



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

**BRUNA LETÍCIA DA SILVA LEMOS**

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES DIRETAS SOBRE  
CAMADA SUPORTE DE BLOCOS DE ROCHA COMPACTADOS**

**FORTALEZA**

**2024**

BRUNA LETÍCIA DA SILVA LEMOS

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES DIRETAS SOBRE  
CAMADA SUPORTE DE BLOCOS DE ROCHA COMPACTADOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, do Centro de Tecnologia, da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre. Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto.

FORTALEZA

2024

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)

---

L576a Lemos, Bruna Letícia da Silva.  
Avaliação da capacidade de carga de fundações diretas sobre camada suporte de blocos de rocha compactados / Bruna Letícia da Silva Lemos. – 2024.  
87 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2024.  
Orientação: Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto.

1. Capacidade de carga. 2. Classificação geomecânica. 3. Ensaio de placa. 4. Análise tridimensional. 5. Fundações superficiais. I. Título.

CDD 624.15

---

BRUNA LETÍCIA DA SILVA LEMOS

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES DIRETAS SOBRE  
CAMADA SUPORTE DE BLOCOS DE ROCHA COMPACTADOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, do Centro de Tecnologia, da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre. Área de concentração: Geotecnia

Aprovada em: 25/11/2024.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof.<sup>a</sup> Dra. Mariana Vella Silveira  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante  
Universidade Federal do Sergipe (UFS)

Dedico este trabalho a Deus.

## AGRADECIMENTOS

Esta conquista só foi possível graças a Deus, que me deu forças nos momentos necessários e me guiou durante toda a caminhada. Espírito Santo, sinto-me abençoada por ter sua doce presença em cada passo desta jornada!

Aos meus pais, Edimaria e Clóvis, pelas valiosas lições, pela confiança depositada em mim e por me permitirem trilhar o meu próprio caminho. Um agradecimento especial ao meu pai, que nunca mediu esforços para que eu me tornasse engenheira. Amo vocês!

Aos meus irmãos, principalmente ao meu irmão, Francisco, por estar sempre ao meu lado, e aos demais familiares, pelo amor, carinho e cuidado.

À “Tia” Regina, que me acolheu e foi como uma mãe para mim durante o meu tempo em Fortaleza.

À Lorena, por me informar sobre a seleção do mestrado, e à Adila, que conheci durante o mestrado e se manteve uma amiga fiel e genuína ao longo do curso.

Aos professores da Pós-Graduação, Alfran, Anderson, Chagas e Silvrano, pelo apoio e orientação durante as aulas on-line, as quais, infelizmente, não pude acompanhar presencialmente nos primeiros meses do mestrado devido aos efeitos da pandemia.

Ao professor Chagas, pela prontidão em aceitar ser meu orientador no início do mestrado, pelo apoio, disponibilidade e valiosas contribuições durante essa etapa.

Ao meu orientador, Silvrano, pela confiança, pela paciência ao longo do processo e pelas correções cuidadosas que contribuíram significativamente para a qualidade desta pesquisa. Sua orientação foi essencial para minha evolução acadêmica.

À equipe do LMSP – Roberto, Anselmo e Francisco – pela assistência prestada ao longo de todo o processo de ensaio. Um agradecimento à Fabíola, cujo apoio foi crucial para a realização deste trabalho.

À empresa WR Engenharia, pelo suporte durante o ensaio, com destaque ao Coronel Magela. Meu reconhecimento ao Departamento de Geologia, representado por César Veríssimo, e ao Laboratório de Materiais, cujas contribuições foram essenciais para o desenvolvimento deste estudo.

À Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico (FUNCAP) pelo apoio financeiro, e à Universidade Federal do Ceará, pela concessão das licenças dos *softwares* RS2 e RS3, da Rocscience.

Aos professores Mariana e Erinaldo, que integraram a comissão de defesa desta dissertação, contribuindo com críticas construtivas e sugestões para a melhoria deste trabalho.

Manifesto também apreço àqueles que, embora não mencionados diretamente, contribuíram de alguma forma.

“Sabemos que todas as coisas cooperam para o bem daqueles que amam a Deus, daqueles que são chamados segundo o seu propósito” (Romanos 8:28).

## RESUMO

A utilização de camadas de blocos de rocha compactados para assentamento de fundações superficiais pode se dar quando houver a necessidade da substituição de um material por outro de melhor qualidade visando à elevação da capacidade de carga dos sistemas solo-fundação. Em virtude das características dos blocos de rocha, a definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do material a partir de ensaios de campo ou laboratório, torna-se dispendiosa, ou mesmo inviável. No presente trabalho é apresentada a avaliação da capacidade de carga de uma camada de blocos de rocha compactados, cujos parâmetros de resistência ao cisalhamento foram obtidos a partir do emprego do sistema de classificação geomecânica – Índice de Resistência Geológica (GSI) –, permitindo a estimativa da capacidade de carga do sistema solo-fundação pelo uso de métodos teóricos consagrados. A avaliação do comportamento do material rochoso foi feita a partir da realização de ensaio de placa, complementada com simulações numéricas que buscaram descrever o comportamento tensão-deformação do material, utilizando-se uma análise tridimensional. As simulações foram realizadas por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), com auxílio dos *softwares* RS2 e RS3, da empresa Rocscience. Os resultados obtidos indicaram que a hipótese da consideração da camada de blocos rochosos compactados como um maciço rochoso levou a uma capacidade de carga compatível com aquela obtida no ensaio de placa realizado. Além disto, os parâmetros geotécnicos do material resultantes da retroanálise dos resultados do ensaio de campo foram compatíveis com aqueles obtidos na aplicação do sistema GSI. Com base na análise tridimensional, observou-se que a camada de blocos de rochas compactados atende aos requisitos do projeto, validando a técnica de melhoria do terreno. Portanto, o emprego dos sistemas de classificação geomecânica apresenta-se como uma metodologia viável a ser empregada no projeto de fundações rasas assentes sobre camadas de blocos rochosos. Este trabalho fornece uma base técnica para o uso dessa solução geotécnica, promovendo maior segurança nos projetos.

**Palavras-chave:** capacidade de carga; classificação geomecânica; ensaio de placa; análise tridimensional; fundações superficiais.

## ABSTRACT

Compacted rock block layers can be employed for the installation of shallow foundations when a material needs to be replaced with a better quality to increase the load-bearing capacity of the soil-foundation system. Due to the characteristics of the rock blocks, determining the material's shear strength parameters through field or laboratory testing becomes costly or even unfeasible. This study evaluates the load-bearing capacity of a compacted rock block layer, whose shear strength parameters were obtained using the GSI (Geological Strength Index) geomechanical classification system. This allowed for the estimation of the load-bearing capacity of the soil-foundation system using well-established theoretical methods. The behavior of the rock material was assessed through a plate load test, supplemented by numerical simulations aimed at describing the material's stress-strain behavior using three-dimensional analysis. The simulations were conducted using the Finite Element Method (FEM) with the assistance of RS2 and RS3 software by Rocscience. The results indicated that assuming the compacted rock block layer as a rock mass resulted in a load-bearing capacity consistent with that obtained in the plate load test. Additionally, the geotechnical parameters of the material derived from the back-analysis of the field test results were compatible with those obtained through the GSI system. Based on the three-dimensional analysis, it was observed that the compacted rock block layer meets the project requirements, thereby validating the ground improvement technique. Therefore, the use of geomechanical classification systems proves to be a viable methodology for designing shallow foundations on layers of rock blocks. This work provides a technical foundation for utilizing this geotechnical solution, promoting greater safety in engineering designs.

**Keywords:** Load-bearing capacity; Geomechanical classification; Plate load test; Three-dimensional analysis; Shallow foundations.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	– Ábaco para maciço rochoso fraturado .....	24
Figura 2	– O efeito escala da rocha intacta e do maciço rochoso .....	25
Figura 3	– Os efeitos de perturbação destacados antes e depois do processo de escavação do talude .....	28
Figura 4	– Ajuste da envoltória de Mohr-Coulomb ao critério de ruptura de Hoek-Brown Generalizado .....	29
Figura 5	– Os modelos tensão-deformação para rocha intacta e maciço rochoso.....	31
Figura 6	– As principais relações do módulo de deformação para maciço rochoso .....	32
Figura 7	– O modelo de ruptura de Terzaghi .....	34
Figura 8	– Diagrama esquemático do maciço fraturado e do plano de ruptura .....	36
Figura 9	– A fissuração embaixo da fundação .....	36
Figura 10	– Fundação apoiada sobre um maciço rochoso .....	37
Figura 11	– Fluxograma dos procedimentos metodológicos adotados .....	41
Figura 12	– Compactação final da mistura de blocos de rocha e concreto ciclópico com o uso de rolo liso vibratório .....	45
Figura 13	– Corpos de prova confeccionados no Laboratório de Geotécnica e Prospecção da UFC.....	46
Figura 14	– Equipamento de compressão simples utilizado no LMCC/UFC .....	48
Figura 15	– Distribuição granulométrica do solo.....	49
Figura 16	– Ensaio triaxial CIU realizado no LMSP da UFC.....	50
Figura 17	– A envoltória de ruptura para a tensão total .....	51
Figura 18	– A envoltória de ruptura em termos de tensão efetiva .....	51
Figura 19	– A placa circular metálica utilizada no ensaio de carga com deflectômetros posicionados.....	52
Figura 20	– Malha de elementos finitos e condições de contorno empregadas na modelagem numérica com o <i>software</i> RS2 .....	54
Figura 21	– Ilustração das condições de contorno aplicadas no modelo, com restrições de movimento na base e nas laterais .....	55
Figura 22	– Representação esquemática da malha de elementos finitos.....	56
Figura 23	– Curva pressão x recalque do ensaio de placa e a extrapolação de Van der Veen (1953) .....	61

Figura 24 – Comparação das curvas pressão x recalque obtidas no ensaio de placa e na retroanálise.....	62
Figura 25 – Comparação das curvas da prova de carga, extrapolação de Van der Veen (1953) e numérica, mostrando a tensão de ruptura em função do recalque.....	64
Figura 26 – Comparação os valores obtidos para a capacidade de carga dos sistema solo-fundação.....	65
Figura 27 – Gráfico de pressão vs. deslocamento vertical obtido a partir da extrapolação numérica.....	66
Figura 28 – Propagação do bulbo de tensões gerado pela pressão aplicada sobre a fundação, destacando áreas de maior concentração de tensões em tons de azul.....	67
Figura 29 – Distribuição de tensões sob a sapata com pressão de 3.000 kPa, com a área vermelha indicando zonas de maior tensão e deformação plástica.....	68
Figura 30 – Comparação da capacidade de carga da sapata real pelos métodos analíticos	69

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– Classificação de parâmetros RQD .....	20
Tabela 2	– Os critérios e suas aplicações para cada tipo de material .....	26
Tabela 3	– As sapatas conforme a sua forma geométrica.....	33
Tabela 4	– Fatores de segurança para fundações superficiais .....	38
Tabela 5	– Dados das sondagens realizadas .....	42
Tabela 6	– Resultados das análises dos índices físicos do material rochoso .....	47
Tabela 7	– Características geotécnicas do solo e seus respectivos valores .....	49
Tabela 8	– Resume as médias dos parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios triaxiais CIU.....	51
Tabela 9	– Resultados dos ensaios de compressão simples dos corpos de prova.....	59
Tabela 10	– Os resultados do ensaio de placa “ <i>in situ</i> ” (carregamento lento) .....	60
Tabela 11	– Os parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos na retroanálise do ensaio de carga em placa .....	62

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AA	Absorção de água
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CIU	Adensado Isotrópico Não Drenado
CPT	Teste de Penetração de Cone
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FS	Fatores de segurança
GSI	Índice de Resistência Geológica
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering</i>
Ja	Índice de Alteração das Paredes das Descontinuidades
Jn	Índice de Influência do Número de Famílias das Descontinuidades
Jr	Índice de Influência da Rugosidade das Paredes
Jv	Fator de Contagem Volumétrica das Descontinuidades
Jw	Índice de Influência da Pressão da Água Subterrânea
LMCC	Laboratório de Materiais da Construção Civil
LMSP	Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentos
MEF	Método dos Elementos Finitos
Q	Qualidade do Maciço Rochoso
RBF	Função de base radial
RMI	Índice do Maciço Rochoso
RMR	Classificação do Maciço Rochoso
RNAs	Redes neurais artificiais
RQD	Designação da Qualidade da Rocha
SC	Areia Argilosa
SM	Sondagens mistas
SPT	Teste Padrão de Penetração
SRF	Fator de Redução de Tensão
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFC	Universidade Federal do Ceará
UTM	Universal Transversa de Mercator

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	15
<b>1.1</b>	<b>Motivação da pesquisa</b> .....	15
<b>1.2</b>	<b>Objetivos</b> .....	17
<i>1.2.1</i>	<i>Objetivo geral</i> .....	17
<i>1.2.2</i>	<i>Objetivos específicos</i> .....	17
<b>1.3</b>	<b>Estrutura da dissertação</b> .....	18
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	19
<b>2.1</b>	<b>Sistemas de classificação do maciço rochoso</b> .....	19
<i>2.1.1</i>	<i>Classificação do Maciço Rochoso (RMR)</i> .....	20
<i>2.1.2</i>	<i>Qualidade do Maciço Rochoso (Q)</i> .....	21
<i>2.1.3</i>	<i>Correlação entre RMR e Q</i> .....	22
<i>2.1.4</i>	<i>Índice de Resistência Geológica (GSI)</i> .....	23
<b>2.2</b>	<b>Resistência dos maciços rochosos</b> .....	25
<b>2.3</b>	<b>Modelo de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) para a resistência em maciços rochosos fraturados</b> .....	26
<i>2.3.1</i>	<i>Correspondência entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) e Mohr-Coulomb</i> .....	29
<b>2.4</b>	<b>Deformabilidade dos maciços rochosos</b> .....	30
<b>2.5</b>	<b>Fundações diretas</b> .....	33
<i>2.5.1</i>	<i>Análise da capacidade de carga por métodos teóricos</i> .....	35
<i>2.5.2</i>	<i>Avaliação da capacidade de carga em maciço rochoso fraturado</i> .....	35
<i>2.5.3</i>	<i>Estimativa da capacidade de carga via ensaio de placa</i> .....	38
<b>2.6</b>	<b>Simulações numéricas em fundações superficiais</b> .....	38
<b>2.7</b>	<b>Técnicas de melhoria em terrenos de fundações rasas</b> .....	39
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	41
<b>3.1</b>	<b>Introdução</b> .....	41
<b>3.2</b>	<b>Descrição do estudo de caso</b> .....	42
<b>3.3</b>	<b>Classificação geomecânica</b> .....	45
<b>3.4</b>	<b>Ensaio no material rochoso</b> .....	46
<b>3.5</b>	<b>Ensaio no terreno natural</b> .....	48
<i>3.5.1</i>	<i>Ensaio de compressão triaxial</i> .....	49
<b>3.6</b>	<b>Prova de carga estática</b> .....	52

3.7	<b>Retroanálise do ensaio de placa</b> .....	53
3.8	<b>Análise tensão x deformação da sapata</b> .....	54
3.9	<b>Estimativas da capacidade de carga</b> .....	56
4	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	58
4.1	<b>Previsão dos parâmetros de resistência via classificação geomecânica</b> .....	58
4.1.1	<i>Ensaio de bloco de rocha</i> .....	59
4.2	<b>Prova de carga sobre placa</b> .....	59
4.2.1	<i>Retroanálise do ensaio de placa</i> .....	61
4.3	<b>Avaliação da capacidade de carga da camada de blocos de rocha compactada</b>	63
4.4	<b>Análise tridimensional de uma sapata</b> .....	65
5	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS</b> .....	70
5.1	<b>Conclusões</b> .....	70
5.2	<b>Sugestões para pesquisas futuras</b> .....	71
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	72
	<b>ANEXO A – CROQUI DE LOCAÇÃO DAS SONDAGEM MISTAS NO RESIDENCIAL BRISAS DO PARQUE, FORTALEZA/CE</b> .....	83
	<b>ANEXO B – SONDAGEM MISTA (SM-1) NO RESIDENCIAL BRISAS DO PARQUE, FORTALEZA/CE</b> .....	84
	<b>ANEXO C – SONDAGEM MISTA (SM-2) NO RESIDENCIAL BRISAS DO PARQUE, FORTALEZA/CE</b> .....	86
	<b>ANEXO D – SONDAGEM MISTA (SM-3) NO RESIDENCIAL BRISAS DO PARQUE, FORTALEZA/CE</b> .....	87

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Motivação da pesquisa

A escolha entre fundações superficiais e profundas está diretamente relacionada à capacidade de suporte do solo em diferentes profundidades. Quando os solos a pequenas profundidades apresentam uma boa capacidade de suporte, as fundações diretas tornam-se a solução mais indicada (Silva, 2023; Teixeira; Godoy, 1998). Caso contrário, faz-se necessário recorrer a fundações profundas ou à realização de melhoria nas propriedades geotécnicas dos solos constituintes das camadas mais superficiais (Freitas, 2016; Pereira, 2018). No que se refere ao melhoramento dos solos, várias técnicas podem ser adotadas, podendo-se citar a substituição do material existente por solo-cimento, solo compactado ou outro material, de forma que o material empregado apresente melhores características mecânicas.

O solo-cimento, por exemplo, pode ser um método eficiente, pois a adição de um ligante ao solo tende a aumentar significativamente o intercepto coesivo da resistência ao cisalhamento do material. Esse efeito decorre da mistura de solo com cimento, seguida de compactação, resultando em um aumento das propriedades mecânicas (Oliveira, 2011; Oliveira, 2018; Ricarte, 2021). Segundo Chagas, Moura e Carneiro (2019), a compactação aprimora as propriedades geotécnicas do solo mediante a aplicação de uma energia mecânica, aumentando, consequentemente, a resistência ao cisalhamento, reduzindo as suas permeabilidade e compressibilidade. Todavia, ambos os métodos citados exigem estudos preliminares detalhados, incluindo a escolha adequada do material de jazida, ensaios de compactação e, no caso do solo-cimento, a dosagem correta da mistura, o que evidencia a dificuldade na aplicação dessas técnicas.

Uma alternativa às técnicas mencionadas anteriormente em projetos de fundação superficial consiste na substituição dos solos de menor resistência ao cisalhamento e maior deformabilidade por um material formado por camadas de blocos de rocha compactados. Assim, acredita-se que esse método possa fornecer uma camada com elevada resistência ao cisalhamento e baixa deformabilidade, características adequadas para o assentamento de fundações rasas.

Para avaliar a capacidade de carga de solos compactados ou cimentados, podem ser realizados ensaios laboratoriais para a definição do intercepto coesivo e da parcela de atrito da sua resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb, ou a partir de resultados de ensaios de campo, podendo-se citar os ensaios de Teste Padrão de Penetração (SPT) e de Teste de

Penetração de Cone (CPT) (Cintra; Aoki; Albiero, 2011; Velloso; Lopes, 2011). Entretanto, em função da natureza e dimensões dos blocos de rocha, a determinação dos seus parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio de ensaios de campo ou laboratório é desafiadora, pois alternativas como os ensaios SPT e CPT são inviáveis em materiais rochosos, pela condição de impenetrabilidade imposta pelo material, e os equipamentos de laboratório necessários à realização de ensaios em grande escala, são de difícil disponibilidade e muito dispendiosos.

Devido à ausência de métodos estabelecidos para determinar a capacidade de carga de terrenos formados por camadas de blocos de rocha compactados, pode-se assumir que tal material, formado por uma combinação de pedra rachão e concreto ciclópico, assemelha-se a um maciço rochoso muito fraturado. Segundo Hoek e Marinos (2000), um maciço desse tipo apresenta um grande número de famílias de descontinuidades aleatoriamente distribuídas, com presença de preenchimento compacto e com fragmentos angulares. Nestas condições, os parâmetros de resistência ao cisalhamento e as propriedades de deformabilidade dos materiais podem ser estimadas a partir da aplicação dos conceitos dos sistemas de classificação geomecânica existentes na área de Mecânica das Rochas, podendo-se citar, por exemplo, o Sistema de Índice de Resistência Geológica (GSI) proposto por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), e do conhecimento das propriedades da rocha intacta constituinte do material.

Assim sendo, no presente trabalho é apresentada a avaliação da capacidade de carga de uma camada de blocos de rocha compactados, cujos parâmetros de resistência ao cisalhamento foram obtidos a partir do emprego do sistema de classificação geomecânica GSI, permitindo a estimativa da capacidade de carga do sistema solo-fundação pelo uso de métodos teóricos consagrados (Brinch Hansen, 1961; Meyerhof, 1963; Vésic, 1975). A avaliação do comportamento do material rochoso foi feita a partir da realização de ensaio de placa e de uma retroanálise numérica dos seus resultados, visando à validação da metodologia empregada para estimativa da capacidade de carga do sistema solo-fundação do terreno formado por blocos de rocha compactados. Após a definição das propriedades dos materiais e sua validação, foi possível determinar a capacidade de carga de uma fundação superficial no Residencial Brisas do Parque, em Fortaleza, Ceará, tendo sido realizada também uma simulação numérica tridimensional do seu comportamento tensão x deformação para a avaliação dos recalques nas cargas de serviço.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo geral

A finalidade deste estudo é avaliar uma nova metodologia para melhoria da capacidade de carga por meio da implementação de uma camada formada por blocos de rocha compactada.

### 1.2.2 Objetivos específicos

A seguir, estão descritos os objetivos específicos deste trabalho:

- Avaliar o efeito no melhoramento da capacidade de carga de fundações rasas implantadas sobre camadas granulares formadas pela compactação de blocos de rocha em termos de aumento na tensão efetiva e diminuição dos recalques resultantes.
- Definição de propriedades geomecânicas de camadas granulares formadas a partir da compactação de blocos de rocha, executadas visando o melhoramento das características dos terrenos de fundação.
- Realização de ensaios de campo para avaliação do comportamento geomecânico dos terrenos de fundação após a implantação de camadas granulares formadas por blocos de rocha.
- Realização de ensaios laboratoriais, como o ensaio triaxial CIU, visando a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.
- Realização de simulações numéricas para a definição do comportamento tensão-deformação dos terrenos de fundação após a implantação de camadas granulares formadas por blocos de rocha para diferentes configurações de carregamentos aplicadas por fundações diretas do tipo sapata;
- Avaliação da capacidade de carga da sapata por meio do *software* GEO5, com base nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos na retroanálise do ensaio de placa.

### 1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está organizada em cinco capítulos, cada um dedicado a aspectos fundamentais para a compreensão e o desenvolvimento do estudo sobre o aumento da capacidade de carga de fundações diretas por meio da utilização de camadas de blocos de rocha compactados. A seguir, apresentam-se breves resumos de cada capítulo:

- Capítulo 1 – Introdução: contextualiza o tema do estudo, destacando a motivação da pesquisa, o objetivo geral e os específicos, e a estrutura do trabalho.
- Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: este capítulo aborda os principais sistemas de classificação de maciços rochosos, como a Classificação do Maciço Rochoso (RMR), a Qualidade do Maciço Rochoso (Q) e o GSI, incluindo suas correlações e limitações. Ademais, explora os conceitos de resistência e deformabilidade dos maciços rochosos, os métodos teóricos para a avaliação da capacidade de carga e as técnicas de melhoria de terrenos de fundação. Por fim, discute a aplicação de simulações numéricas em fundações superficiais.
- Capítulo 3 – Materiais e Métodos: neste capítulo, são detalhados o estudo de caso, as condições do terreno e os materiais utilizados, como os blocos de rocha compactados. São descritos os ensaios realizados, incluindo ensaios “*in situ*” (prova de carga) e laboratoriais (ensaios triaxiais), bem como as modelagens numéricas conduzidas com os *softwares* RS2 e RS3. A metodologia é apresentada desde a coleta de dados até as análises tridimensionais.
- Capítulo 4 – Resultados e Discussões: neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios e das simulações numéricas, com ênfase nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, capacidade de carga e o comportamento tensão vs. deformação do sistema solo-fundação.
- Capítulo 5 – Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras: sintetiza as principais conclusões da pesquisa e propõe direções para trabalhos futuros, com foco em aprimorar as técnicas de melhoramento de terrenos e na aplicação de ferramentas numéricas para a análise de fundações rasas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda os aspectos mais relevantes relacionados ao tema, a fim de solidificar o referencial teórico. A revisão bibliográfica é fundamental nas etapas iniciais do estudo, pois garante uma compreensão dos assuntos e estabelece o quadro teórico necessário para as fases subsequentes, como a metodologia de pesquisa, a análise de resultados e as conclusões finais.

