



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DANIEL HIDEYUKI SAITO

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA E MÓDULO CISALHANTE G_0 DE UM
SOLO RESULTANTE DE ARENITO POR MEIO DE ENSAIOS
TRIAXIAIS COM INSTRUMENTAÇÃO INTERNA**

MARINGÁ
2025

DANIEL HIDEYUKI SAITO

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA E MÓDULO CISALHANTE G_0 DE UM
SOLO RESULTANTE DE ARENITO POR MEIO DE ENSAIOS
TRIAXIAIS COM INSTRUMENTAÇÃO INTERNA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Nelcí Helena Maia Gutierrez

MARINGÁ
2025

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

S158e

Saito, Daniel Hideyuki

Estudo da resistência e módulo cisalhante G₀ de um solo resultante de arenito por meio de ensaios triaxiais com instrumentação interna / Daniel Hideyuki Saito. -- Maringá, PR, 2025.

99 f. : il., figs., tabs.

Orientadora: Profa. Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2025.

1. Solo compactado. 2. Compressão triaxial. 3. Cisalhamento do solo - Resistência . 4. Bender elements. 5. Módulo de cisalhamento máximo (G₀). I. Gutierrez, Nelcí Helena Maia, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.151363

DANIEL HIDEYUKI SAITO

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA E MÓDULO CISALHANTE G_0 DE UM SOLO
RESULTANTE DE ARENITO POR MEIO DE ENSAIOS TRIAXIAIS
COM INSTRUMENTAÇÃO INTERNA**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 31/01/2025, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA

Profa. Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professora Orientadora de Estudos

Prof. Dr. Roberto Lopes Ferraz

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Viçosa

Profa. Dra. Raquel Souza Teixeira

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá

*Aos meus pais, Mamoru e Sonia, pelo apoio
constante em minha vida.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus.

Aos meus pais, meus primeiros educadores e pilares da minha vida. Pelos cuidados, amor concedido, educação, aprendizados, por sempre demonstrarem amor e apoio em minhas decisões e por nunca deixarem me faltar nada nos momentos mais difíceis. Vocês são a luz da minha vida e amo vocês!

À minha irmã, minha primeira amiga de vida. A irmã mais velha, companheira e conselheira, que sempre esteve presente para as conversas e conselhos. Que sempre estava a um passo à frente dos desafios da vida, mas que nunca me negou em compartilhar e me ensinar sobre eles. Você merece tudo de bom.

Ao meu amigo Guilherme Naoto, a quem conheci durante o mestrado. Pela amizade criada e pela convivência diária. Com quem pude compartilhar os bons e os difíceis momentos do mestrado.

À minha orientadora, Dra. Nelci Helena Maia Gutierrez, pelos ensinamentos concedidos desde a graduação que perpetuam até o presente momento. Pelas inspirações e apoio que me fizeram querer realizar este trabalho. Pela paciência e dedicação em me orientar no desenvolvimento desse trabalho de mestrado.

A todos os professores da UEM, mas em especial, aos meus professores da Geotecnia, Belincanta, Jeselay e Juliana, que sempre foram solícitos em me ensinar e que nunca me negaram em passar seus ensinamentos nesta área e que, também, me inspiraram a tomar o caminho para este trabalho.

Ao Jeferson, doutor pela UNESP, que pôde trazer um pouco de suas experiências e nos ajudou na operação dos equipamentos, tornando possível a realização dos ensaios desse trabalho.

Ao meu amigo Mateus, pesquisador da UEL, com quem pude compartilhar um período deste trabalho. Pela troca de informações e auxílio na pesquisa, e pelas conversas descontraídas no laboratório.

Aos meus amigos e companheiros de Geotecnia e laboratório, Diegle e Gleice. Pela oportunidade de viver a experiência em laboratório com vocês, pelas ajudas nas tarefas e por tornar o ambiente de laboratório um lugar muito melhor.

A todos os meus colegas do PCV que tive contato durante este período, em especial ao Gustavo, André, Vinícius, Leonardo e Lucas.

À Joseane, pela dedicação e auxílio aos alunos do Programa de pós-graduação.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da UEM, Cipriano e Cido, por toda ajuda concedida na realização dos experimentos.

A todos que contribuíram de forma direta ou indireta, meus agradecimentos por fazerem parte dessa caminhada.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

“Não existe nada fora de você que permita que você se torne melhor, mais forte, mais rico, mais rápido ou mais inteligente. Tudo vem de dentro. Tudo existe. Não procure nada fora de si mesmo”.

