Hull, s/n, em Fortaleza – CE. O campo experimental fica em uma área cedida pelo Departamento de Educação Física (IEFES) da UFC, tendo acesso pela rua Prof. Rômulo Proença, conforme ilustrado na Figura 46, cuja as coordenadas aproximadas são 3°45'7.76" de latitude sul e 38°34'22.31" de longitude oeste e elevação de 24 m em relação ao nível do mar.

Figura 46- Localização do campo experimental de Geotecnia e Fundações



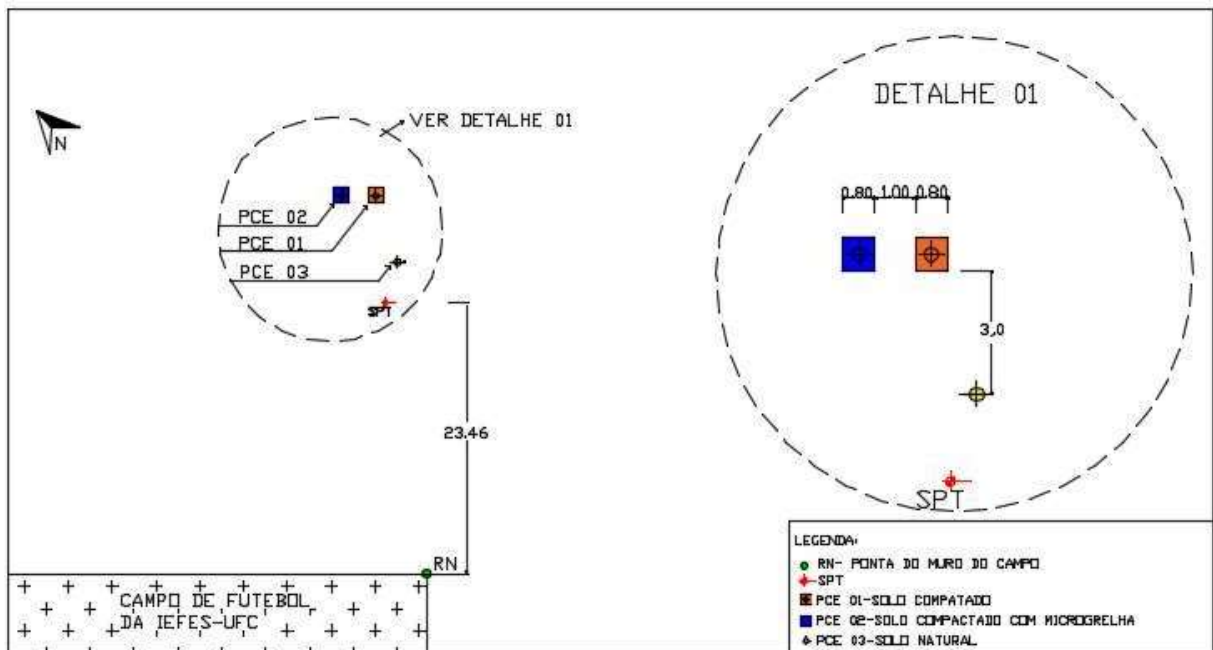
Fonte: Adaptado de Lopes (2018).

3.3 Locação das PCE para realização dos ensaios

Os locais selecionados para a realização dos ensaios de prova de carga direta no presente trabalho foram próximos aos pontos de amostragem (para caracterização do solo) e de uma sondagem à percussão (SPT), realizada nas pesquisas de Bonan (2017) e Silva (2017). Esses dados obtidos em ensaios anteriores serviram como base inicial para o dimensionamento do plano de carga para a realização das provas de carga. As provas de carga foram realizadas na mesma cota de assentamento do ensaio SPT, correspondente ao nível de referência 0,00.

Uma semana antes da realização dos ensaios de campo foi necessário realizar uma limpeza da parte superficial na área dentro do perímetro no local dos ensaios para a retirada de matéria orgânica e de materiais indesejados, como entulhos, no entanto foi mantida a mesma cota de assentamento do SPT. Após a limpeza, foram definidos os locais das provas de carga, cuja localização é mostrada na Figura 47.

Figura 47- Localização das provas de carga no campo experimental



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

Após definida a localização foram coletadas três amostras para ensaio de caracterização geotécnica (ensaio de granulometria e densidade real dos grãos) e compactação. A primeira amostra de solo foi coletada em uma camada superficial ao lado do local escolhido para a realização da prova de carga em solo natural. As demais amostras foram retiradas à 35cm de profundidade das cavas aonde foram realizadas a prova de carga em solo compactado e da prova de carga em solo compactado com três camadas de microgrelha. Foi utilizada a média dos resultados de laboratório das três amostras nos ensaios de campo. O restante da profundidade das cavas foram escavadas dias antes da realização dos ensaios de PCE.

3.4 Realização de ensaios de laboratório para caracterização do solo

Os ensaios de laboratório foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará (UFC). As amostras deformadas coletadas

em campo foram devidamente identificadas e acondicionadas em sacos plásticos, com o objetivo de minimizar a perda de umidade durante o transporte. Após a coleta foi feita a preparação das amostras conforme recomendações da Norma NBR 6457 (ABNT, 2016) para dar início aos ensaios de caracterização geotécnica. As descrições de todos os ensaios realizados são apresentadas a seguir:

3.4.1 Análise granulométrica

Os ensaios de peneiramento do material granular e do material fino, este com auxílio de defloculante, compõem a análise granulométrica, sendo executado para determinar a curva granulométrica das amostras coletadas, conforme as recomendações da Norma NBR 7181 (ABNT, 2016).

3.4.2 Limite de consistência

Os limites de Atterberg compostos pelo limites de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP), foram verificados seguindo as normas NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Conforme recomendado nas referidas normas o ensaio do limite de liquidez foi executado com a utilização do aparelho de Casagrande e o ensaio de limite de plasticidade com o uso de placa de vidro despolido e com auxílio de gabarito metálico.

3.4.3 Densidade das partículas

Seguindo a Norma NBR 6458 (ABNT, 2016), a densidade dos grãos foi determinada por meio do uso do picnômetro de vidro.

3.4.4 Compactação

Na fase de preparação das amostras para os ensaios de compactação, verificou-se que as massas retidas na peneira de 4,8 mm foram inferiores a 7%. Nessa condição, a NBR 6457 (ABNT, 2016) permite a utilização do cilindro grande ou do pequeno; entretanto, optou-se pelo cilindro Proctor pequeno (dimensões de 10 cm x 12,7 cm), visando economia de material.

Os ensaios de compactação do solo foram realizados conforme as recomendações

prescritas na norma NBR 7182 (ABNT, 2016). Os ensaios foram conduzidos com amostras de 3 kg de solo na umidade higroscópica, com reuso de material. Os procedimentos seguiram as recomendações para a energia de compactação Proctor Normal, sendo usado o soquete pequeno de 2,5kg para aplicação de 26 golpes por camada. Para a montagem da curva de compactação, em cada ponto do ensaio foi adicionada a amostra de solo 2 % de umidade, sendo o ensaio repetido por no mínimo quatro vezes, conforme orientado pela norma.

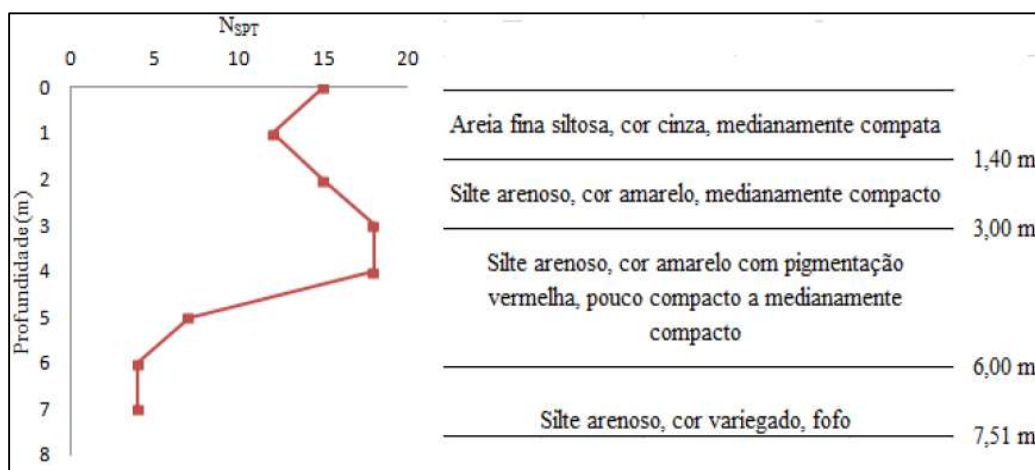
3.5 Ensaios de Campo

Os ensaios de campo possuem a capacidade de retratar de forma mais fiel as propriedades do solo in situ e as situações a que ele pode está submetido. Os ensaios de campo executados nessa pesquisa constaram de foram três provas de carga estática em placa nas seguintes configurações: (a) solo compactado na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo obtida no ensaio de compactação; (b) solo compactado nas mesmas condições do item (a), mas com a inclusão de 3 camadas de microgrelhas; e (c) solo natural.

3.5.1 Sondagem à percussão

A sondagem de simples reconhecimento (SPT) utilizada nessa pesquisa foram realizadas nas pesquisas de Bonan (2017) e Silva (2017). Essa serviu de base a locação das provas de carga, para análise mais detalhada da estratigrafia do solo e elaboração do plano de carga. A Figura 48 apresenta o resultado dessa investigação, que mostra o perfil estratigráfico do local de estudo.

Figura 48 – Resultados de ensaio de sondagem à percussão (SPT)



Fonte: Bonan (2017) e Silva (2017).

De acordo com a sondagem à percussão (SPT), ilustrada na Figura 48, o solo é areno – siltoso, cor cinza e medianamente compacto até 1,40 m de profundidade. Nas subcamadas seguintes, de 1,40 a 7,51 m de profundidade, o solo é silte-arenoso, variando sua compacidade de fofo a medianamente compacto e cor de amarelo para variegado.

O perfil da sondagem (Figura 48) mostra também que o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) varia entre 12 a 15 no primeiro metro, de 12 a 18 até a profundidade de 4,0 m e a partir desta profundidade o N_{SPT} apresenta redução, chegando na profundidade limite de realização do ensaio com N_{SPT} em torno de 4. Conforme Silva (2017) o nível d'água foi localizado a 7,36 m de profundidade.

3.5.2 Prova de carga em placa

Os ensaios de placa estáticos realizados foram com aplicação de carregamento rápido. O primeiro ensaio foi realizado em cava preenchida com solo compactado em cinco camadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo obtida em laboratório; o segundo, em solo compactado da mesma forma que o ensaio anterior mais com a inclusão de microgrelha entre as três primeiras camadas compactadas e o terceiro ensaio, realizado em solo natural.

O sistema de reação utilizado foi um caminhão Volvo caçamba (Figura 49) com capacidade de $12m^3$ que durante os ensaios estava completamente carregado com areia de escavação, com carga superior a 14 toneladas.

Figura 49: Caminhão utilizado como sistema de reação

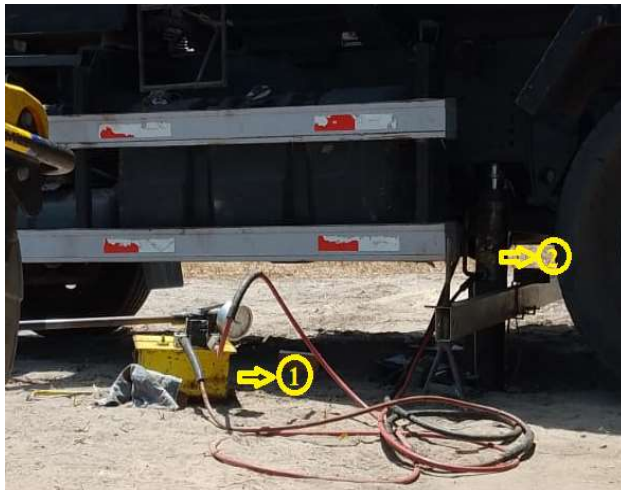


Fonte: Elaborada pela autora (2022).

O sistema de carga é composto pelos seguintes equipamentos, cuja numeração e função correspondem às indicadas na Figura 50 e Figura 51:

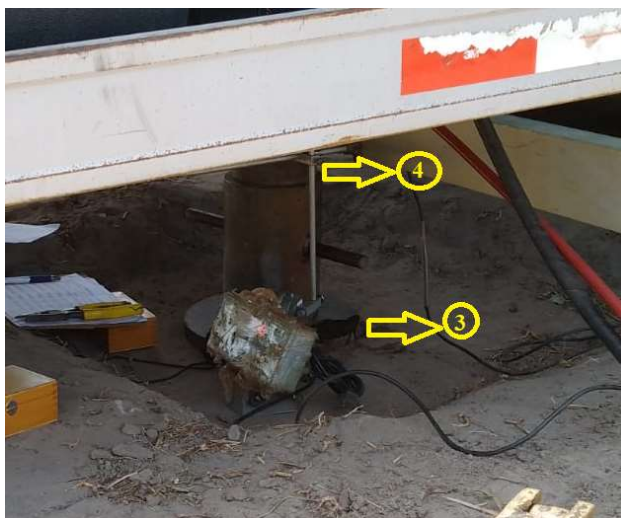
- (1) bomba com capacidade de 500kN – usada para acionar o macaco hidráulico;
- (2) macaco hidráulico com capacidade de 500 kN- acionar e aplicar as cargas de cada estágio conforme plano de carga;
- (3) placa metálica rígida circular de 0,30 metros – usada para simular a fundação;
- (4) complementos metálicos - usado para atingir a altura do sistema de reação para o encaixe adequado.

Figura 50- Detalhes do sistema de carga: bomba (1), macaco hidráulico (2)



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Figura 51- Detalhes do sistema de carga: placa metálica (3), complementos metálicos(4)



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

O sistema de medição utilizado foi composto pelos seguintes equipamentos, cuja numeração e função correspondem às indicadas na Figura 52:

- (5) dois extensômetros - cada extensômetro tem a função de medir o deslocamento vertical de cada lado;
- (6) célula de carga (capacidade de 300kN) - registrar as toneladas em cada estágio;
- (7) viga de referência - utilizada para evitar a interferência do sistema de reação durante o ensaio, nas leituras dos extensômetros, evitando assim, erros nas leituras;
- (8) dois suportes - apoiar a viga de referência;
- (9) dois braços metálicos- acoplar os dois extensômetros na viga de referência;
- (10) dois cronômetros - marcar o tempo necessário em cada estágio de carga para a leitura nos extensômetros.

Figura 52 – Equipamentos utilizados no sistema de medição



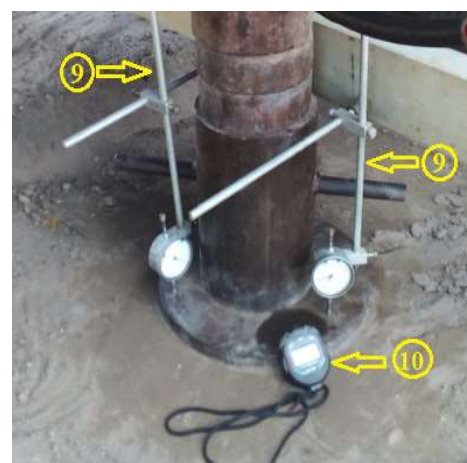
(a)



(b)



(c)

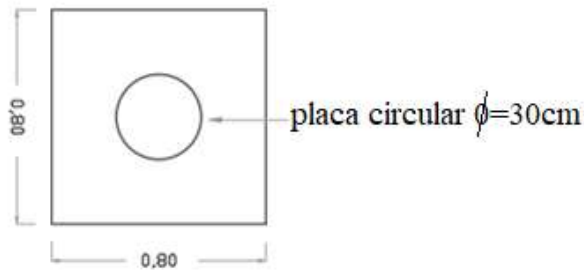


(d)

3.5.2.1 Modelos adotados para execução das PCE

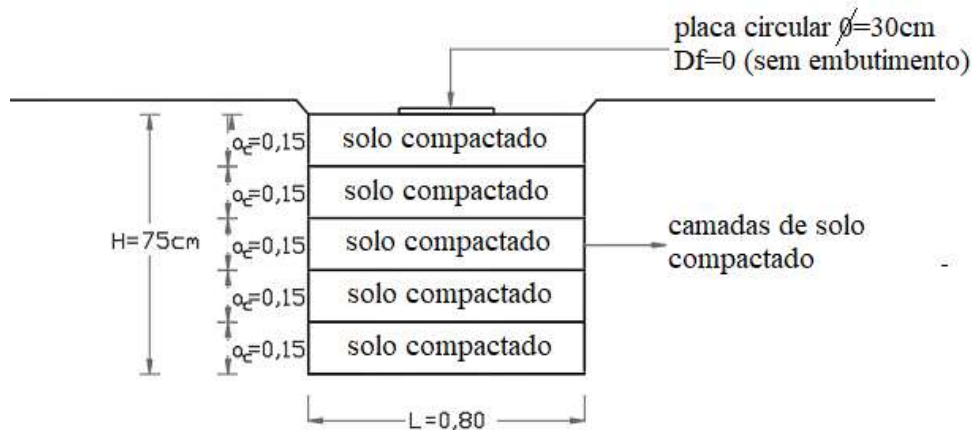
Foram adotados dois tipos de modelos nos locais de execução das provas de carga. A Figura 53 mostra a vista superior dos modelos e as Figuras 54 e 55 detalham as configurações dos modelos executados em perfil.