### 2.1 Sistemas de classificação do maciço rochoso

A mecânica das rochas, segundo a *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering* (ISRM, c2024), é o estudo do comportamento dos maciços rochosos, aplicando a teoria e prática para projetar e operar estruturas em ambientes rochosos, essenciais para as engenharias civil, petrolífera e de mineração.

Nesse contexto, embora as propriedades tanto da rocha intacta quanto do maciço rochoso sejam importantes, alguns autores consideram que a resistência de um maciço rochoso depende mais das descontinuidades (como fissuras e falhas) do que da resistência da própria rocha intacta. Assim, as principais características dos maciços são organizadas em categorias conforme suas condições, utilizando-se classificações geomecânicas para avaliar e compreender sua resistência e comportamento.

Segundo Terzaghi (1946), o primeiro sistema de classificação em mecânica das rochas foi desenvolvido para túneis com suportes de arcos metálicos, abordando os projetos de escavação em rocha sob três enfoques: analítico, observacional e empírico.

Segundo Bieniawski (1989), a classificação de maciço rochoso foi estruturada para organizar os levantamentos “*in situ*” e fornecer o apoio necessário aos projetos. Com desenvolvimento e a atualização dos sistemas, surgiram novas aplicações, que se destacam por suas diversas utilizações:

- Designação da Qualidade da Rocha (RQD) – Deere (1968);
- Classificação do Maciço Rochoso (RMR) – Bieniawski (1973);
- Qualidade do Maciço Rochoso (Q) – Barton, Lien e Lunde (1974);
- Índice de Resistência Geológica (GSI) – Hoek (1994);
- Índice do Maciço Rochoso (RMI) – Palmström (1995).

Diversas classificações foram desenvolvidas para cobrir diferentes características geológicas dos maciços rochosos. Entre elas, destacam-se o índice RMR, definido por

Bieniawski (1973, 1976, 1989), e o sistema Q, de Barton, Lien e Lunde (1974), ambos amplamente empregados em projetos de engenharia para estimar a qualidade dos maciços.

### 2.1.1 Classificação do Maciço Rochoso (RMR)

O sistema de Classificação do Maciço Rochoso (RMR), proposto por Bieniawski (1973), introduziu uma nova forma de categorização dos maciços rochosos, adequada para projetos envolvendo túneis e taludes. O RMR avalia a qualidade do maciço com base em parâmetros como: resistência da rocha intacta, resistência das descontinuidades, orientação das descontinuidades, densidade de zoneamento, impactos da água subterrânea e tensões em torno da escavação. Esse índice é calculado pela soma dos pesos atribuídos a esses critérios, totalizando até 100 pontos, conforme ilustrado na Equação 1.

$$\text{RMR} = \sum (\text{pesos dos parâmetros}) \quad (1)$$

A calibração do sistema RMR foi baseada em túneis de alta qualidade, ignorando as condições de tensão “*in situ*”. Conseqüentemente, sua aplicação possui limitações em maciços rochosos de baixa resistência, nos quais as propriedades mecânicas são afetadas pela tensão. Por esse motivo, o método é considerado conservador na mineração, uma vez que originalmente desenvolvido para a engenharia civil (Hoek; Brown, 1980).

O índice RQD foi introduzido por Deere *et al.* (1967) como uma medida quantitativa da qualidade do maciço rochoso, com base nos testemunhos provenientes de sondagens rotativas. Esse índice é calculado como a porcentagem de segmentos intactos do testemunho com comprimento superior a 100 mm, em relação ao comprimento total do testemunho (inferior a 2 m). A classificação detalhada dos parâmetros encontra-se na Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação de parâmetros RQD

RQD	Qualidade do maciço rochoso
0 – 25%	Muito Fraco
25 – 50%	Fraco
50 – 75%	Razoável
75 – 90%	Bom
90 – 100%	Excelente

Fonte: adaptada de Barton, Lien e Lunde (1974).

De acordo com Hoek (1994), embora o RQD seja um parâmetro relevante, sua avaliação isolada é insuficiente, pois ele não considera fatores importantes, como a orientação

das descontinuidades, o estado de tensão, entre outros. A definição matemática do índice é apresentada na Equação 2:

$$\text{RQD (\%)} = \frac{\sum l_i (> 100 \text{ mm})}{L} \times 100 \quad (2)$$

Onde:

$\sum l_i$ : soma dos comprimentos dos segmentos intactos do testemunho;

L: comprimento total da amostra.

Quando não há amostras de sondagem rotativa disponíveis, o RQD pode ser estimado diretamente em campo, por meio da identificação das descontinuidades em afloramentos rochosos ou escavações, ou ainda com base no índice de volume de juntas ( $J_v$ ). Esse método, proposto por Palmström (1982), fundamenta-se na Equação 3:

$$\text{RQD} = 115 - 3,3 J_v \quad (3)$$

Onde:

$J_v$ : índice de volume de juntas, calculado com base no espaçamento médio entre os sistemas de descontinuidades observados no maciço rochoso.

### **2.1.2 Qualidade do Maciço Rochoso (Q)**

O sistema de Qualidade do Maciço Rochoso (Q), desenvolvido por Barton, Lien e Lunde (1974), baseia-se em extensas observações de escavações subterrâneas e caracteriza o maciço rochoso por meio de seis parâmetros: RQD,  $J_n$ ,  $J_r$ ,  $J_a$ ,  $J_w$  e SRF, conforme exposto na Equação 4.

$$Q = \left( \frac{\text{RQD}}{J_n} \right) \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \left( \frac{J_w}{\text{SRF}} \right) \quad (4)$$

Onde:

RQD: designação de qualidade da rocha;

$J_n$ : índice de influência do número de famílias das descontinuidades;

Jr: índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades;  
 Ja: índice de alteração das paredes das descontinuidades;  
 Jw: padrão de influência da pressão da água subterrânea;  
 SRF: fator de redução das tensões no maciço.

Segundo Assis (2013), ao se detalhar o comportamento da massa rochosa, três fatores relevantes devem ser considerados: o tamanho do bloco, representado pela relação (RQD/Jn); a resistência ao cisalhamento entre os segmentos, expressa pela relação (Jr/Ja); e as tensões efetivas, descritas pela relação (Jw/SRF).

Conforme Hoek e Brown (1980), o índice Q não considera os efeitos da orientação das descontinuidades ou a resistência da rocha intacta. Em vez disso, concentra-se nas famílias de descontinuidades mais desfavoráveis, tais como a rugosidade e a alteração das paredes. Do ponto de vista da mineração, esse sistema é recomendado por fornecer uma descrição abrangente do maciço rochoso e por ser aplicável a escavações subterrâneas em diferentes profundidades.

### **2.1.3 Correlação entre RMR e Q**

De acordo com Bieniawski (1976), a correlação entre RMR e Q foi proposta após analisar 111 casos de túneis em diferentes regiões do mundo, incluindo Escandinávia, África do Sul, Canadá, Austrália e Europa. Essa relação permite estimar o valor de RMR a partir do Q, facilitando uma análise integrada das propriedades dos maciços rochosos em distintos contextos geológicos, conforme expresso na Equação 5.

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44 \quad (5)$$

Para túneis em minas, Abad *et al.* (1983) avaliaram 187 minas de carvão na Espanha, propondo a Equação 6 como uma adaptação do sistema RMR às características geomecânicas específicas de mineração.

$$\text{RMR} = 10,5 \ln Q + 42 \quad (6)$$

Cada uma dessas correlações leva em conta as condições particulares dos maciços rochosos e o tipo de aplicação, seja em túneis, minas ou outros projetos. Na prática, essas relações entre RMR e Q possibilitam a avaliação dos atributos da massa rochosa mesmo quando apenas um dos sistemas de classificação (RMR ou Q) foi utilizado, funcionando de maneira indireta para investigar os aspectos do maciço.

### 2.1.4 Índice de Resistência Geológica (GSI)

Hoek (1994) desenvolveu o Índice de Resistência Geológica (GSI) para avaliar a qualidade de maciços rochosos com fundamento em suas características estruturais. O GSI é empregado na caracterização mecânica do maciço, pois elimina variáveis externas e permite ajustes nos índices de classificação geomecânica, como o RMR e o Q, para melhorar a análise da integridade do maciço rochoso.

O índice GSI é calculado em função do RMR, mas considerando o maciço seco e sem correção em razão da orientação das descontinuidades, visto que a pressão da água e orientação das descontinuidades são levadas em conta no projeto. Essa relação é apresentada nas Equações 7 e 8.

$$\text{RMR}_{76} > 18:$$

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{76} \quad (7)$$

$$\text{RMR}_{89} > 23:$$

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{89} - 5 \quad (8)$$

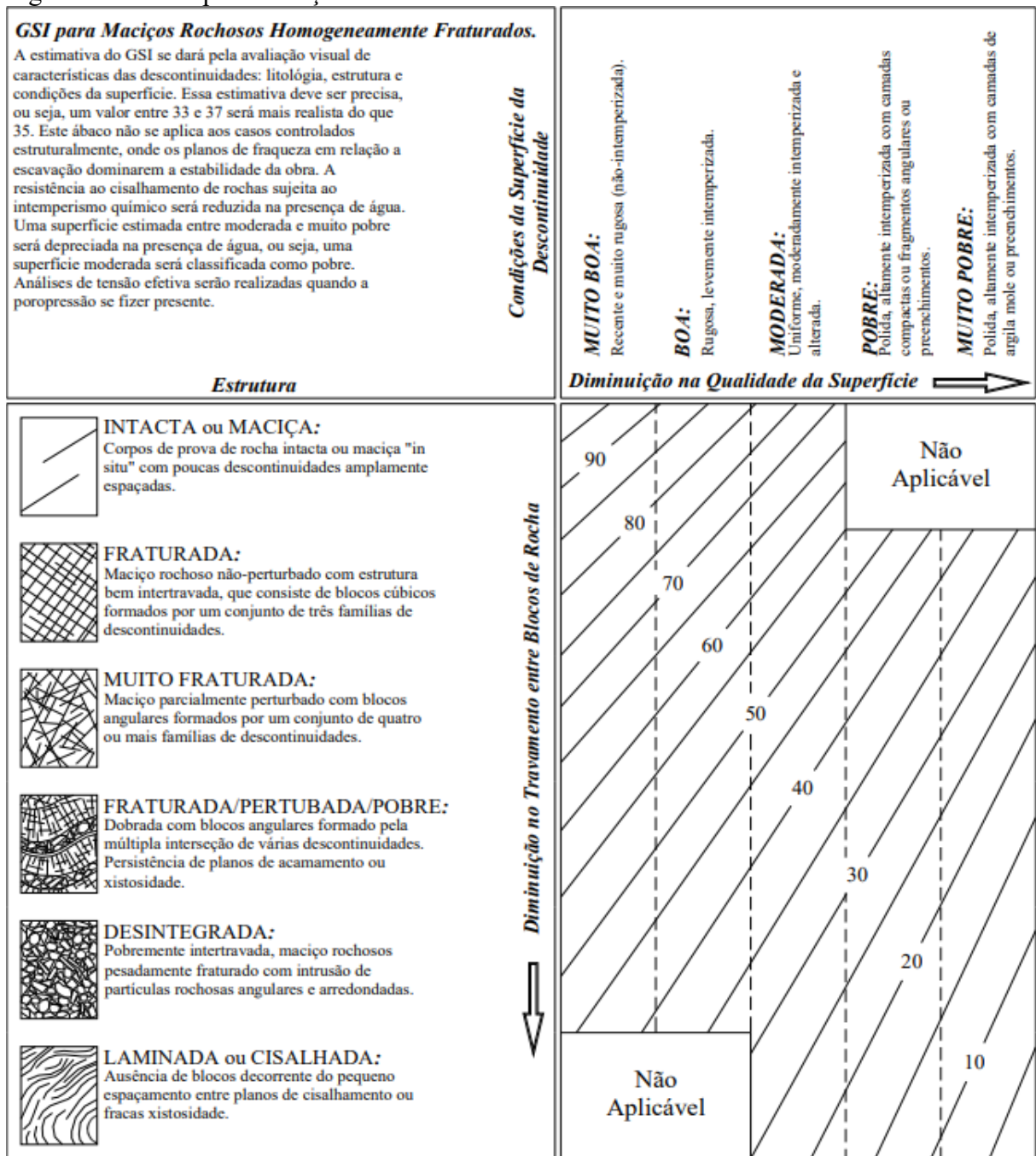
Quando o valor de  $\text{RMR}_{76} < 18$  ou  $\text{RMR}_{89} < 23$ , recomenda-se o uso do sistema Q. Nesses casos, a parcela  $\left(\frac{J_w}{\text{SRF}}\right)$  deve ser desconsiderada na determinação do critério de ruptura, uma vez que esses fatores já serão contemplados no projeto. Assim, aplica-se a Equação 9:

$$Q = \left(\frac{\text{RQD}}{J_n}\right) \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \rightarrow \text{GSI} = 9 \ln Q' + 44 \quad (9)$$

Atualmente, o valor de GSI é determinado com base em ábacos construídos a partir de avaliações visuais das condições do maciço, sendo aplicado principalmente na estimativa da resistência de rochas duras a quebradiças. As versões anteriores do método incluem os estudos

de Hoek e Brown (1997), Van den Hoek, Mann e Jahns (1995), Hoek, Marinos e Benissi (1998), Hoek, Marinos e Marinos (2005), Marinos, Marinos e Hoek (2007) e Hoek, Carter e Diederichs (2013). Destaca-se, entre essas contribuições, a atualização proposta por Hoek e Marinos (2000), intitulada “*GSI for Jointed Rocks*” (GSI para Rochas Fraturadas), a qual classifica as estruturas rochosas em seis categorias: intacta, fraturada, muito fraturada, perturbada, desintegrada e laminada, conforme mostrado na Figura 1.

Figura 1 – Ábaco para maciço rochoso fraturado



Fonte: Hoek e Marinos (2000).

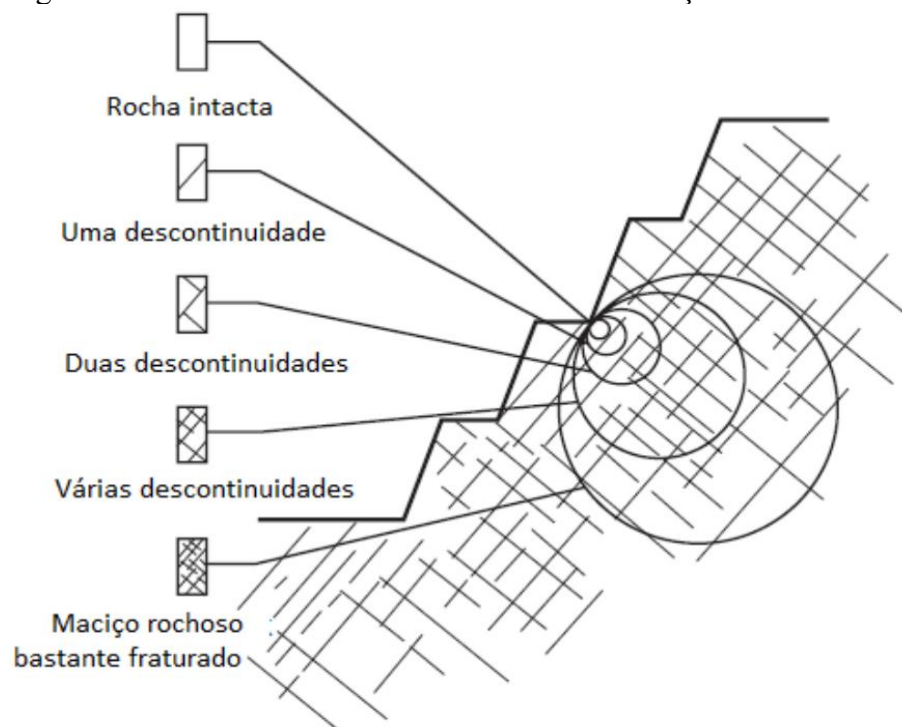
O GSI oferece diversos benefícios, como solução rápida para problemas de engenharia e facilidade no monitoramento do maciço rochoso. Contudo, apresenta algumas limitações, como falta de profissionais experientes e dificuldades na análise de fatores de segurança (FS) e de campos de deslocamentos. A verificação dos coeficientes de segurança é essencial para assegurar que a estrutura suporte as cargas previstas, enquanto o monitoramento dos campos de deslocamentos prevê deformações e identifica áreas instáveis na rocha.

Os sistemas de classificação geomecânica foram introduzidos há várias décadas, mas, inicialmente, não possibilitavam análises computacionais avançadas (Hoek; Diederichs, 2006). Com o avanço tecnológico dos *softwares* de engenharia, possibilitou-se criar representações mais detalhadas das características dos maciços rochosos, aprimorando as soluções de engenharia e aumentando a confiabilidade dos projetos.

## 2.2 Resistência dos maciços rochosos

A Figura 2 representa a transição desde a rocha intacta até um maciço muito fraturado, passando por etapas intermediárias com uma, duas ou várias discontinuidades. Esse aumento nas fraturas impacta as propriedades da rocha, alterando sua resistência e deformabilidade (Assis, 2013).

Figura 2 – O efeito escala da rocha intacta e do maciço rochoso



Fonte: adaptada de Hoek (2001).

A Tabela 2 aborda critérios de resistência para rocha intacta, descontinuidades e maciços rochosos. No caso de rochas intactas, os critérios Mohr-Coulomb e Hoek-Brown utilizam ensaios diretos. Para as descontinuidades, Barton-Choubey são aplicados em contatos parede/parede, enquanto Mohr-Coulomb é recomendado para preenchimentos parciais ou predominantes. Em maciço rochoso muito fraturado, critérios como Hoek-Brown dependem exclusivamente de classificações geomecânicas, como o GSI, devido à inviabilidade de realizar ensaios diretos.

Tabela 2 – Os critérios e suas aplicações para cada tipo de material

Material Rochoso	Critério de Resistência		Obtenção de Parâmetros
Rocha Intacta	Mohr-Coulomb		Direta – ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais
	Hoek-Brown		
Descontinuidade	Contato parede/parede	Barton-Choubey	Semidireta – ensaios simples
	Parcialmente preenchida	Mohr-Coulomb	Indireta – parâmetros Jr e Ja da classificação de Barton, Lien e Lunde (1974)
	Preenchimento dominante	Mohr-Coulomb	Direta – ensaios de cisalhamento no material do preenchimento
Maciço Rochoso	Mohr-Coulomb		Indireta – parâmetros via classificação geomecânica e do GSI
	Hoek-Brown		

Fonte: adaptada de Assis (2013).

A Tabela 2 enfatiza que, para maciço rochoso, os parâmetros devem ser obtidos por meio de classificação geomecânica, o que reforça a necessidade de ajustar os critérios de resistência às características do material rochoso.

### 2.3 Modelo de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) para a resistência em maciços rochosos fraturados

Para ampliar a aplicabilidade do modelo de Hoek-Brown (1980) a maciços rochosos fraturados, Hoek (1985) adaptou o critério, permitindo a determinação desses parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio da utilização da classificação geomecânica (GSI) e dados obtidos em campo. Essa revisão torna-se necessária devido ao efeito escala que impacta os ensaios laboratoriais, como compressão simples, triaxial, cisalhamento direto, tração ou ensaio brasileiro, além dos ensaios de campo utilizados para avaliar as tensões “*in situ*”, como o ensaio de Flat Jack Test (ou ensaio de placa), relaxação de tensões e fraturamento em escala. Embora os tipos de ensaios sejam viáveis, os custos envolvidos podem ser consideráveis. A Equação 10 apresenta o modelo de ruptura geral, aplicável tanto à rocha intacta quanto ao maciço rochoso, conforme proposto por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (10)$$

Onde:

$\sigma'_1$ : tensão principal efetiva maior;

$\sigma'_3$ : tensão principal efetiva menor;

$\sigma_{ci}$ : resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

$m_b$ : valor da constante para o maciço rochoso;

“s” e “a”: constantes que dependem das características do maciço rochoso.

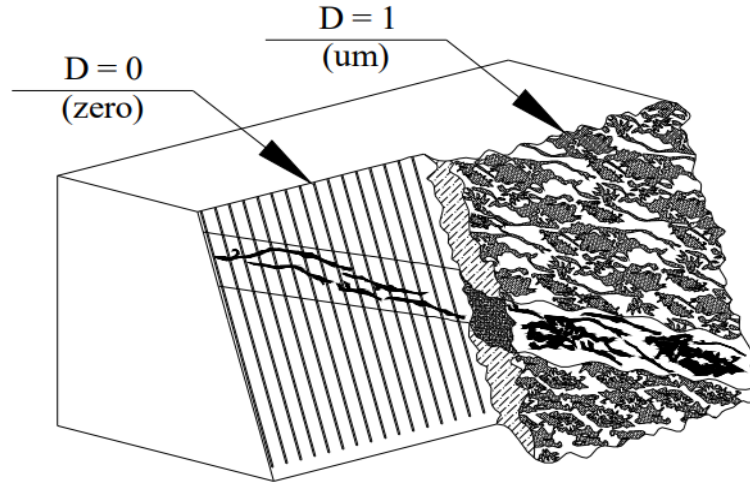
O valor da constante “s” reflete o grau de intertravamento do maciço rochoso, sendo influenciado pela qualidade da estrutura da rocha e das descontinuidades presentes. Para rochas intactas, “s” é igual a 1; em maciços altamente fraturados, “s” tende a ser menor, reduzindo a resistência global.

O parâmetro “a”, por sua vez, controla a curvatura do envelope de ruptura. Os valores mais baixos indicam uma relação linear, típica de maciços mais fraturados, enquanto valores mais elevados refletem um comportamento curvado, característico de rochas menos fraturadas ou intactas.

De acordo com Assis (2013), para maciços rochosos de boa qualidade, com descontinuidades fechadas e pouco alterados, “a” é fixado em 0,5 ( $a = 0,5$ ), enquanto para maciços de má qualidade, com descontinuidades cisalhadas e muita alteração, “s” é igual a 0 ( $s = 0$ ).

Segundo Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), foi introduzido o critério D para incorporar o impacto da detonação na escavação de maciços rochosos. O critério varia de 0 (indicando um maciço não perturbado) a 1 (representando um maciço altamente perturbado). A seleção de um valor específico para o parâmetro D pode ser realizada conforme as recomendações de Hoek (2023), como ilustrado na Figura 3, a seguir.

Figura 3 – Os efeitos de perturbação destacados antes e depois do processo de escavação do talude



Fonte: Maia (2007).

Além disso, novas relações foram incluídas para a estimativa dos parâmetros  $m_b$ , “s” e “a”, de acordo com Van den Hoek, Mann e Jahns (1995) e Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), nas Equações 11, 12 e 13.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (11)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (12)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (13)$$

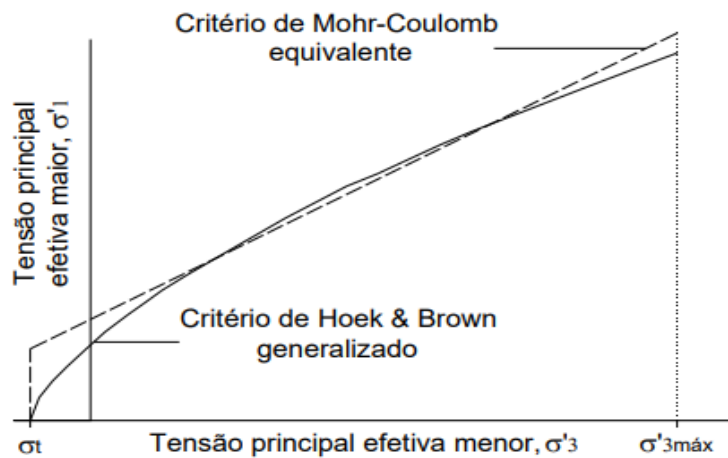
Segundo Hoek (2023), o sistema de classificação geomecânica possui limitações e não deve substituir métodos tradicionais ou mais avançados em projetos de engenharia. Essa especificação não abrange informações cruciais, como o estado de tensão “*in situ*”, dados hidrogeológicos, e a geometria da escavação planejada.

O critério de Hoek-Brown (1980) aplica-se à rocha intacta. Para maciço rochoso, o critério geral desenvolvido por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002). Esse modelo considera o maciço como isotrópico, em um meio contínuo, no qual a resistência da rocha intacta é reduzida pela presença das descontinuidades. Tal abordagem é amplamente aceita para maciços caracterizados por várias famílias de descontinuidades, que são estreitamente espaçadas, intemperizadas ou orientadas de forma aleatória (Marinos; Marinos; Hoek, 2005).