Miyamoto Musashi

RESUMO

SAITO, D. H. (2024). **Estudo da Resistência e Módulo Cisalhante de um Solo Resultante de Arenito por meio de Ensaio Triaxial com Instrumentação Interna**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Maringá. Maringá, 2025.

A compactação é uma técnica de melhoria das propriedades mecânicas do solo. Trabalhos como Santos (2015), Pascoal (2020) e Mello (2022) foram realizados a fim de avaliar o comportamento geotécnico de solos tropicais compactados, considerando que estes materiais na condição compactada têm se mostrado uma ótima alternativa para uso na construção de pavimentos de rodovias, de barragens e bases de aterros rodoviários. Se tratando de um solo laterítico, o presente estudo teve por objetivo analisar o comportamento mecânico de um solo da cidade de Mandaguaçu-PR, quanto à sua resistência ao cisalhamento e à deformabilidade. Após a realização de ensaios para a caracterização física do material, foi obtida a umidade ótima (w_{ot}) de compactação do solo de 11,20%, com emprego da energia normal de compactação, sem reuso de amostra, correspondendo a um índice de vazios (e) igual a 0,37. Baseado nesses valores, escolheu-se trabalhar com cinco condições dos corpos de prova, variando sua umidade de compactação – na umidade ótima, no ramo seco e no ramo úmido – e variando seu índice de vazios – com valores de 0,37; 0,47 e 0,57. Esses corpos de prova foram moldados em forma cilíndrica com diâmetro de 5cm e altura de 10cm (relação 1:2), utilizando a técnica de subcompactação não-linear, proposto por Ladd (1978) e Jiang et al. (2003). Para estudo da resistência, os corpos de provas foram submetidos a ensaios de compressão triaxial do tipo CD, em condição saturada. Quanto à deformabilidade, utilizou-se o Bender Elements para determinação do módulo cisalhante inicial (G_0), referente a níveis de deformações entre 10^{-4} a 10^{-3} %. Em ambos os casos, trabalhou-se com diferentes tensões de confinamento, na faixa de 50 a 300 kPa. Quanto aos resultados, a maioria das amostras apresentaram um comportamento rígido inicial, com exceção da amostra com $e=0,57$. Somente no ramo seco houve presença de um pico mais evidente, isso para menores tensões confinantes. Em relação à deformação volumétrica, a amostra com umidade ótima e $e=0,37$ apresentou comportamento expansivo nas três condições de confinamento. As envoltórias apresentaram uma variação do ângulo de atrito, valores entre $28,9^\circ$ a $32,1^\circ$. E a coesão variou entre valores de 0,6 a 7,6 kPa. Nos ensaios com Bender Elements, foi utilizado o domínio do tempo com determinação do parâmetro R_d para o cálculo da velocidade de onda cisalhante (V_s) e posterior cálculo do módulo cisalhante máximo (G_0). Os resultados demonstraram maior rigidez para a amostra compactada no ramo seco e a menor rigidez para aquela com maior índice de vazios ($e=0,57$). Os valores experimentais se mostraram condizentes, com valores crescentes com a tensão confinante e bem ajustados com a equação empírica de Hardin (1978).

Palavras Chaves: Solo compactado; Compressão triaxial; Resistência ao cisalhamento; Bender Elements; Módulo de cisalhamento máximo.

ABSTRACT

SAITO, D. H. (2024). **Study of strenght and deformability of a sandstone soil through triaxial tests with internal instrumentation**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Maringá. Maringá, 2025.

Compaction is a technique for improve the mechanical Properties of the soil. Some researchers like Santos (2015), Pascoal (2020) and Mello (2022) has been done to evaluate the geotechnical behavior of compacted tropical soils, since these material in compacted condition demonstrated a great alternative for highway pavement, earthen dam construction and road embankment base. Considering a lateritic soil, the present study aims to analyze the mechanical behavior through shear strength and deformability of a soil from Mandaguaçu city, in Paraná. After carrying out tests on the physical index properties of the material, a compaction test was carried out to determine the optimal water content ($w_{ót}$). The $w_{ót}$ was equal to 11,20%, corresponding to a void ratio (e) equal to 0,37. Based on these values, five conditions were chosen to work on the specimens, varying their moisture content – in the optimal water content, in the dry side and in the wet side – and varying their void ratio – values of 0,37; 0,47 and 0,57. Test specimens were molded into a cylindrical shape with a 5cm diameter and 10cm height (ratio 1:2), using the non-linear subcompaction technique, proposed by Ladd (1978) and Jiang et al. (2003). For shear strength analysis, the specimens were subjected to CD triaxial compression tests. For deformability, Bender Elements were used to determine the shear modulus at small deformations (G_0), corresponding to a strain level in range of 10^{-4} a 10^{-3} %. In both cases, different confine pressures were used. As for the results, most samples showed an initial rigid behavior, exception the sample with $e=0,57$. Only in the dry side was there a more evident peak in lower confining stresses. Regarding volumetric deformation, the sample with optimal water content and $e=0.37$ showed expansive behavior in the three confinement conditions. The shear strength envelope did not present many variations in their friction angle, varying between 28.9° and 32.1° , whereas cohesion exhibited a more significant variation between 0.6 and 7.6 kPa. In Bender Elements test, time domain technique was used with determining the parameter R_d to calculate the shear wave velocity (V_s) and subsequent calculation of the maximum shear modulus (G_0) Results demonstrated the highest stiffness for the sample compacted in the dry side and the lowest stiffness for the one with the highest void ratio ($e=0,57$). The experimental values were consistent, with values increasing with the confining tension and well adjusted with the empirical equation of Hardin (1978).