Figura 53- Vista superior dos modelos 1 e 2



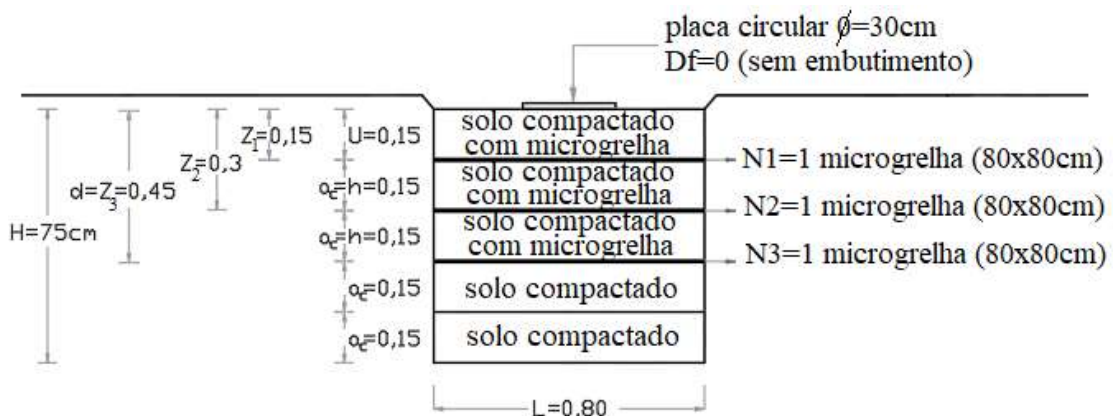
Fonte: Elaborada pela autora (2023).

Figura 54 – Modelo 1 - execução da cava de solo compactado 2



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

Figura 55 – Modelo 2 - execução da cava de solo compactado intercalado com microgrelhas



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

Onde;

- (u) = espaçamento entre a fundação e a camada superior de reforço;
- (a_c) = altura da camada compactada;
- (h) = espaçamento vertical entre reforços;
- (n) = número de camadas de reforço;
- $Z_{(n)}$ = profundidade da superfície do solo até a camada de reforço n;
- (d) = profundidade total de reforço;
- (L) = comprimento do reforço e da cava;
- (Df) = profundidade da fundação;
- (H) = altura da cava

A profundidade da cava foi definida com base no conceito de bulbo de tensões. Para uma placa circular, a profundidade de influência o bulbo de tensões equivale a $2B$, onde B é o diâmetro da placa. Nessa profundidade aproximadamente 90% das tensões foram dissipadas (Teixeira e Godoy, 1998), o que corrobora com as recomendações da norma NBR 6489 (ABNT, 2019), que considera como representativa tensões superiores a 10 % da tensão admissível (bulbo de tensões) para projetos para projetos de fundação direta. Baseado nessas recomendações, adotou-se uma profundidade superior a 60cm, de 75cm, para englobar a região que abrange o bulbo de tensões.

Segundo Sousa Pinto (2006) a altura da camada compactada (a_c) é geralmente estabelecida entre 15 a 20cm, pois a eficiência dos equipamentos para a compactação é diminuída para profundidades maiores. Por esse motivo, foi definido 15cm de altura para cada camada compactada.

O geossintético utilizado no desenho esquemático da Figura 55 foi uma microgrelha, fabricada e distribuída pela empresa Maccaferri, com o nome de MacGrid. A microgrelha apresenta abertura da malha de $2 \times 1,5$ mm. As características do produto são fornecidas pela fabricante Maccaferri na Tabela 1.

Tabela 1 - Tabela de características da microgrelha MacGrid®

Propriedades físicas			
Gramatura	EN ISO 2286	g/m ²	300 ± 21
Espessura	EN ISO 2286	mm	0,6 ± 0,05
Propriedades mecânicas			
Resistência à tração longitudinal (mín)	ASTM D6637	kN/m	45
Resistência à tração transversal (mín)	ASTM D6637	kN/m	45
Alongamento (máx)	ASTM D6637	%	15
Apresentação do rolo			
Largura		m	4,4
Comprimento		m	100

Fonte: Maccaferri (2019).

O espaçamento entre a fundação e a camada superior de reforço (u), o espaçamento vertical entre os reforços (h), a máxima profundidade total do reforço (d) e comprimento de cada microgrelha (L) foram feitos com base nos estudos de Sharma et al. (2009), que estudaram e compararam diferentes espaçamentos de reforços em modelos de solo reforçado. Para Sharma et al. (2009) as seguintes recomendações devem ser adotadas para maximizar a eficiência do reforço:

- A primeira camada de reforço deverá estar situada próxima da base da sapata a uma profundidade ótima de $u = 0,2.B$ a $0,5.B$ (onde B é a largura da sapata);
- O espaçamento vertical (h) entre os reforços deverá estar entre $0,2.B$ a $0,5.B$;
- A máxima profundidade total do sistema de reforço (d), deverá variar entre $1,0.B$ e $2,0.B$;
- O comprimento do reforço (L) deverá variar entre $2,0.B$ a $8,0.B$;

Com base nas orientações de Sharma et al. (2009) e nos resultados dos testes de carga realizados por Adams e Collin (1997), que observaram os melhores desempenhos de capacidade de carga ao utilizarem três camadas de geossintéticos (geogrelhas), foi decidido adotar no presente trabalho um modelo de solo reforçado com três camadas de microgrelhas intercaladas com solo compactado.

No modelo de solo reforçado testado, a microgrelha cobriu toda a área da cava ($0,8m \times 0,8m$) para maximizar o reforço. Esse comprimento foi selecionado para reduzir o esforço necessário durante a escavação e compactação do solo, estando um pouco acima do limite inferior de $2B$, com base nos estudos de Sharma et al. (2009).

3.5.2.2 Execução dos modelos

O estudo em questão realizou três ensaios de prova de carga em placa, buscando avaliar o comportamento do solo sob diferentes condições. Um ensaio foi realizado em solo natural, outro em solo compactado e o terceiro em solo compactado com microgrelha. Para a execução dos modelos experimentais (Figura 53 até 55), foram feitas escavações com as dimensões projetadas. No solo a ser compactado foi feita a correção de umidade e homogeneização com o revolvimento do solo em uma base cimentícia executada no local (Figura 56). Para controle da compactação em campo, utilizou-se uma balança eletrônica, Speedy e cilindro de cravação.

Figura 56 – Base cimentada para correção da umidade do solo



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

As compactações propriamente ditas foram executadas dentro da escavação com o auxílio de um compactador tipo “sapo”, modelo wacker bs50-2, à gasolina (Figura 57). O uso do equipamento mecânico permitiu otimizar o tempo de execução e uniformidade das camadas compactadas.

Figura 57 – compactador wacker bs50-2 gasolina



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

A quantidade de passadas foi definida em campo com base em um teste anterior à execução dos modelos, onde se verificou que uma média de quatro passadas era suficiente para obter os parâmetros de compactação adequados, confirmados pela verificação do grau de compactação através do cilindro de cravação e da umidade com o uso do aparelho Speedy.

3.5.2.3 Execução das provas de carga

- PCE1 - Prova de carga estática em solo compactado

O modelo físico reproduzido com camadas de solo compactado foi executado no dia 25 de outubro de 2022. Para preenchimento de cada camada, da cava foi calculada a massa de solo a ser compactado na umidade ótima, sendo necessário 196,8kg. A verificação da umidade antes da compactação foi feita in situ com o auxílio do speedy, sendo realizada a correção de umidade, quando necessário, com acréscimo de água para atingir a umidade ótima determinada em laboratório. Foi retirada uma pequena amostra para verificar a umidade na estufa.

A Figura 58 mostra o processo de homogeneização do solo, com acréscimo de água e revolvimento para atingir teor de umidade próximo à umidade ótima encima de um piso cimentado. Esse processo foi repetido em todas as camadas de solo executadas.

Figura 58 – correção da umidade do solo de cada camada



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Após homogeneizado o solo foi depositado na cava, uniformizado e compactado, conforme pode ser visto na Figura 59. Foram colocadas ripas de madeiras nas extremidades da

cava para proporcionarem uma melhor orientação para controlar e uniformizar as alturas de cada camada de solo compactado, que podem ser vistos na Figura 60.

Figura 59 – compactação das camadas de solo



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Figura 60 – controle da altura das camadas de solo compactado



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Após a compactação de cada camada, o peso específico aparente seco do solo era verificado por meio da cravação completa de um cilindro de volume e massa conhecidos. A cravação era realizada com cuidado nas extremidades da cava, a fim de evitar qualquer perturbação na área de influência do bulbo de tensões. A Figura 61 mostra o cilindro já cravado no solo, posicionado em uma das extremidades da cava.

Figura 61 – cravação do cilindro



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Após cravado, o cilindro era retirado com cuidado para ser pesado, conforme mostrado na Figura 62. De posse do peso do conjunto (cilindro + solo) e tendo conhecimento da massa e o volume do cilindro, bem como da umidade do solo, calculava-se o peso específico aparente seco. Após esse cálculo fazia-se a verificação do grau de compactação, que é a relação percentual entre peso específico aparente seco de campo e o peso específico aparente seco máximo de laboratório. A tolerância adotada da relação foi sempre maior ou igual a 95%.

Figura 62 – pesagem do conjunto cilindro de cravação e solo



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Uma vez atingido o grau de compactação mínimo de 95%, o solo era removido do cilindro, devolvido ao local de origem e recompactado. Esse processo de verificação e recompactação foi repetido para cada camada subsequente. Uma vez concluída a compactação,

o solo foi coberto com sacos de plástico e que por sua vez foram recobertos de solo para evitar perda de umidade do solo compactado, uma vez que a prova de carga seria realizada no dia seguinte. Detalhes desse recobrimento do solo podem ser visualizados na Foto 63.

Figura 63 – proteção da cava de solo compactado



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

No dia 26 de outubro de 2022, às 9:20 foi iniciada a montagem do sistema de reação e de medição no centro do modelo. O sistema de reação foi posicionado no eixo do caminhão, tendo a viga de referência sido colocada perpendicular a ele, visando pegar toda a carga do caminhão, como é mostrado na Figura 64.

Figura 64– execução do ensaio



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Os carregamentos foram aplicados de forma rápida com um total de 10 estágios de

carregamento e 5 descarregamentos. As leituras da deformação foram feitas através de dois extensômetros, nos instantes de tempo 0 e 10 minutos para todos os estágios, exceto para o último estágio, onde as leituras foram realizadas nos tempos 0, 10, 30, 60, 90 e 120 minutos. Ao término desse tempo iniciou-se o descarregamento, sendo nos instantes de 0 e 10 minutos nos 4 primeiros e no último nos tempos de 0, 10, 30 e 60 min, como descrito na NBR 6489 (ABNT, 2019).

Para os carregamentos em cada estágio, foram definidos incrementos de peso aferidos na célula de carga e suas correspondentes cargas de ensaio. Os acréscimos foram de 10% a cada estágio, com incrementos uniformes de 160 kPa até atingir a pressão máxima de 1600 kPa, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2-Determinação das pressões de ensaio

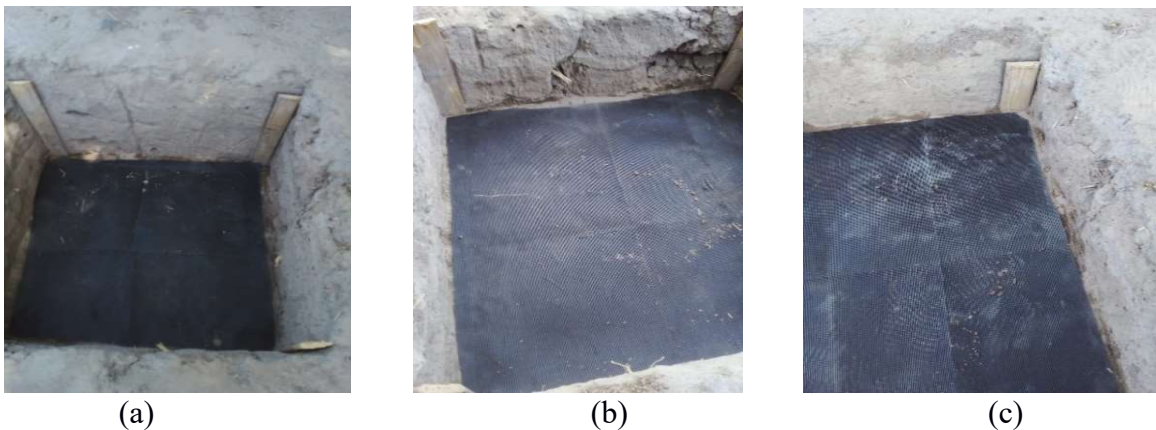
	Estágio	Carga (kN)	Pressão (kPa)
Carregamento	1	11,31	160
	2	22,62	320
	3	33,93	480
	4	45,24	640
	5	56,55	800
	6	67,86	960
	7	79,17	1120
	8	90,48	1280
	9	101,79	1440
	10	113,10	1600
Descarregamento	1	90,48	1280
	2	67,86	960
	3	45,24	640
	4	22,62	320
	5	0,00	0

Fonte: Elaborada pela autora (2022).

- PCE2 - Prova de carga em solo compactado com microgrelha

No dia 26 de outubro de 2022 a segunda cava foi preenchida com camadas de solo compactadas e intercaladas com microgrelhas, conforme o modelo 2 da Figura 54. O preenchimento da cava e o controle de compactação seguiram o mesmo procedimento utilizado no modelo anterior, com 3 camadas de microgrelhas instaladas a cada 15 cm de profundidade. A Figura 65 apresenta a profundidade $z_{(n)}$, que indica a medida vertical da superfície do solo até cada camada de reforço, conforme especificado: (a) primeira à profundidade $z_1=15\text{cm}$, (b) segunda à profundidade $z_2= 30\text{cm}$ e (c) terceira à profundidade $z_3 =45\text{cm}$.

Figura 65-ilustra a posição de cada reforço n em relação a superfície do solo



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Após a colocação da última camada de microgrelha, procedeu-se com a compactação da última camada, com devido controle de compactação, utilizando o Speedy e cilindro de cravação (Figura 66).

Figura 66 – uso do cilindro de cravação



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Adotou-se o mesmo procedimento antes da realização da prova de carga para o modelo anterior que foi de cobrir o modelo com saco de plástico e que por sua vez foram recobertos por solo. No dia 27 de outubro de 2022, às 7:00 foi iniciada a montagem do sistema de reação e de medição. Após verificado todo o sistema ensaio, foram iniciados os ciclos de carregamento, visto na Figura 67. Os ciclos de carregamentos foram executados da mesma forma que no modelo que usou somente solo compactado (PCE1), com a aplicação dos carregamentos de forma rápida, no total de 10 estágios de carregamento e 5 estágios de descarregamento, conforme a Tabela 2. As leituras das deformações também seguiram os mesmos passos realizados na PCE1.

Figura 67- Execução da PCE2



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

- PCE3 - Prova de carga em solo natural

Após concluída a prova de carga PCE2, às 12:45 do mesmo dia 27 de outubro de 2022, com o sistema de reação e de medição montado, deu-se início a aplicação dos ciclos de carregamento, no solo natural, como pode ser visto na Figura 68. Vale destacar que no dia anterior a montagem do ensaio foi removida uma camada superficial de solo a afim de retirar a matéria orgânica existente no local e deixar a superfície plana para o posicionamento da placa, sendo mantida a mesma profundidade de assentamento.

Figura 68- Execução da PCE3



Fonte: Elaborada pela autora (2022).

Os estágios de carregamentos foram executados da mesma forma dos modelos anteriores, com carregamentos de forma rápida, no total de 10 estágios de carregamento e 5 estágios de descarregamento, conforme plano de cargas da Tabela 2. As leituras das deformações foram lidas através de dois extensômetros, seguindo o mesmo tempo de espera para as leituras das deformações em cada estágio carregamento e de descarregamento.

Ao analisar a placa após o ensaio, verifica-se que o solo sofreu um pequeno deslocamento; entretanto, observa-se uma penetração ligeiramente maior em comparação aos demais ensaios.