### 2.3.1 Correspondência entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) e Mohr-Coulomb

A correspondência entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) e Mohr-Coulomb é estabelecida por aproximações que ajustam o desempenho não linear do critério de Hoek-Brown, originalmente expresso em tensões principais, ao modelo linear de Mohr-Coulomb (Hoek; Carranza-Torres; Corkum, 2002; Hoek-Brown, 1980). Para obter os valores como a coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo, é necessário ajustar a curva de Hoek-Brown Generalizado para coincidir com a linha reta correspondente a Mohr-Coulomb. Esse ajuste é feito para um intervalo de tensões confinantes menores ( $\sigma'_3$ ), resultando em uma tangente que equaciona o desempenho da rocha em vários níveis de confinamento, balanceando as áreas sob as curvas de ambos os critérios (Hoek; Carranza-Torres; Corkum, 2002), como ilustrado na Figura 4.

Figura 4 – Ajuste da envoltória de Mohr-Coulomb ao critério de ruptura de Hoek-Brown Generalizado



Fonte: adaptada de Hoek *et al.* (2004 *apud* Assis, 2013).

As expressões matemáticas resultantes desse ajuste são aplicadas para determinar o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e a coesão ( $c'$ ), conforme as Equações 14 e 15:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (14)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1 + 2a)s + (1 - a) m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a) (2 + a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a)(2 + a)}}} \quad (15)$$

Onde:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3, \text{máx}}}{\sigma'_{ci}};$$

$\phi'$ : ângulo de atrito;

$c'$ : coesão efetiva;

$\sigma'_{3, \text{máx}}$ : tensão de confinamento máxima;

$m_b$ , “s” e “a”: parâmetros do modelo de Hoek-Brown;

$\sigma_{ci}$ : resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

Esses parâmetros são relevantes para simplificar a análise geotécnica em maciços rochosos, oferecendo um modelo prático e amplamente aceito que permite a aplicação de métodos lineares em situações que, de outra forma, exigiriam abordagens mais complexas e não lineares, como no critério original de Hoek-Brown (1980).

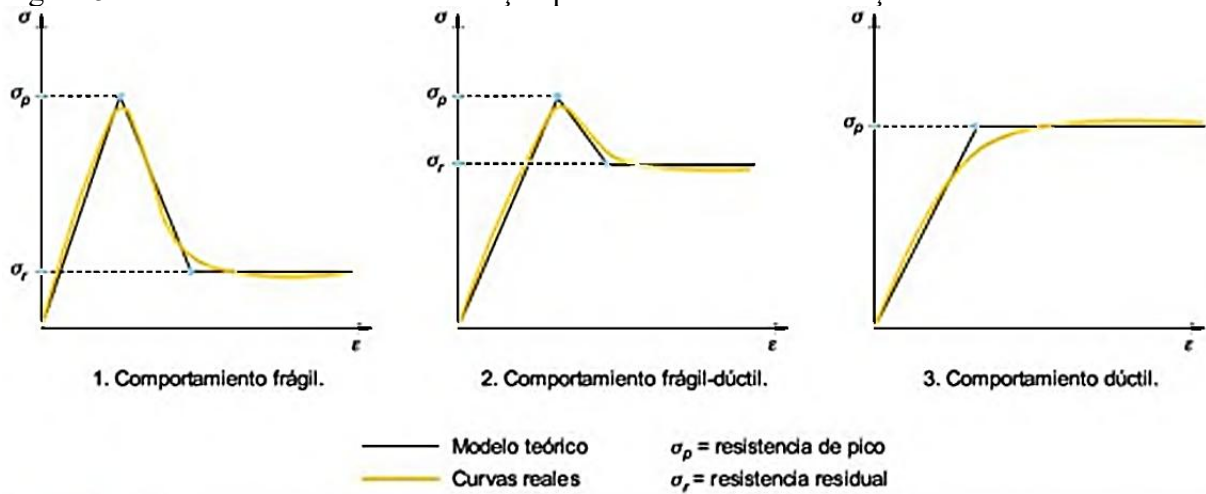
## 2.4 Deformabilidade dos maciços rochosos

Para Gonçalves (2013), a deformabilidade das rochas – isto é, sua capacidade de se alterar sob a ação de forças externas – é essencial para avaliar o recalque em estruturas como barragens e fundações e para prever a expansão de túneis. Além disso, esse conhecimento apoia a análise da bacia de recalque e da plasticidade do material rochoso.

Os critérios de deformação para rochas compreendem o módulo de elasticidade, que mede a resposta elástica da rocha, enquanto o módulo de deformabilidade ( $E_m$ ) avalia sua rigidez global, incluindo plastificação. O módulo de deformabilidade tangente mostra o comportamento não linear da rocha em 50% de deformação, variando conforme o tipo de rocha.

Ferrer (2002), Brady e Brown (1992) e Goodman (1989) classificaram o comportamento tensão-deformação das rochas com base nas respostas do material quando a carga aplicada excede sua resistência de pico. A Figura 5, a seguir, ilustra tais comportamentos:

Figura 5 – Os modelos tensão-deformação para rocha intacta e maciço rochoso



Fonte: Ferrer (2002).

No primeiro modelo, identifica-se um desempenho frágil, com um pico acentuado na resistência de pico ( $\sigma_p$ ), seguido de uma perda instantânea até a resistência residual ( $\sigma_r$ ), caracterizando uma ruptura abrupta, típica de rochas de alta rigidez, com mínima ou nenhuma deformação plástica ( $\epsilon_p$ ). O segundo modelo representa um comportamento frágil-dúctil, com um pico inicial em  $\sigma_p$ , sucedendo-se uma transição gradual até a  $\sigma_r$ . Nesse processo, a resistência do material diminui a um certo limite, apresentando então deformações relevantes, semelhante às discontinuidades rochosas. No terceiro modelo, observa-se um desempenho dúctil, quando há aumento gradativo da resistência de pico, acompanhado por uma fase pós-pico relativamente estável, com uma discreta redução na resistência residual. Esse desempenho é típico de materiais como os evaporitos, que suportam grandes deformações, mantendo a resistência quase constante (Ferrer, 2002).

O módulo de deformação ( $E_m$ ) pode ser determinado por três abordagens principais: ensaios de laboratório, ensaios de campo e estimativas empíricas. Dentre os métodos laboratoriais, destacam-se os ensaios de compressão simples, ressonância longitudinal, resistência elétrica e velocidade ultrassônica. Nos métodos de campo, são utilizados procedimentos com o ensaio de placa, dilatométrico e pressiométrico.

Contudo, diversos estudos apontam que tanto os ensaios laboratoriais quanto os de campo podem apresentar limitações, especialmente em termos financeiros. Portanto, pesquisadores têm proposto estimativas do módulo de deformabilidade ( $E_m$ ) baseadas em classificações geomecânicas (Bieniawski, 1978; Grimstad; Barton, 1993; Hoek; Carranza-Torres; Corkum, 2002), utilizando índices amplamente reconhecidos, como RMR, Q e GSI.

A Figura 6 apresenta uma compilação dessas estimativas que podem ser usadas para avaliar maciços rochosos fraturados.

Figura 6 – As principais relações do módulo de deformação para maciço rochoso

<i>Autores</i>	<i>Equações</i>	<i>Considerações</i>
Bieniawski (1978)	$E_m[\text{GPa}] = 2\text{RMR} - 100$	RMR > 50
Serafim & Pereira (1983)	$E_m[\text{GPa}] = 10^{\left(\frac{\text{RMR}-10}{40}\right)}$	RMR < 50
Grimstad & Barton (1993)	$E_m[\text{GPa}] = 25 \log(Q)$	$Q > 1$
Hoek et al. (2002)	$E_m[\text{GPa}] = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{\text{GSI}-10}{40}\right)}$	$\sigma_{ci} \leq 100 \text{MPa}$
Hoek et al. (2002)	$E_m[\text{GPa}] = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\left(\frac{\text{GSI}-10}{40}\right)}$	$\sigma_{ci} > 100 \text{MPa}$
Hoek & Diederichs (2006)	$E_m[\text{MPa}] = 100000 \left( (1 - D/2) / (1 + \exp^{((75+25D-\text{GSI})/11)}) \right)$	
Hoek & Diederichs (2006)	$E_m[\text{MPa}] = E_i \left( 0,02 + \left( \left( 1 - \frac{D}{2} \right) / \left( 1 + \exp^{\left( \frac{60+15D-\text{GSI}}{11} \right)} \right) \right) \right)$	$E_i$ : Módulo da rocha intacta

Fonte: Maia (2007).

Em projetos de fundações, o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) é essencial para garantir a estabilidade do sistema de fundação, definindo a relação entre as deformações lateral e axial, conforme a Equação 16 (Davis; Reynolds, 1996; Timoshenko; Goodier, 1970).

$$\nu = - \frac{\epsilon_{\text{lat}}}{\epsilon_{\text{ax}}} \quad (16)$$

Onde:

“ $\nu$ ”: coeficiente de Poisson;

$\epsilon_{\text{lat}}$ : deformação lateral;

$\epsilon_{\text{ax}}$ : deformação axial.

De acordo com Salmoni (2014), a deformação lateral causada pela deformação axial também contribui para o trabalho realizado pelo material. Os valores elevados do “ $\nu$ ” indicam aproximação às condições de deformação volumétrica constante. O valor teórico máximo de  $\nu = 0,5$  representa a situação em que a deformação ocorre sem variação de volume.

## 2.5 Fundações diretas

As fundações rasas representam uma classe importante de elementos estruturais em projetos de engenharia civil, responsáveis por transferir as cargas das superestruturas para o solo. Dentre os tipos de fundações superficiais, destaca-se a sapata isolada, cuja função principal é concentrar a carga de um pilar e distribuí-la no solo em duas direções (Campos, 2015).

A sapata isolada é comumente confeccionada em concreto armado e possui base plana que repousa diretamente sobre o terreno, sendo dimensionada segundo sua forma geométrica. As sapatas são denominadas como: corrida, quadrada, circular e retangular, como expresso na Tabela 3.

Tabela 3 – As sapatas conforme a sua forma geométrica

Sapata	Condição
Corrida	$L > 3B$
Quadrada	$L = B$
Circular	$B = \text{diâmetro}$
Retangular	$L < 3B$

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

O uso de sapatas retangulares tem se tornado mais frequente, pois acompanha a predominância de pilares com seções retangulares. Este formato possibilita uma melhor adaptação à distribuição de cargas típicas, maximizando a área de contato entre a base da fundação e o solo de suporte (Bastos, 2023).

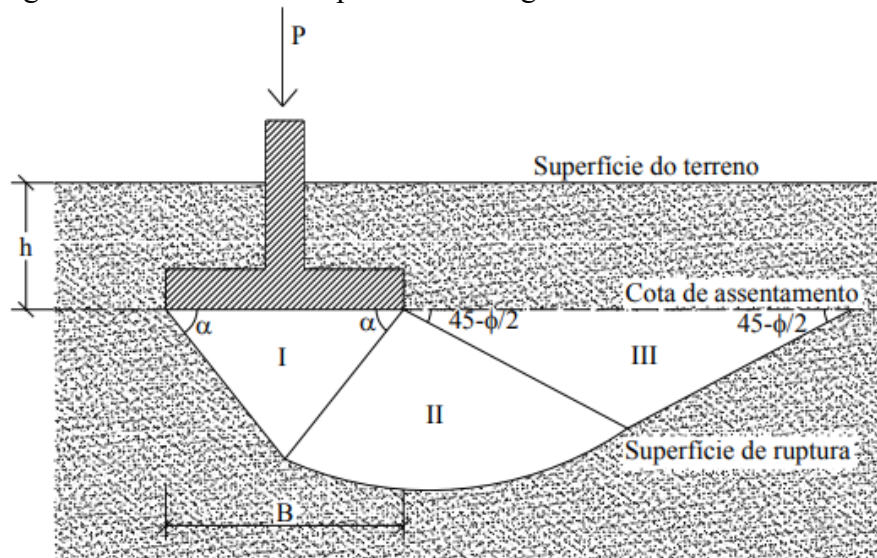
A sapata não é apenas um elemento independente, mas uma parte integrante de uma fundação, projetada para assegurar que as cargas estruturais sejam transferidas de maneira segura ao solo. Para garantir a estabilidade da estrutura, é crucial compreender a capacidade de carga sobre a qual a sapata se apoia. Essa capacidade, também chamada de tensão de ruptura, refere-se ao valor máximo de carga que o solo pode suportar sem que ocorram deformações excessivas.

A Figura 7, a seguir, apresenta o modelo de ruptura estabelecido por Terzaghi, que é uma referência clássica na análise de fundações rasas. Esse exemplo descreve as regiões de tensão geradas no terreno em resposta ao carregamento aplicado pela sapata, dividindo-as em três áreas principais:

- a) Área I: zona sob a fundação com compressão vertical do solo;
- b) Área II: região intermediária com expansão lateral do solo;

- c) Área III: zona distante da fundação, onde o solo retorna à tensão natural, sem a influência da sapata.

Figura 7 – O modelo de ruptura de Terzaghi



Fonte: adaptada de Marinho (2019).

O método de Terzaghi é amplamente usado para prever a capacidade de carga das fundações, baseando-se na interação entre a pressão aplicada pela fundação e a resistência ao cisalhamento do solo.

Ao compreender esses aspectos, o engenheiro responsável pode dimensionar as sapatas para garantir que as tensões de ruptura não sejam ultrapassadas, evitando assim o colapso da estrutura e garantindo sua funcionalidade a longo prazo (Carvalho, 2023).

Para determinar a tensão admissível, divide-se a capacidade de carga pelo fator de segurança, o que adiciona uma margem de segurança ao projeto, como visto na Equação 17.

$$\sigma_{adm} = \frac{Q_u}{FS} \quad (17)$$

Onde:

$\sigma_{adm}$ : tensão admissível;

$Q_u$ : capacidade de carga do solo;

FS: fator de segurança.

### 2.5.1 Análise da capacidade de carga por métodos teóricos

Os modelos teóricos de Brinch Hansen (1961), Meyerhof (1963) e Vésic (1975) estimam a capacidade de carga do solo, compartilhando a mesma formulação básica, conforme a Equação 18. Todavia, os fatores de forma e profundidade da fundação variam segundo cada abordagem, como discutido por Vésic (1973), Sieffert e Bay-Gress (2000) e Das (2006).

$$Q_u = cN_e s_e d_e i_e b_e g_e + q_0 N_d s_d d_d i_d b_d g_d + \frac{B}{2} \gamma N_b s_b d_b i_b b_b g_b \quad (18)$$

Onde:

$c$ : coesão do solo;

$q_0$ : carga constante equivalente para considerar o impacto da profundidade da fundação;

$B$ : largura da fundação;

$\gamma$ : peso específico aparente;

$N_e, N_d, N_b$ : fatores de capacidade de carga;

$s_e, s_d, s_b$ : coeficientes de forma de fundação;

$d_e, d_d, d_b$ : fatores de influência da profundidade da fundação;

$i_e, i_d, i_b$ : fatores de influência da inclinação da carga;

$b_e, b_d, b_b$ : fatores de influência da inclinação da base;

$g_e, g_d, g_b$ : fatores de influência do talude do terreno.

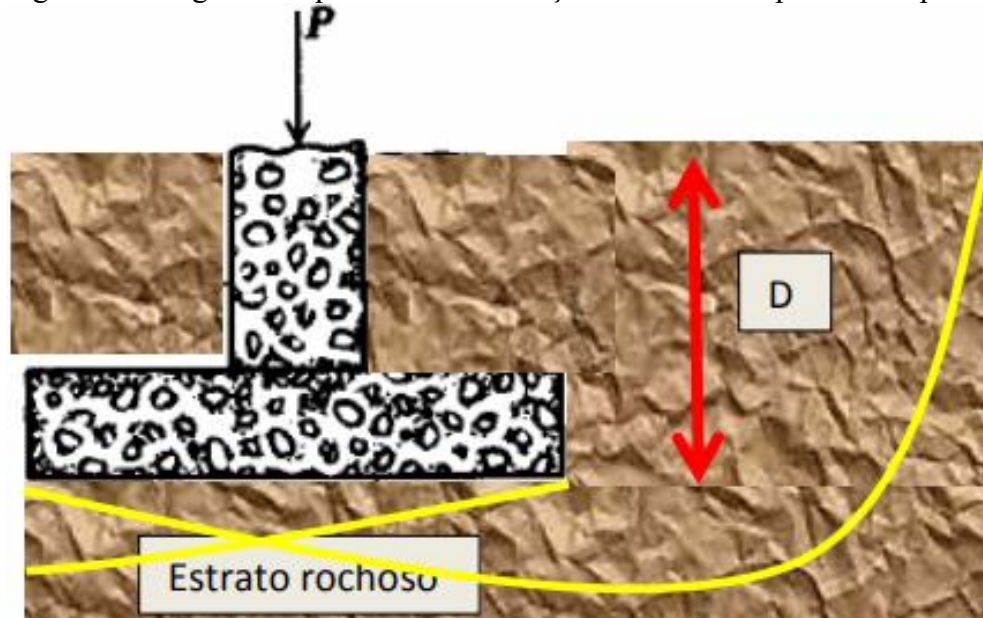
### 2.5.2 Avaliação da capacidade de carga em maciço rochoso fraturado

Apesar de fundações em rochas serem geralmente estáveis, o risco de ruptura não deve ser subestimado. Diversos fatores podem desencadear problemas inesperados, como falhas geológicas, áreas de baixa resistência ao cisalhamento e a degradação da rocha ao longo do tempo (Eberhardt, 2003). Complementando essa perspectiva, aponta-se que o colapso de bloco rochoso pode provocar a ruptura da fundação, seja por descontinuidade ou por sobrecarga excessiva. Embora o rompimento por cargas muito elevadas seja raro, ele ainda pode ocorrer em formações rochosas instáveis ou na presença de cavidades naturais no interior do maciço (Silva, 2013).

Nesse caso, a ruptura da fundação rochosa pode acontecer por cisalhamento, em especial em maciços rochosos fracos ou fortemente fraturados. A Figura 8, a seguir, expressa a

capacidade de carga, calculada considerando a superfície de ruptura sob a sapata e o entorno do maciço.

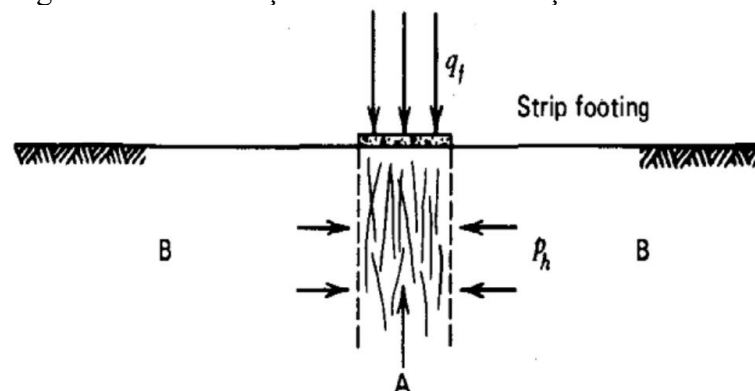
Figura 8 – Diagrama esquemático do maciço fraturado e do plano de ruptura



Fonte: Assis (2013).

A análise da rocha fraturada sob a sapata corrida pode ser dividida em áreas de compressão uniaxial, com destaque para a região fraturada (A) e a região não fraturada (B). Esse estudo também leva em conta a pressão confinante e da aplicação da carga máxima, mantendo-a ilustrada na Figura 9. A capacidade de suporte depende, portanto, da resistência residual da rocha, ao invés da resistência à compressão no estado intacto.

Figura 9 – A fissuração embaixo da fundação

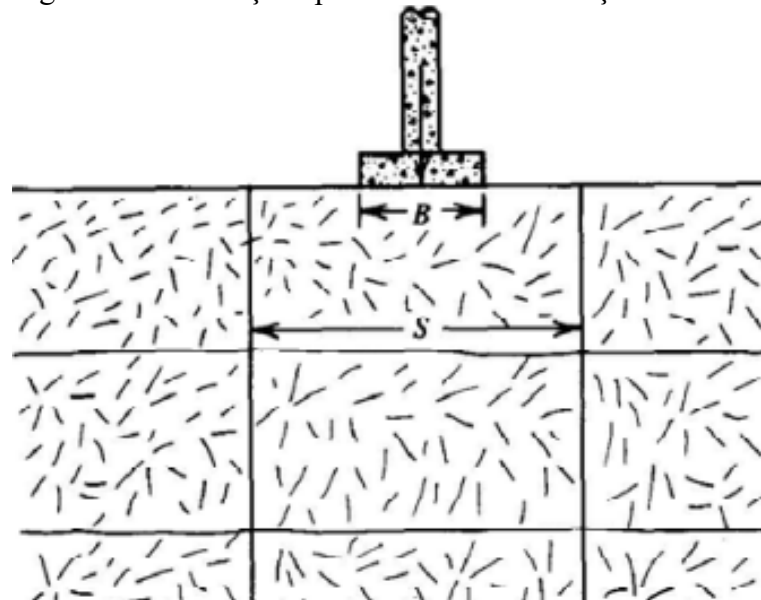


Fonte: Goodman (1989).

Conforme Bishnoi (1968), representado na Figura 10, quando uma sapata está assentada sobre um maciço rochoso com juntas ortogonais e verticais, é recomendada uma

formulação que leve em conta tanto a largura da fundação quanto o espaçamento das juntas, o que melhora a estabilidade estrutural.

Figura 10 – Fundação apoiada sobre um maciço rochoso



Fonte: Bishnoi (1968).

Para estimar a capacidade de carga de um maciço rochoso em fundações diretas, é comum utilizar dados como a resistência à compressão uniaxial, o ângulo de atrito e a coesão. Na falta desses dados, pode-se recorrer às classificações geomecânicas de forma preliminar, baseando-se em características gerais, como fraturamento e resistência. Entretanto, essa abordagem exige cautela, pois pode não captar as particularidades do maciço, sobretudo em casos das discontinuidades. Essa estimativa, ainda que útil, deve ser realizada com critério de segurança (Assis, 2013). De acordo com Carter e Kulhawy (1992), a Equação 19 é empregada para calcular a capacidade de carga de uma sapata corrida com base em classificações geomecânicas.

$$Q_u = \sigma'_3 + \sqrt{(m_b \sigma_{ci} \sigma'_3 + s \sigma_{ci}^2)} \quad (19)$$

Onde:

$m_b$  e “s”: indicadores do critério de ruptura de Hoek-Brown;

$\sigma_{ci}$ : resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

$\sigma'_3$ : pressão confinante efetiva.

### 2.5.3 Estimativa da capacidade de carga via ensaio de placa

A capacidade de carga sobre solos ou rochas pode ser avaliada de várias maneiras, e uma das principais é o ensaio de placa, conforme descrito na NBR 6489 (ABNT, 2019). Nesse ensaio, uma placa é colocada em uma profundidade superficial, geralmente menor que o dobro da menor dimensão da fundação, para observar como o solo se comporta sob cargas.

A NBR 6489 (ABNT, 2019) recomenda que os resultados sejam interpretados com base na pressão medida pelos manômetros e no recalque registrado pelos deflectômetros. Esses dados são usados para construir a curva pressão-recalque, que é essencial para entender a interação entre o solo e a fundação.

O recalque admissível é o valor máximo de recalque que o solo pode suportar sem comprometer a estrutura, enquanto o recalque máximo representa o ponto em que o solo chega ao seu limite de suporte, podendo causar falhas estruturais. Para evitar esses problemas, aplica-se um coeficiente de segurança às tensões que provocam recalque (Menegotto, 2004; Prununciati; Garcia; Rodriguez, 2018). Esses recalques podem ser estimados pela teoria da elasticidade ou por modelos numéricos, como o método dos elementos finitos, diferenças finitas e elementos de contorno, conforme Velloso e Lopes (2011).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022a), a tensão admissível é a tensão máxima que o projeto permite, garantindo que a fundação fique dentro dos limites de segurança, tanto no estado limite último (ELU) quanto no estado limite de serviço (ELS). A norma sugere um fator de segurança adaptado a cada situação específica, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – Fatores de segurança para fundações superficiais

Mecanismo	Fator de segurança
Semiempírico	3,00
Teórico	3,00
Teórico ou semiempírico, com dois ou mais ensaios de placa	2,00

Fonte: adaptada da NBR 6122 (ABNT, 2022a).