Keywords: Compacted soil; Triaxial compression; Shear strength; Bender-elements; maximum shear modulus.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perfil típico de um solo tropical.....	10
Figura 2 - Esquemas de atuação das pressões na câmara triaxial.....	12
Figura 3 - Tipos de carregamento no ensaio triaxial	13
Figura 4 - Diagrama dos tipos de ensaios triaxiais.....	14
Figura 5 - Critérios de determinação de resistência dos solos.....	15
Figura 6 - Módulo de Young e Módulo Cisalhante.....	17
Figura 7 - Módulos Tangente e Secante	18
Figura 8 - Módulo cisalhante e deformação	18
Figura 9 - Degradação do Módulo Cisalhante em função das Deformações	19
Figura 10 - Espaço triaxial das tensões	20
Figura 11 - Relação de $G_{máx}$ - Pressão confinante σ'_c	22
Figura 12 - Relação de G_0 -e ($\sigma'_c=100$ kPa) – (a)variando C_u ; (b)variando d_{50} ; (c)variando FC	23
Figura 13 - Relação $G_{máx}$ -OCR; (a) $\gamma_d=1,61$ g/cm ³ ; (b) $\gamma_d=1,70$ g/cm ³ ; OC=sobreadensado.....	23
Figura 14 - Relação $G_{máx}$ -FC	24
Figura 15 - Relação G_0 -Sucção (u_a-u_w); profundidades (a)1,5m; (b)5,0m; (c)7,0m; (d)11,0m; (e)13,0m.....	25
Figura 16 - Rigidez do solo para amostra indeformada e remoldada.....	26
Figura 17 - Ondas de corpo - (a)ondas P; (b)ondas S.....	27
Figura 18 - Ensaio de reflexão sísmica.....	28
Figura 19 - Ensaio de Refração Sísmica.....	29
Figura 20 - Ensaio Cross-hole	29
Figura 21 - Ensaio down-hole	30
Figura 22 - Ensaio up-hole	30
Figura 23 - Ensaio Coluna Ressonante.....	31
Figura 24 - Composição do Bender elements.....	34
Figura 25 - Modos de polarização do Bender Element: (a) paralelo; (b) série	35
Figura 26 - Orientação dos pares BE para emissão de ondas S e P.....	35
Figura 27 - 1° e 2° sinais de saída	36
Figura 28 - Métodos (a) Pico a pico; (b) Origem a origem	37
Figura 29 - Método da Correlação Cruzada	37
Figura 30 - Ângulo de fase x f referente a vários sinais contínuos, em diferentes frequências.....	38
Figura 31 - Método ponto-pi; (a) Gráfico X-Y; (b) Gráfico N-f.....	39
Figura 32 - Componentes de Ondas P e S emitidos	40
Figura 33 - Interferência de ondas P.....	40
Figura 34 - (a) Efeito "cross-talk"; (b) Atenuação do efeito	42
Figura 35 - Localização do Município de Mandaguaçu, no Paraná	43
Figura 36 - Localização do Ponto de Coleta.....	43
Figura 37 - Fluxograma dos ensaios de caracterização e de compactação.....	44
Figura 38 - Fluxograma dos ensaios mecânicos de resistência e deformabilidade	45
Figura 39 - Esquema do ensaio de compressão triaxial.....	46
Figura 40 – Componentes do Sistema Triaxial	47
Figura 41 - Regiões da Condição de Moldagem dos Corpos de Prova	48
Figura 42 - Método de subcompactação.....	50
Figura 43 – Molde cilíndrico e acessórios para a moldagem do corpo de prova	51
Figura 44 - Equipamento para compactação dos corpos de prova	52
Figura 45 - Controle da compactação.....	52