Foi realizado também uma análise de melhoria das cargas de ruptura nos ensaios de campo desta pesquisa e a cargas de ruptura em ensaios de laboratório através dos métodos teóricos de Terzaghi (1943) para solos saturados ou secos e Vanapalli e Mohamed (2007) para solos não saturados. Os dados foram baseados nos trabalhos de Almeida (2018) e Teles Junior (2022), cujos ensaios foram realizados com amostras do campo experimental de fundações da UFC. Os resultados serão apresentados no capítulo a seguir.

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo, são apresentados os resultados da caracterização do subsolo por meio dos seguintes ensaios de laboratório: análise granulométrica, densidade real dos grãos, umidade natural e compactação. Em seguida, são apresentados os resultados dos ensaios de prova de carga direta em campo: (a) em solo natural, (b) em solo compactado e (c) em solo compactado reforçado com microgrelhas. Os resultados obtidos nas provas de carga foram extrapolados usando o método de extrapolação de Décourt. Adicionalmente foi feito um comparativo entre resultados obtidos por meio de métodos teóricos e das provas de carga. Os resultados serão apresentados e acompanhados de suas requeridas análises e discussões.

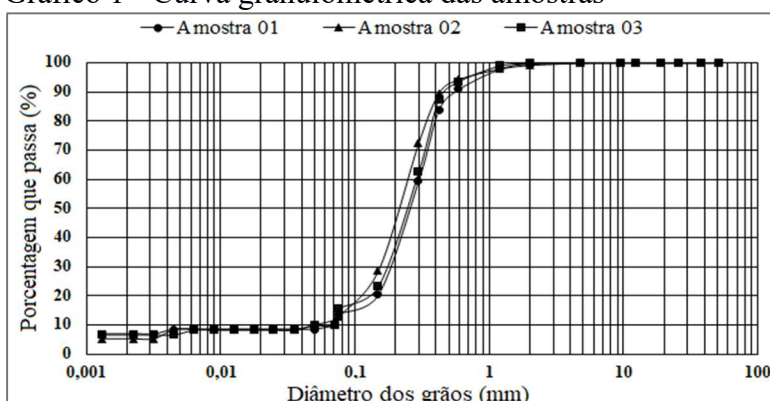
4.1 Ensaios de laboratório

4.1.1 Granulometria

O Gráfico 1 mostra as curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação das três amostras deformadas retiradas. Na amostra 1, foram encontrados os seguintes percentuais: 92 % de areia; 1 % de silte; e 7 % de argila. Na amostra 2, a distribuição foi a seguinte: 90 % de areia; 2 % de silte; e 8 % de argila. Já na amostra 3, a análise resultou nas seguintes quantidades: 90 % de areia; 3 % de silte; e 7 % de argila.

As análises indicaram que o material é predominantemente arenoso e homogêneo, com aproximadamente 10% de finos, o que favorece um comportamento drenado e viabiliza a realização de provas de carga rápidas. Segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), as três amostras foram classificadas como SW, apresentando coeficientes de não uniformidade (CNU) de 4,95, 5,0 e 5,91 e coeficientes de curvatura (CC) de 2,05, 2,05 e 2,4, respectivamente. Esses valores caracterizam o solo como bem graduado e não uniforme.

Gráfico 1 - Curva granulométrica das amostras



Fonte: Elaborada pela autora (2024).

4.1.2 Densidade real dos grãos

O ensaio de Densidade real dos grãos (Gs), determinado através do método do picnômetro, foi realizado nas três amostras coletadas, sendo utilizada a média aritmética dos resultados das três amostras ensaiadas, sendo a densidade média de 2,66.

4.1.3 Limite de Atterberg

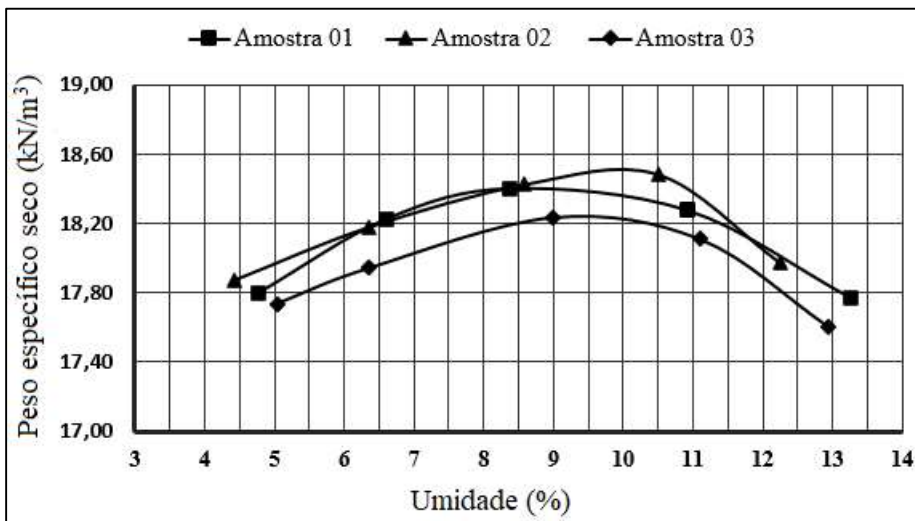
Os ensaios de limite de liquidez e de limite de plasticidade demonstram que o solo se apresentou com características não plásticas.

4.1.4 Compactação

O ensaio de compactação do solo foi realizado com a energia Proctor normal foi realizado nas três amostras coletadas, resultando nas curvas de compactação mostradas no Gráfico 2. Neste gráfico, observa-se que as curvas dos três ensaios possuem uma curvatura suave, característica típica de solos arenosos.

Para a execução dos ensaios de campo, utilizou-se a média dos resultados dos três ensaios do peso específico aparente seco máximo do solo, que foi de 18,37 kN/m³, e a umidade ótima do solo (w), que foi de 9,3%.

Gráfico 2 – Curvas de compactação



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

4.2 Ensaios de Campo

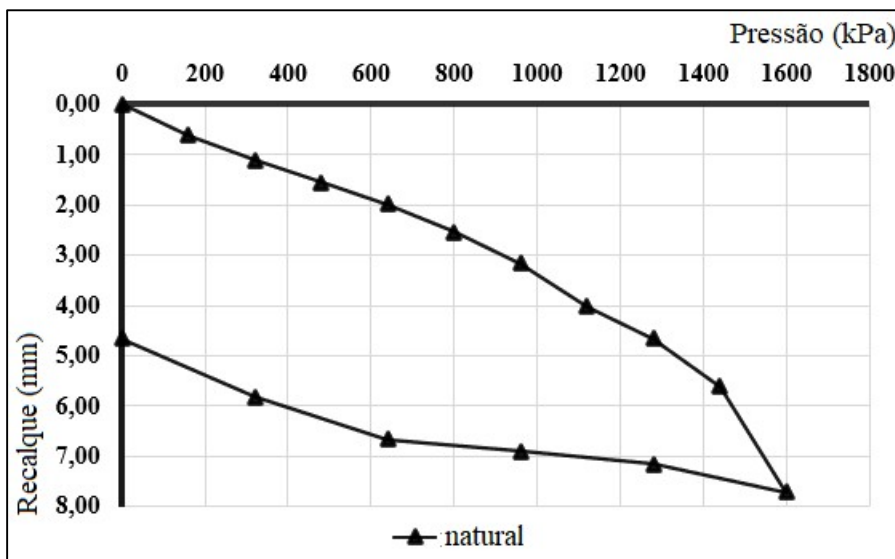
4.2.1 Prova de carga em placa

4.2.1.1 Prova de carga no solo natural

No Apêndice A são apresentados os estágios de carga aplicada e a medição dos seus respectivos deslocamentos na prova de carga no solo natural, conforme procedimento de estágios de carga descrito na metodologia (Tabela 2). Atráves do uso de dois extensômetros, foram feitas medidas de deslocamento vertical em cada tempo e estágio de carga, e desses valores determinado o deslocamento médio para elaboração da curva pressão x recalque. A curva Pressão x recalque medido no topo da placa metálica é apresentada no Gráfico 3.

No Gráfico 3 verifica-se que o ensaio foi realizado até a pressão de 1600kPa, resultando em um recalque de 7,71 mm. No descarregamento, o recalque residual foi de 4,66mm. Conforme verificado no ensaio não houve indícios de ruptura, sendo utilizado o método de extrapolação de Décourt (1996a,1999) , utilizando os resultados obtidos do teste de carga para determinação da ruptura convencional e verificação da inexistência de ruptura física em fundações diretas.

Gráfico 3 – Curva Pressão x recalque de prova de carga em solo natural



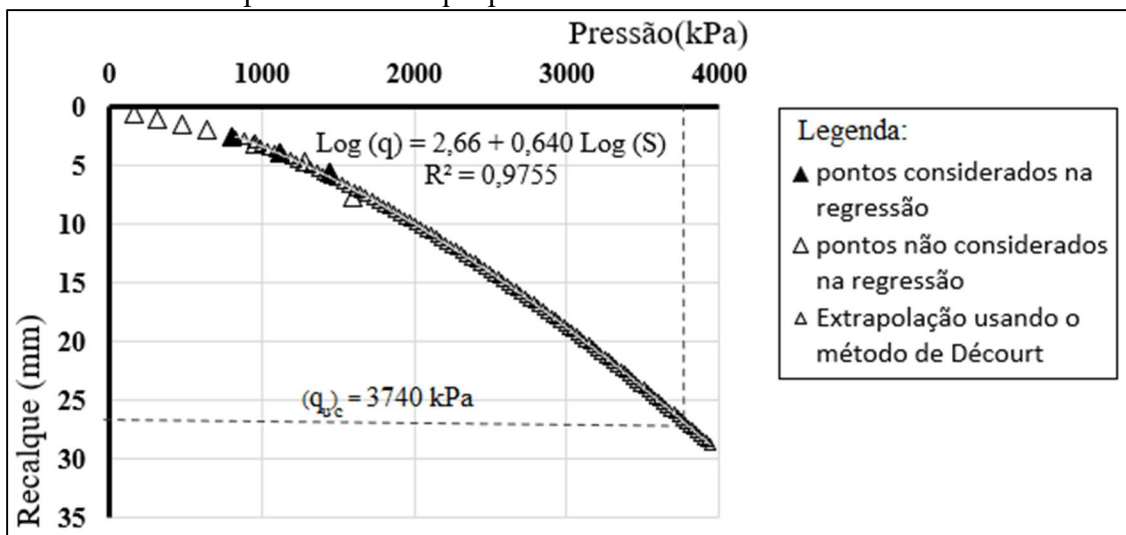
Fonte: Elaborada pela autora (2023).

O Gráfico 4 apresenta a aplicação do método de Décourt com a apresentação da curva de regressão de melhor ajuste para o solo natural com sua respectiva equação, permitindo

estimar o comportamento do solo sob diferentes condições de carregamento. A extrapolação dessa curva indica que a ruptura convencional $(q_u)_c$ do solo ocorreu a uma pressão de 3740 kPa, pressão essa que corresponde ao recalque de 26,58mm, que conforme Décourt equivale a 10% da largura equivalente (B_{eq}) , onde $(B_{eq}) = \sqrt{A}$, “A” sendo sua área da sapata.

No Gráfico 4 há pontos que não foram usados na regressão, pois buscou-se o melhor ajuste para a curva, ou seja, a equação com maior coeficiente de correlação (R^2). De posse do melhor ajuste a equação obtida permitiu executar as extrapolações, assim obter para determinada carga seu respectivo recalque.

Gráfico 4 – Curva pressão x recalque pelo método de Décourt em solo natural



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

No Apêndice D pode-se acompanhar uma sequência de cálculo usando o método de Décourt, método esse baseado no conceito de rigidez. A aplicação do método será apresentada com uso de um dos resultados das provas de carga desse trabalho.

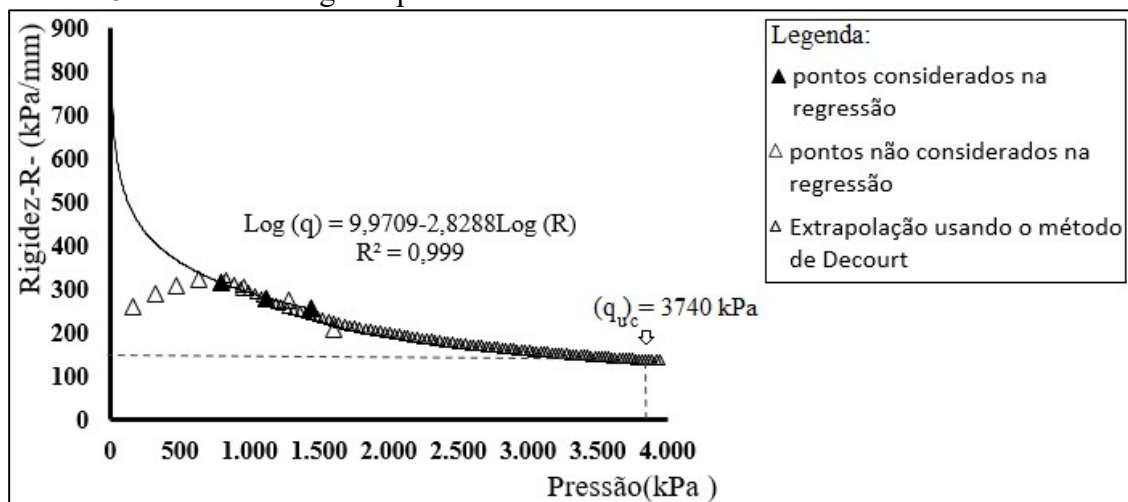
O Gráfico 5 é o resultado da curva pressão versus rigidez com os dados extrapolados pelo método de Décourt. Observa-se que conforme a pressão aumenta, a rigidez diminui, havendo uma tendência clara de se aproximar de uma assíntota sub- horizontal, sem tocar o eixo da abscissa, comprovando que não houve ruptura física $(q_u)_u$ (representada pelo ponto de rigidez zero), fato que corrobora com a teoria de Décourt. No ponto de ruptura convencional, cuja pressão é 3740 kPa a rigidez do solo é de 140 kPa/mm.

O comportamento apresentado no Gráfico 5 de pressão versus rigidez pode ser explicado com base na teoria de Lambe e Whitman (2004) sobre a resposta mecânica de solos arenosos compactos submetidos a carregamento. Inicialmente, observa-se um aumento na

rigidez, o que ocorre devido à redução dos vazios entre os grãos do solo à medida que a pressão aplicada se intensifica. Esse fenômeno é característico de solos granulares densos, onde a elevada compactidade inicial pode melhorar o intertravamento entre partículas, tornando o solo mais resistente à deformação. Segundo Lambe e Whitman (2004), esse efeito pode ocorrer porque, na fase inicial do carregamento, as partículas do solo se ajustam, melhorando o intertravamento entre as partículas, resultando em uma resposta mais rígida.

No entanto, à medida que a tensão aplicada aumenta além de um determinado limite, observa-se uma redução da rigidez no Gráfico 5, o que pode ser associado ao fenômeno de dilatação descrito por Lambe e Whitman (2004). Em solos arenosos compactos, quando a carga aplicada ultrapassa um certo nível, os grãos começam a se reorganizar para acomodar as tensões cisalhantes, gerando um aumento no volume do solo e uma perda gradativa da rigidez. Esse comportamento ocorre porque a estrutura granular compactada atinge um ponto em que não é mais possível comprimir os vazios remanescentes, forçando os grãos a se deslocarem e dissipando parte da energia aplicada em movimentos internos. No gráfico 5, essa transição é visível no declínio da rigidez com o aumento da pressão, refletindo a mudança no mecanismo de deformação do solo. Assim, os resultados obtidos estão de acordo com a literatura geotécnica e evidenciam a influência da dilatação na resposta mecânica de solos arenosos compactos sob carregamento.

Gráfico 5 – Pressão x Rigidez pelo método de Décourt em solo natural



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

4.2.1.2 Prova de carga no solo compactado

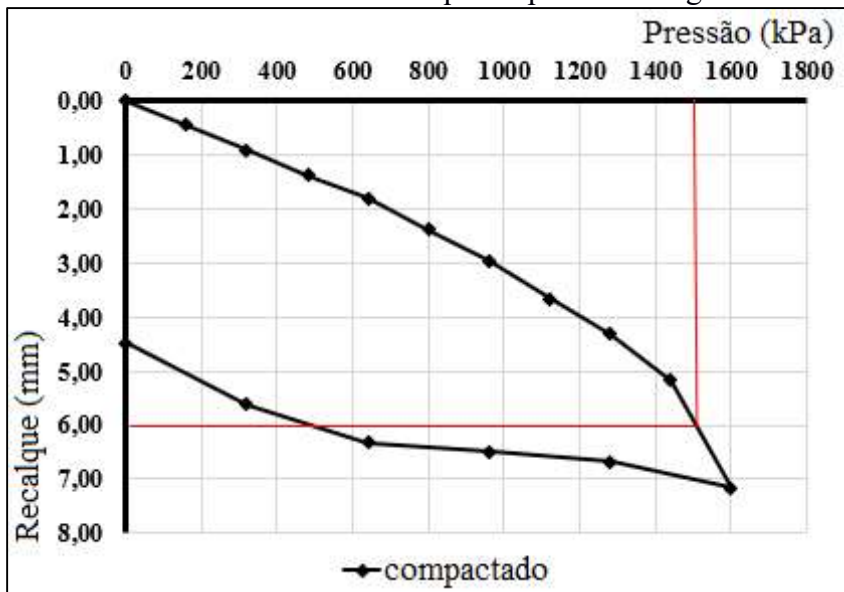
No Apêndice B são apresentados os estágios de carga aplicados no ensaio de prova

de carga com solo compactado com a medição dos seus respectivos deslocamentos, fazendo uso do procedimento de estágios de carga descrito na Tabela 2.