## 2.6 Simulações numéricas em fundações superficiais

Diversos trabalhos têm usado simulações numéricas para entender melhor a interação solo-fundação. Vendruscolo (1996), por exemplo, investigou fundações rasas em solo reforçado com 5% de cimento, utilizando simulações numéricas e ensaios de placa em solo natural e tratado. Os resultados mostraram um aumento da capacidade de carga e uma redução

dos recalques em comparação com o solo original, validando as simulações numéricas para prever a curva pressão-recalque.

Consoli e Faro (2014) analisaram a relação entre a espessura da camada de solo-cimento (H) e o diâmetro da fundação (D) usando simulações axissimétricas com um modelo elástico perfeitamente plástico. Embora a relação mais alta (4,0) não tenha apresentado diferenças significativas, a pesquisa revelou um aumento de 3% na capacidade de suporte do solo cimentado.

Frutuoso *et al.* (2016) ampliaram o uso de simulações numéricas para modelos 3D no *software* Plaxis 3D, avaliando recalques e tensões em fundações diretas de edifícios. Apesar de os recalques numéricos terem sido ligeiramente superiores aos valores previstos pela teoria da elasticidade, os resultados permaneceram dentro do limite de 65 mm estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2022a).

Vieira (2019) comparou fundações superficiais em diferentes tipos de solo com os *softwares* RS2 e RS3, analisando modelagens 2D e 3D. O autor supracitado conclui que as modelagens 2D são mais práticas e realistas, em contrapartida, as 3D fornecem mais detalhes, mas apresentam dificuldades de discretização.

Esses trabalhos destacam a crescente importância das simulações numéricas na otimização do comportamento de fundações superficiais, sendo a validação com dados experimentais para garantir a acurácia das previsões.

## 2.7 Técnicas de melhoria em terrenos de fundações rasas

As técnicas de melhoria do terreno são fundamentais para aumentar a capacidade de carga, destacando-se a estabilização com solo-cimento e a compactação no local, ambas voltadas para atender aos requisitos de suporte (ELU) e de recalque (ELS).

Mitchell e Soga (2005) mostram que a compactação pode reduzir os recalques e aumentar a resistência ao cisalhamento, melhorando a capacidade de carga em fundações rasas. Bowles (1996) aponta que essa é uma opção econômica para elevar a capacidade de suporte, pois o processo pode ser controlado com equipamentos específicos. Em um estudo de Chagas, Moura e Carneiro (2019), ensaios oedométricos e de prova de carga demonstraram que a compactação reduz efetivamente o risco de colapso do solo, com resultados consistentes entre ensaios “*in situ*” e de laboratório.

Outra abordagem é o solo-cimento, uma mistura compactada de solo e cimento, melhora a capacidade de suporte e adequa o terreno para fundações superficiais (Oliveira,

2011). Oliveira (2018) também validou a eficácia do solo-cimento, observando as diferenças mínimas na resistência mecânica em relação aos solos naturais. Ricarte (2021) testou uma mistura de areia com 7% de cimento Portland CP V-ARI para fundações rasas, usando ensaios de placa para avaliar a capacidade de carga em camadas de diferentes larguras. Os resultados indicaram uma melhora significativa na capacidade de suporte, embora modelos tradicionais de cálculo, como os de Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978), Thomé (1999) e Brinch Hansen (1961), tenham mostrado limitações, indicando a necessidade de mais estudos para aprimorar métodos específicos para solos cimentícios.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

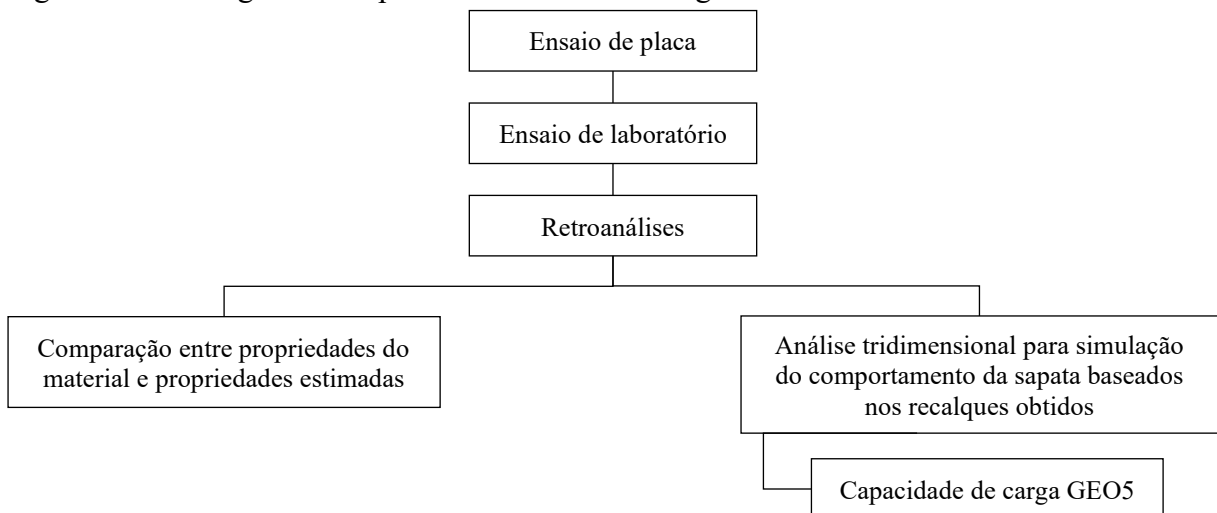
#### 3.1 Introdução

Neste capítulo, são apresentados os detalhes da metodologia adotada na pesquisa. Inicialmente, foi realizado um ensaio de placa após a instalação da camada granular composta por blocos rochosos. Em seguida, foram feitas as caracterizações geotécnicas do solo, incluindo ensaios triaxiais nas amostras coletadas, o que possibilitou a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento necessários para a construção do perfil geológico-geotécnico utilizado nas simulações numéricas.

As modelagens numéricas foram realizadas por meio do método dos elementos finitos (MEF), empregando os *softwares* RS2 e RS3, da empresa Rocscience. O RS2 foi utilizado para retroanalisar os dados do ensaio de carga sobre placa realizado em campo, comparando a curva pressão-recalque experimental com a obtida na modelagem. Esse processo permitiu a determinação dos critérios de resistência ao cisalhamento, com ênfase na camada de blocos rochosos compactados. Por outro lado, o RS3 foi empregado para analisar o comportamento tensão-deformação do terreno de fundação, simulando a ação de uma sapata real sob diferentes condições de carregamento.

Por fim, a capacidade de carga foi determinada pelos métodos de Brinch Hansen (1961), Meyerhof (1963) e Vésic (1975), considerando as propriedades de resistência ao cisalhamento tanto pela classificação geomecânica (GSI) quanto pelos dados obtidos na retroanálise. A metodologia desta dissertação foi estruturada conforme ilustrado na Figura 11.

Figura 11 – Fluxograma dos procedimentos metodológicos adotados



Fonte: elaborada pela autora (2024).

O fluxograma detalha a sequência das atividades e divide o estudo em duas etapas principais: o ensaio de placa e a retroanálise do ensaio de placa.

### 3.2 Descrição do estudo de caso

O estudo foi conduzido no Residencial Brisas do Parque, na Rua Professor Jacinto Botelho, Lotes 1 a 12, no Bairro Guararapes, em Fortaleza/CE. O projeto original desta edificação residencial previa o uso de sapatas isoladas dimensionadas para suportar uma tensão admissível de 500 kPa, conforme as sondagens mistas realizadas na época, que indicavam que o solo possuía características adequadas.

Entretanto, a execução dessa obra foi temporariamente suspensa por questões confidenciais, as quais não podem ser detalhadas nesta dissertação. Quando a obra foi retomada, realizaram-se novas sondagens, seguindo as normas NBR 7250 (ABNT, 1982), NBR 6502 (ABNT, 2022b) e NBR 6484 (ABNT, 2020). Os resultados obtidos das três sondagens mistas (SM-01, SM-02 e SM-03), executadas entre outubro e novembro de 2023, indicaram que o terreno não apresentava mais as propriedades necessárias para alcançar a tensão admissível prevista inicialmente no projeto.

Para o desenvolvimento do projeto de melhoria do terreno de fundação, foram utilizados os resultados das sondagens mistas (SM) realizadas pela empresa Fortsolos Engenharia. As informações relativas à cota da boca do furo (em relação ao nível d'água), profundidade atingida e a profundidade do nível d'água obtida a princípio em cada SM, estão apresentadas na Tabela 5. No Anexo, encontra-se a locação dos furos e os boletins das SM-01 a SM-03, executadas na área de interesse deste estudo.

Tabela 5 – Dados das sondagens realizadas

Furo	Cota	Profundidade (m)	Nível d'água (m)
SM-01	6,11	-15,0	-3,00
SM-02	7,21	-9,0	-3,60
SM-03	6,15	-9,0	-2,95

Fonte: Fortsolos Engenharia (2023).

Na sondagem SM-01, realizada na região das sapatas, foi identificada uma camada de material de aproximadamente 2,0 m de espessura, classificada como uma argila silto arenosa, com presença de pedregulhos, mole a muito mole, com  $N_{SPT}$  variando de 2 a 4 golpes/30 cm, variegada, vermelha e cinza. Em seguida, ocorre uma camada de argila silto-arenosa com pedregulhos, muito mole ( $N_{SPT}$  igual a 2 golpes/30 cm), variegada e de cor cinza, com 2,0 m de

espessura. A partir de -4,0 m de profundidade, observa-se a ocorrência de um arenito conglomerático cimentado ora por argila, de cor branca, ora por óxidos de ferro, classificado como constituinte da Formação Barreira, impenetrável ao amostrador-padrão no ensaio SPT ( $N_{SPT}$  igual a 65 golpes/30 cm) e com recuperação variando de 0 a 30%. Vale mencionar que entre as profundidades de -9,0m e -11,0 m em relação à boca do furo da sondagem SM-01 foi identificada uma camada de areia siltosa de cor cinza impenetrável ao amostrador-padrão no ensaio SPT.

Vale salientar que durante a retomada da obra do condomínio Brisas do Parque pela WR Engenharia em julho de 2023, foi feito o reaterro da escavação realizada antes da paralisação da obra na região das sapatas por meio de lançamento de material não compactado. Aparentemente, tal material corresponde à camada de argila silto-arenosa com pedregulhos, variegada, vermelha e cinza, que ocorre até -2,0 m de profundidade, de acordo com o perfil individual e documentação fotográfica das amostras do furo SM-01 descrito anteriormente.

No furo SM-02, foi identificada até uma profundidade de -3,0 m uma camada superficial de argila silto-arenosa, com presença de pedregulhos, equivalente a  $N_{SPT} = 42$ , variegada, vermelha e cinza. Em seguida, ocorre uma camada de 1,0 m de espessura formada por uma argila silto-arenosa, com pedregulhos,  $N_{SPT}$  variando de 46 a 67 golpes/30 cm, de cor amarelada. Por fim, observa-se a partir de -5,0 m de profundidade a ocorrência de um arenito conglomerático cimentado por argila, de cor branca (formação barreira), impenetrável ao amostrador-padrão no ensaio SPT e com recuperação variando de 0 a 20%, com intercalação de uma camada de areia siltosa de cor cinza entre -6 m e -7,0 m de profundidade, impenetrável ao amostrador-padrão no ensaio SPT, de forma semelhante ao que ocorreu no perfil da sondagem SM-01.

No furo SM-03, observou-se uma camada de argila silto arenosa com pedregulhos até -2,0 m de profundidade, com  $N_{SPT}$  igual a 17 golpes/30 cm, variegada, vermelha e cinza. Entre -2,0 e -3,0 m de profundidade, é observada uma camada de argila silto-arenosa com pedregulhos, com  $N_{SPT}$  da ordem de 64 golpes/30 cm, de cor cinza. A partir daí, observa-se a ocorrência da camada de arenito conglomerático cimentado por argila, de cor branca (formação barreira), impenetrável ao amostrador-padrão no ensaio SPT e com recuperação variando de 0 a 15%, com intercalação de uma camada de areia siltosa de cor cinza entre -6 m e -7,0 m de profundidade, impenetrável ao amostrador-padrão no ensaio SPT, de forma semelhante ao que ocorreu no perfil da sondagem SM-02.

Com base nos resultados da sondagem (SM), verificou-se que a tensão admissível do terreno prevista para as sapatas não foi atingida. A tensão admissível obtida pela proposta

de Décourt (1992) foi de apenas 50 kPa, valor atribuído à presença de uma camada de argila silto-arenosa com pedregulhos, de consistência mole a muito mole, conforme os dados obtidos na SM-01. Em tais condições, haveria a necessidade da remoção de uma camada de argila mole para posterior recomposição com material que apresentasse uma tensão admissível de 500 kPa.

Assim, foi considerada a possibilidade da melhoria do terreno de fundação pela remoção da camada de argila silto-arenosa e posterior recomposição com uma mistura compactada formada por aproximadamente 75% de pedra rachão – com dimensões entre 76 mm e 250 mm –, 25% de concreto ciclópico. Pretende-se, com esta mistura, a obtenção de um material com grande parcela de resistência ao atrito pelo intertravamento dos blocos de rocha granítica, e elevada coesão, dada pela presença do cimento Portland, constituinte do concreto. Com isso, espera-se um material que garanta a tensão admissível esperada para o terreno de fundação.

Primeiramente, o terreno foi escavado cuidadosamente até alcançar a cota de 3,15 m. Com a escavação finalizada, o topo da camada de arenito foi nivelado, preparando a base para a próxima etapa, que consiste na instalação da camada de blocos de rocha compactados. Em seguida, blocos rochosos, com dimensões variando entre 76 mm e 250 mm – conforme a NBR 9935 (ABNT, 2011) –, foram dispostos de maneira organizada. O processo de distribuição foi feito parcialmente de forma mecânica, complementado por trabalho manual para garantir a correta disposição dos blocos.

Após o posicionamento dos blocos, iniciou-se o processo de regularização da camada de blocos de rocha compactados para garantir um bom intertravamento entre as partículas. O material solto foi ajustado de modo que, ao compactar, a camada final atingisse a espessura de 0,89 m.

Paralelamente, o concreto foi preparado em uma área próxima, com a seguinte composição: proporção em massa (cimento: areia: brita: rachão) de 1:3,25:5,87:30,18 e, em volume 1:3:6:22,7, além da adição de até 10% de água em relação à areia seca. Para aumentar a produtividade na mistura, utilizou-se a concha de uma retroescavadeira.

Com o concreto ciclópico devidamente preparado, ele foi aplicado sobre os blocos de rocha e distribuído tanto de forma mecânica quanto manual. O concreto foi usado para preencher os vazios entre os blocos maiores, promovendo maior coesão entre os blocos. Por fim, a compactação foi feita com um rolo liso vibratório Dynapac CA 25 (Figura 12), garantindo o intertravamento entre os blocos de rocha e reduziu o espaçamento entre eles.

Figura 12 – Compactação final da mistura de blocos de rocha e concreto ciclópico com o uso de rolo liso vibratório



Fonte: elaborada pela autora (2024).

### 3.3 Classificação geomecânica

Devido à impossibilidade da realização de ensaios de laboratório e de campo para a mistura de blocos de rocha e concreto compactados, as suas propriedades de resistência ao cisalhamento foram estimadas por meio da aplicação dos conceitos dos sistemas de classificação geomecânica oriundos da área de Mecânica das Rochas, considerando-se a mistura formada como sendo representativa de um maciço rochoso muito faturado. Neste caso, a presença das partículas de pedra rachão representa a analogia a um padrão de fraturamento formado por um grande número de descontinuidades aleatoriamente distribuídas, e a presença do concreto, confere ao material uma cimentação análoga existente nos maciços rochosos conferida pelas forças de atração entre os minerais da rocha.

No presente estudo, foi utilizado o sistema de classificação geomecânica proposto por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), conhecido como Índice de Resistência Geológica (GSI). A partir desta metodologia, foram estimados os valores do GSI em função do padrão de fraturamento do material e da qualidade das descontinuidades entre os blocos de rocha, a resistência à compressão simples ( $\sigma_c$ ), a constante da rocha intacta ( $m_i$ ) constituinte das partículas de pedra rachão e o fator de perturbação (D).

Com a definição desses parâmetros para a mistura de blocos de rocha e concreto compactado, realiza-se a estimativa dos parâmetros coesivos e de atrito da resistência ao cisalhamento do material, os quais são utilizados para se determinar a capacidade de carga de fundações em maciços rochosos, utilizando-se de abordagens teóricas, como as de Brinch Hansen (1961), Meyerhof (1963) e Vésic (1975).

### 3.4 Ensaios no material rochoso

As amostras de pedra rachão (Gnaiss) foram fornecidas pela WR Engenharia, responsável pela obra. A preparação dos corpos de prova, assim como os ensaios de caracterização, ocorreu em parceria com o Laboratório de Geotécnica e Prospecção do Departamento de Geologia da Universidade Federal do Ceará (UFC), no Campus do Pici.

Foram moldados cinco corpos de prova cúbicos, com arestas de 70 mm, seguindo as especificações da NBR 15845 (ABNT, 2010), conforme apresentado na Figura 13. Os indicadores físicos, incluindo massa específica aparente ( $\rho$ ), porosidade ( $n$ ) e absorção de água (AA), foram determinados segundo NBR 15845-2 (ABNT, 2015), apresentados na Tabela 6, a seguir.

Figura 13 – Corpos de prova confeccionados no Laboratório de Geotécnica e Prospecção da UFC



Fonte: elaborada pela autora (2024).

Tabela 6 – Resultados das análises dos índices físicos do material rochoso

Exemplar	Peso seco (g)	Peso saturado (g)	Peso submerso (g)	Massa específica aparente (kg/m <sup>3</sup> )	Porosidade (%)	Absorção (%)
1	315,34	315,87	196,92	2651,03	0,45	0,17
2	344,09	344,72	214,80	2648,48	0,48	0,18
3	339,24	339,78	211,76	2649,90	0,42	0,16
4	346,75	347,50	216,56	2648,16	0,57	0,22
5	334,06	334,64	208,53	2648,96	0,46	0,17

Fonte: elaborada pela autora (2024).

De acordo com a NBR 15845-2 (ABNT, 2015), destacam-se requisitos como: massa específica aparente mínima de 2550 kg/m<sup>3</sup>, a porosidade máxima de 1% e o limite de absorção de água de 0,4%. Estes valores representam os limites estabelecidos pela norma para cada um desses requisitos.

Em ensaios realizados em cinco amostras brutas e não tratadas, obteve-se um valor médio de massa específica aparente de 2.649,30 kg/m<sup>3</sup>, uma porosidade de 0,48% e uma taxa de absorção de 0,18%, todos dentro dos limites regulamentares. Observou-se uma relação entre porosidade e absorção da água: quanto menor a porosidade, menor a absorção de água.

O ensaio de compressão uniaxial mede a tensão de ruptura das rochas quando elas são submetidas a esforços físicos, usando amostras moldadas especialmente para isso. No entanto, estudos mostram que os resultados podem variar bastante, provavelmente devido à geometria, das dimensões e da relação entre base e altura das amostras (Alvarez, 2004; Bezerra, 2007; Casali *et al.*, 2007; Ferrari; Padaratz, 2003; Giambastiani, 2005; Urtubey; Schiava; Etse, 2003; Viso *et al.*, 2008). Para esses ensaios, foi utilizada uma prensa hidráulica de 1.200 kN, fornecida pelo Laboratório de Materiais da Construção Civil – LMCC/UFC (Figura 14). Esse procedimento é essencial, segundo Pinho (2003), para avaliar a resistência e deformabilidade das rochas.

Figura 14 – Equipamento de compressão simples utilizado no LMCC/UFC



Fonte: elaborada pela autora (2024).

### 3.5 Ensaios no terreno natural

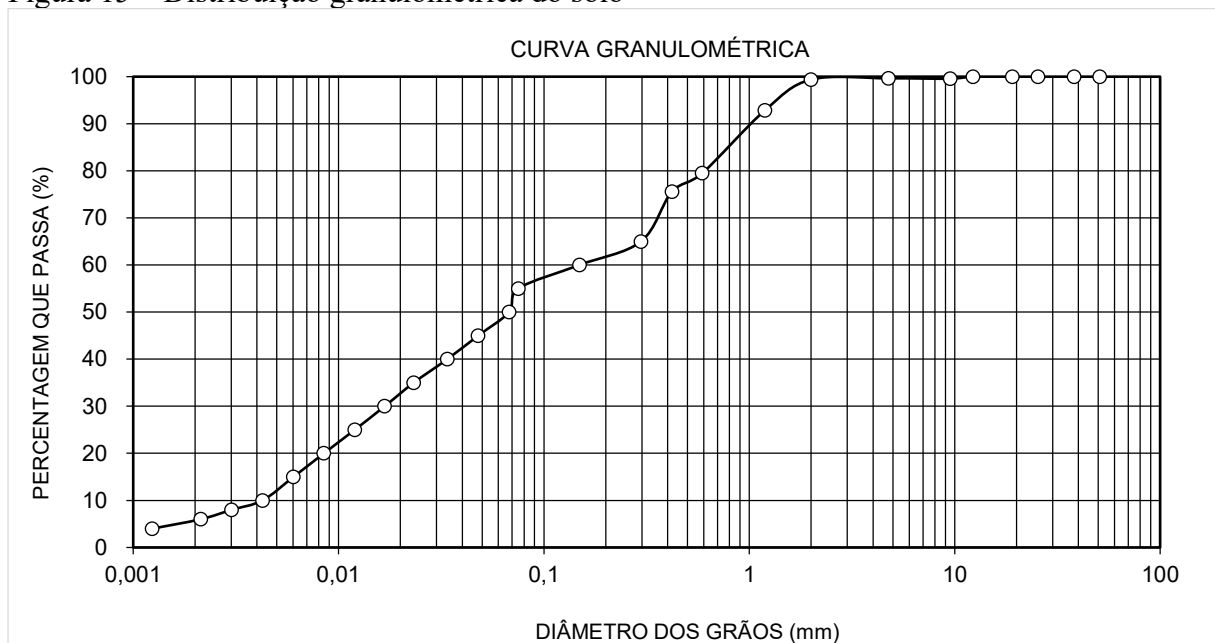
Neste trabalho, foram coletadas amostras de solos deformados e indeformados com o objetivo de caracterizá-los e realizar ensaios triaxiais. A coleta ocorreu nos limites do Residencial Brisas do Parque, Torre 01, nas coordenadas UTM S 3°46'0,6" e W 38°29'37,6", entre as cotas de 6,15 m e 4,04 m.

Para a caracterização dos solos, foram utilizadas as seguintes normas: NBR 6508 (ABNT, 1984), NBR 6457 (ABNT, 2016a), NBR 6459 (ABNT, 2016b), NBR 7180 (ABNT,

2016c) e NBR 7181 (ABNT, 2016d). A Figura 15 apresenta a curva granulométrica do solo analisado.

Inicialmente, a SM classificou o solo como argila silto-arenosa com pedregulhos, de consistência rija a dura. Mas a análise laboratorial identificou o solo como areia argilosa (SC), de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). Vale ressaltar que a sondagem é um processo tátil-visual, enquanto os ensaios de laboratório permitem uma identificação mais específica das características do solo. A Tabela 7 exhibe os valores médios dos parâmetros geotécnicos obtidos.

Figura 15 – Distribuição granulométrica do solo



Fonte: elaborada pela autora (2024).

Tabela 7 – Características geotécnicas do solo e seus respectivos valores

Propriedades geotécnicas do solo	Valor	Unidade
Massa específica	1,81	g/cm <sup>3</sup>
Umidade natural	1,73	%
Limite de liquidez	47,0	%
Limite de plasticidade	20,0	%
Densidade relativa dos grãos	2,61	Adimensional

Fonte: elaborada pela autora (2024).

### 3.5.1 Ensaio de compressão triaxial

Os ensaios triaxiais do tipo CIU (adensado isotrópico e não drenado) foram realizados de acordo com a norma D4767 da *American Society for Testing and Materials* (ASTM, 2020). Esses ensaios ocorreram no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentos

(LMSP) e estão ilustrados na Figura 16. A escolha desse tipo de ensaio teve como objetivo a obtenção dos parâmetros de resistência total e efetiva do solo, conforme a metodologia proposta por Henkel (1956).