Figura 46 – Base da câmara triaxial e acessórios para a montagem do corpo de prova – Ensaio CID	53
Figura 47 - Montagem do corpo de prova na base da câmara triaxial.....	54
Figura 48 - Montagem final.....	54
Figura 49 - Determinação de t_{100}	56
Figura 50 - Esquema do aparelho Bender Elements.....	57
Figura 51 – Bender Elements e demais acessórios para a montagem do corpo de prova – Ensaio BE	59
Figura 52 – Montagem do corpo de prova na câmara – Ensaio BE	59
Figura 53 - Definição da distância L_{tt}	60
Figura 54 - Exemplo de Gráfico $R_d \times f$	61
Figura 55 - Curva granulométrica	62
Figura 56 - Curva de Compactação do solo	63
Figura 57 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.37$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)	65
Figura 58 - Amostra compactada no Ramo Seco com $e=0.47$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a).....	65
Figura 59 - Amostra compactada no Ramo Úmido com $e=0.47$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)	66
Figura 60 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.47$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)	66
Figura 61 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.57$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)	67
Figura 62 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.37$	68
Figura 63 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada no Ramo Seco com $e=0.47$	69
Figura 64 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada no Ramo Úmido com $e=0.47$	69
Figura 65 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.47$	69
Figura 66 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.57$	70
Figura 67 - Sinais de Onda: Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,37$	72
Figura 68 - Sinais de Onda: Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,47$	73
Figura 69 - Sinais de Onda: Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,57$	74
Figura 70 - Sinais de Onda: Amostra compactada no Ramo Úmido com $e=0,47$	75
Figura 71 - Sinais de Onda: Amostra compactada no Ramo Seco com $e=0,47$	76
Figura 72 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,37$	77
Figura 73 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,47$	78
Figura 74 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,57$	78
Figura 75 - Amostra compactada no Ramo Úmido com $e=0,47$	79
Figura 76 - Amostra compactada no Ramo Seco com $e=0,47$	79
Figura 77 - Velocidade de Onda Cisalhante (V_s) em função da tensão confinante	80
Figura 78 - Módulo de Cisalhamento Máximo (G_0) em função da tensão confinante.....	80
Figura 79 - Pontos experimentais e ajuste de G_0	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ensaio para determinação do módulo cisalhante.....	28
Tabela 2 - Constantes de correlações para G_0	33
Tabela 3 - Características dos Corpos de Prova - Ensaio de Compressão Triaxial.....	49
Tabela 4 - Exemplo de incrementos de pressão para saturação	55
Tabela 5 - Fatores (F) para a estimativa do tempo de falha (t_f)	56
Tabela 6 - Características dos Corpos de Prova - Ensaio com Bender Elements.....	58
Tabela 7 - Resultados da Caracterização do Solo.....	62
Tabela 8 - Índices físicos dos corpos de prova para o Ensaio de Compressão Triaxial.....	63
Tabela 9 - Parâmetros de resistência a compressão axial drenada	70
Tabela 10 - Índices físicos dos corpos de prova para o Ensaio com Bender Elements.....	71
Tabela 11 - Parâmetros de ajustes para solo compactado, variando “ e ” e “ w ”, em Ensaio BE82	

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

γ	- deformação cisalhante
γ_0	- deformação cisalhante no limiar elástico
γ_d	- peso específico aparente seco
Δ	- variação
ε	- deformação
ε_0	- deformação no limiar do trecho elástico
ε_a	- deformação axial
ε_f	- deformação na falha
ε_v	- deformação volumétrica
λ	- comprimento de onda
ν	- coeficiente de Poisson
ρ	- massa específica do solo
ρ_s	- massa específica dos sólidos
ρ_d	- massa específica aparente seca
σ	- tensão normal total
σ'	- tensão normal efetiva
σ_1	- tensão principal maior
σ_3	- tensão principal menor
σ'_c	- tensão de confinamento efetiva
τ	- tensão de cisalhamento
φ	- ângulo de atrito
B	- parâmetro de saturação de Skempton
c'	- coesão efetiva
d_r	- taxa de deformação para o ensaio de compressão triaxial
e	- índice de vazios
E	- Módulo longitudinal ou Módulo de Young
E_{sec}	- Módulo longitudinal secante
E_{tan}	- Módulo longitudinal tangente
f	- frequência de onda
G	- Módulo transversal ou Módulo de cisalhamento
$G_0, G_{máx}$	- Módulo de Cisalhamento Inicial ou Máximo
H, L	- altura ou comprimento do corpo de prova
L_{tt}	- distância percorrida pela onda cisalhante
p'	- tensão efetiva média
q	- tensão desviatória
t_s	- tempo de propagação de onda cisalhante
t_f	- tempo de falha
V_s	- velocidade de onda de cisalhamento
V_p	- velocidade de onda de compressão
w	- teor de umidade
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM	- American Society for Testing and Materials
BE	- Bender Elements
BS	- British Standard
CID, CD	- Compressão Isotropicamente Drenada
CIU, CU	- Compressão Isotropicamente não Drenada
CP	- Corpo de Prova
IP	- Índice de Plasticidade
LL	- Limite de Liquidez
LP	- Limite de Plasticidade
NBR	- Norma Brasileira de Regulamentação
RU	- Ramo Úmido
RS	- Ramo Seco