Seguindo o mesmo procedimento realizado em solo natural, com uso dos extensômetros, foram determinadas as leituras médias dos deslocamentos gerados em cada carga aplicada. A curva pressão x recalque obtida no ensaio é apresentada no Gráfico 6.

No Gráfico 6, observa-se que o ensaio de prova de carga direta do solo compactado foi realizado até a pressão de 1600 kPa, resultando em um recalque de 7,16 mm. No descarregamento, o recalque residual foi de 4,48 mm. Comparando com a prova de carga do solo natural, verifica-se uma redução de recalque de 7,13%. Observa-se também que o solo compactado suporta pressões maiores para um mesmo nível de recalque, em comparação ao solo natural, evidenciando uma melhoria na sua rigidez ao longo da curva pressão x recalque. Como exemplo dessa tendência, para um recalque de referência de 6 mm, verifica-se que a pressão suportada pelo solo compactado é 50 kPa superior à do solo natural.

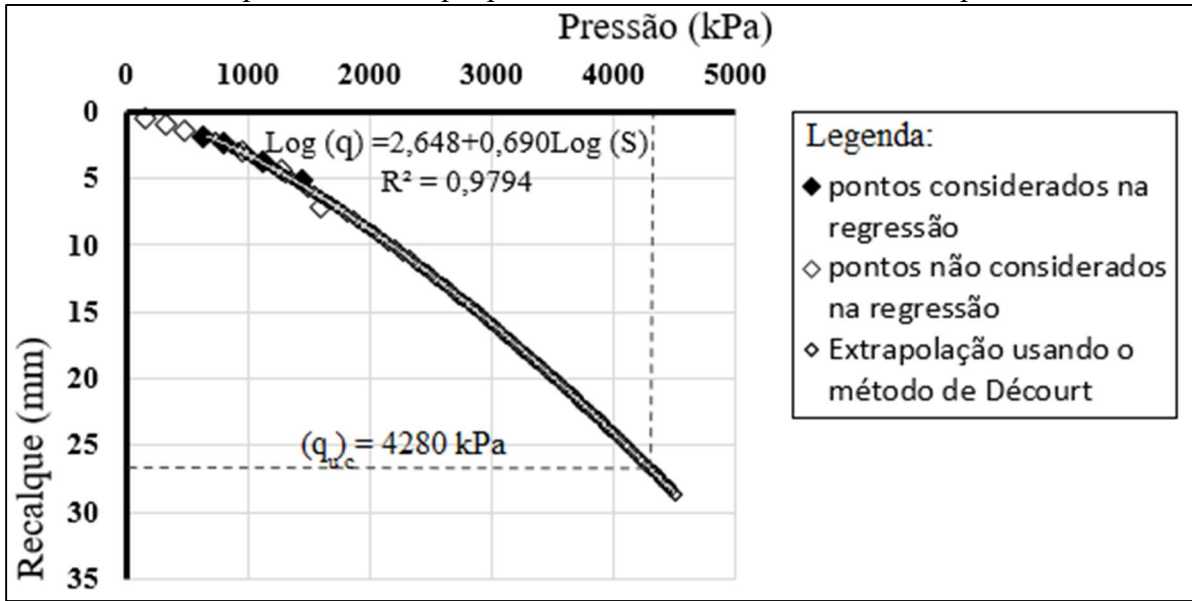
Gráfico 6 – Curva Pressão x recalque de prova de carga em solo compactado



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

Novamente não houve indícios de ruptura, sendo assim foi utilizado o método de extrapolação de Décourt (1996a,1999) com base nesses resultados desse teste de carga para determinar a ruptura. O Gráfico 7 apresenta a curva pressão versus recalque da PCE do solo compactado com o melhor ajuste, ou seja, melhor coeficiente de correlação $R^2 = 0,9794$, com sua respectiva equação. A extrapolação dessa curva indica que a ruptura convencional (q_u)_c do solo ocorre a uma pressão de 4280 kPa.

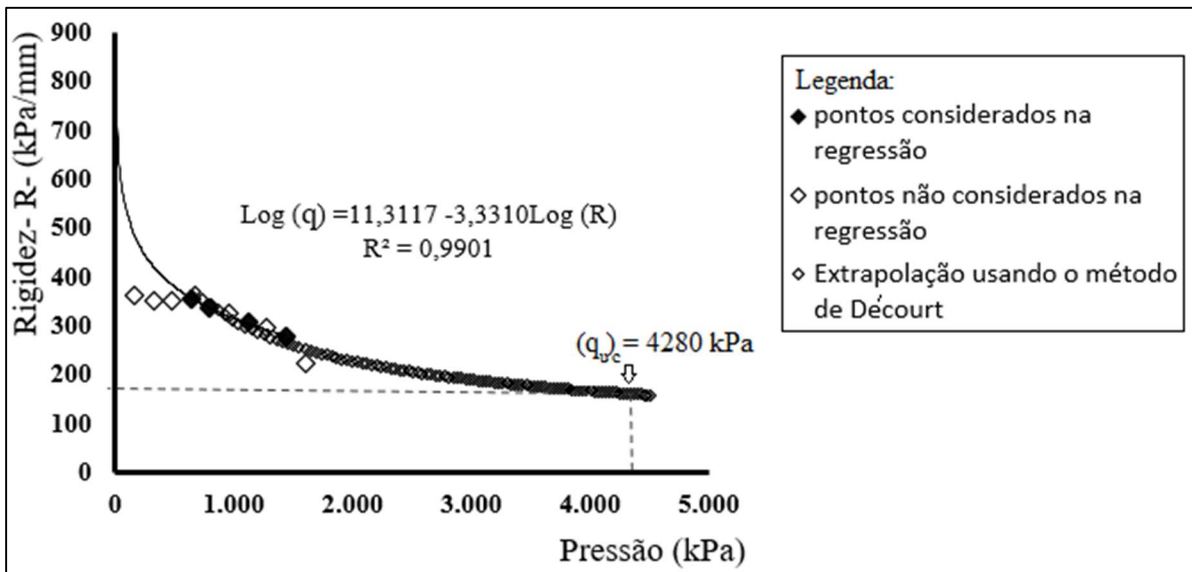
Gráfico 7 – Curva pressão x recalque pelo método de Décourt no solo compactado



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

No Gráfico 8 é apresentado o resultado da curva pressão versus rigidez do solo compactado com uso da extrapolação pelo método de Décourt. Verifica-se que a medida que a pressão é aplicada, o solo se torna menos rígido e a curva se aproxima de uma assíntota sub-horizontal, não tocando o eixo da abscissa, logo também não há ruptura física (representada pelo ponto de rigidez zero). Observa-se que na ruptura convencional a rigidez é 161 kPa/mm.

Gráfico 8 – Curva Pressão x Rigidez pelo método de Décourt do solo compactado



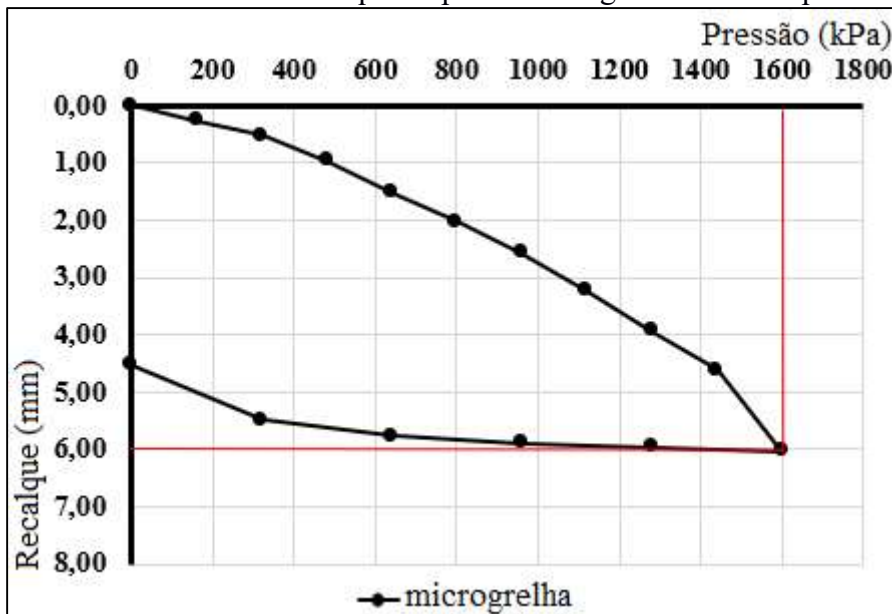
Fonte: Elaborada pela autora (2023).

4.2.1.3 Prova de carga no solo compactado com microgrelha

No Gráfico 9 é apresentada a curva pressão x recalque para o solo em condição compactado com microgrelhas, com os estágios de carga versus recalque no carregamento e descarregamento, conforme Apêndice C. Da mesma forma que as provas de carga anteriores foram utilizadas as leituras médias dos deslocamentos fornecidas pelos extensômetros para cada carga aplicada.

A curva pressão versus recalque apresentada no Gráfico 9, retrata o ensaio de prova de carga direta do solo compactado com microgrelha, este ensaio foi realizado também até a pressão de 1600 kPa, resultando em um recalque de 6,01 mm. No descarregamento, o recalque residual foi de 4,45mm. Observa-se uma redução de 22% nos recalques da PCE em solo compactado com microgrelha em relação a PCE em solo natural e 16,06% em relação a PCE em solo compactado.

Gráfico 9 – Pressão x recalque de prova de carga em solo compactado com microgrelhas.

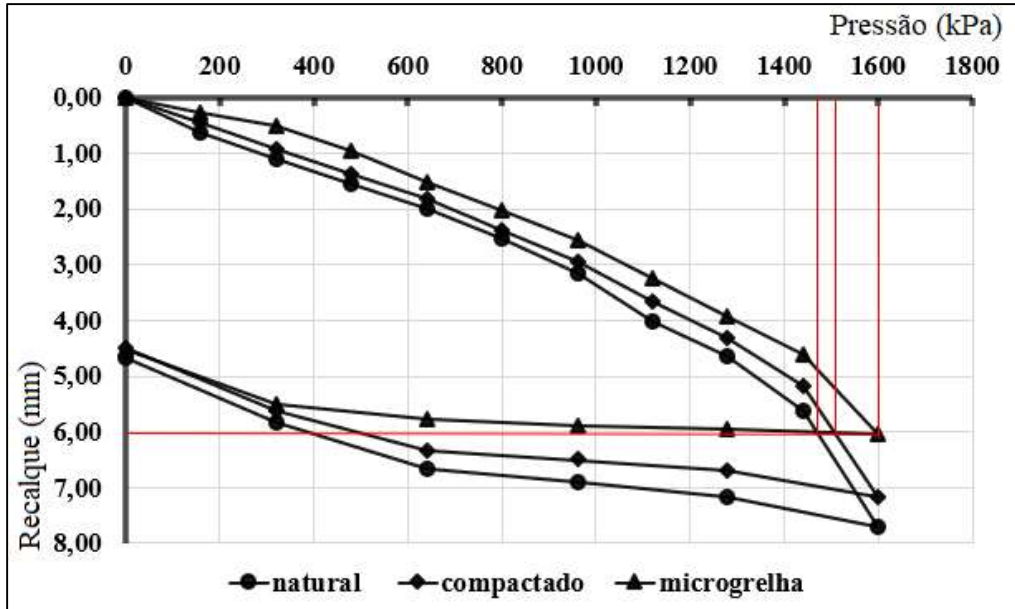


Fonte: Elaborada pela autora (2023).

Observa-se também que o solo compactado com microgrelha suporta maiores pressões para um mesmo nível de recalque, indicando um aumento na rigidez do solo. Esse comportamento pode ser observado ao longo da curva pressão x recalque. Como referência, para um recalque de 6 mm, verifica-se que a pressão suportada pelo solo compactado com microgrelha é 140 kPa superior à do solo natural e 90 kPa maior em relação ao solo apenas

compactado, evidenciando a eficácia da técnica no aumento da resistência à deformação, conforme apresentado no Gráfico 10.

Gráfico 10 – Pressão x recalque das prova de carga provas de carga realizadas

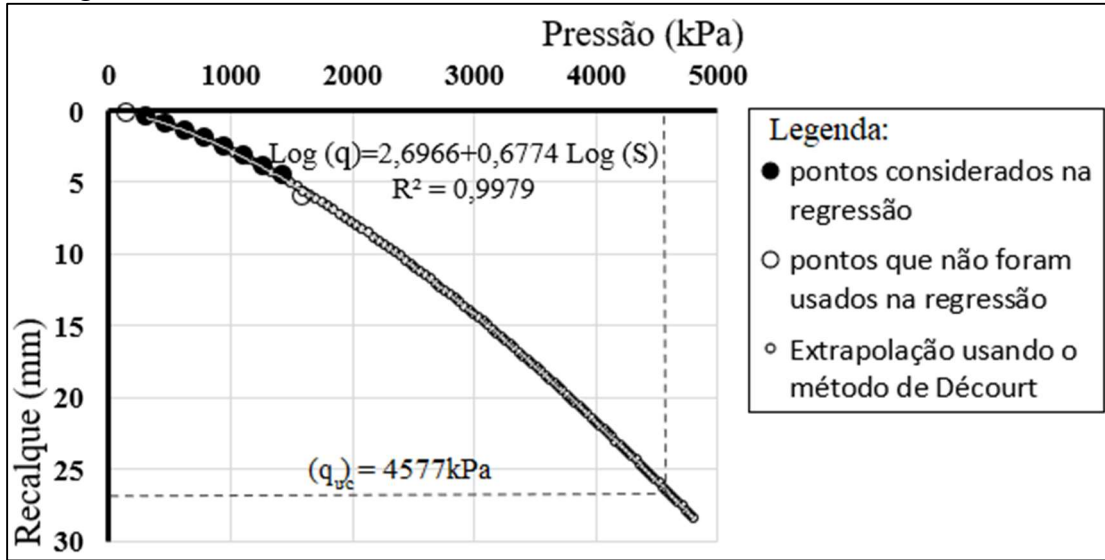


Fonte: Elaborada pela autora (2023).

Novamente não houve indícios de ruptura. Para determinação da ruptura foi utilizado o método de extrapolação de Décourt (1996a,1999) com base nesses resultados desse teste de carga. O Gráfico 11 apresenta a curva pressão versus recalque resultante do uso do método de regressão de Décourt em prova de carga de solo compactado com microgrelha e a equação gerada com o seu melhor ajuste. A extrapolação dessa curva indica que a ruptura convencional do solo ocorre há uma pressão de 4577 kPa.

No Gráfico 11, verifica-se que durante a montagem das correlações lineares entre $\text{Log}(q)$ e $\text{Log}(S)$, praticamente todos os pontos da prova de carga foram usados nas correlações, não necessitando de diferentes combinações de critérios para ajustar o melhor coeficiente de correlação. O solo compactado com microgrelha gerou um gráfico com dados de campo mais ajustados a curva gerada estatisticamente do que os da prova de carga em solo natural e da prova de carga em solo compactado, fato esse verificado pelo maior valor de R^2 que foi igual a 0,9979.