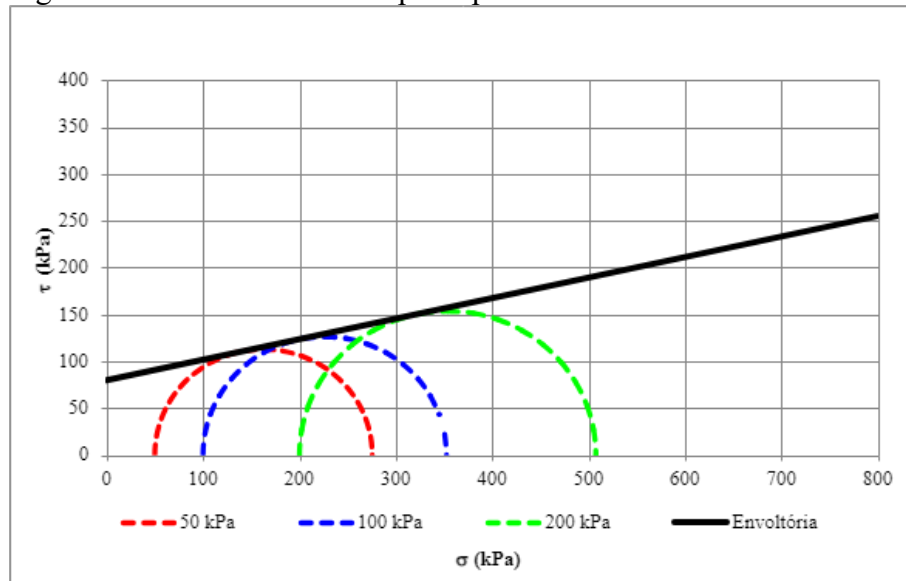
Para traçar as envoltórias de ruptura, foram aplicadas pressões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. A montagem das células de carga e a realização dos ensaios seguiram rigorosamente às recomendações de Head (1986). As figuras 17 e 18 mostram as envoltórias de Mohr-Coulomb obtidas.

Figura 16 – Ensaio triaxial CIU realizado no LMSP da UFC



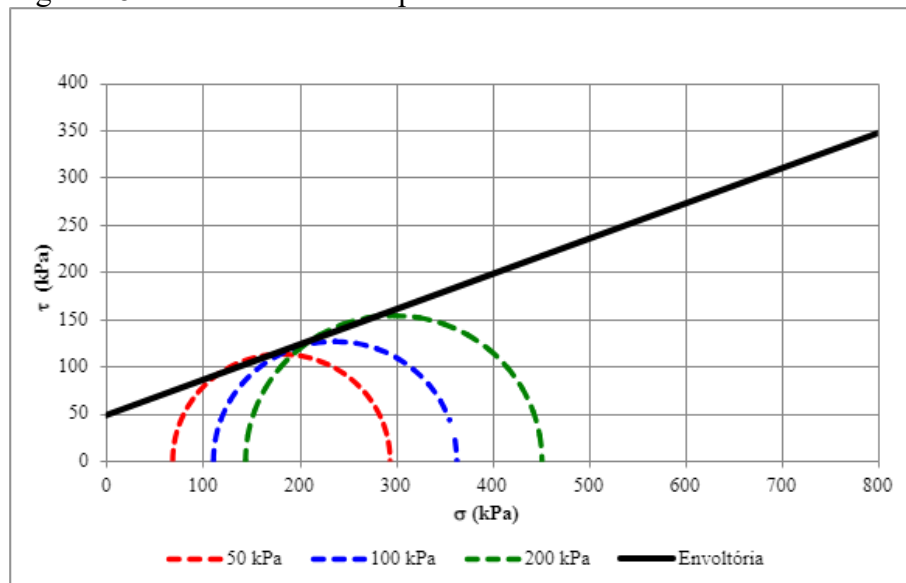
Fonte: elaborada pela autora (2024).

Figura 17 – A envoltória de ruptura para a tensão total



Fonte: elaborada pela autora (2024).

Figura 18 – A envoltória de ruptura em termos de tensão efetiva



Fonte: elaborada pela autora (2024).

Tabela 8 – Resume as médias dos parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios triaxiais CIU

	Coesão	Ângulo de atrito
<b>Total</b>	79,7 kPa	12,4°
<b>Efetiva</b>	48,3 kPa	20,5°

Fonte: elaborada pela autora (2024).

Os resultados apresentados na Tabela 8 indicam que, em condições de tensão efetiva, o solo apresenta uma maior resistência, manifestada pelo aumento do ângulo de atrito e pela diminuição do valor de coesão.

### 3.6 Prova de carga estática

A prova de carga estática, popularmente conhecida como prova de carga sobre placa, em fundação superficial, é realizada conforme a NBR 6489 (ABNT, 2019). Essa norma permite a determinação da curva pressão-recalque do terreno, simulando as ações transmitidas pelos elementos de fundações diretas, como as sapatas isoladas. Essa técnica utiliza uma placa circular de aço, cujo diâmetro mínimo é de 30 cm, sendo que, no caso em questão, foi escolhida uma de 45 cm, instalada na cota de fundação. O ensaio prossegue até que a pressão aplicada atinja o dobro da tensão admissível para o terreno ou até que o deslocamento máximo seja especificado. O tipo de carregamento pode variar conforme a finalidade e o projeto de fundação, podendo ser rápido, lento, cíclico ou misto (Albuquerque; Silva, 2023; Monteiro; Araújo; Aguiar, 2017).

No presente estudo, a avaliação do comportamento da camada de blocos de rocha compactados “*in situ*” foi feita por meio da realização de um ensaio de carga sobre placa (Figura 19) com carregamento lento, seguindo as especificações da NBR 6489 (ABNT, 2019), os recalques foram obtidos com a média dos valores medidos por extensômetros acoplados a uma placa de 1.590,43 cm<sup>2</sup> (diâmetro de 45 cm).

Figura 19 – A placa circular metálica utilizada no ensaio de carga com deflectômetros posicionados



Fonte: elaborada pela autora (2024).

As cargas foram aplicadas por meio de um macaco hidráulico com capacidade de 50 tf, utilizando uma retroescavadeira Doosan DX225LCA, com massa aproximada de 21500 kg, como sistema de reação.

A prova de carga foi realizada sobre a camada de blocos de rocha compactada, com espessura de aproximadamente 0,89 m (89 cm). Embora essa espessura seja inferior à profundidade do bulbo de pressões gerado pela aplicação das cargas na placa durante o ensaio. Então, a camada de blocos de rocha compactada foi considerada de pequena espessura, quando comparada ao bulbo de tensões da placa (cerca de 1,35 m).

O ensaio de placa foi feito em 10 estágios, com incrementos de tensão de 100 kPa, até a pressão máxima de 1000 kPa. O processo de descarregamento foi realizado em 4 estágios, com reduções de 250 kPa por etapa. Em todas as fases, as cargas foram mantidas até a estabilização dos deslocamentos.

Durante o carregamento, as medições foram realizadas nos intervalos de 0 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min, para observar a estabilização dos recalques. O estágio final de carregamento durou pelo menos 12 horas, desde que não houvesse ruptura no terreno. No descarregamento, as medições foram feitas nos mesmos intervalos de tempo, com uma medição adicional de 30 minutos após a remoção total da carga para detectar possíveis recalques residuais.

Destaca-se que os resultados do ensaio são específicos para a placa utilizada e devem ser interpretados considerando as relações dimensionais da placa e da fundação do edifício (Bowles, 1996).

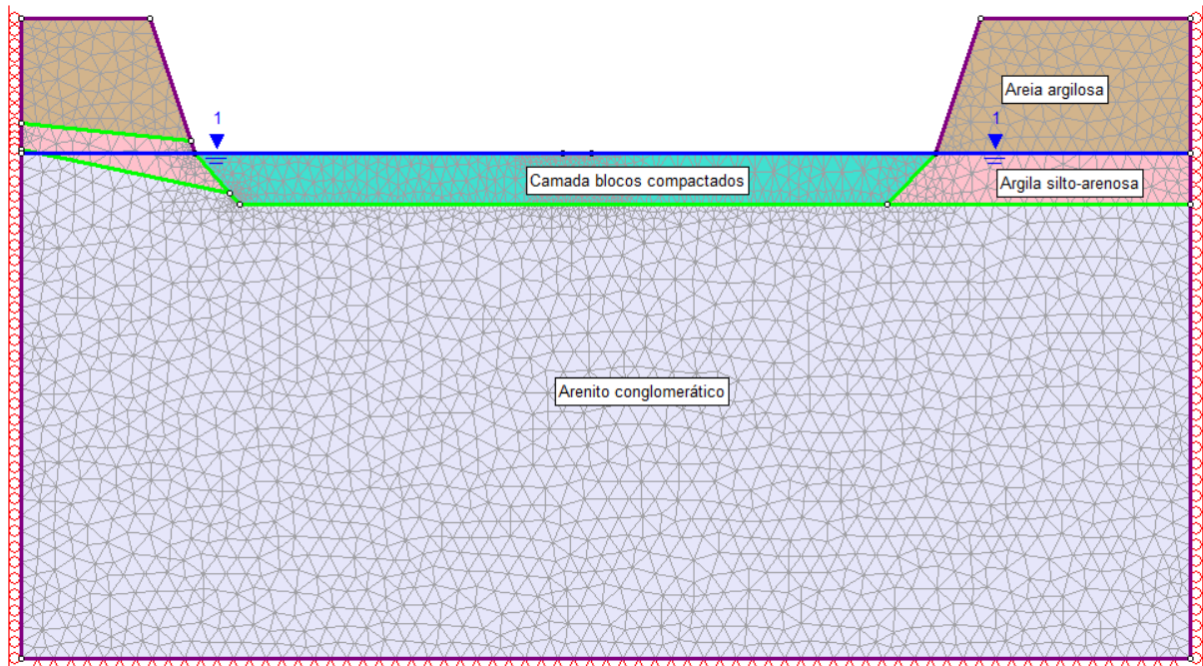
### **3.7 Retroanálise do ensaio de placa**

Os resultados obtidos no ensaio de placa foram retroanalizados utilizando-se o *software* RS2 (da Rocscience), com a aplicação do método dos elementos finitos (MEF) para a resolução das equações governantes. Na retroanálise numérica, os materiais foram considerados como apresentando um comportamento elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb. Nesse tipo de material, a deformação total é decomposta em duas parcelas: a deformação elástica, que é recuperável, e a deformação plástica, que é permanente.

Quanto à modelagem e à discretização da malha de elementos finitos (Figura 20), o RS2 oferece uma opção padrão para a geração automática da malha. As condições de contorno foram definidas impondo que as extremidades laterais permanecem sem deslocamento na

direção horizontal (eixo x). Adicionalmente, todos os pontos na base da camada de solo foram considerados como fixos, impossibilitando qualquer deslocamento.

Figura 20 – Malha de elementos finitos e condições de contorno empregadas na modelagem numérica com o *software* RS2



Fonte: elaborada pela autora (2024).

Para dar continuidade à investigação, será realizada uma análise paramétrica do módulo de deformabilidade, adotando-se os critérios de Mohr-Coulomb (RS2) e pela proposta de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), para comparar o módulo de deformação entre os dois métodos.

### 3.8 Análise tensão x deformação da sapata

Para a avaliação numérica tridimensional, utilizou-se o *software* RS3 da empresa Rocscience, aplicado ao estado triplo de tensões e deformações, com a geometria prévia modelada no RS2. Ressalta-se que a análise tridimensional foi feita porque uma sapata isolada retangular não pode ter seu comportamento tensão x deformação representado por um modelo axissimétrico ou por um modelo de deformação.

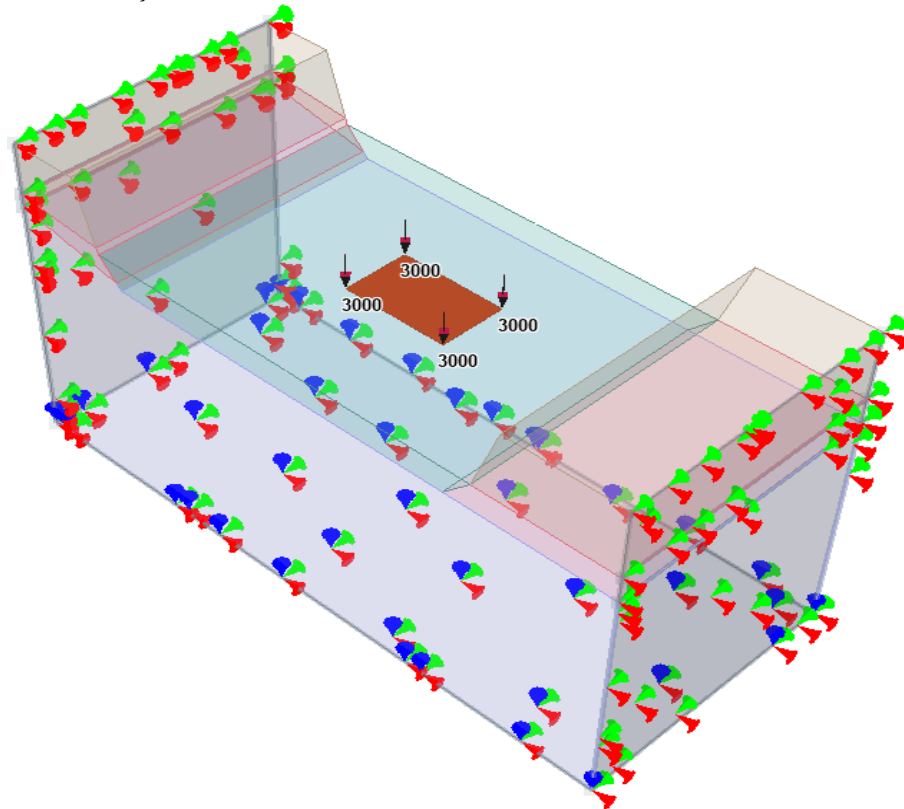
A conversão entre os *softwares* foi realizada com sucesso, mantendo as mesmas propriedades do material, isto é, possibilitou a continuidade da modelagem, só que em três dimensões. Todavia, para abordar o problema, optou-se por modelar uma área com dimensão

consideravelmente maior que a da sapata. Essa escolha possibilita uma compreensão das cargas aplicadas em profundidades, além de fornecer detalhes sobre os deslocamentos calculados.

Adotando essa metodologia, o modelo numérico do terreno foi definido com as seguintes dimensões principais: largura de 8,00 m, comprimento de 18,28 m e profundidade de 7,898 m, desde o topo da camada de blocos de rocha compactados até a base da camada de solo. A sapata será centralizada na área modelada (superfície), com dimensões de 1,90 m x 3,00 m (B x L), permitindo a interação na simulação numérica.

No tocante às condições de contorno, são aplicadas para garantir uma solução única ao problema. Assim, as restrições nas laterais (faces verticais) foram configuradas para limitar o deslocamento nas direções x e y, impedindo movimentos horizontais ao longo dessas faces. Na interface inferior, que corresponde à base da camada do solo, os deslocamentos são completamente restringidos nas direções x, y e z, replicando uma condição de apoio rígido. Para gerar o gráfico de carga vs. deslocamento, aplicaram-se 9 estágios de carregamento, com uma força vertical sobre a sapata, variando de 0 a 3000 kPa. Na Figura 21, os valores de 3000 kPa nas extremidades da sapata indicam que essa carga está distribuída uniformemente por toda a área da fundação, e não uma carga pontual.

Figura 21 – Ilustração das condições de contorno aplicadas no modelo, com restrições de movimento na base e nas laterais

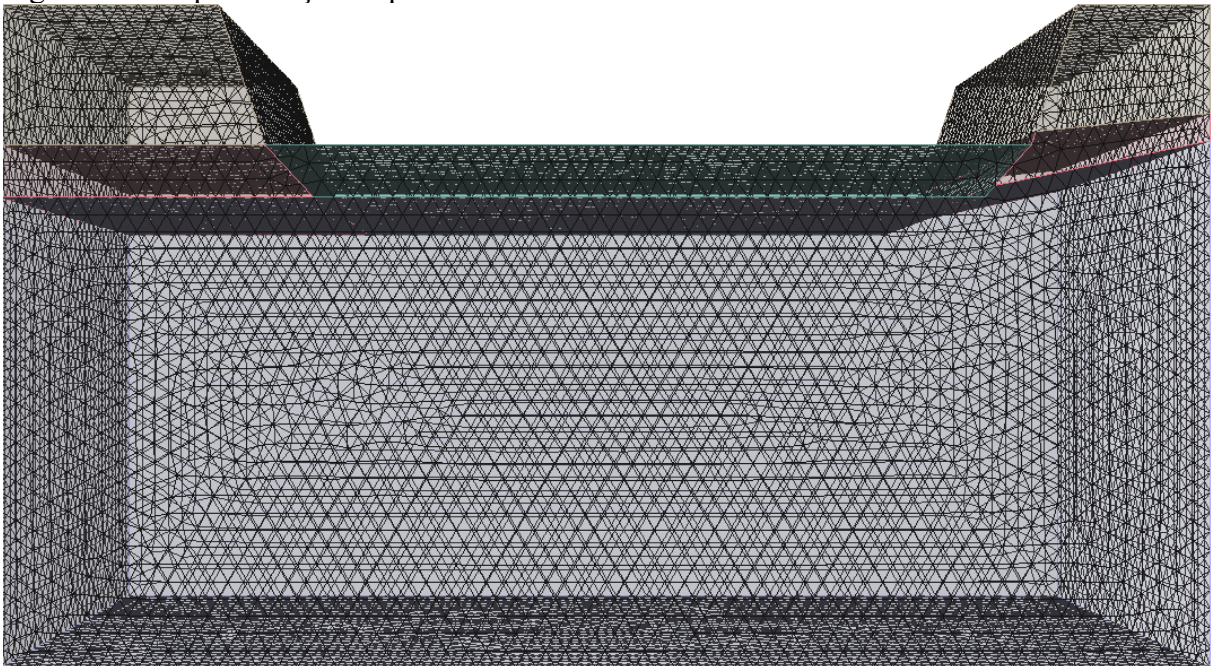


Fonte: elaborada pela autora (2024).

A análise numérica foi conduzida por meio da discretização do modelo utilizando uma malha de elementos finitos, que permite subdividir o domínio em pequenas regiões, proporcionando uma avaliação do comportamento tensão-deformação.

A malha do modelo foi gerada utilizando elementos tetraédricos de quatro nós, com gradação uniforme e distribuição controlada pelo usuário. O tamanho dos elementos foi definido como 0,3 m, totalizando aproximadamente 394.757 elementos na modelagem numérica, conforme mostrado na Figura 22.

Figura 22 – Representação esquemática da malha de elementos finitos



Fonte: elaborada pela autora (2024).

### 3.9 Estimativas da capacidade de carga

Neste estudo, aplicou-se o método de Van der Veen (1953), com tensões variando de 500 kPa a 3000 kPa, adotando-se a curva com o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) mais próximo de 1 para estimar a capacidade de carga (tensão ruptura).

Além disso, foi utilizado o *software* “Sapata” do pacote de GEO5, que emprega métodos analíticos para calcular a capacidade de carga do sistema solo-fundação. O *software* requer a definição da estratigrafia do terreno e das propriedades geotécnicas das camadas envolvidas, considerando-se os carregamentos provenientes da estrutura, bem como as dimensões em planta e a cota de assentamento da sapata.

O *software* estima a capacidade de carga usando modelos teóricos amplamente reconhecido, como os de Brinch Hansen (1961), Meyerhof (1963), Vésic (1975), além de normas internacionais, incluindo a DIN 4017 (Deutsches Institut Für Normung, 2006), CTE DB SE-C (Espanha, 2019), B1/VM4 (New Zealand, 2014), SP 22.1330.2016 (Russian, 2016) e CSN 73 1004 (Czech Republic, 2020). A tensão admissível é calculada aplicando-se um fator de segurança à capacidade de carga determinada, conforme as recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2022a).

Para determinar as cargas de projeto e de serviço que serão transmitidas pelos pilares às sapatas isoladas, devem ser consideradas as ações de natureza permanente e variável, conforme fornecidas pelo projetista estrutural. Essas ações devem ser majoradas segundo os fatores parciais de segurança estabelecidos pela NBR 8681 (ABNT, 2003).

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Previsão dos parâmetros de resistência via classificação geomecânica

Para a análise da capacidade de carga, considerou-se inicialmente o material de fundação formado pela mistura de blocos de rocha compactados como um maciço rochoso muito fraturado, com GSI estimado em 15%, refletindo a presença de um grande número de descontinuidades aleatoriamente distribuídas entre as partículas de pedra rachão. Vale destacar, que diferente de outros sistemas de classificação, Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) não estabelecem classes de qualidade do maciço com base no valor obtido para o GSI.

A resistência à compressão simples foi estimada 50 MPa, com base nas condições observadas após o uso do martelo geológico, pois nas partículas rochosas presentes exigiram mais de um golpe para fraturar o material, justificando o valor atribuído, de acordo com os critérios da Norma 109/2024 da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE, 2024), essa resistência corresponde à categoria R4. O parâmetro  $m_i$ , que representa a resistência ao cisalhamento da rocha foi estimado em 15, caracterizando-a como um arenito, quartzito (Hoek; Brown, 1980). Tal valor corresponde ao valor obtido no programa RocLab da empresa Rocscience a partir da coleta de dados em obras em todo o mundo.

O fator de perturbação  $D$ , necessário para a estimativa dos valores da coesão e ângulo de atrito pela proposta de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), foi definido como 0, considerando que o padrão de fraturamento da camada rochosa permanece inalterado após a sua compactação, o que seria uma analogia ao fato de, caso as escavações tivessem ocorrido em maciço rochoso sem o uso de explosivos, resultariam em mínima perturbação.

Os cálculos foram realizados, resultando em  $m_b = 0,721$ ,  $s = 0,0001$  e  $a = 0,561$ . A partir desses valores, obtiveram-se os valores de coesão e ângulo de atrito, obtidos pela proposta de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), de acordo com os critérios apresentados anteriormente, foram de 1390 kPa e 23°, respectivamente. Contudo, devido à incerteza na coesão estimada, aplicou-se um fator de segurança de 10, ajustando a coesão para 139 kPa. O coeficiente de segurança foi definido em função das incertezas associadas às propriedades do material rochoso, e o seu uso mostrou-se adequado quando analisados os resultados apresentados a seguir. O peso específico obtido para o material, levando-se em conta materiais compostos por rochas fragmentadas, foi estimado na ordem de 20 kN/m<sup>3</sup>.

#### 4.1.1 Ensaio de bloco de rocha

Para validar as estimativas iniciais dos blocos, foram conduzidos ensaios de compressão uniaxial para medir a resistência real dos corpos de prova. Os resultados, mostrados na Tabela 9, indicam uma resistência média de 79,9 MPa em cinco amostras. A análise estatística dos dados revelou um desvio-padrão de 26 MPa e um coeficiente de variação de 32,5%.

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de compressão simples dos corpos de prova

Corpos de prova (CP)	Resistência à compressão simples
01	66,6 MPa
02	107,9 MPa
03	107,7 MPa
04	55,9 MPa
05	61,4 MPa

Fonte: elaborada pela autora (2024).

A análise dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples realizados nos corpos de prova revela uma variabilidade significativa nos valores de resistência (Tabela 9). Essa variabilidade pode ser atribuída à qualidade da moldagem dos corpos de prova, que, quando realizada de maneira inadequada, compromete os resultados.

Os corpos de prova com moldagem irregular tendem a apresentar maior concentração de tensões em pontos específicos, reduzindo a resistência da amostra, como observado no caso da Amostra nº 04. Nesse contexto, o coeficiente de variação identificado no estudo estatístico justifica-se pelas falhas ocorridas durante o processo de moldagem dos corpos de prova.

Por fim, a Amostra nº 04 registrou a menor resistência, 55,9 MPa. Mesmo assim, superou a estimativa inicial de 50 MPa, o que sugere uma possível subestimação na fase preliminar.

#### 4.2 Prova de carga sobre placa

Os resultados dos ensaios de placa (Tabela 10) mostraram o comportamento de recalque do terreno sob diferentes níveis de pressão aplicada. Inicialmente, com a pressão de 95 kPa, o recalque foi de -0,12 mm. À medida que a pressão foi incrementada até 984 kPa, o recalque máximo atingiu -2,68 mm. Após o descarregamento, observou-se um recalque residual

de -1,85 mm, indicando que grande parcela dos recalques se deu pelas deformações plásticas e que a consideração do material com comportamento elástico-perfeitamente plástico na retroanálise realizada apresentou-se como adequada.

De modo geral, os resultados mostraram que, para a tensão máxima aplicada no ensaio de placa, o recalque observado encontra-se dentro do limite aceitável, pois, segundo Terzaghi, Peck e Mesri (1996), edifícios residenciais podem tolerar recalques absolutos máximos de até 25 mm. Adicionalmente, conforme Bjerrum (1963, 1972), o recalque diferencial e a distorção angular permanecem abaixo dos limites estabelecidos.