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	8
1.1. CONTEXTO DO TRABALHO	8
1.2. OBJETIVOS	9
1.2.1. Objetivo geral	9
1.2.2. Objetivos específicos	9
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	10
2.1. SOLOS TROPICAIS	10
2.1.1. Solos Lateríticos	10
2.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLO SATURADO	11
2.2.1. Ensaio Triaxiais	11
2.2.2. Critérios de Ruptura	14
2.2.3. Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Solos Residuais por Meio de Ensaio Triaxiais 16	
2.3. DEFORMABILIDADE DO SOLO	17
2.4. RIGIDEZ DO SOLO PARA PEQUENAS DEFORMAÇÕES – MÓDULO DE CISALHAMENTO MÁXIMO	21
2.5. FATORES QUE ALTERAM O G_0	21
2.5.1. Pressão de confinamento	21
2.5.2. Índice de vazios	22
2.5.3. Razão de Sobreconsolidação (RSA) ou Over Consolidation Ratio (OCR)	23
2.5.4. Índice de plasticidade	24
2.5.5. Tempo de confinamento	24
2.5.6. Sucção	24
2.5.7. Cimentação	25
2.6. PROPAGAÇÃO DE ONDAS NO SOLO	26
2.7. ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS	27
2.7.1. Ensaio de Reflexão Sísmica	28
2.7.2. Ensaio de Refração Sísmica	29
2.7.3. Ensaio Cross-hole	29
2.7.4. Ensaio Down-hole	30
2.7.5. Ensaio Up-hole	30
2.7.6. Ensaio de Coluna Ressonante	31
2.7.7. Ensaio SWV	31
2.7.8. Ensaio de Pulso Ultrassônico	31
2.7.9. Bender Elements (BE)	32
2.8. MODELOS EMPÍRICOS PARA MEDIDA DA RIGIDEZ PARA PEQUENAS DEFORMAÇÕES	32
2.9. BENDER ELEMENTS (BE)	33
2.10. INTERPRETAÇÃO DAS LEITURAS DE ONDA	36
2.10.1. Método da Primeira Chegada da Onda	36
2.10.2. Método da Segunda Chegada de Onda	36
2.10.3. Método Pico a Pico	36
2.10.4. Método da Correlação Cruzada	37
2.10.5. Método Contínuo: Análise da Frequência Espectral	37
2.10.6. Método do Ponto- π	38
2.11. PROBLEMAS DE INTERFERÊNCIA	39
2.11.1. Componente da Onda-P	39

2.11.2.	Efeito de Vizinhança (“Near-Field Effect”)	40
2.11.3.	Interferência das Ondas com as Fronteiras Rígidas.....	41
2.11.4.	Ressonância dos Transdutores	41
2.11.5.	Ruído do Aparelho.....	41
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	43
3.1.	SOLO ESTUDADO	43
3.2.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	44
3.2.1.	Ensaio de Caracterização e de Compactação	44
3.2.2.	Ensaio Mecânicos.....	45
4.	RESULTADOS E ANÁLISES	61
4.1.	CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA.....	62
4.2.	ENSAIO DE COMPACTAÇÃO.....	63
4.3.	ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS	63
4.4.	ENSAIO DE DEFORMABILIDADE	71
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	82
5.1.	Resistência ao Cisalhamento	82
5.2.	Módulo de Cisalhamento Máximo	83
5.3.	Sugestões para Trabalhos Futuros	83
6.	REFERÊNCIAS	84

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO DO TRABALHO

Os solos tropicais, por apresentarem características peculiares na sua composição e estrutura, devido às grandes variações de temperatura e umidade típicas das zonas tropicais, atrai a atenção para muitas pesquisas. O perfil de solo resultante é altamente influenciado pela ação do intemperismo e pelos processos pedológicos e geológicos subsequentes, acarretando diferentes características físicas e comportamentos mecânico e hidráulico.