Gráfico 11– Curva pressão x recalque pelo método de Décourt no solo compactado com microgrelhas

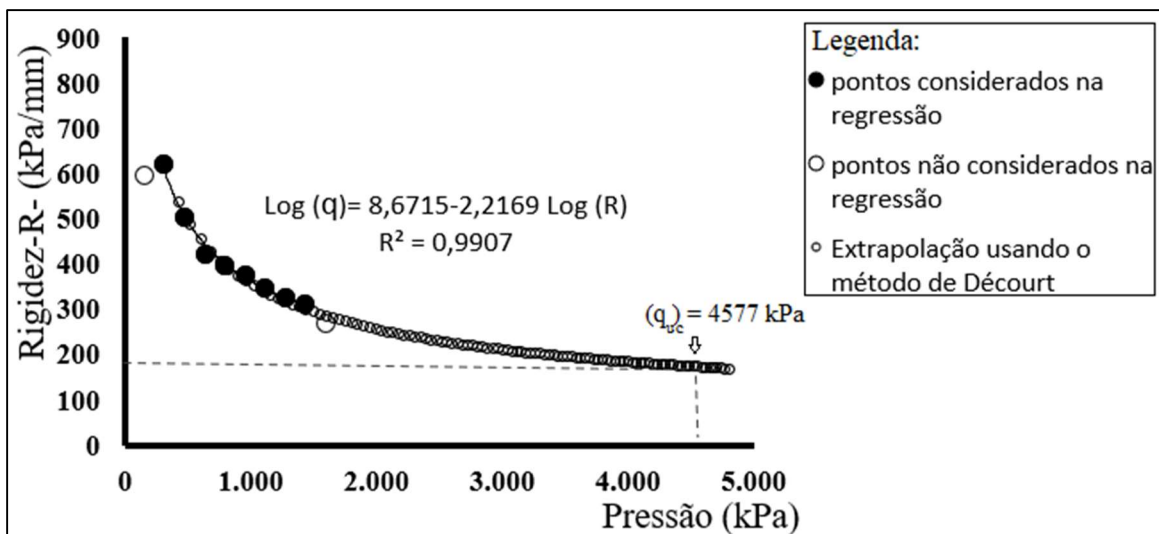


Fonte: Elaborada pela autora (2023)

O Gráfico 12 apresenta a curva pressão versus rigidez do solo compactado com microgrelha com uso da extrapolação pelo método de Décourt. O gráfico demonstra que a medida que a pressão aumenta no solo, a rigidez diminui, no entanto ela não chega a zero.

A curva vai aproximando de uma assíntota sub- horizontal, sem tocar o eixo da abscissa, novamente não se observando o ponto de rigidez igual a zero, comprovando que não há também ruptura física. Observa-se que na ruptura convencional a rigidez é 173 kPa/mm.

Gráfico 12 – Curva Pressão x Rigidez pelo método de Décourt em prova de carga de solo compactado com microgrelhas

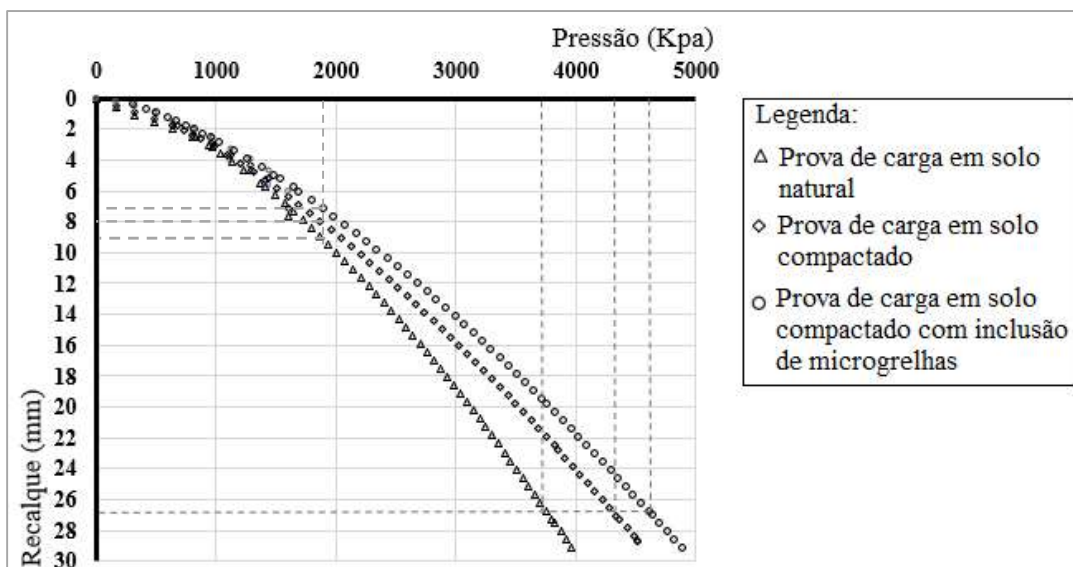


Fonte: Elaborada pela autora (2023).

O Gráfico 13 relaciona as curvas pressão versus recalque dos três ensaios realizados. A análise permite constatar que as técnicas de melhoramento aplicadas ao solo resultaram em um aumento da tensão de ruptura convencionada. Os resultados indicam que a compactação do solo elevou a tensão de ruptura em 14,43%, passando de 3740 kPa para 4280 kPa. A combinação da compactação com a microgrelha mostrou-se ainda mais eficaz, com um aumento de 22,38% na tensão de ruptura, alcançando 4577 kPa.

Verifica-se no Gráfico 13 que, para um mesmo nível de tensão, os recalques são reduzidos com a aplicação das técnicas de melhoramento do solo. Para fins de comparação dos recalques, atribuiu-se a tensão admissível de 1870 kPa, correspondente a um fator de segurança igual a 2 aplicado sobre a pressão de ruptura convencionada no solo natural (3740 kPa). Sob essa tensão, o recalque medido na prova de carga em solo natural foi de 9,11 mm, reduzindo para 8,12 mm na prova de carga em solo compactado, uma diminuição de 11%. A incorporação da microgrelha à compactação resultou em um recalque de 7,0 mm, representando uma redução total de 23% em relação ao solo natural e de 14% em relação ao solo compactado. Assim percebe-se que com o uso das técnicas de melhoramento, o solo se torna mais rígido recalcando menos em relação ao solo natural para a mesma tensão aplicada, aumentando assim sua capacidade de suporte, o que corrobora com as melhorias das propriedades mecânicas observadas por Teles Junior (2022) em seus ensaios no triaxial com solo compactado e solo compactado com microgrelhas.

Gráfico 13 – Curva Pressão x recalque de provas de carga em solo natural, compactado e compactado com microgrelhas com uso do método de Décourt



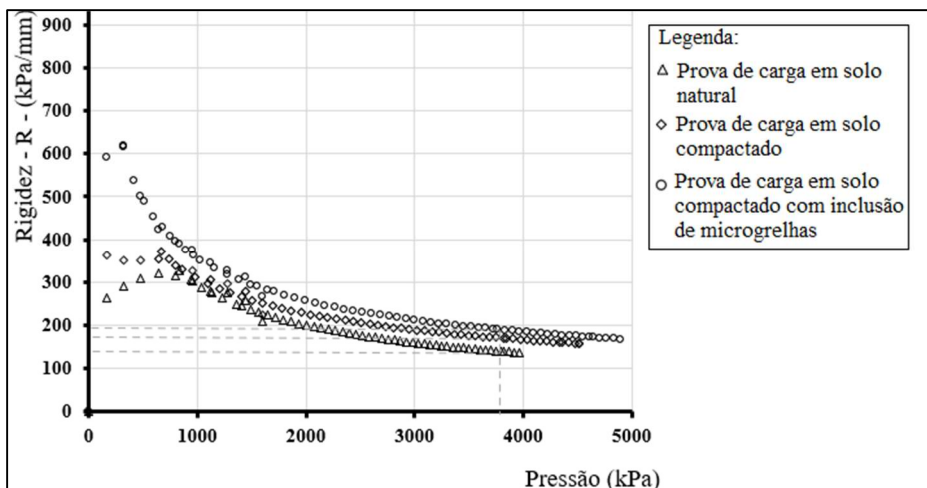
Fonte: Elaborada pela autora (2023).

O Gráfico 14 relaciona as curvas pressão versus rigidez para as três provas de carga realizadas. Verifica-se que a medida que a pressão aplicada aumenta, as três curvas passam a ter comportamentos parecidos, tendendo a uma assintota horizontal, sem tocar o eixo x. O solo compactado com microgrelha foi o que apresentou uma maior rigidez no decorrer da aplicação das cargas.

Verifica-se que para o mesmo nível de tensão há um aumento de rigidez com o uso das técnicas de melhoramento. A nível de comparação atribuiu-se a tensão admissível obtida na prova de carga em solo natural. A rigidez obtida na prova de carga em solo natural foi de 206,76 kPa/mm, enquanto a prova em solo compactado foi de 232,67 kPa/mm, correspondendo a um aumento de rigidez de 13%. A combinação da compactação com a microgrelha mostrou-se ainda mais eficiente, com uma rigidez de 264,27 kPa/mm, representando um aumento de rigidez de 28% em relação ao solo natural. A rigidez do solo compactado com microgrelha é aproximadamente 14% maior do que a do solo compactado.

Ainda na Figura 14, verifica-se que, à medida que a pressão aplicada ultrapassa a pressão de ruptura convencional do solo natural (3740 kPa), a diferença entre a rigidez do solo compactado com microgrelha e do solo só compactado se torna menos pronunciada. Esse comportamento sugere que, sob tensões mais elevadas, a eficiência da microgrelha pode ser limitada, possivelmente devido à exaustão do efeito de confinamento ou a mudanças na estrutura do solo. Sob cargas mais altas, as partículas do solo podem sofrer uma reorganização, diminuindo o atrito interno e a interação entre o solo e a microgrelha, reduzindo a capacidade do reforço de restringir os deslocamentos.

Gráfico 14 – Curva Pressão x rigidez de provas de carga em solo natural, compactado e compactado com microgrelhas com uso do método de Décourt



Fonte: Elaborada pela autora (2023).

Em relação à obtenção do coeficiente de reação vertical, Bowles (1996) sugere que esse parâmetro de deformação pode ser determinado a partir da inclinação de uma reta secante no gráfico tensão-recalque. O autor recomenda considerar um intervalo de até 25 mm (1 polegada) para essa obtenção, mas ressalta que valores médios podem ser adotados com base em diferentes secantes da curva. Dessa forma, neste estudo, optou-se por considerar um intervalo de 0 a 10 mm, buscando representar um comportamento mais próximo das condições de serviço da estrutura.

A partir da equação 5, obteve-se coeficientes de 199 kPa/mm (199 MPa/m) para o solo natural, 219 kPa/mm (219 MPa/m) para o solo compactado, e 238 kPa/mm (238 MPa/m) para o solo compactado com microgrelha. Os valores obtidos no coeficiente de reação vertical demonstram a eficácia das técnicas de melhoramento do solo na melhoria da rigidez. Esses valores estão de acordo com o esperado para solos arenosos, valores da ordem de 140 MPa/m ou mais, conforme descrito por Sousa e Thomas (1986), citados por Ferreira (2004).

O solo compactado com microgrelha apresentou um aumento de 20% na rigidez em comparação ao solo natural, enquanto o solo compactado apresentou uma melhoria de 10%. Além disso, o uso de microgrelha proporcionou um ganho adicional de 9% na rigidez em relação ao solo compactado. Esses resultados evidenciam a contribuição dessas técnicas para a otimização das propriedades mecânicas do solo, tornando o solo mais rígido, aumentando a capacidade de suporte.

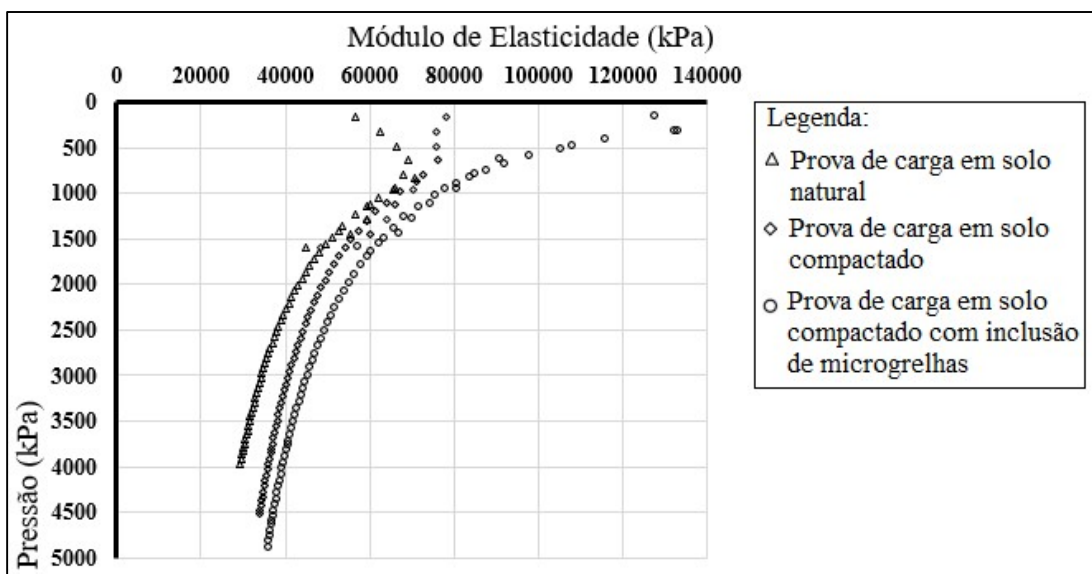
O módulo de deformabilidade (E) é um parâmetro essencial para caracterizar o comportamento mecânico dos solos. Para investigar a variação desse parâmetro em função de diferentes pressões aplicadas, os resultados dos ensaios foram analisados com base na teoria da elasticidade. Considerando a estratigrafia obtida no ensaio SPT (Figura 48), verificou-se que tanto o solo na camada de realização do ensaio quanto na área de influência do bulbo de tensões eram iguais. Assim, adotou-se a hipótese de meio homogêneo. Com um coeficiente de Poisson de 0,3, valor típico para areias, foi possível construir o Gráfico 15, que relaciona o módulo de deformabilidade (E) com as diferentes pressões aplicadas nos três ensaios realizados. Esse gráfico permite avaliar a influência da tensão aplicada na deformabilidade do solo.

Verifica-se no Gráfico 15 que o intervalo de valores dos módulos de elasticidade do solo natural são consistentes com os valores fornecidos por Teixeira e Godoy (1998) para uma areia medianamente compacta, ou seja, no intervalo entre 50Mpa e 100 Mpa. Os demais por terem passado por técnicas de melhoramento não foi possível comparar com a literatura, já que não estão em seu estado natural; no entanto, o aumento, é justificável devido a aplicação de técnicas de melhoramento. Esse aumento corrobora com Teles Junior(2022), verificando que

ao incluir e aumentar o número de camadas acarretou o aumento do módulo de deformabilidade secante das espécies, provocando assim um aumento de rigidez dos corpos de provas.

O Gráfico 15 demonstra que a medida que a carga aumenta o Módulo de elasticidade varia, tendo assim um comportamento não linear, fato que na prática das obras é o que se observa nos solos, mesmo em pequenos níveis de carregamento, pois muitas vezes o solo não se comporta de forma elástica, pois as deformações não voltam à zero.

Gráfico 15 – Curva Módulo de Elasticidade x Pressão em provas de carga em solo natural, compactado e compactado com microgrelhas



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Na curva do solo natural apresentou um aumento do módulo de elasticidade nas primeiras cargas aplicadas. Nos primeiros ciclos de carga, o material pode ter sofrido aumento de compactação, o que aumenta a rigidez (módulo de elasticidade) devido à redução dos vazios ou à melhor interligação entre as partículas. Após essa fase, o material pode começar a exibir danos internos ou microfissuras, levando à redução do módulo de elasticidade. A curva da prova de carga em solo natural em relação das demais apresenta os menores módulos de elasticidade ao longo de todo o intervalo de pressões aplicadas. Este fato se deve ao solo não ter sido submetido no ensaio nenhum processo de compactação ou reforço, mostrando uma menor capacidade de resistir às deformações, o que se reflete em um módulo de elasticidade mais baixo.

A curva da prova de carga em solo compactado apresenta um módulo de elasticidade maior em relação ao solo natural, indicando que a compactação aumentou a rigidez

do solo, tornando-o mais resistente à deformação sob pressão, evidenciando que a compactação é uma técnica eficaz para melhorar a rigidez do solo. O solo compactado consegue resistir mais à pressão aplicada, refletindo um desempenho estrutural melhor.

A adição de microgrelhas ao solo compactado inicialmente melhora ainda mais o módulo de elasticidade, especialmente em pressões menores. Isso sugere que a microgrelha oferece um reforço adicional, limitando a deformação lateral e distribuindo melhor as tensões no solo. No entanto, conforme a pressão aplicada aumenta, o benefício adicional da microgrelha diminui, e o módulo de elasticidade do solo compactado com microgrelha converge para valores próximos aos do solo compactado sem microgrelha. Esse comportamento sugere que, sob pressões mais altas, a microgrelha pode não ser tão eficaz, possivelmente devido à limitação em sua capacidade de reforço ou à exaustão do efeito de confinamento na microgrelha.

4.3 Análise da carga de ruptura com uso de técnicas de melhoramento em de provas de carga e ensaio de laboratório

Para a montagem dos resultados dos métodos teóricos e posterior comparação com os resultados das provas de carga, foram adotados diretamente os valores previamente calculados por Almeida (2018) para o solo natural, utilizando os métodos teóricos de Terzaghi (1943), para a condição saturada, e de Vanapalli e Mohamed (2007), para a condição não saturada. Já para o solo compactado e para o solo compactado com três camadas de microgrelhas, os parâmetros de resistência determinados em laboratório por Teles Junior (2022) foram empregados no cálculo do método teórico de Terzaghi (1943).