A Figura 23 apresenta inicialmente a curva pressão x recalque obtida no ensaio de carga sob placa. Observando-se os resultados do ensaio “*in situ*” apresentados na Figura 23, verifica-se que a relação entre a pressão aplicada e o recalque resultante foi aproximadamente linear até o carregamento máximo aplicado, não havendo, portanto, indícios de ruptura sob condições drenadas.

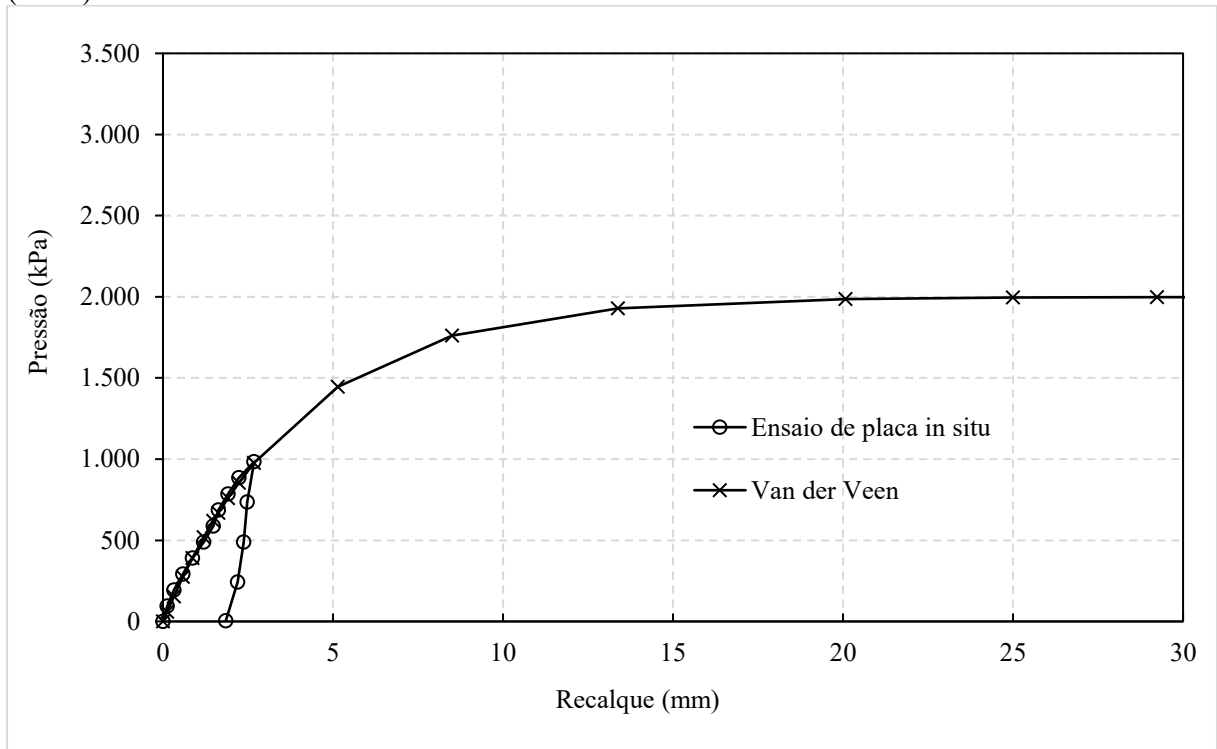
A capacidade de carga obtida a partir da extrapolação dos resultados do ensaio de placa empregando-se o método de Van der Veen (1953) foi de 2000 kPa, com um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,9982, cuja aplicação permitiu um ajuste satisfatório dos dados experimentais obtidos no ensaio de placa, como pode ser observado na Figura 23, a seguir.

Tabela 10 – Os resultados do ensaio de placa “*in situ*” (carregamento lento)

	Pressão (kPa)	Recalque (mm)
<b>Carregamento</b>	0	0
	95	-0,12
	194	-0,32
	293	-0,59
	391	-0,87
	490	-1,20
	588	-1,48
	687	-1,63
	786	-1,91
	885	-2,23
	984	-2,68
<b>Descarregamento</b>	736	-2,48
	490	-2,37
	243	-2,20
	4	-1,85

Fonte: elaborada pela autora (2024).

Figura 23 – Curva pressão x recalque do ensaio de placa e a extrapolação de Van der Veen (1953)



Fonte: elaborada pela autora (2024).

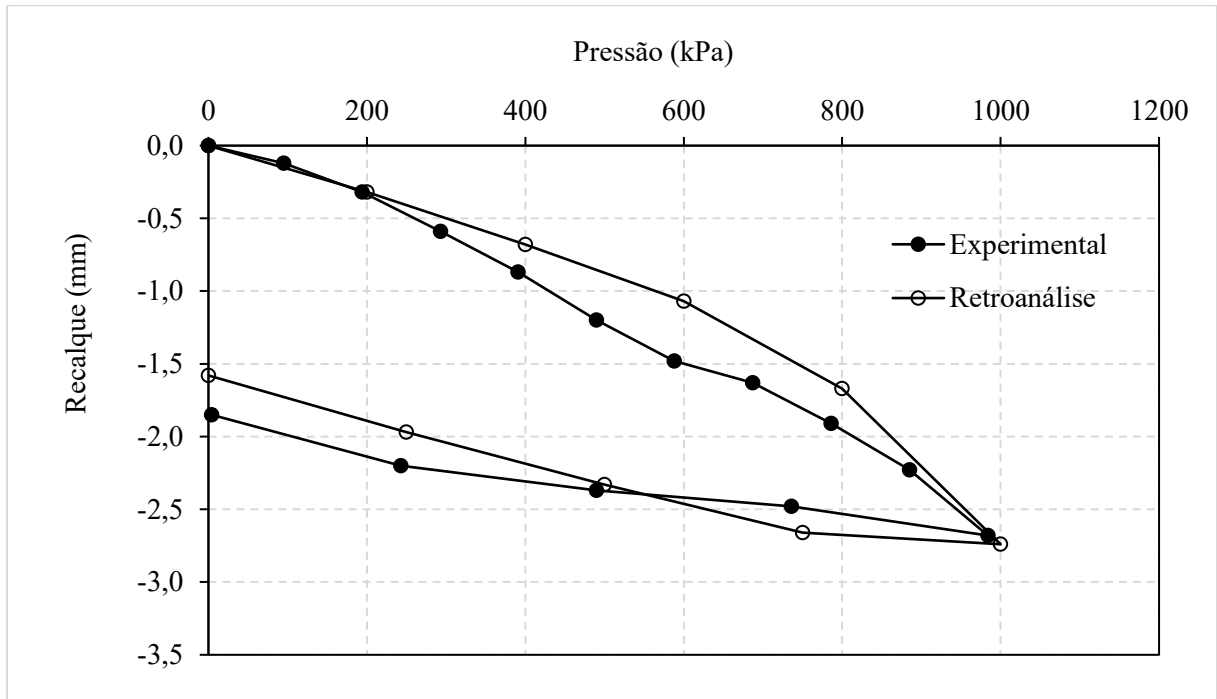
#### 4.2.1 Retroanálise do ensaio de placa

A retroanálise do ensaio de placa foi realizada visando à determinação dos parâmetros geológicos-geotécnicos da camada de blocos de rocha compactados e sua comparação com os valores obtidos pela aplicação do sistema de classificação geomecânica GSI proposto por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002). Esta metodologia apresenta-se bastante satisfatória, pois permite a obtenção do parâmetro de um determinado material a partir do conhecimento de sua resposta à ação de um carregamento aplicado em um ensaio de campo.

A Figura 24 apresenta a comparação entre as curvas de pressão x recalque obtidas no ensaio de placa realizado e na retroanálise correspondente, por meio da qual foram determinadas as propriedades geológicas-geotécnicas apresentadas na Tabela 11. Inicialmente, os resultados mostram que houve um ajuste satisfatório dos resultados obtidos na retroanálise aos dados provenientes do ensaio de carga sobre placa. Comparando os valores de pressão máxima, verifica-se que a diferença entre os dois métodos é mínima, é de apenas 1,63%. O recalque obtido na retroanálise foi 0,06 mm maior do que o observado experimentalmente, o que, do ponto de vista experimental, é considerado irrisório. A diferença no recalque residual foi superior, com a retroanálise mostrando um valor 0,27 mm inferior ao do ensaio. Essas

discrepâncias são consideradas aceitáveis, dado que a análise numérica pode não captar todas as características reais do terreno, além das próprias variações dos resultados em procedimentos experimentais.

Figura 24 – Comparação das curvas pressão x recalque obtidas no ensaio de placa e na retroanálise



Fonte: elaborada pela autora (2024).

Tabela 11 – Os parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos na retroanálise do ensaio de carga em placa

Material	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de Young (kPa)	Coefficiente de Poisson	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)
Areia argilosa	19	20000	0,35	12,4	79,7
Argila silto-arenosa	21	20000	0,35	12,4	79,7
Camada blocos compactados	19	468000	0,49	23,0	110,0
Arenito conglomerático	22	468000	0,49	20,0	40,0

Fonte: elaborada pela autora (2024).

Neste cenário, consideram-se os critérios de pico de resistência ao cisalhamento – coesão e ângulo de atrito – que refletem as condições iniciais do solo, conforme observado na Tabela 11. Estes critérios são comparados com os valores da camada de blocos de rocha compactados pela classificação geomecânica. Os resultados obtidos indicaram que houve uma concordância satisfatória entre os parâmetros da resistência ao cisalhamento estimados para a camada de blocos rochosos compactados a partir da aplicação dos conceitos do sistema de classificação geomecânica GSI e os valores obtidos na retroanálise dos resultados do ensaio de placa. Isto indica que a aplicação da metodologia empregada no presente trabalho para a

estimativa das propriedades de resistência ao cisalhamento de camadas de blocos rochosos compactados para assentamento de fundações diretas mostrou-se satisfatória.

No presente caso, é importante mencionar que foi aplicado um coeficiente de segurança igual a 10 ao parâmetro coesivo obtido na classificação geomecânica. Tal redução no valor obtido apresentou-se adequada e leva em consideração que o esqueleto mineral formado pelos blocos de rocha compactados não apresenta as mesmas forças coesivas entre os minerais naturais presentes num maciço rochoso. Por outro lado, o valor significativo obtido para a coesão na retroanálise pode ser atribuído à presença do agente cimentante, qual seja, o cimento Portland utilizado na confecção do concreto adicionado à mistura dos blocos de rocha.

A diferença entre os resultados foi de 474,94 MPa. O critério de Hoek-Brown leva em conta propriedades ligadas às descontinuidades, o que torna mais representativo em comparação ao critério de Mohr-Coulomb (Hoek; Carranza-Torres; Corkum, 2002).

Por outro lado, os dados obtidos na retroanálise do ensaio de placa indicam que os parâmetros de resistência e deformabilidade das camadas granulares não influenciam os resultados. Isso se deve ao fato de que, no processo de retroanálise, o comportamento do sistema é governado pela forma com a pressão é aplicada e distribuída nas camadas estratificadas. Assim, a pressão exercida sobre a camada de blocos de rocha compactados é transferida para a camada subjacente de arenito conglomerático.

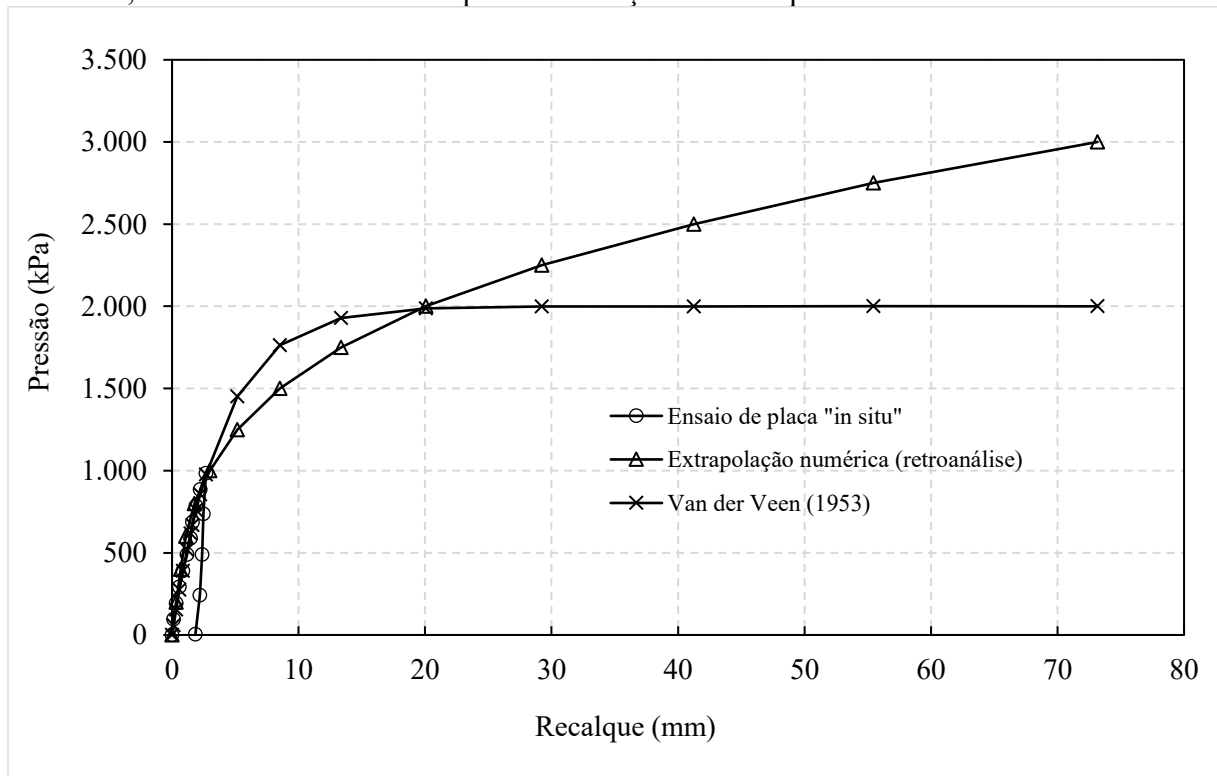
### **4.3 Avaliação da capacidade de carga da camada de blocos de rocha compactada**

A NBR 6122 (ABNT, 2022a) permite estimar a capacidade de carga de fundações com métodos teóricos, proporcionando uma análise fundamentada das condições do solo e nas características da fundação, como geometria e cota de assentamento. Assim sendo, para o presente estudo foi feita a estimativa da capacidade de carga do sistema solo-fundação, considerado a partir do assentamento da placa circular de 45 cm sobre a camada de blocos de rocha compactados, a partir do emprego dos métodos clássicos de Brinch Hansen (1961), Meyerhof (1963) e Vésic (1975), utilizando os valores dos parâmetros geológicos-geotécnicos dos materiais obtidos na classificação geomecânica. Além disto, para efeitos de comparação, os valores obtidos para a capacidade de carga pelos métodos teóricos mencionados foram comparados àqueles obtidos a partir da extrapolação dos resultados da prova de carga e da retroanálise numérica, realizadas.

Na Figura 25 são mostradas as curvas pressão x recalque obtidas no ensaio de placa realizado, o resultado obtido com a sua extrapolação pelo método de Van der Veen (1953), para

a qual foi obtida uma capacidade de carga de 2000 kPa, e a obtida na modelagem numérica do ensaio “*in situ*” realizado (retroanálise). Vale salientar que uma vez obtidos os parâmetros geológicos-geotécnicos dos materiais constituintes do terreno de fundação a partir da retroanálise dos resultados do ensaio de placa, é possível a definição de uma curva pressão x recalque para vários níveis de carregamento, como ilustrado na Figura 25.

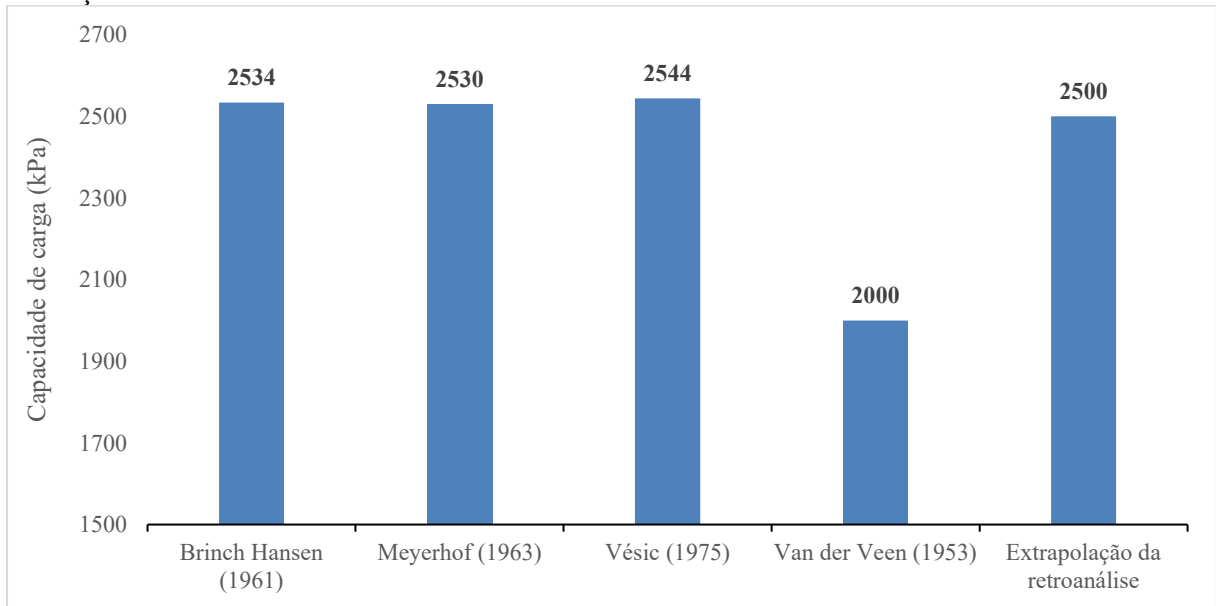
Figura 25 – Comparação das curvas da prova de carga, extrapolação de Van der Veen (1953) e numérica, mostrando a tensão de ruptura em função do recalque



Fonte: elaborada pela autora (2024).

A Figura 26 mostra os resultados da capacidade de carga obtida pela utilização dos métodos teóricos, pela extrapolação do ensaio de carga em placa pelo método de Van der Veen (1953) e no modelo numérico. Inicialmente, observa-se que houve uma grande concordância entre os resultados obtidos para a capacidade de carga no modelo numérico elaborado e na extrapolação do ensaio de carga em placa. Por outro lado, os valores obtidos pela aplicação dos métodos teóricos apresentaram-se bem superiores àqueles resultantes da metodologia experimental (ensaio de carga em placa), mas comparáveis aos valores obtidos a partir do modelo numérico para níveis de recalques iguais a 40 mm, indicando, portanto, que a aplicação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos na classificação geomecânica para a previsão da capacidade de carga do sistema solo-fundação se mostrou adequada.

Figura 26 – Comparação os valores obtidos para a capacidade de carga dos sistema solo-fundação



Fonte: elaborada pela autora (2024).

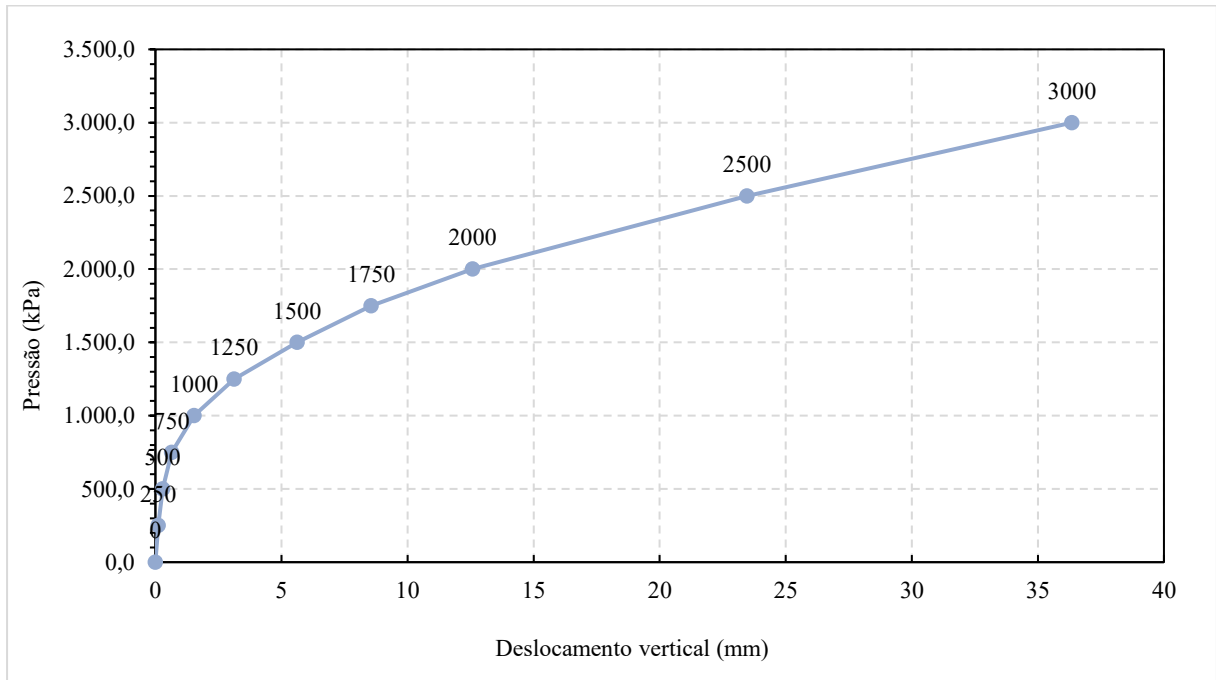
A capacidade de carga obtida pelo método numérico foi inicialmente determinada com base no critério de recalque máximo de 40 mm, resultando em um valor de 2500 kPa. No entanto, ao adotar um critério mais rigoroso de recalque máximo de 25 mm, essa capacidade de carga é reduzida para aproximadamente 2150 kPa.

O método de Van der Veen (1953) apresenta valores mais próximos aos obtidos pela extrapolação numérica com recalque limitado a 25 mm, conforme recomendado por autores clássicos como Terzaghi, Peck e Mesri (1996). Contudo, esses valores ainda são inferiores aos estimados pelos modelos teóricos. Essa comparação destaca a importância de considerar critérios de recalque na interpretação dos resultados.

#### 4.4 Análise tridimensional de uma sapata

A análise tridimensional foi realizada para avaliar o comportamento do sistema de maneira detalhada, incorporando as propriedades do perfil geológico-geotécnico, obtidas por meio da retroanálise do ensaio de placa. As dimensões reais da sapata, definidas no projeto estrutural, foram consideradas. Logo, na Figura 27, percebe-se que para as pressões de 0 a 1000 kPa, o deslocamento é gradual, atingindo a 1,54 mm; porém, se intensifica entre 1250 a 2000 kPa, alcançando 12,58 mm. A partir de 2000 kPa, o deslocamento aumenta significativamente, atingindo 36,35 mm aos 3000 kPa.

Figura 27 – Gráfico de pressão vs. deslocamento vertical obtido a partir da extrapolação numérica



Fonte: elaborada pela autora (2024).