Nos problemas de engenharia, as soluções envolvem o entendimento do comportamento dos materiais quanto à sua resistência e deformabilidade, seja do concreto, aço, madeira, solo e outros. Dentro do contexto geotécnico, busca-se estudar os parâmetros de resistência do solo, como o ângulo de atrito e o intercepto coesivo, e o comportamento tensão x deformação, conhecido por sua não-linearidade e redução da rigidez conforme os níveis de deformação aumentam. Esse entendimento é essencial para soluções de problemas relacionados à capacidade de carga das estruturas de fundações, à estabilidade de taludes, escavações e estruturas de contenções e ao estudo da interação solo-estrutura.

A resistência dos solos residuais vem sendo objeto de pesquisas especialmente por exibirem um comportamento diferenciado dos solos sedimentares, na qual a mecânica dos solos está fundamentada. Sua resposta mecânica está muito associada às características herdadas da rocha de origem, às cimentações presentes e à estrutura modificada pelo intemperismo, diferentemente do comportamento dos solos sedimentares, que são mais dependentes do seu histórico de tensões.

A rigidez do solo pode ser compreendida em duas principais regiões, a depender do nível de deformação. Para grandes deformações, próximo ao nível de ruptura, o valor da rigidez é baixo e o solo assume comportamento elastoplástico. Para pequenas deformações, no intervalo entre 10^{-4} a 10^{-3} %, o comportamento é marcado pela não-linearidade e as deformações são elásticas e a rigidez do solo assume valor máximo e constante. É para este último nível de deformação que está focado este trabalho. A rigidez máxima, ou inicial, é um importante parâmetro para projetos geotécnicos, conforme Atkinson (2000).

Dentre as técnicas existentes para o estudo tensão-deformação e resistência do solo, o ensaio triaxial é a mais versátil e avançada ferramenta para melhor simular as condições do solo em campo. A depender das condições de drenagem ou não da água nas fases de adensamento e de ruptura, permite-se obter a envoltória de ruptura em termos de tensões total ou efetiva. Permite, ainda, o uso de instrumentação interna, tais como o Bender Elements, a fim de investigar a deformabilidade do material na faixa de pequenas deformações.

O uso do Bender Elements foi introduzido primeiramente nos estudos de rigidez do solo para pequenas deformações por Shirley e Hampton, em 1978. Trata-se de uma técnica de estudo da deformabilidade para pequenas deformações, utilizando conceitos dinâmicos de propagação de ondas cisalhantes no meio. Sua composição principal é de material piezocerâmico. O fenômeno piezoelétrico funciona basicamente na transformação de energia elétrica em energia mecânica (ondas mecânicas) e vice-versa. Com a propagação de ondas cisalhantes ao longo do corpo de prova, a velocidade da onda cisalhante é determinada com as leituras no osciloscópio e, assim, a rigidez é calculada. A utilização dessa técnica já ganhou espaço nos laboratórios de pesquisa, por se tratar de um método simples, não destrutivo, e com menor custo do que os demais, além de permitir a sua utilização acoplado a outros ensaios.

A escolha por análises numéricas para melhores análises dos projetos geotécnicos já é uma prática para se obter um maior número de resultados em menor tempo. Nessas modelagens, porém, é essencial que os parâmetros sejam precisamente determinados e inseridos para a devida calibração do modelo numérico, a fim de gerar resultados confiáveis.

Nesse contexto, esta pesquisa teve o intuito de realizar estudos sobre um solo arenoso proveniente da formação Arenito Caiuá na cidade de Mandaguaçu-PR, localizada cerca de 20 km da cidade de Maringá-PR, cujo subsolo é constituído por solos arenosos resultantes do arenito. Foi avaliado o comportamento mecânico do solo arenoso quanto à resistência à compressão e à deformabilidade, por meio de ensaios triaxiais e o Bender Elements. Assim, esta pesquisa complementa outros estudos já realizados com solos do norte/noroeste do Paraná por Gutierrez (2005), Oliveira (2019) e Yoshioka (2022), com ênfase ao estudo da deformabilidade G_0 , com uso do Bender Elements, contribuindo para alimentar o banco de dados disponível para a região e a disseminação sobre o assunto.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo geral

O presente trabalho visa contribuir com os estudos sobre o comportamento mecânico de um solo arenoso da região do Arenito Caiuá, localizado na cidade de Mandaguaçu, no estado do Paraná.

Para isso, serão analisadas, em condição saturada, as variáveis de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade, na faixa de pequenas deformações (10^{-4} a 10^{-3} %) por meio do parâmetro G_0 avaliando o efeito das tensões normais líquidas e da estrutura.