Almeida (2018) obteve os parâmetros de resistência do solo natural por meio de ensaios de cisalhamento direto (condição saturada) e papel filtro (condição não saturada), utilizando-os nos cálculos teóricos mencionados. Como esses valores já haviam sido previamente determinados, foram adotados diretamente neste estudo, sem necessidade de novo cálculo.

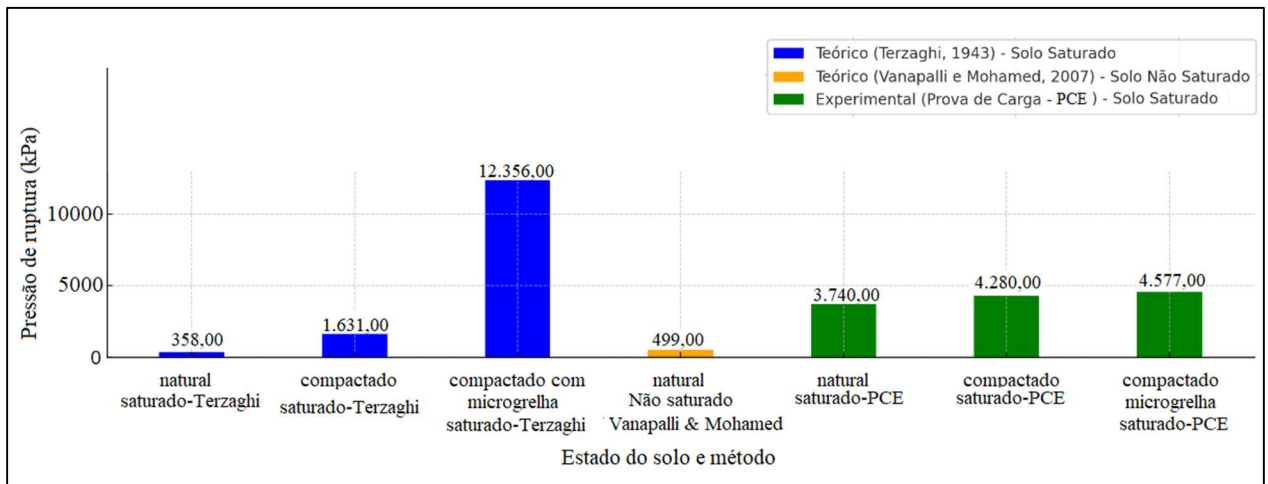
Teles Junior (2022), por sua vez, determinou os parâmetros de resistência do solo compactado e do solo compactado reforçado com três camadas de microgrelha por meio de ensaios triaxiais na condição saturada. Para o solo compactado sem reforço, os valores obtidos foram coesão de 16,9 kPa e ângulo de atrito de 37,8°. Já para o solo compactado reforçado com três camadas de microgrelha, os valores foram 85 kPa para a coesão e 46,8° para o ângulo de atrito. Esses parâmetros foram utilizados no cálculo da tensão de ruptura pelo método teórico de Terzaghi (1943). Para o solo não saturado, não foi possível realizar esse cálculo devido à

ausência de estudos anteriores que considerem essa condição específica.

O Gráfico 16 apresenta as tensões de ruptura obtidas pelos métodos teóricos, com base nos resultados de Almeida (2018) para as condições saturada e não saturada, e nos ensaios de Teles Junior (2022) para a condição saturada. Além disso, inclui os valores obtidos nas provas de carga realizadas nesta pesquisa, permitindo a comparação de comportamentos entre os resultados teóricos e experimentais.

A análise do Gráfico 16 revela um comportamento crescente na capacidade de suporte do solo ao compactá-lo e ao incluir três camadas de microgrelhas nos ensaios de campo, comportamento semelhante observado nos ensaios de laboratório realizados por Teles Junior (2022). Esses resultados de campo confirmam que a inclusão das microgrelhas aumentam a rigidez do solo, melhorando sua capacidade de suporte e reduzindo os recalques.

Gráfico 16 – Tensão de ruptura usando métodos teóricos e experimental



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Observou-se que, em solos naturais, os métodos teóricos de Terzaghi (1943) e Vanapalli & Mohamed (2007) foram conservadores quando comparados ao valor obtido na prova de carga. Mesmo em solos não saturados, onde a sucção aumenta a capacidade de carga, os valores teóricos foram inferiores aos obtidos na prova de carga. Em solo compactado, observou um comportamento semelhante, o método de Terzaghi (1943) também foi conservador em relação a prova de carga em solo compactado. Esse comportamento também foi observado por Gomes, Araújo e Ayres (2020), que constataram que a carga de ruptura obtida nos ensaios de Prova de Carga com Placa (PCP) apresentou uma diferença percentual de 54% em relação ao método de Terzaghi (1943), destacando que o método foi conservador. Fonseca (2021) chegou a resultados semelhantes, com diferença percentual calculada pelo método de

Terzaghi (1943) apontando uma média de 84% em relação ao campo.

Esses resultados reforçam o que Bowles (1997) descreve, afirmando que as equações teóricas de capacidade de carga tendem a ser na maioria das vezes conservadoras, pois a prática comum é usar estimativas conservadoras para os parâmetros do solo, visando garantir segurança estrutural.

Os modelos teóricos podem simplificar as interações do solo e subestimar ou superestimar a resistência do material devido a hipóteses que não capturam completamente as condições reais de campo. As condições reais de campo, como variações na umidade, heterogeneidade do solo, e a compactação, podem diferir das condições ideais presumidas pelos métodos teóricos.

Essa observação é corroborada por Alexandre (2021), que também aponta para as limitações dos modelos teóricos em prever com exatidão o comportamento do solo em campo. No caso estudado por Alexandre (2021), o autor observou que a prova de carga realizada em solo arenoso apresentou uma capacidade de carga inferior à estimada pelas sondagens SPT, sugerindo que as condições reais do solo, como sua heterogeneidade e a localização do ensaio PCE nas proximidades da sondagem, influenciam os resultados. Sendo necessário conhecer todos os pormenores do terreno e que cada variação pontual no solo, pode apresentar características diferentes, onde as formulações podem não representar muito bem o comportamento do solo, quer por, métodos teóricos, quer por semiempíricos.

No entanto, observa-se que ao compactar o solo intercalando com três camadas de microgrelhas, o método de Terzaghi (1943) apresentou resultados menos conservadores que os resultados de campo. Esses resultados levam a hipótese que o método teórico tradicional, Terzaghi (1943), pode não representar adequadamente a ruptura para solos reforçados, pois não leva em conta a complexa interação entre o solo e o material de reforço, o que pode levar a uma superestimação da capacidade de carga, devido à simplificação do modelo. Pode muitas vezes, assumir uma distribuição mais idealizada das tensões e não capturarem todas as variáveis de campo.

Essa limitação é reforçada pelo estudo de Avesani Neto (2013), que comparou os poucos métodos existentes para o cálculo de tensão de ruptura em solos reforçados com geocélula com os resultados de provas de carga. O estudo mostrou que os métodos atuais, embora úteis, não consideram todas as variáveis e interações entre o solo e o reforço, resultando em previsões ora conservadoras ora superestimadas. O método de Koerner (1984) por exemplo, apresentou discrepâncias, tendendo a ser mais conservador em relação aos resultados experimentais. Já no método de Presto (2008c) observou uma divergência expressiva em

relação aos valores medidos experimentalmente, se mostrando menos conservador nas geocélulas com altura de 5cm e 10cm e mais conservador na altura de 15cm.

Embora a pesquisa em questão, seja focada no uso de microgrelhas, o estudo sobre geocélulas de Avesani Neto (2013), pode ser utilizado como base comparativa, pois ambos são geossintéticos aplicados com o objetivo de reforçar o solo. Esses fatos reforçam a necessidade de desenvolver e ajustar modelos teóricos que levem em conta a complexa interação solo-reforço, visando obter resultados mais precisos e consistentes com os testes de campo.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo, são apresentadas as principais conclusões desta pesquisa, além de oferecer recomendações para pesquisas futuras.

5.1 Conclusões

Este estudo permitiu a caracterização geotécnica do solo e a avaliação do comportamento mecânico do sistema placa-solo em um solo arenoso nas condições de natural, compactado e compactado com três camadas de reforço de microgrelhas. As análises foram realizadas por meio das curvas de pressão versus recalque e dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios de campo. Adicionalmente foi feita uma verificação comparativa da melhoria das cargas de ruptura, entre resultados obtidos por meio de métodos teóricos e das provas de carga.

O solo analisado foi predominantemente arenoso, contendo aproximadamente 10% de finos, e classificado como SW, uma areia siltosa bem graduada segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). Trata-se de um solo não plástico, com densidade real dos grãos de $2,66 \text{ g/cm}^3$. Do ensaio de compactação, foram obtidos um peso específico aparente seco máximo de $18,37 \text{ kN/m}^3$ e uma umidade ótima de 9,3%.

A interpretação das provas de carga através da extrapolação da curva pelo método de Décourt permitiu constatar que as técnicas de melhoramento aplicadas ao solo resultaram em um aumento da tensão de ruptura convencionada. A compactação elevou a carga de ruptura em 14,43%, enquanto a adição de microgrelhas ao solo compactado resultou em um aumento total de 22,38% em relação ao solo natural. Esses valores refletem o efeito positivo da microgrelha, que atua limitando a deformação e distribuindo melhor a carga aplicada, o que é consistente com o comportamento de solos reforçados em ensaios laboratoriais observado por Teles Junior (2022).

A análise dos recalques mostrou que a compactação reduziu as deformações em 11% em relação ao solo natural, enquanto a combinação com microgrelhas ampliou essa redução para 23%. Comparado ao solo apenas compactado, o reforço com microgrelhas resultou em uma diminuição adicional de 14% no recalque. Esses resultados indicam que a compactação já contribui para a estabilidade do solo, e que o reforço com microgrelhas potencializa ainda mais esse efeito, reduzindo recalques diferenciais e melhorando a distribuição das tensões.

Na avaliação da rigidez do solo, verificou-se que a compactação proporcionou um

aumento de 13% em relação ao solo natural, enquanto a inclusão de microgrelhas elevou esse incremento para 28%. Além disso, a rigidez do solo compactado com microgrelhas foi 14% superior à do solo apenas compactado. Esses resultados demonstram que a compactação torna o solo menos deformável sob carga, e que o reforço com microgrelhas aumenta ainda mais sua rigidez, tornando-o mais eficiente para o suporte de cargas estruturais.

Constatou-se também com uso da extrapolação pelo método de Décourt que conforme a carga aumentava em todos os ensaios realizados, a rigidez diminuía, havendo uma tendência clara de se aproximar de uma assíntota com a horizontal, sem tocar o eixo da abscissa, indicando não ocorrer ruptura física (representada pelo ponto de rigidez zero) nas provas de cargas diretas realizadas, fato que corrobora com a teoria de Décourt.

Ao analisar o módulo de deformabilidade (E) com as diferentes pressões aplicadas nos três ensaios realizados, constatou-se que uso de técnicas de melhoramento do solo acarretou o aumento do módulo de deformabilidade, sendo maior com a inclusão das microgrelhas. Esse aumento corrobora com Teles Junior (2022), verificando que ao incluir e aumentar o número de camadas acarretou o aumento do módulo de deformabilidade secante, provocando assim um aumento de rigidez dos corpos de provas.

A prova de carga em solo compactado revelou um módulo de elasticidade maior que o do solo natural, indicando que a compactação aumenta a rigidez e a resistência à deformação sob pressão, comprovando sua eficácia na melhoria da rigidez do solo. A adição de microgrelhas ao solo compactado inicialmente eleva ainda mais o módulo de elasticidade, especialmente em pressões menores, sugerindo que as microgrelhas atuam como reforço adicional, limitando a deformação lateral e distribuindo melhor as tensões. Contudo, em pressões mais altas, o efeito adicional das microgrelhas diminui, e o módulo de elasticidade se aproxima do solo apenas compactado, sugerindo uma limitação na eficácia da microgrelha em sua capacidade de reforço ou à exaustão do efeito de confinamento na microgrelha.

Verifica-se, ainda, que, à medida que a carga aumenta, o módulo de elasticidade varia, apresentando um comportamento não linear, fato que na prática é o que se observa nos solos, mesmo em pequenos níveis de carregamento, pois muitas vezes o solo não se comporta de forma totalmente elástica, já que as deformações não retornam à zero.

No coeficiente de reação vertical, outro parâmetro de deformação, observou-se que o solo compactado com microgrelha apresentou um aumento de 20% no coeficiente de reação vertical em comparação ao solo natural, enquanto o solo somente compactado apresentou uma melhoria de 10%. Além disso, o uso de microgrelha proporcionou um ganho adicional de 9% no coeficiente de reação vertical em relação ao solo compactado. Esses resultados mostram a

contribuição dessas técnicas para a otimização das propriedades mecânicas do solo, tornando-o mais rígido e aumentando sua capacidade de suporte.

Na análise comparativa das cargas de ruptura entre os métodos teóricos e os experimentais, constatou-se que os resultados experimentais mostraram comportamento crescente na capacidade de suporte do solo com a compactação e a inclusão de três camadas de geogrelhas, comportamento semelhante ao observado nos ensaios laboratoriais de Teles Junior (2022). Esses dados de campo confirmam os resultados de laboratório, que a inclusão de microgrelhas aumenta a rigidez e a capacidade de suporte do solo.

Observou-se também que os métodos teóricos de Terzaghi (1943), aplicados ao solo natural e ao solo compactado na condição saturada, mostraram-se conservadores em relação aos resultados de campo. Fato que já era esperado, pois a prática comum é usar estimativas conservadoras para os parâmetros do solo, visando garantir segurança estrutural. Além disso, os modelos teóricos podem simplificar as interações do solo e subestimar ou superestimar a resistência do solo por não capturarem totalmente as condições reais de campo, como variações de umidade, heterogeneidade e compactação.

No solo compactado com microgrelhas, o método teórico de Terzaghi (1943) apresentou resultados menos conservadores em relação aos dados de campo, indicando, como esperado, que o método não representa, de forma acurada, a situação de solos reforçados com microgrelhas. A simplificação do modelo pode levar a superestimações ou subestimações da capacidade de carga, ao não captar completamente a interação solo-reforço. Pode muitas vezes, assumir uma distribuição mais idealizada das tensões e não capturarem todas as variáveis de campo. Esses fatos sugerem a necessidade de desenvolver e ajustar modelos teóricos que considerem a complexa interação solo-reforço, visando a obtenção de resultados mais acurados.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

A pesquisa demonstrou a eficácia das microgrelhas na melhoria das propriedades do solo arenoso, mas há oportunidades para expandir o conhecimento sobre esse reforço. Ensaios em diferentes tipos de solos, como argilosos e siltosos, e em diferentes condições de saturação são recomendados para entender melhor o desempenho das microgrelhas em variadas condições.

Trabalhos futuros poderiam explorar a eficácia de diferentes configurações de microgrelhas (variações na densidade e espessura das camadas) para verificar como essas mudanças impactam o desempenho mecânico do solo. Isso poderia ajudar a otimizar o uso de

microgrelhas em diferentes contextos.

Além das microgrelhas, poderia ser útil investigar como outros tipos de reforço, como geotêxteis ou fibras sintéticas, afetam o comportamento do solo. Um estudo comparativo entre microgrelhas e outros materiais pode oferecer uma percepção sobre a escolha de reforços para diferentes condições de solo e tipos de projeto.

Uma modelagem numérica, utilizando softwares de elementos finitos, poderia replicar as condições dos ensaios de prova de carga com microgrelhas. Esta abordagem ajudaria a visualizar a distribuição de tensões e deformações no solo, contribuindo para expandir os resultados experimentais, bem como permitindo a simulação de situações não contempladas neste estudo, como cargas extremas e duradouras.

A durabilidade e o desempenho das microgrelhas poderiam ser testados em estudos de longa duração, sob cargas cíclicas, para observar se o solo reforçado mantém as características de rigidez e capacidade de carga ao longo do tempo. Ensaios de carga repetitiva e simulações de impacto poderiam fornecer uma visão mais ampla sobre o comportamento do solo reforçado em contextos de uso intenso ou em condições dinâmicas, como fundações sujeitas a tráfego rodoviário.

Trabalhos futuros poderiam investigar a eficiência de métodos teóricos, ou mesmo desenvolver novos modelos, para solos reforçados com microgrelhas. O objetivo seria aproximar as previsões teóricas dos comportamentos reais observados.