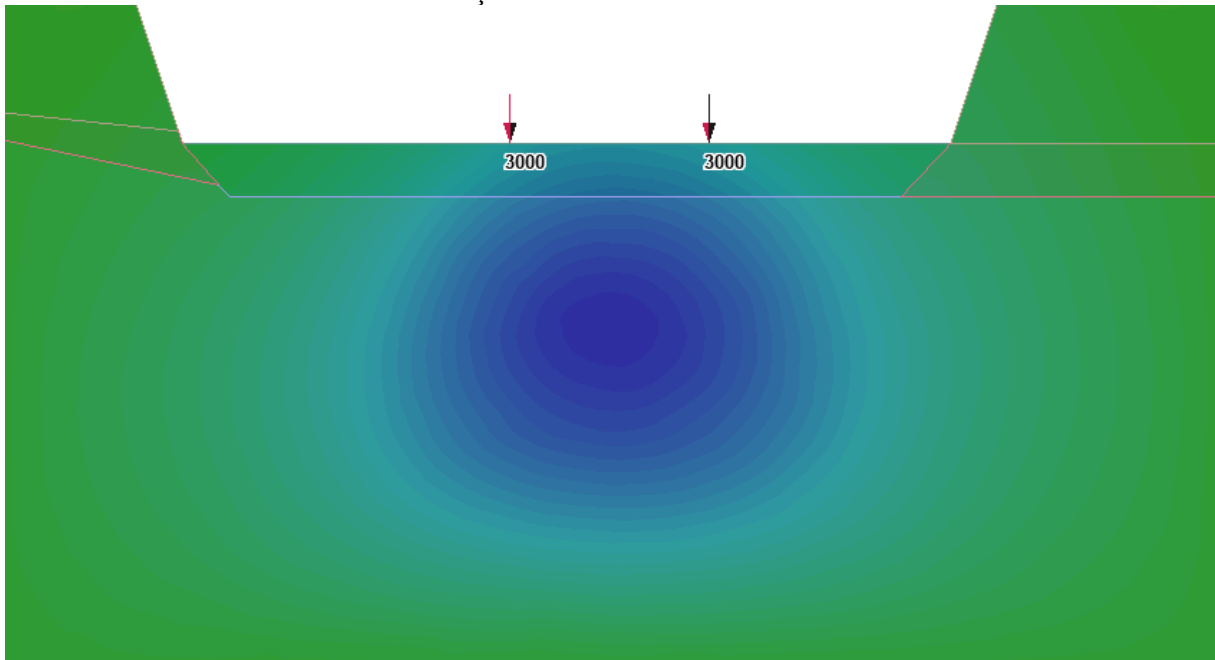
Observa-se que, até a pressão de 2500 kPa, a sapata permanece dentro dos limites de operação, pois o deslocamento vertical continua abaixo do recomendado, que é de 25 mm. Ou seja, a partir dessa pressão, na simulação numérica tridimensional, a execução do elemento de fundação não estaria mais adequada.

A análise tensão-deformação do terreno de fundação pela curva indica um comportamento elástico perfeitamente plástico com endurecimento, mostrando que o domínio elástico se expande devido ao processo de endurecimento. Até aproximadamente 500 kPa, a curva está no regime elástico, onde as deformações ainda são recuperáveis. A partir desse ponto, ocorrem as deformações plásticas.

O desempenho observado na Figura 27 foi semelhante ao obtido na modelagem numérica bidimensional (retroanálise do ensaio de placa) usando o modelo axissimétrico. Em ambos os casos, verificou-se que o deslocamento aumenta progressivamente com o incremento da pressão. Essa semelhança entre os modelos reforça a coerência das análises realizadas.

A distribuição de tensões no terreno é representada por um gradiente de cores, formando o chamado “bulbo de tensões”, que destaca as áreas submetidas aos acréscimos de tensões gerados pela aplicação de uma pressão máxima de 3000 kPa, conforme mostrado na Figura 28, a seguir.

Figura 28 – Propagação do bulbo de tensões gerado pela pressão aplicada sobre a fundação, destacando áreas de maior concentração de tensões em tons de azul



Fonte: elaborada pela autora (2024).

A Figura 28 destaca o centro do bulbo em azul intenso como a área de maior concentração de tensões, localizada abaixo da sapata. À medida que se afasta desse centro, as cores tornam-se mais claras, indicando a distribuição vertical das tensões e sua diminuição com o aumento da distância em relação ao ponto de aplicação.

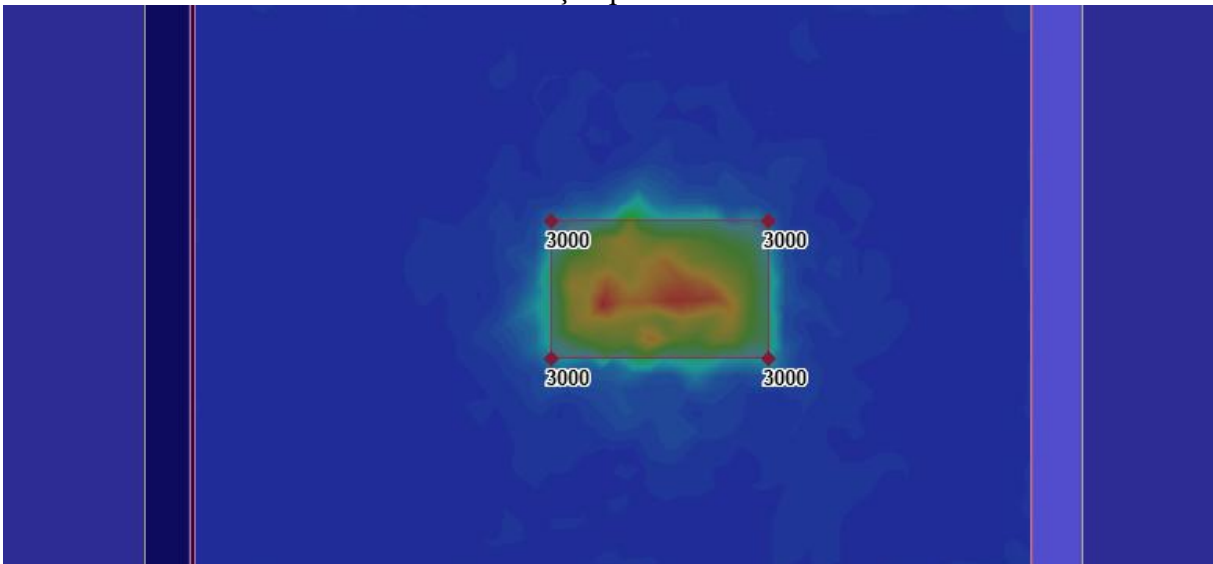
O bulbo de tensões independe do tipo de material, pois é uma questão geométrica. Mesmo com a presença de uma camada de argila mole, ou que o bulbo esteja totalmente na rocha, é a capacidade do material que pode levar a sapata ao colapso ou a recalques excessivos. Quando essa argila é substituída por um material de boa qualidade, o bulbo de tensões permanece na rocha, mas agora com um comportamento satisfatório. Isso foi confirmado na prova de carga direta. Com a substituição do material, o bulbo permanece inalterado, restabelecendo as condições desejadas. Se o material rochoso tem capacidade de suportar essa pressão, o material subjacente, arenito conglomerático, também é capaz de sustentá-la. Por ser a camada de maior rigidez no sistema, o arenito conglomerático atua com a base principal de sustentação.

Na Figura 28, foi identificado que o bulbo de tensões atingiu cerca de 6,23 m. Embora haja uma pequena diferença em relação à estimativa de 5,70 m para sapatas retangulares, conforme Cintra, Aoki e Albiero (2011), os valores são próximos, indicando que os resultados obtidos são consistentes.

A presença da camada de blocos de rocha compactados é crucial para limitar a propagação das tensões para as regiões mais profundas. Essa camada fornece uma resistência adicional que atua como uma “barreira” estrutural, auxiliando na dissipação e distribuição das tensões.

Ademais, a área de plastificação concentra-se sob o centro da sapata, espalhando-se gradualmente em direção às bordas. Essa concentração significa que a pressão aplicada excedeu o regime elástico do terreno. A Figura 29 mostra a posição da sapata nessa zona de plastificação.

Figura 29 – Distribuição de tensões sob a sapata com pressão de 3.000 kPa, com a área vermelha indicando zonas de maior tensão e deformação plástica



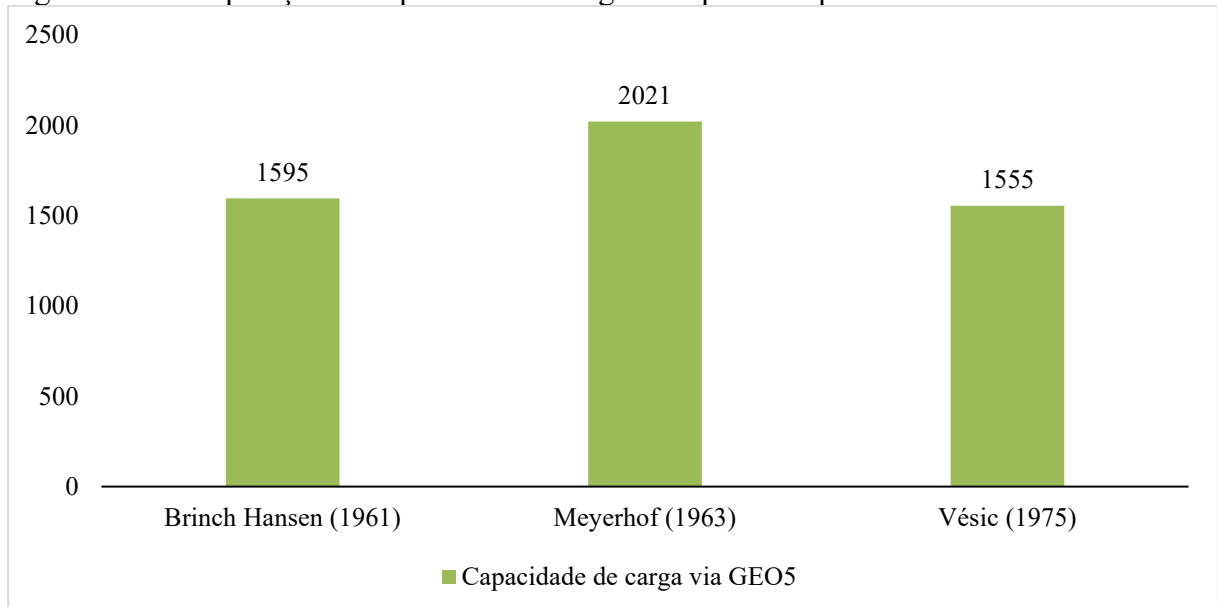
Fonte: elaborada pela autora (2024).

A transição de cores, do vermelho nas áreas mais tensionadas ao azul nas áreas menos afetadas, indica uma redução das tensões conforme se afastam do ponto da pressão máxima. Essa distribuição reflete a dissipação das tensões na camada inferior e lateral, onde o terreno permanece no campo elástico. A visualização sugere que o carregamento seja bem distribuído, mas que o centro da sapata concentra as maiores tensões. O terreno foi comprimido a um limite onde não pode mais suportar tensões adicionais sem se deformar permanentemente; qualquer aumento de pressão resultará em mais deformação plástica no terreno.

O estudo apresentou algumas restrições, sobretudo em função da variabilidade nas propriedades geotécnicas decorrentes da heterogeneidade natural dos solos e rochas. Aliás, a complexidade do comportamento geotécnico impôs a necessidade de simplificações nas simulações numéricas, que, embora eficientes, podem não refletir as condições reais de campo.

A Figura 30 apresenta um gráfico comparativo das estimativas de capacidade de carga do solo obtidas via o *software* GEO5. Os resultados mostram que o método de Meyerhof (1963) apresenta a maior capacidade de suporte, seguido pelo de Brinch Hansen (1961), e, por último, o modelo de Vésic (1975).

Figura 30 – Comparação da capacidade de carga da sapata real pelos métodos analíticos



Fonte: elaborada pela autora (2024).

A diferença entre os modelos de Brinch Hansen (1961) e Vésic (1975) é pequena, sugerindo que ambos utilizam abordagens semelhantes para os parâmetros de forma e profundidade. Vale ressaltar que cada técnica pode gerar resultados um pouco diferentes devido às suas particularidades teóricas.

Ademais, com o fator de segurança igual a 3,0 por se tratar de um método teórico, todas as capacidades de carga atenderam em relação à tensão admissível de projeto de 500 kPa. O método de Meyerhof (1963) obteve um coeficiente de segurança de 4,04, seguido pelo de Brinch Hansen (1961) com 3,19 e, por fim, o de Vésic (1975) com 3,11.

Contudo, todos os três métodos mostram uma consistência geral, o que confirma que essas metodologias são confiáveis para estimativas de capacidade de carga em estudos geotécnicos.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 5.1 Conclusões

Este estudo avaliou a utilização de uma camada de blocos de rocha como técnica de avaliação da melhoria do terreno para assentamento de fundações superficiais. A partir dos resultados obtidos, comprovou-se que essa técnica permitiu a obtenção de um material para assentamento de fundações superficiais com elevada capacidade de carga, em relação aos solos naturais de menor resistência, com recalques dentro dos limites aceitáveis para construções residenciais.

A previsão das propriedades de resistência ao cisalhamento da camada de blocos de rocha compactados utilizando-se os conceitos do sistema de classificação geomecânica (Sistema GSI) para a estimativa da capacidade de carga do material quando utilizado como camada de assentamento de fundações superficiais mostrou-se satisfatória. Entretanto, recomenda-se que o parâmetro coesivo obtido na aplicação dos conceitos do sistema de classificação geomecânica seja dividido por um coeficiente de segurança igual a dez. Observou-se que a adoção de um coeficiente de segurança aplicado ao parâmetro coesivo mostrou-se coerente, garantindo uma estimativa segura da capacidade de carga do material. Ressalta-se que esse valor foi estabelecido de forma arbitrária, em função das incertezas associadas às propriedades do material rochoso. Vale destacar que o fator de segurança adotado, igual a 10, não é respaldado por validações experimentais.

A simulação numérica em ambiente bidimensional possibilitou a obtenção de uma curva pressão-recalque próxima à obtida experimentalmente, validando a metodologia empregada para a estimativa da capacidade de carga do material de assentamento. Isto mostra que a modelagem numérica foi fundamental para prever o comportamento do sistema solo-fundação, reproduzindo as condições de carregamento impostas no ensaio de campo realizado e permitindo a obtenção dos parâmetros geotécnicos, especialmente os da camada de blocos de rocha compactados.

A aplicação do método de Van der Veen (1953) permitiu um ajuste satisfatório da curva pressão x recalque obtida no ensaio de placa, e conseqüentemente, a determinação da capacidade de carga do sistema solo-fundação. A curva obtida na extrapolação dos resultados do ensaio de campo apresentou-se bastante semelhante àquela obtida no modelo numérico, mostrando que ambos os processos foram realizados de forma a representar satisfatoriamente o comportamento do material estudado.

O ensaio de carga sobre placa, por sua vez, destaca-se com um limite seguro à fundação. A retroanálise demonstrou ser uma ferramenta eficaz para ajustar os modelos numéricos com dados reais, permitindo uma caracterização refinada das propriedades do material e resultando em uma estimativa de capacidade de carga mais representativa.

Na análise tridimensional, a camada constituída de blocos rochosos compactados mostrou-se adequada para suportar a pressão máxima projetada para a sapata. Esse método também permitiu a análise de plastificação pelo critério de Mohr-Coulomb, algo que o modelo elástico-linear não possibilitaria. No final, as capacidades de carga da sapata atenderam ao fator de segurança esperado.

Em síntese, a camada de blocos compactada mostrou-se uma opção promissora para o reforço de fundações superficiais, contribuindo para soluções geotécnicas mais seguras, econômicas e alinhadas aos desafios modernos da engenharia civil. As conclusões deste estudo abrem novas direções para aprofundamento da pesquisa sobre técnicas de avaliação para melhoria de terrenos para fundações diretas.

## **5.2 Sugestões para pesquisas futuras**

Para a validação e aprimoramento dos resultados obtidos, propõem-se as seguintes recomendações:

- Realizar o ensaio de cisalhamento direto em grande escala para a camada de blocos de rocha compactados, a fim de obter parâmetros de resistência ao cisalhamento, como coesão e ângulo de atrito, e compará-lo com este estudo;
- Recomenda-se o ensaio de placa cíclico para avaliar o módulo de deformabilidade do material rochoso;
- Investigar o uso de diferentes tipos de materiais rochosos ou misturas com composições variadas (ex.: proporção entre blocos de rocha e concreto ciclópico), visando otimizar as propriedades técnicas do material;
- Sugere-se o uso de redes neurais artificiais (RNAs), especialmente do tipo função de base radial (RBF), para prever diversos parâmetros, devido à sua eficiência em lidar com problemas de uma única camada oculta e tempos de processamentos rápidos.

## REFERÊNCIAS

- ABAD, J.; CELADA, B.; CHACON, E.; GUTIERREZ, V.; HIDALGO, E. Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mine galleries and to design their supports. *In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ROCK MECHANICS*, 5., 1983, Melbourne. **Proceedings** [...]. Melbourne: ISRM, 1983. p. 15-19.
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; SILVA, G. S. Análise das alterações e avanços das normas de provas de carga em fundação profunda (ABNT NBR 16.903:2020) e fundação direta (ABNT NBR 6489:2019). *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA*, 10., 2023, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: ABEF, 2023. p. 1-9. Disponível em: [https://www.fecfau.unicamp.br/~pjra/wp-content/uploads/2023/12/ARTIGO\\_NORMAS\\_Albuquerque-Santolia\\_2023\\_SEFE-10.pdf](https://www.fecfau.unicamp.br/~pjra/wp-content/uploads/2023/12/ARTIGO_NORMAS_Albuquerque-Santolia_2023_SEFE-10.pdf). Acesso em: 14 mar. 2024.
- ALVAREZ, H. I. P. **Ensaios não convencionais para determinação da tenacidade à fratura em rochas: análise e comparação**. 2004. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-06042006-160509/pt-br.php>. Acesso em: 14 mar. 2024.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4767-11**: standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2020.
- ASSIS, A. P. **Mecânica das rochas**. Brasília, DF: Universidade de Brasília, 2013. Apostila. Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/472028290/>. Acesso em: 14 mar. 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. **Norma ABGE 109/2024**: descrição e classificação de sondagens. São Paulo: ABGE, 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457**: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: solo: sondagem de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6489**: solo: prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: solos e rochas: terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2022b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9935**: agregados: terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15845**: rochas para revestimento: métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15845-2**: rochas para revestimento: parte 2: determinação da densidade aparente, da porosidade aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**: identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, [Vienna], v. 6, n. 4, p. 189-236, Dec. 1974. DOI: <https://doi.org/10.1007/BF01239496>. Disponível em: <https://link.springer.com/article/10.1007/BF01239496>. Acesso em: 14 mar. 2024.

BASTOS, P. S. **Sapatas de fundação**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2023. Notas de aula. Disponível em: <https://www.studocu.com/pt-br/document/universidade-estadual-paulista/estruturas-de-concreto-ii/sapatas-prof-paulo-sergio-bastos/96338168>. Acesso em: 15 abr. 2024.

BEZERRA, A. C. S. **Influência das variáveis de ensaio nos resultados de resistência à compressão de concretos**: uma análise experimental e computacional. 2007. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/ISMS-74UPHH>. Acesso em: 14 mar. 2024.

BIENIAWSKI, Z. T. Determining rock mass deformability: experience from case histories. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, [Amsterdam], v. 15, n. 5, p. 237-247, Oct. 1978. DOI: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)90956-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)90956-7). Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0148906278909567>. Acesso em: 14 mar. 2024.

BIENIAWSKI, Z. T. Engineering classification of jointed rock masses. **Transactions of the South African Institution of Civil Engineers**, [Midrand], v. 15, n. 12, p. 335-343, Dec. 1973. Disponível em: [https://journals.co.za/doi/pdf/10.10520/AJA10212019\\_17397](https://journals.co.za/doi/pdf/10.10520/AJA10212019_17397). Acesso em: 14 mar. 2024.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering rock mass classifications**: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 1989.

BIENIAWSKI, Z. T. Rock mass classification in rock engineering. *In*: SYMPOSIUM EXPLORATION FOR ROCK ENGINEERING, 1976, Johannesburg. **Proceedings** [...]. Cape Town: Balkema, 1976. v. 1, p. 97-106.

BISHNOI, B. L. **Bearing capacity of a closely jointed rocks**. 1968. Thesis (Doctoral of Engineering) – Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, 1968.

BJERRUM, L. Allowable settlement of structures. *In*: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1963, Wiesbaden. **Proceedings** [...]. Wiesbaden: DGGT, 1963. p. 135-137.

BJERRUM, L. Embankments on soft ground. *In*: ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, 1972, Lafayette, IN. **Proceedings** [...]. New York: ASCE, 1972. p. 1-54.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5th ed. Singapore: McGraw-Hill, 1996.

BRADY, B.; BROWN, E. **Rock mechanics for underground mining**. 2nd. ed. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1992.

BRINCH HANSEN, J. A general formula for bearing capacity. **Bulletin**, Copenhagen, n. 11, p. 38-46, 1 Jan. 1961. Disponível em: <https://www.geo.dk/media/1389/geodgibulletinno11.pdf>. Acesso em: 8 abr. 2024.

CAMPOS, J. C. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CARTER, J. P.; KULHAWY, F. H. Analysis of laterally loaded shafts in rock. **Journal of Geotechnical and Engineering**, [New York], v. 118, n. 6, p. 839-855, June 1992. DOI: [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:6\(839\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:6(839)). Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9410%281992%29118%3A6%28839%29>. Acesso em: 14 mar. 2024.

CARVALHO, A. F. O. **Avaliação de provas de carga estáticas em estacas a partir de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga de ruptura geotécnica**. 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Politécnico, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Macaé, 2023. Disponível em: <https://pantheon.ufrj.br/handle/11422/21426>. Acesso em: 14 mar. 2024.

CASALI, R. A.; CARAVACA, M. A.; ACEVEDO, C.; MIÑO, J. C.; BIZZOTO, M.; TORRA, R. Predicción de la resistencia a la compresión y determinación de propiedades estructurales a partir de ensayos no destructivos. *In*: CONFERENCIA PANAMERICANA DE END

BUENOS AIRES, 4., 2007, Buenos Aires. **Anales** [...]. Buenos Aires: AAEND, 2007. p. 1-12. Disponível em: <https://www.ndt.net/article/panndt2007/papers/109.pdf>. Acesso em: 14 mar. 2024.

CHAGAS, G. S.; MOURA, A. S.; CARNEIRO, A. A. Avaliação da compactação como melhoramento de um solo silto, argiloso, colapsível, um partidor de realização de ensaios oedométricos e provas de carga diretas. **Revista de Engenharia Civil IMED**, Passo Fundo, v. 6, n. 1, p. 3-19, jan./jun. 2019. DOI: <https://doi.org/10.18256/2358-6508.2019.v6i1.2287>. Disponível em: <https://seer.atitus.edu.br/index.php/revistaec/article/view/2287>. Acesso em: 8 abr. 2024.

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

CONSOLI, N. C.; FARO, V. P. Estudo numérico de fundações superficiais sobre sistema de dupla camada. **Revista de Engenharia Civil IMED**, [Passo Fundo], v. 1, n. 1, p. 18-28, maio/ago. 2014. DOI: <https://doi.org/10.18256/2358-6508/rec-imed.v1n1p18-28>. Disponível em: <https://seer.atitus.edu.br/index.php/revistaec/article/view/591>. Acesso em: 5 jun. 2024.

CZECH REPUBLIC. Czech Office for Standards, Metrology and Testing. **CSN 73 1004**: foundation soil under shallow foundations. Praga: UNMZ, 2020.

DAS, B. M. **Principles of geotechnical engineering**. 6th ed. Delhi: Thomson India, 2006.

DAVIS, G. H.; REYNOLDS, S. J. **Structural geology of rocks and regions**. 2nd. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

DÉCOURT, L. SPT in non-classical materials. *In*: US-BRAZIL GEOTECHNICAL WORKSHOP ON APPLICABILITY OF CLASSICAL SOIL MECHANICS PRINCIPLES TO STRUCTURED SOILS, 1992, Viçosa, MG. **Proceedings** [...]. Viçosa, MG: UFV, 1992. p. 67-100.

DEERE, D. U. Geological considerations. *In*: STAGG, K. G.; ZIENKIEWICZ, O. C. (ed.). **Rock mechanics in engineering practice**. New York: Wiley, 1968. p. 1-20.

DEERE, D. U.; HENDRON JR., A. J.; PATTON, F. D.; CORDING, E. J. Design of surface and near-surface construction in rock. *In*: FAIRHURST, C. (ed.). **Failure and breakage of rock**: proceedings of the Eighth Symposium on Rock Mechanics, Held at the University of Minnesota, September 15-17th, 1966. New York: Society of Mining Engineers of AIME, 1967. p. 237-302.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 4017**: soil: calculation of design bearing capacity of soil beneath shallow foundations. Berlim: DIN, 2006.

EBERHARDT, E. **Rock slope stability analysis**: utilization of advanced numerical techniques. Vancouver, BC: Earth and Ocean Sciences at UBC, 2003. Disponível em: <https://www.eoas.ubc.ca/personal/erik/e-papers/EE-SlopeStabilityAnalysis.pdf>. Acesso em: 5 jun. 2024.

ESPAÑA. Ministerio de Fomento. **Documento Básico SE-C: seguridad estructural cimientos**. Madrid: Ministerio de Fomento, 2019.