1.2.2. Objetivos específicos

- i) Por meio de ensaios triaxiais adensados e drenados (CD), determinar as curvas tensão-deformação e a envoltória de resistência ao cisalhamento em função de diferentes tensões de confinamento, em corpos de prova compactados em diferentes teores de umidade e índices de vazios;
- ii) Por meio de ensaios triaxiais instrumentados com Bender Elements, determinar o parâmetro de deformabilidade a baixos níveis de deformação, definido como módulo de elasticidade transversal inicial (G_0), corpos de prova moldados nas mesmas condições descritas para o ensaio anterior;
- iii) Interpretar as curvas tensão *versus* deformação e comparar como os resultados variam em função das condições de moldagem dos corpos de prova compactados, sob diferentes teores de umidade e índices de vazios, e com tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa;
- iv) Avaliar a evolução dos valores de G_0 em função das tensões confinantes de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 kPa, para as diferentes condições de moldagem dos corpos de prova, com variação do teor de umidade e do índice de vazios.

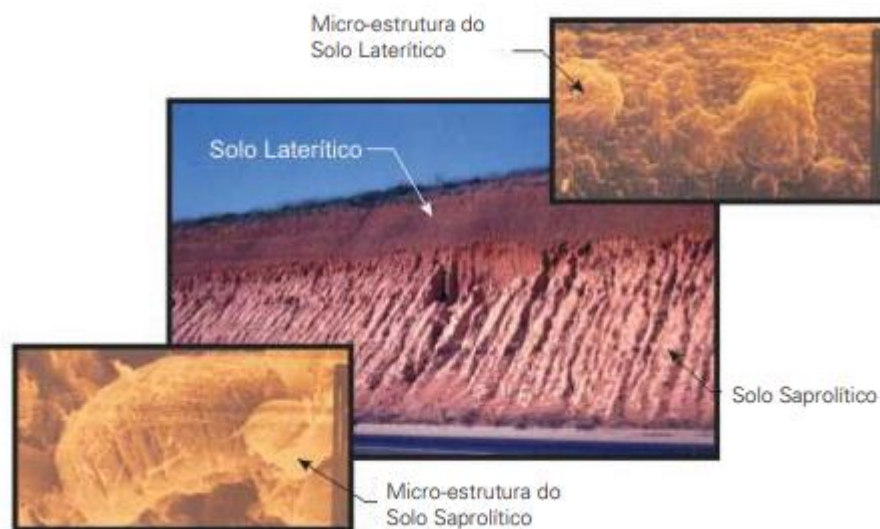
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. SOLOS TROPICAIS

Os solos tropicais são materiais típicos de regiões tropicais, decorrentes da ação de elevadas temperaturas e ciclos de chuva, em que o intemperismo intensificado age sobre as rochas ígneas, sedimentares ou metamórficas, sob processos geológicos e pedológicos distintos de outras regiões (Futai, 2002). No entanto, sua caracterização não ocorre somente pelo aspecto geográfico, de faixa tropical ou de clima tropical úmido; mas sim por suas peculiaridades no contexto geotécnico (Takeda, 2006). Esse material é marcado por peculiaridades de interesse geotécnico: estrutura, granulometria, mineralogia, cimentações, comportamento expansivo e colapsível, condição não saturada, presença de macro e microestrutura, dentre outras propriedades físicas, o que afetam diretamente no comportamento mecânico nesse tipo de material (Futai, 2002; Nogami e Villibor, 1995).

Os solos tropicais são divididos em duas principais categorias: os lateríticos e os saprolíticos. Rocha (2018) comenta que os solos lateríticos podem ter origem tanto residual quanto transportada, e os solos saprolíticos são essencialmente residuais por conta da estrutura herdada da rocha matriz. **A Erro! Fonte de referência não encontrada.** ilustra um perfil típico d e ocorrência desses solos.

Figura 1 - Perfil típico de um solo tropical



Fonte: Villibor et al. (2009)

2.1.1. Solos Lateríticos

Os solos lateríticos são resultantes do processo de laterização, no qual a lixiviação promoveu a remoção dos materiais silicosos; e fixação dos óxidos de ferro e alumínio nas zonas mais superficiais. O fenômeno de lixiviação ocorre pelos sucessivos ciclos de umedecimento e secagem, típicos dessa região. A parte mais superficial do perfil é caracterizada por uma estrutura mais porosa, resultante das cimentações pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, pontes de argila, sais e matéria orgânica. Essa porosidade confere a esse solo características como baixo índice de resistência a penetração (N_{SPT}), alta permeabilidade e colapsibilidade quando inundados (Conciani et al., 2015, cap. 2).