REFERÊNCIAS

- ADAMS, M. T.; COLLIN, J. G. Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 123, n. 1, p. 66-72, jan. 1997. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(66\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(66)). Acesso em: 14 out. 2024.
- AGUIAR, M. F. P.; OLIVEIRA, H. L.; MOTOS, Y. M. P.; MONTEIRO, F. F. Estudo da extrapolação do coeficiente de reação em solos arenosos para fundações a partir de provas de carga em placa. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 17., 2014, Goiânia. *Anais [...]*. Goiânia: ABMS, 2014. [7] p.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. de; GARCIA, J. R. **Engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: LTC, 2020.
- ALEXANDRE, A. R. P. **Métodos para obtenção da tensão admissível em fundações superficiais** – estudo comparativo. 2021. 53p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Campus Cajazeiras, Cajazeiras, 2021.
- ALMEIDA, M. M. D. R. **Avaliação de métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações diretas em solos não saturados**. 2018. 146p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 12p., 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 14p., 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 9p., 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6489**: Solo - Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro: ABNT, 15p., 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**: Determinação do Limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 3p, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 16p., 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182: Solo - Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro, 13p, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR ISO 10318-1:2021. Geossintéticos — Parte 1: Termos e definições**. Rio de Janeiro: ABNT, 13p., 2021.

AVESANI NETO, J. O. **Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula**. 2013. 336p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2013.

BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos: Uma introdução ao projeto de fundações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.

BESSA, A. K. S. **Estudo dos parâmetros de resistência da interface entre solo-geossintético por meio de cisalhamento direto**. 2022. 113p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2022

BEZERRA, S. P. **Estudo comparativo entre o SPT, a prova de carga sobre placas e o ensaio pressiométrico aplicado a fundações superficiais em solo arenoso**. 1990. 240p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1990.

BONAN, V. H. F. **Estudo experimental do efeito de grupo de estacas escavadas em perfil de solo granular**. 2017. 173p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

BORGES, B. S. **Estudo da Interação Solo-Geogrelha pelo Método dos Elementos Discretos**. 2012. 194p.. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2012.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5. ed. Peoria, Illinois: The McGraw-Hill Companies, 1997.

CARNEIRO, J. R. D. C. **Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de caráter ambiental - a importância da incorporação de aditivos químicos**. 2009. 602p. Dissertação para (Doutorado em Engenharia do Ambiente) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2009.

CASTRO, C. L. D. **Comportamento hidromecânico de solos reforçados com fibras considerando a condição não saturada**. 2020. 121p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2020

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CONSTANCIO, L. A. **Capacidade de carga de um modelo de fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil**. 2010. 202p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. 1999. 160p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

COSTA, C. M. L.; LODI, P. C.; COSTA, Y. D. J.; BUENO, B. S. Avaliação de recomendações normativas sobre o uso de ensaios no controle de qualidade de fabricação de geossintéticos. **Polímeros: Ciência e Tecnologia**, São Carlos, v. 18, n. 2, p. 158-169, jun. 2008. DOI: 10.1590/S0104-14282008000200014. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/po/a/G4D7bnDTmQthWDDshKQMjsf/?lang=pt>. Acesso em: 15 out. 2024.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 3., 1996, São Paulo. *Anais [...]*. São Paulo: ABEF; ABMS, 1996. v. 1, p. 215–224.

DÉCOURT, L. Behavior of foundations under working load conditions. *In*: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11., 1999, Foz do Iguaçu. *Anais [...]*. Foz do Iguaçu: ABMS, 1999. v. 4, p. 453–488.

DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. *Anais [...]*. São Paulo: ABMS, 2008. v. 1.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (Brasil). **Norma DNIT 055/2004 – ME: Pavimento rígido: prova de carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto e avaliação de pavimentos: método de ensaio**. Rio de Janeiro: DNIT, 2004.

FAVRETTO, J. **Influência da geocélula preenchida com resíduos de pedras preciosas no comportamento de um solo arenoso**. 2018. 88p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2018.

FELLENIOUS, Bengt H. Test Loading of Piles and New Proof Testing Procedure. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, N.Y., v. 101, n. 9, p. 855-869, set. 1975. DOI: 10.1061/AJGEB6.0000193. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/AJGEB6.0000193>. Acesso em: 16 janeiro. 2024.

FERREIRA, C. D. C. **Aspectos do coeficiente de recalque de solos da formação Guabirotuba**. 2004. 169p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

FONSECA, Arthur Tauan da. **Análise de métodos de estimativa de capacidade de carga e tensão admissível a partir de ensaios de prova de carga em placa em solo arenoso**. 2021. 20p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Natal, RN, 2021.

GEROTO, R. E. **Desempenho de camadas de proteção para geomembranas**. 2008. 188p.

Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

GUEDES, E. S. R.; ROCHA, E. P. L.; MOURA, G. J.; MENEZES, J. H. F. Avaliação da capacidade de carga do solo reforçado com geogrelha natural. *In: SIMPÓSIO DE PRÁTICAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL*, 12., 2019, Joinville. *Anais [...]* Joinville: ABMS, 2019. [9] p.

GOMES, J. K. P.; ARAÚJO, C. B. C. D.; AYRES, T. M. D. C. Análise da capacidade de carga de fundações superficiais por diferentes metodologias. **RCT – Revista de Ciência e Tecnologia**, Boa Vista, v. 6, 2020. ISSN 2447-7028. Disponível em: <https://revista.ufr.br/rct/article/view/5477/2984>. Acesso em: 16 fev. 2024.

LAMBE, W.; WHITMAN, R. **Mecânica de solos**. México: Limusa, 2004.

MACCAFERRI BRASIL. **Volante MacGrid Net**: Microgrelha tecida MM140051. São Paulo, 2017.

MACCAFERRI BRASIL. **MacGrid Net**: Tecido técnico E-8.2.2-605. São Paulo, 2019.

MACCAFERRI. **Catálogo de especificações técnicas**. São Paulo: Maccaferri do Brasil Ltda, 2021. Disponível em: <https://www.maccaferri.com/br/documentos/especificacoes-tecnicas/>. Acesso em: 15 abr. 2022.

MENDONÇA, D. M. D. **Provas de carga com e sem reforço de geogrelha em campo experimental de solo tropical na cidade de Macaé/RJ**. 2020. 120p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, Macaé, 2020.

MORAIS, L. S. D. **Prova de carga dinâmica em placa**. 2005. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. M. **Verificação de desempenho**. *In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (ed.). Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 20, p.723-751.

PALMEIRAS, E. M. **Geossintéticos em geotécnica e meio ambiente**. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

PASSOS, P. G. D. O. **Contribuição ao estudo do efeito do melhoramento de depósitos arenosos através da utilização de ensaios de placa**. 2001. 98p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, Campina Grande, 2001.

PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, C. P. J. **Análise de estrutura com interação solo-estrutura e as molas de Winkler**. 2021. 118p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) —

Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2021.

ROCHA, P. Aterros de conquista com uso de microgrelhas tecidas. **Fundações & Obras Geotécnicas**, São Paulo, v. 6, n. 69, p. 69-71, 2016.

SANTOS, C. E. D.; GUEDES, E. D. S. R.; ROCHA, E. D. P. L.; LIMA, G. P. L.; MOURA, G. D. J.; SANTOS, I. S. D.; BARROS, J. H. M.; SANTOS, M. L. D. J. Capacidade de carga de solo reforçado com geossintéticos / Soil load capacity reinforced with geosynthetics. **Brazilian Journal of Development**, Curitiba, v. 7, n. 1, p. 11558–11579, jan. 2021. ISSN 2525-8761. Disponível em: <https://ojs.brazilianjournals.com.br/ojs/index.php/BRJD/article/view/24013/19263>. Acesso em: 10 jan. 2023.

SANTOS, J. D. S. D; SOUSA, L. G. D; CRISPIM, F. A. Prova de carga em placa em camada de solo granular compactado. *In*: SEFE 9 – Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, 9., 2019, São Paulo. **Anais [...] São Paulo: ABEF, 2019. p. 1-8.**

SAYÃO, A., SIEIRA, A. C., SANTOS, P. **Manual Técnico-Reforço de solos**. São Paulo: Maccaferri do Brasil Ltda, 2017. 166p.

SHARMA, R.; CHEN, Q.; ABU-FARSAKH, M.; YOON, S. Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxford, v. 27, n. 1, p. 63–72, Feb. 2009. DOI: 10.1016/j.geotextmem.2008.07.002. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114408000836>. Acesso em: 05 jan. 2023.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha**. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2003. 377p.

SILVA, A. L. S. E. **Avaliação de previsões de deslocamento e carga de ruptura horizontal utilizando estacas escavadas de tamanho reduzido em perfil de solo areno-siltoso**. 2017. 120p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

SOCIEDADE INTERNACIONAL DE GEOSSINTÉTICOS. **Os geossintéticos**. [S. d.]. Disponível em: <https://igsbrasil.org.br/material-tecnico/>. Acesso em: 07 jun. 2023.

TEIXEIRA, A. H.; DEGODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. *In*: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7, p. 227-264.

TELES JÚNIOR, R. C. B. **Caracterização mecânica de solos arenosos reforçados com microgrelha**. 2022. 99p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2022.

TMP GEOSYNTHETICS. **Products. Textured HDPE Geocell, Smooth HDPE Geocell**. 2022. Disponível em: http://www.tmpgeosynthetics.com/product_list.aspx?Pid=18. Acesso em: 6 jun. 2022.

TUPA, N. **Estudo da Aderência e Interação Solo-Geossintético**. 1994. 148p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília DF, 1994.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos. 2010.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2. ed. rev., atual. e ampl. São Paulo: Blucher, 2015.

APÊNDICE A – PLANILHA DO ENSAIO DE PLACA - SOLO NATURAL

Extensômetro 1			Extensômetro 2			Média dos Extensômetros		
Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)	Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)	Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	160	0,65	1	160	0,4	1	160	0,53
	160	0,75		160	0,48		160	0,61
2	320	1,15	2	320	0,87	2	320	1,01
	320	1,24		320	0,98		320	1,11
3	480	1,56	3	480	1,36	3	480	1,46
	480	1,66		480	1,47		480	1,56
4	640	1,91	4	640	1,81	4	640	1,86
	640	2,05		640	1,94		640	1,99
5	800	2,27	5	800	2,31	5	800	2,29
	800	2,52		800	2,55		800	2,53
6	896	2,86	6	896	2,94	6	896	2,9
	896	3,16		896	3,17		896	3,16
7	1120	3,74	7	1120	3,6	7	1120	3,67
	1120	4,1		1120	3,93		1120	4,02
8	1280	4,3	8	1280	4,32	8	1280	4,31
	1280	4,68		1280	4,63		1280	4,65
9	1440	5,01	9	1440	5,17	9	1440	5,09
	1440	5,67		1440	5,56		1440	5,61
10	1600	6,05	10	1600	6,11	10	1600	6,08
	1600	7,73		1600	7,68		1600	7,71
1	1280	7,37	1	1280	7,04	1	1280	7,2
	1280	7,3		1280	7,02		1280	7,16
2	960	7,19	2	960	6,78	2	960	6,99
	960	7,03		960	6,77		960	6,9
3	640	6,91	3	640	6,57	3	640	6,74
	640	6,78		640	6,55		640	6,66
4	320	6,34	4	320	6,01	4	320	6,17
	320	5,82		320	5,82		320	5,82
5	0	4,77	5	0	5,45	5	0	5,11
	0	4,01		0	5,31		0	4,66

APÊNDICE B – PLANILHA DO ENSAIO DE PLACA - SOLO COMPACTADO

Extensômetro 1			Extensômetro 2			Média dos Extensômetros		
Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)	Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)	Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	160	0,41	1	160	0,33	1	160	0,37
	160	0,49		160	0,39		160	0,44
2	320	0,9	2	320	0,72	2	320	0,81
	320	1,01		320	0,81		320	0,91
3	480	1,41	3	480	1,12	3	480	1,27
	480	1,52		480	1,21		480	1,37
4	640	1,88	4	640	1,49	4	640	1,69
	640	2,01		640	1,6		640	1,81
5	800	2,4	5	800	1,91	5	800	2,15
	800	2,64		800	2,1		800	2,37
6	896	3,06	6	896	2,43	6	896	2,74
	896	3,29		896	2,62		896	2,95
7	1120	3,74	7	1120	2,98	7	1120	3,36
	1120	4,08		1120	3,25		1120	3,67
8	1280	4,48	8	1280	3,56	8	1280	4,02
	1280	4,81		1280	3,83		1280	4,32
9	1440	5,37	9	1440	4,27	9	1440	4,82
	1440	5,77		1440	4,59		1440	5,18
10	1600	6,34	10	1600	5,05	10	1600	5,69
	1600	7,97		1600	6,34		1600	7,16
1	1280	7,6	1	1280	5,81	1	1280	6,71
	1280	7,57		1280	5,8		1280	6,68
2	960	7,46	2	960	5,6	2	960	6,53
	960	7,41		960	5,59		960	6,5
3	640	7,3	3	640	5,43	3	640	6,37
	640	7,26		640	5,41		640	6,33
4	320	6,79	4	320	4,96	4	320	5,88
	320	6,44		320	4,81		320	5,62
5	0	5,36	5	0	4,5	5	0	4,93
	0	4,78		0	4,18		0	4,48

APÊNDICE C – PLANILHA DO ENSAIO DE PLACA - SOLO COMPACTADO COM MICROGRELHAS

Extensômetro 1			Extensômetro 2			Média dos Extensômetros		
Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)	Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)	Estágio	Pressão (kPa)	Recalque (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	160	0,26	1	160	0,24	1	160	0,25
	160	0,3		160	0,24		160	0,27
2	320	0,46	2	320	0,44	2	320	0,45
	320	0,53		320	0,5		320	0,52
3	480	0,88	3	480	0,83	3	480	0,86
	480	0,99		480	0,93		480	0,96
4	640	1,36	4	640	1,28	4	640	1,32
	640	1,57		640	1,47		640	1,52
5	800	1,89	5	800	1,78	5	800	1,83
	800	2,09		800	1,96		800	2,03
6	896	2,39	6	896	2,25	6	896	2,32
	896	2,64		896	2,49		896	2,57
7	1120	3,02	7	1120	2,83	7	1120	2,93
	1120	3,34		1120	3,14		1120	3,24
8	1280	3,65	8	1280	3,43	8	1280	3,54
	1280	4,06		1280	3,82		1280	3,94
9	1440	4,35	9	1440	4,09	9	1440	4,22
	1440	4,77		1440	4,48		1440	4,62
10	1600	5,17	10	1600	4,86	10	1600	5,02
	1600	6,19		1600	5,83		1600	6,01
1	1280	6,15	1	1280	5,78	1	1280	5,96
	1280	6,15		1280	5,78		1280	5,96
2	960	6,09	2	960	5,72	2	960	5,91
	960	6,08		960	5,72		960	5,9
3	640	5,96	3	640	5,6	3	640	5,78
	640	5,95		640	5,59		640	5,77
4	320	5,66	4	320	5,32	4	320	5,49
	320	5,66		320	5,32		320	5,49
5	0	5,14	5	0	4,46	5	0	4,8
	0	4,65		0	4,25		0	4,45

APÊNDICE D- SEQUÊNCIA DE CÁLCULO USANDO O MÉTODO DE DÉCOURT (PCE 2 – PROVA DE CARGA EM SOLO COMPACTADO COM MICROGRELHA)

1. Organização dos Dados

- Listar os pares de pressão (q) e recalque (S) em ordem decrescente, conforme na Tabela D.1.

Tabela D.1: Dados de pressão e recalque.

Ponto	Pressão (kPa)	Recalque (mm)
1	1600	6,01
2	1440	4,62
3	1280	3,94
4	1120	3,24
5	960	2,57
6	800	2,03
7	640	1,52
8	480	0,96
9	320	0,52
10	160	0,27

2. Aplicação das Regressões Lineares

- Após listar os pares, são estabelecidas as regressões lineares entre $\log q$ e $\log S$ começando pelos últimos três pontos. Em seguida, foi adicionado sucessivamente mais pontos, gerando os coeficientes de correlação R para cada combinação, conforme (Tabela D.2). Esses foram elevados ao quadrado para obter R^2 (Tabela D.3);
- Selecionou-se o melhor ajuste, levando em conta o maior coeficiente R^2 e o maior número de pontos na regressão;
- Na Tabela D.3, observa-se que o melhor ajuste ocorreu no ponto 9, onde o coeficiente R^2 é de **0,9979**;

Tabela D.2: Log q, Log S e Coeficiente de correlação R.

Ponto	LOG q	LOG S	R
1	3,20412	0,77887	-
2	3,15836	0,66499	1
3	3,10721	0,59522	0,9856
4	3,04922	0,51055	0,9898
5	2,98227	0,40909	0,9942
6	2,90309	0,30643	0,9955
7	2,80618	0,18149	0,9964
8	2,68124	-0,01943	0,9981
9	2,50515	-0,28609	0,999
10	2,20412	-0,56864	0,9964

Tabela D.3: Coeficiente de correlação ao quadrado R².

Ponto	R ²
1	-
2	1
3	0,9714
4	0,9798
5	0,9885
6	0,991
7	0,9927
8	0,9961
9	0,9979
10	0,9927

3. Construção da Equação da regressão

- Através da correlação linear entre Log q e Log S é possível definir a equação a partir do ponto de regressão escolhido (melhor ajuste), calculando a inclinação (a) e a intercepção (b) da curva no ponto de melhor ajuste (Tabela D.4).

Tabela D.4: Inclinação e previsão dos pontos da curva Log q x Log S.