FERRARI, V. J.; PADARATZ, I. J. Aplicação de ondas ultra-sônicas da detecção das primeiras fissuras em vigas de concreto armado e na avaliação da resistência à compressão. **Acta Scientiarum Technology**, Maringá, v. 25, n. 2, p. 185-191, 16 abr. 2003. DOI: <https://doi.org/10.4025/actascitechnol.v25i2.2205>. Disponível em: <https://periodicos.uem.br/actascitechnol/index.php/ActaSciTechnol/article/view/2205>. Acesso em: 5 jun. 2024.

FERRER, M. Mecánica de rocas. *In*: GONZÁLEZ DE VALLEJO, L. I. (coord.). **Ingeniería geológica**. Madrid: Pearson Educación, 2002. p. 117-236.

FREITAS, M. C. **Avaliação de técnica de melhoria de solos colapsíveis por meio de colunas de solo laterítico compactado**. 2016. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2016. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-28112016-095823/pt-br.php>. Acesso em: 5 jun. 2024.

FRUTUOSO, A.; MELO, R. M.; MOTA, N. M. B.; DANTAS NETO, S. A.; MOIZINHO, J. C. Análise numérica do comportamento de fundações superficiais tipo sapata. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., 2016, Belo Horizonte. **Anais [...]**. Belo Horizonte: ABMS, 2016. p. 1-8. Disponível em: <https://repositorio.uniceub.br/jspui/handle/235/8953>. Acesso em: 5 jun. 2024.

GIAMBASTIANI, M. **Comportamento dependente do tempo de rochas sulfáticas de anidrita e gipso**. 2005. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis///18/18132/tde-18042006-112853/pt-br.php>. Acesso em: 5 jun. 2024.

GONÇALVES, J. A. G. F. **Estabilidade de fundações e taludes em maciço rochoso**. 2013. Dissertação (Mestrado em Ciências e Tecnologia) – Universidade de Lisboa, Lisboa, 2013. Disponível em: <https://run.unl.pt/handle/10362/9138>. Acesso em: 5 jun. 2024.

GOODMAN, R. E. **Introduction to rock mechanics**. 2nd. ed. New York: John Wiley & Sons, 1989.

GRIMSTAD, E.; BARTON, N. Updating of the Q-System for NMT. *In*: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SPRAYED CONCRETE, 1993, Fagernes. **Proceedings [...]**. Oslo: Norwegian Concrete Association, 1993. p. 46-66.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: effective stress tests**. London: ELE International, 1986. v. 3.

HENKEL, D. J. The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear. **Geotechnique**, [London], v. 6, n. 4, p. 139-150, Dec. 1956. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1956.6.4.139>. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/geot.1956.6.4.139>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E. **Practical rock engineering**. Toronto, ON: Rocscience, 2023. *E-book*. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-E.Hoek-2023.pdf>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E. Prediction of hazards in underground excavations. **IFAC Proceedings Volumes**, [London], v. 18, n. 6, p. 1-5, July 1985. DOI: [https://doi.org/10.1016/S1474-6670\(17\)60479-8](https://doi.org/10.1016/S1474-6670(17)60479-8). Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1474667017604798>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E. Rock mass properties for underground mines. *In*: HUSTRULID, W. A.; BULLOCK, R. L. (ed.). **Underground mining methods: engineering fundamentals and international case studies**. Littleton, CO: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, 2001. p. 467-474.

HOEK, E. Strength of rock and rock masses. **Internacional Society for Rock Mechanics – News Journal**, [Lisboa], v. 2, n. 2, p. 4-16, 1994. Disponível em: <https://pt.scribd.com/doc/294755153/>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, [London], v. 34, n. 8, p. 1165-1186, Dec. 1997. DOI: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X). Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S136516099780069X>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E.; BROWN, E. T. **Underground excavations in rock**. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980.

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. Hoek-Brown failure criterion: 2002 edition. *In*: NORTH AMERICAN ROCK MECHANICS SYMPOSIUM, 5.; TUNNELLING ASSOCIATION OF CANADA CONFERENCE, 17., 2002, Toronto. **Proceedings** [...]. Toronto: University of Toronto Press, 2002. p. 267-273. Disponível em: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Hoek-Brown-Failure-Criterion-2002.pdf>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E.; CARTER, T. G.; DIEDERICHS, M. S. Quantification of the geological strength index chart. *In*: US ROCK MECHANICS GEOMECHANICS SYMPOSIUM, 47., San Francisco, CA, 2013. **Proceedings** [...]. San Francisco, CA: ARMA, 2013. Disponível em: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/2013-Quantification-of-the-GSI-Chart.pdf>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E.; DIEDERICHS, M. S. Empirical estimation of rock mass modulus. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, [London], v. 43, n. 2, p. 203-215, Feb. 2006. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1365160905000948>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E.; MARINOS, P. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. **Tunnels and Tunnelling International**, [London], v. 32, n. 11, p. 45-51, Jan. 2000. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/resources/learning/hoek/Predicting-Tunnel-Squeezing-Problems-in-Weak-Heterogeneous-Rock-Masses-2000.pdf>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E.; MARINOS, P.; BENISSI, M. Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses: the case of the Athens schist formation. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, [Berlin], v. 57, n. 2, p. 151-160, Sept. 1998. DOI: <https://doi.org/10.1007/s100640050031>. Disponível em: <https://link.springer.com/article/10.1007/s100640050031>. Acesso em: 5 jun. 2024.

HOEK, E.; MARINOS, P. G.; MARINOS, V. P. Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses under publication. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, [London], v. 42, n. 2, p. 277-285, Feb. 2005. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.015>. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1365160904002965>. Acesso em: 5 jun. 2024.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS AND ROCK ENGINEERING. **The Society**: introduction to ISRM. [Melbourne]: ISRM, c2024. Disponível em: <https://isrm.net/page/show/16?tab=141>. Acesso em: 5 jun. 2024.

MAIA, J. A. C. **Modelagem probabilística da zona plástica de obras subterrâneas em meios rochosos**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2007. Disponível em: <https://repositorio2.unb.br/handle/10482/19179>. Acesso em: 5 jun. 2024.

MARINHO, F. Cálculo da tensão admissível do solo. **Guia da Engenharia**, [Teresina], 15 maio 2019. Disponível: <https://www.guiadaengenharia.com/tensao-admissivel-metodos-determinacao/>. Acesso em: 9 jun. 2024.

MARINOS, P.; MARINOS, V.; HOEK, E. The geological strength index (GSI): a characterization tool for assessing engineering properties for rock masses. *In*: INTERNATIONAL WORKSHOP ON ROCK MASS CLASSIFICATION FOR UNDERGROUND MINING, 2007, Vancouver, BC. **Proceedings** [...]. Pittsburgh, PA: Department of Health and Human Services: Centers for Disease Control and Prevention, National Institute for Occupational Safety and Health: Pittsburgh Research Laboratory, 2007. p. 87-94. Disponível em: <https://stacks.cdc.gov/view/cdc/8484>. Acesso em: 7 jul. 2024.

MARINOS, V.; MARINOS, P.; HOEK, E. The geological strength index: applications and limitations. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, [Berlin], v. 64, p. 55-65, 2 Feb. 2005. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10064-004-0270-5>. Disponível em: <https://link.springer.com/article/10.1007/s10064-004-0270-5>. Acesso em: 7 jul. 2024.

MENEGOTTO, M. L. **Previsão da curva tensão-recalque de ensaios de placa em solo não saturado**. 2004. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-23062008-143454/publico/2004D\\_MauroLeandroMenegotto.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-23062008-143454/publico/2004D_MauroLeandroMenegotto.pdf). Acesso em: 7 jul. 2024.

MEYERHOF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, [Ottawa, ON], v. 1, n. 1, p. 16-26, Sept. 1963. DOI: <https://doi.org/10.1139/t63-003>. Disponível em: <https://cdnscepub.com/doi/10.1139/t63-003>. Acesso em: 9 jun. 2024.

MEYERHOF, G. G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. **Canadian Geotechnical Journal**, [Ottawa, ON], v. 11, n. 2, p. 223-229, May 1974. DOI: <https://doi.org/10.1139/t74-018>. Disponível em: <https://cdnscepub.com/doi/10.1139/t74-018>. Acesso em: 9 jun. 2024.

MEYERHOF, G. G.; HANNA, A. M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**, [Ottawa, ON], v. 15, n. 4, p. 565-572, Nov. 1978. DOI: <https://doi.org/10.1139/t78-060>. Disponível em: <https://cdnscepub.com/doi/10.1139/t78-060>. Acesso em: 9 jun. 2024.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, 2005.

MONTEIRO, T. M.; ARAÚJO, C. B. C.; AGUIAR, M. F. P. Análise de métodos semi-empíricos nacionais e internacionais para determinação da capacidade de carga axial em estacas tipo raiz. **Revista Tecnologia**, Fortaleza, v. 38, n. 2, p. 1-16, dez. 2017. DOI: <https://doi.org/10.5020/23180730.2017.V38.2.7130>. Disponível em: <https://ojs.unifor.br/tec/article/view/7130>. Acesso em: 7 jul. 2024.

NEW ZEALAND. Ministry of Business, Innovation and Employment. **B1/VM4: acceptable solutions and verification methods for New Zealand building code clause B1 structure**. Wellington: Ministry of Business, Innovation and Employment, 2014.

OLIVEIRA, K. E. B. B. **Solo cimento: avaliação econômica da utilização de camada cimentada para reforço de fundações superficiais**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2018. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/xmlui/handle/riufcg/25140>. Acesso em: 7 jul. 2024.

OLIVEIRA, R. F. V. **Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos**. 2011. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/server/api/core/bitstreams/323c9c59-68b0-4d51-834f-a19ad20eb599/content>. Acesso em: 7 jul. 2024.

PALMSTRÖM, A. **RMi: a rock mass characterization system for rock engineering purposes**. 1995. Thesis (Doctoral in Scientiarum) – Faculty of Mathematics and Natural Sciences, Oslo University, Oslo, 1995. Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/583990462/>. Acesso em: 7 jul. 2024.

PALMSTRØM, A. The volumetric joint count: a useful and simple measure of the degree of jointing. *In*: CONGRESS INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 4., 1982, New Delhi. **Proceedings** [...]. New Delhi: IAEG, 1982. p. 221-228. Disponível em: [https://rockmass.net/ap/8\\_Palmstrom\\_on\\_Vol\\_joint\\_count\\_IAEG.pdf](https://rockmass.net/ap/8_Palmstrom_on_Vol_joint_count_IAEG.pdf). Acesso em: 7 jul. 2024.

PEREIRA, V. B. S. **Análise comparativa entre o recalque de fundações rasas e profundas em edifício assentado sobre solo mole**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2018. Disponível em: <https://www.repositorio.ufal.br/handle/riufal/3633>. Acesso em: 7 jul. 2024.

- PINHO, A. B. **Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência: o *Flysch* do Baixo Alentejo**. 2003. Tese (Doutorado em Geologia) – Universidade de Évora, Évora, 2003. Disponível em: <https://home.uevora.pt/~lopes/Artigos/29.pdf>. Acesso em: 7 jul. 2024.
- PRUNUNCIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUEZ, T. G. Recalques em fundações profundas: análise em estacas hélice contínua. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Goiânia, v. 14, n. 1, p. 112-123, jun. 2018. DOI: <https://doi.org/10.5216/reec.v14i1.47915>. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/reec/article/view/47915>. Acesso em: 7 jul. 2024.
- RICARTE, A. V. D. **Avaliação do melhor método disponível para o cálculo da capacidade de carga de sapatas assentes sobre solo melhorado com cimento**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2021. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/xmlui/handle/riufcg/23727>. Acesso em: 7 jul. 2024.
- RUSSIAN. Ministry of Construction of Russia. **SP 22.13330.2016: Soil bases of buildings and structures**. Moscow: Ministry of Construction of Russia, 2016.
- SALMONI, B. **Análise do mecanismo de *rock burst* a partir da teoria da elasticidade**. 2014. Dissertação (Mestrado em Geoquímica e Geotectônica) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/44/44141/tde-03122014-094253/pt-br.php>. Acesso em: 7 jul. 2024.
- SIEFFERT, J.-G.; BAY-GRESS, C. Comparison of European bearing capacity calculation method for shallow foundations. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering**, [London], v. 143, n. 2, p. 65-74, Apr. 2000. DOI: <https://doi.org/10.1680/geng.2000.143.2.65>. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/geng.2000.143.2.65>. Acesso em: 7 jul. 2024.
- SILVA, J. S. **Estudo sobre tipos de fundações a empregar em solos da formação geotécnica Santa Maria no bairro Renascença da cidade de Santa Cruz do Sul/RS**. 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2023. Disponível em: <https://repositorio.unisc.br/jspui/handle/11624/3647>. Acesso em: 7 jul. 2024.
- SILVA, M. D. **Caracterização geotécnica do maciço rochoso e fundações em estacas embutidas**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/handle/123456789/12309>. Acesso em: 7 jul. 2024.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. *In*: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. O.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998, p. 227-264.
- TERZAGHI, K. Rock defects and loads on tunnel supports. *In*: PROCTOR, R. V.; WHITE T. L. (ed.). **Rock tunneling with steel supports**. Youngstown, OH: Commercial Shearing and Stamping Company, 1946. p. 17-99.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/3036>. Acesso em: 9 jun. 2024.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. **Theory of elasticity**. 3rd ed. New York: McGraw-Hill, 1970. p. 1-547.

URTUBEY, E.; SCHIAVA, R.; ETSE, G. Simulación numérica de la propagación de una onda ultrasónica a través de un sólido elastoplástico: evaluación de daño. *In: CONGRESO SOBRE MÉTODOS NUMÉRICOS Y SUS APLICACIONES*, 13., 2003, Bahía Blanca. **Anales [...]**. Santa Fé, Argentina: Asociación Argentina de Mecánica Computacional, 2003. p. 2268-2281. Disponível em: <http://venus.ceride.gov.ar/ojs/index.php/mc/article/view/824/775>. Acesso em: 7 jul. 2024.

VAN DEN HOEK, C.; MANN, D. G.; JAHNS, H. M. **Algae: an introduction to phycology**. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 1995.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 3., 1953, Zurich. **Proceedings [...]**. Zurich: ISSMGE, 1953. p. 84-90. Disponível em: [https://www.issmge.org/uploads/publications/1/42/1953\\_02\\_0017.pdf](https://www.issmge.org/uploads/publications/1/42/1953_02_0017.pdf). Acesso em: 7 jul. 2024.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: volume completo**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/1453>. Acesso em: 7 jul. 2024.

VÉSIC, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE**, [Reston, VA], v. 99, n. 1, p. 45-73, Jan. 1973. DOI: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/JSFEAQ.0001846>. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/JSFEAQ.0001846>. Acesso em: 7 jul. 2024.

VÉSIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. *In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H.-Y. (ed.). Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 121-147.

VIEIRA, P. B. **Comportamento de fundações superficiais sob cargas excêntricas**. 2019. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2019. Disponível em: <https://estudogeral.uc.pt/handle/10316/93519>. Acesso em: 7 jul. 2024.

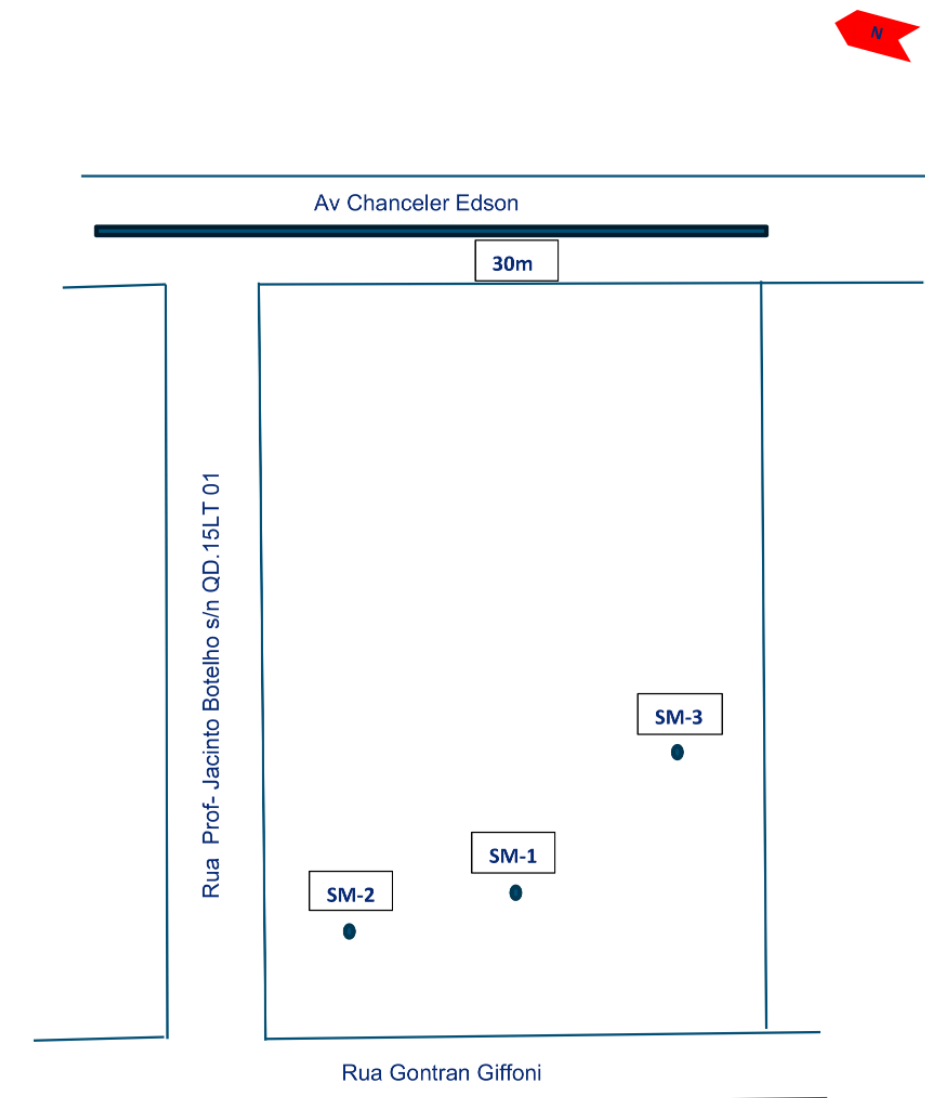
VISO, J. R.; RUIZ, G.; CARMONA, J. R.; PORRAS-SORIANO, R. Relación entre la resistencia a compresión obtenida con probetas cúbicas y cilíndricas de varios tamaños en

hormigones de alta resistencia. *In*: ENCUENTRO DEL GRUPO ESPAÑOL DE FRACTURA, 25., 2008, Sigüenza. **Anales** [...]. Madrid: Sociedad Española de Integridad Estructural Grupo Español de Fractura, 2008. p. 719-723. Disponible em: <https://www.researchgate.net/publication/242617345>. Acceso em: 7 jul. 2024.

**ANEXO A – CROQUI DE LOCAÇÃO DAS SONDAGEM MISTAS NO  
RESIDENCIAL BRISAS DO PARQUE, FORTALEZA/CE**



**Croqui de Localização das Sondagens Mistas**



**ANEXO B – SONDAGEM MISTA (SM-1) NO RESIDENCIAL BRISAS DO PARQUE,  
FORTALEZA/CE**



FORTSOLOS ENGENHARIA											
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM ROTATIVA											
AMOSTRADOR: D <sub>EXT</sub> = 2 1/2", D <sub>INT</sub> = 1 3/8"											
SONDAGEM Nº	COTAm	ESTACA		POSIÇÃO		INCLINAÇÃO VERTICAL					
SM-1	6,11			556209	9583615						
PERCUSSÃO										<p align="center">N<sub>SPT</sub> - golpes/30 cm</p> <p align="center">0 1020304050607</p>	
PROF. (m)	1º/15	2º/15	3º/15	"NSPT"	NÍVEL DA ÁGUA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	LITOLOGIA	REC. (%)	SONDAGEM ROTATIVA		
1,0	2	2	2	4	3,00	argila silto arenosa pedregulhoso mole a muito mole de cor variegada vermelha e cinza					
2,0	1	1	1	2		argila silto arenosa per-mole de cor cinza					
3,0	2	2	3	5		argila silto arenosa pedregulhoso duro de cor cinza					
4,0	20	25	40	65		formação barreiras arenilto conglomerático cimentado por argila de cor branca		0			
4,5	35/5							10			
5,0				-				20			
6,0				-				30			
7,0				-				20			
8,0				-				0			
9,0				-				0			
10,0	35/4						amostra lavada areia siltosa de cor cinza				
11,0	40/5										
OBSERVAÇÕES: O nível da Água foi encontrado 3.0m .								0 25 50 75			
RECUPERAÇÃO (%)											
END DA OBRA;ED. BRISAS DO PARQUE na Rua Manoel Cruz, Nº 9, Guararapes, Fortaleza - CE											
PROFUNDIDADE FINAL	PROF. DO REVEST.			CONTRATANTE							
15,0	4,00			WR ENGENHARIA							
INÍCIO	TÉRMINO			DATA			RESP- TECNICO				
06/10/2023	09/10/2023			17/10/2023			João Henrique Camelo				



FORTSOLOS ENGENHARIA										FORTSOLOS engenharia	
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM ROTATIVA											
AMOSTRADOR: D <sub>EXT</sub> = 2 1/2", D <sub>INT</sub> = 1 3/8"											
SONDAGEM Nº		COTAm		ESTACA			POSIÇÃO		INCLINAÇÃO VERTICAL		
SM-1 cont-		6,11					556209 9583615				
PERCUSSÃO											
PROF. (m)	1º/15	2º/15	3º/15	"NSPT"	NÍVEL DA ÁGUA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	LITOLOGIA	REC. (%)	SONDAGEM ROTATIVA		N <sub>SPT</sub> - golpes/30 cm
12,0						formação barreiras arenilto conglomerático cimentado por argila de cor branca	+	20			0
13,0					15						1
14,0					15						2
15,0					15						3
											4
				-							5
				-							6
				-							7
				-							8
				-							9
				-							10
				-							11
				-							12
				-							13
				-							14
OBSERVAÇÕES: O nível da Água foi encontrado 3.0m .								0 25 50 75			
								RECUPERAÇÃO (%)			
END DA OBRA;ED. Brisas do Parque na Rua Manoel Cruz, Nº 9, Guararapes, Fortaleza - CE											
PROFUNDIDADE FINAL		PROF. DO REVEST.			CONTRATANTE						
15.0		4,00			WR ENGENHARIA						
INÍCIO		TÉRMINO			DATA			RESP- TECNICO			
06/10/2023		09/10/2023			17/10/2023			João Henrique Camelo			

**ANEXO C – SONDAGEM MISTA (SM-2) NO RESIDENCIAL BRISAS DO PARQUE,  
FORTALEZA/CE**



FORTSOLOS ENGENHARIA											
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM ROTATIVA											
AMOSTRADOR: D <sub>EXT</sub> = 2 1/2", D <sub>INT</sub> = 1 3/8"											
SONDAGEM Nº		COTAm		ESTACA			POSIÇÃO		INCLINAÇÃO VERTICAL		
SM-2		7,21					556196 9583625				
PERCUSSÃO											
PROF. (m)	1º/15	2º/15	3º/15	"NSPT"	NÍVEL DA ÁGUA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	LITOLOGIA	REC. (%)	SONDAGEM ROTATIVA		
1,0	11	13	15	28	3,60	argila silto arenosa pedregulhoso muito rija a dura de cor variegada vermelha e cinza					
2,0	13	11	18	29							
3,0	20	25	42	67							
4,0	20	26	20	46							
4,65	40/6										
5,0							formação barreiras arenilto conglomeratico cimentado por argila de cor branca		5		
6,0									15		
7,0	35/6						amostra lavada areia siltosa de cor cinza		0		
8,0							formação barreiras arenilto conglomeratico cimentado por argila de cor branca		20		
9,0									20		
OBSERVAÇÕES: O nível da Água foi encontrado 3,60m .								0 25 50 75			
								RECUPERAÇÃO (%)			
END DA OBRA;ED. Brisas do Parque na Rua Manoel Cruz, Nº 9, Guararapes, Fortaleza - CE											
PROFUNDIDADE FINAL			PROF. DO REVEST.			CONTRATANTE					
9			4,00			WR ENGENHARIA					
INÍCIO			TÉRMINO			DATA			RESP- TECNICO		
09/10/2023			09/10/2023			17/10/2023			João Henrique Camelo		