Ponto	a	b
1	-	-
2	0,401804	2,89117
3	0,515417	2,80624
4	0,581602	2,75901
5	0,614937	2,73635
6	0,649742	2,71379
7	0,680162	2,69517
8	0,680814	2,6948
9	0,677367	2,69657
10	0,729429	2,67245

- A equação gerada permite extrapolar os dados e estimar a carga de ruptura convencional (q_u)_c. Tem-se que a equação é:

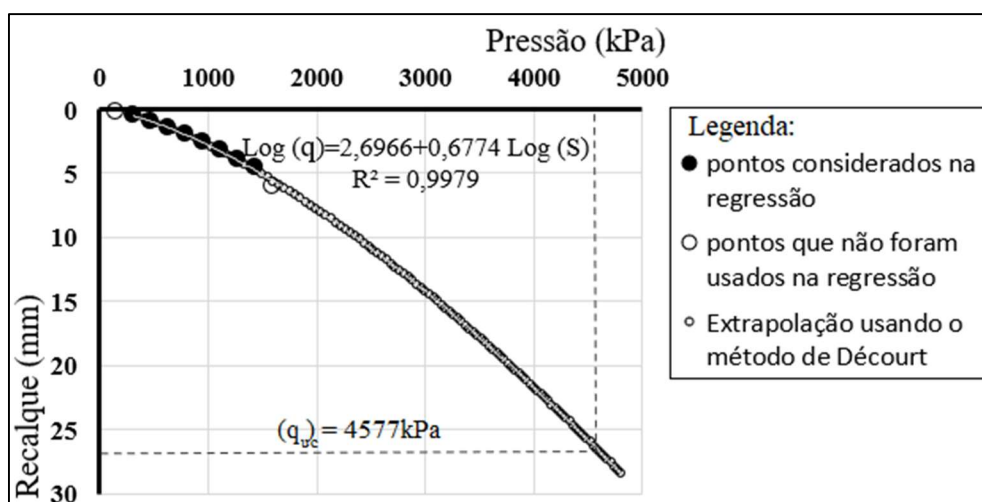
$$\text{Log}(q) = 2,6966 + 0,6774 \text{Log}(S)$$

Equação D.1

4. Traçado da Curva Carga x Recalque.

A Figura D.1 mostra o gráfico gerado a partir do ensaio PCE 2, incluindo a equação de regressão e os dados experimentais considerados e os que não foram na regressão. O gráfico também apresenta as extrapolações dos resultados até a carga de ruptura convencional.

Figura D.1: Curva Carga x Recalque (ensaio PCE 2)



5. Determinação do gráfico de rigidez

- Calcular rigidez ($R = q/S$) para cada ponto e listar em pares calculando em termos de funções logarítmicas;
- Após listar os dados em termos de carga e rigidez, deve-se proceder com a regressão linear entre Log q e Log R no ponto de melhor ajuste já escolhido, número 9, conforme Tabela D.5
- Através da correlação linear entre Log q e Log R (Tabela D.5) é possível definir a equação da curva (Equação D.2), representada no Figura D.2, calculando a inclinação (a) e a intercepção (b) da curva.

Tabela D.5: Correlação linear entre Log q e Log R.

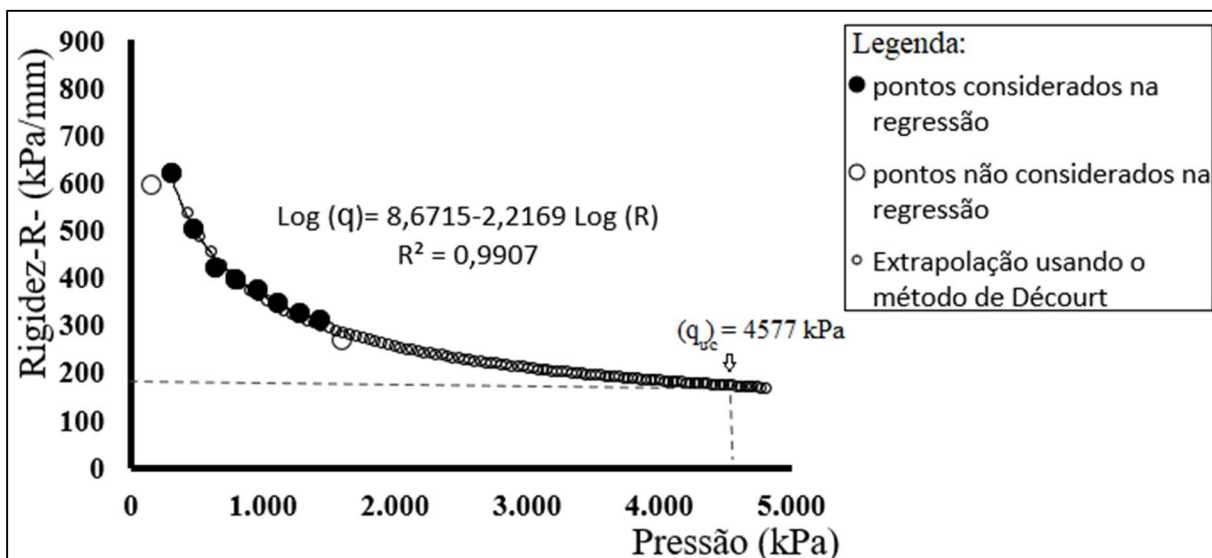
Ponto	Carga (kPa)	RIGIDEZ (kPa/mm)	LOG q	LOG R
1	1600	266,22	3,2	2,43
2	1440	311,44	3,16	2,49
3	1280	325,08	3,11	2,51
4	1120	345,68	3,05	2,54
5	960	374,27	2,98	2,57
6	800	395,06	2,9	2,6
7	640	421,4	2,81	2,62
8	480	501,96	2,68	2,7
9	320	618,36	2,51	2,79
10	160	592,59	2,2	2,77
b			8,6715	
a			-2,2169	
R ²			0,9907	

- A equação gerada permite extrapolar os dados estimando a Rigidez para cada carga inclusiva a de ruptura convencional (q_u)_c. Tem-se que a equação é:



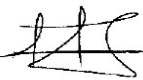
$$\text{Log}(q) = 8,6715 - 2,2169 \text{ Log}(R)$$

Equação D.2

Figura D.2: Curva Carga x Rigidez (Ensaio PCE 2)



ANEXO A- CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO CÉLULA DE CARGA

LÍDER Balanças		MARCOS RIBEIRO & CIA LTDA AV JORGE MELLEN REZEK 3411 PQ INDUSTRIAL ARAÇATUBA / SP CEP 16075-405 FONE 18 2102.55.00 Site www.liderbalancas.com.br Email lider@liderbalancas.com.br			
CERTIFICADO DE CONFORMIDADE C-69980.R1/2022					
1) Informações do Cliente					
Nome ROCHABRASIL ENGENHARIA	CNPJ 10.588.153/0001-55	Contato			
Endereço R CORONEL JOSE PHILOMENO GOMES, 1047	Cidade FORTALEZA	UF CE			
2) Informações Técnicas da Balança					
Fabricante LÍDER	Modelo LD-1050	Nº de Série 91327	Identificação CC 30T 150825		
Etiqueta	Capacidade 30.000Kg	Resolução 5Kg	Localização PÁTIO - LÍDER		
3) Condições Ambientais					
Inicial	Temperatura 26,0 ±05°C	Umidade 40 ±3%	Pressão 969 ±2hPa		
Final	26,0 ±05°C	40 ±3%	969 ±2hPa		
Equipamento auxiliar TERMOBAROHIGRÔMETRO	Identificação TH-01	Massa específica do ar 1,12 Kg/m3 1,12 Kg/m3			
Certificado(s) / Validade(s) LV01248-00513-20-R0 / 05/01/2022 - LV01246-00727-20-R0 /					
4) Peso(s) padrão					
Identificação	Certificado	Validade			
40, 41, 42, 43, 44	M-1085.R1/2021	02/09/23			
C01, C02, C08, C09, C03, C04, C05, C06, C07, C10, C11, C12, C13, C14, C15, C16, C17, C18, C19, C20, C21, C22	H-1049.R1/2020 M-1049.R1/2020	30/11/22 30/11/22			
5) Ensaio de Excentricidade					
Vr.Carga	Vr.Erro Antes	Vr.Erro	Plataforma Não Aplicável		
0	0	0			
0	0	0			
0	0	0			
0	0	0			
0	0	0			
0	0	0			
0	0	0			
6) Resultados dos Ensaio					
Vr.Carga	Vr.Média Antes	Vr.Erro Antes	Vr.Média Depois	Vr.Erro	Incerteza
1 100Kg	0	0	100Kg	0Kg	±5Kg
2 500Kg	0	0	500Kg	0Kg	±5Kg
3 2.000Kg	0	0	2.000Kg	0Kg	±5Kg
4 4.000Kg	0	0	4.000Kg	0Kg	±5Kg
5 8.000Kg	0	0	8.000Kg	0Kg	±5Kg
6 10.000Kg	0	0	10.000Kg	0Kg	±5Kg
7) Responsabilidade pelo Certificado					
					
Inspeção PEDRO OTAVIO CAMPOS BRITO	Aprovação MARCOS RIBEIRO	Data de Ajuste 07/01/22	Data de Emissão 07/01/22		
8) Notas					
<p>1 - Este certificado é válido apenas para a balança calibrada. Uma cópia deste certificado é arquivada durante dois anos.</p> <p>2 - Este certificado só poderá ser utilizado para fins publicitários e/ou promocionais quando autorizado pela Líder Balanças.</p> <p>3 - A calibração foi realizada utilizando pesos-padrão de propriedade da Líder Balanças, rastreáveis ao Sistema Internacional de Unidades.</p> <p>4 - A incerteza expandida indicada é obtida através de uma incerteza padrão combinada, multiplicada por um fator de abrangência k, para uma probabilidade de abrangência de aproximadamente 95%.</p>					
Fim do Documento					
Página 1 de 1					

ANEXO B – CALIBRAÇÃO CONJUNTO HIDRÁULICO



Certificado de Calibração N° 2511

Emitente: Laboratório de Metrologia da Metrotech

Data da Emissão: 10/01/2023

Solicitante: ROCHABRASIL ENGENHARIA LTDA

Endereço do solicitante: Rua Coronel Jose Philomeno Gomes nº 1047 - Coco - Fortaleza - CE - CEP 60.190-075

Cliente: O MESMO

Endereço do cliente: o mesmo

Ordem de Serviço n°: 163/2022

Item Calibrado: Conjunto Hidráulico

DESCRIÇÃO DO ITEM

Bomba hidráulica	Indicador (Manômetro)
Marca: NÃO CONSTA	Marca: MTR
Modelo: GP8	Faixa nominal: (0 a 300) kgf/cm ²
N° de série: Não Consta	Valor de divisão: 2 kgf/cm ²
Identificação: B-02	Lote: NÃO CONSTA
	Identificação: BMM-01
	Tipo: ANALÓGICO

Cilindro hidráulico

Marca: Não Consta	Capacidade: Não Consta
Modelo: Não Consta	Identificação: P-02
N° de série: Não Consta	

PROCEDIMENTO

Calibração realizada conforme o procedimento interno PCM 012 rev. 00, baseado na norma NBR 8197. O padrão foi montado centrado em relação ao eixo de aplicação de força do cilindro hidráulico, simulando a sua condição normal de trabalho, sendo os valores referenciados no manômetro e lidos no padrão.

INFORMAÇÃO PERTINENTES À CALIBRAÇÃO

- Local da Calibração: Metrotech
- Data da Calibração: 02/01/2023
- Temperatura (°C): 26,0 a 26,0
- A incerteza expandida de medição relatada U é declarada como a incerteza padrão da medição multiplicada pelo fator de abrangência k, o qual, para uma distribuição t com V_{eff} graus de liberdade efetivos correspondentes a uma probabilidade de abrangência de aproximadamente 95,45%. A incerteza padrão de medição foi determinada de acordo com a publicação EA-4/02.
- VC : Valor Convencional.
- 1,0 tf = 1.000,0 kgf

Este certificado é válido exclusivamente para o equipamento calibrado nas condições desta ocasião, não sendo estendido a quaisquer outros lotes, mesmo que similares.
A reprodução deste documentos só poderá ser feita integralmente, sem nenhuma alteração.

F Robson A Sales Tecnologia - ME | Rua Paracatu,609, Parque Potira | Caucaia | CE | CEP: 61650-530 | Brasil | www.metrotechsm.com.br
tel: +55 (85) 98891-9903/(85) 99799-5446 | email: contato.metrotech@gmail.com | CNPJ: 26.065.616/0001-34



Certificado de Calibração N° 2511

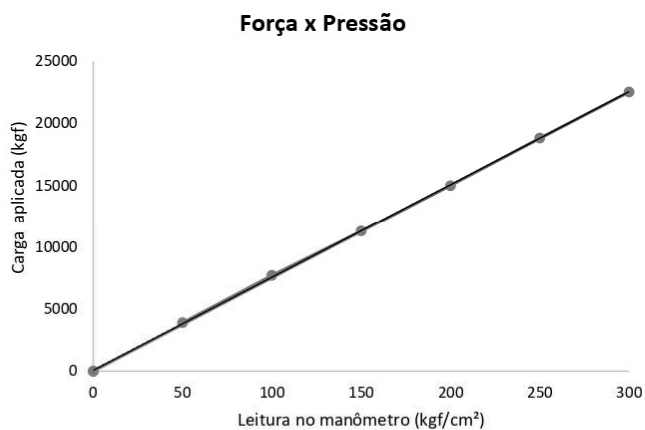
Emitente: Laboratório de Metrologia da Metrotech

Data da Emissão: 10/01/2023

Solicitante: ROCHABRASIL ENGENHARIA LTDA

RESULTADOS

Escala de Medição: 300			unidade: kgf/cm ²		Sentido: Compressão				
% do fundo de escala	Pressão indicada	resolução da escala	VC médio	erro relativo de repetibilidade	resolução relativa	Incerteza expandida de medição U	graus de liberdade efetivo	fator de abrangência	
%	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf	%	%	kgf	%	V _{eff}	k
17	50,0	0,50	3.915	0,52	1,00	38	0,97	>501	2,00
33	100,0	0,50	7.724	0,33	0,50	44	0,57	>501	2,00
50	150,0	0,50	11.299	0,18	0,33	44	0,39	>501	2,00
67	200,0	0,50	14.995	0,27	0,25	63	0,42	>501	2,00
83	250,0	0,50	18.829	0,11	0,20	53	0,28	>501	2,00
100	300,0	0,50	22.528	0,09	0,17	59	0,26	>501	2,00



onde:

y = força em kgf
x = leitura no manômetro em kgf/cm²

$$y = ax + b$$

Coefficiente	Linha reta
a	74,9347
b	75,8602

Para cálculo inverso $x = ay + b$

Coefficiente	Linha reta
a	0,0133
b	-0,9992235

Este certificado é válido exclusivamente para o equipamento calibrado nas condições desta ocasião, não sendo estendido a quaisquer outros lotes, mesmo que similares.
A reprodução deste documentos só poderá ser feita integralmente, sem nenhuma alteração.

F Robson A Sales Tecnologia - ME | Rua Paracatu,609, Parque Potira | Caucaia | CE | CEP: 61650-530 | Brasil | www.metrotechsm.com.br
tel: +55 (85) 98891-9903/(85) 99799-5446 | email: contato.metrotech@gmail.com | CNPJ: 26.065.616/0001-34



Certificado de Calibração Nº 2511

Emitente: Laboratório de Metrologia da Metrotech

Data da Emissão: 10/01/2023

Solicitante: ROCHABRASIL ENGENHARIA LTDA

PADRÕES UTILIZADOS NA CALIBRAÇÃO

- Célula de Carga de 100 tf - NS 13310736 / MT - 013

Rastreado a RBC pelo Certificado SENAI nº 1203260

Classe 1 - Conforme ISO 376

Validade: 28/08/2024

- Termigrômetro - MT -11

Rastreado a RBC pelo Certificado Life nº 23168

Validade: 27/09/2024

FRANCISCO
ROBSON ALENCAR
SALES:01822747309

Assinado de forma digital por
FRANCISCO ROBSON ALENCAR
SALES:01822747309
Dados: 2023.01.10 22:06:27 -03'00'

Francisco Robson Alencar Sales
Diretor - Metrotech

Este certificado é válido exclusivamente para o equipamento calibrado nas condições desta ocasião, não sendo estendido a quaisquer outros lotes, mesmo que similares.
A reprodução deste documentos só poderá ser feita integralmente, sem nenhuma alteração.

F Robson A Sales Tecnologia - ME | Rua Paracatu, 609, Parque Potira | Caucaia | CE | CEP: 61650-530 | Brasil | www.metrotechsm.com.br
tel: +55 (85) 98891-9903/(85) 99799-5446 | email: contato.metrotech@gmail.com | CNPJ: 26.065.616/0001-34