A mineralogia dos solos lateríticos consiste em minerais de quartzo, nas frações de pedregulho e areia; minerais mais resistentes à ação de intempéries: magnetita, ilmenita, rutilo,

turmalina, zircão; e lateritas (óxidos hidratados de ferro e alumínio), em frações pedregulho. Na fração silte, encontram-se minerais quartzo, magnetita e ilmenita. Já na fração argila, é predominante a ocorrência do argilo-mineral caulinita, óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. Essa composição mineralógica confere a esse solo uma coloração típica avermelhada, amarela, marrom e alaranjada (Nogami e Villibor, 1995; Villibor et al., 2009).

2.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLO SATURADO

Define-se a resistência ao cisalhamento de uma dada massa de solo como a resistência interna oferecida por área específica que essa massa pode mobilizar para resistir à rupturas e deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior. (Das e Sobhan, 2019)

A resistência ao cisalhamento do solo é definida por dois parâmetros: o ângulo de atrito (ϕ) e o intercepto de coesão (c). A coesão é a parcela independente da tensão normal aplicada ao solo e com pouca contribuição na resistência. A resistência ao cisalhamento do solo se deve principalmente ao atrito entre os grãos.

A teoria proposta por Mohr, em 1900, afirma que a ruptura do solo ocorre em decorrência da combinação entre a tensão normal e cisalhante, e não necessariamente pelos seus valores máximos. A envoltória de resistência ou de ruptura pode ser descrita por uma linha curva onde a tensão de cisalhamento (τ) é dada em função da tensão normal (σ). Entretanto, para a maioria dos problemas na mecânica dos solos, convém-se aproximar a linha curva em uma função linear da tensão normal, para um certo nível de tensões, análogo ao proposto por Coulomb, em 1776. Esse critério é conhecido como Critério de Mohr-Coulomb, ao se fazer uma linearização da envoltória de Mohr, e é expressa pela Equação (1) (Das e Sobhan, 2019; Souza Pinto, 2006).

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w). \tan \phi' \quad (1)$$

Onde:

c' : coesão efetiva;

ϕ' : ângulo de atrito interno;

σ : tensão normal no plano de ruptura;

τ_f : resistência ao cisalhamento.

2.2.1. Ensaios Triaxiais

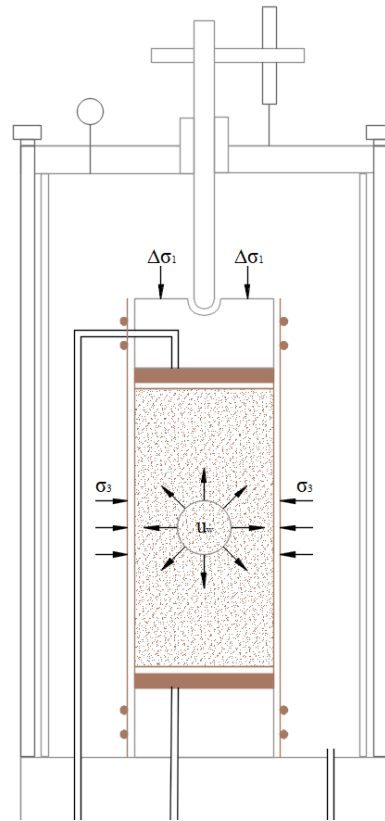
Nos ensaios triaxiais, são permitidos: (1) a aplicação de um confinamento hidrostático, isotrópico ou anisotrópico e (2) um carregamento axial, seja de compressão ou extensão, por meio de um pistão.

Convencionalmente, o corpo de prova cilíndrico de solo é envolto por uma membrana elástica e montado na câmara triaxial, a qual é preenchida por água deaerada. Essa água é pressurizada para confinamento efetivo do corpo de prova (σ'_3). Em seguida, os incrementos de tensão axial são aplicados por meio de um pistão e os deslocamentos são medidos. Esse acréscimo de tensão é denominado de tensão desviatória efetiva ($\Delta\sigma'_1$), que somado à pressão confinante da câmara (σ_3) resulta a pressão axial total (σ_1), conforme Equação (2).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \Delta\sigma'_1 \quad (2)$$

A atuação das pressões é esquematizada na Figura 2.

Figura 2 - Esquemas de atuação das pressões na câmara triaxial



Fonte: Autor (2025)

As etapas e sequência mais comuns do ensaio triaxial são: (1) Saturação; (2) Adensamento; (3) Ruptura.

(1) SATURAÇÃO:

O intuito da etapa de saturação é fazer com que a água preencha todos os vazios e dissolva quaisquer bolhas de ar presas na amostra, a fim de evitar os efeitos da poropressão do ar e da sucção que possam comprometer o ensaio (Head, 1998; Boszczowski, 2023).

O aumento da poropressão faz com que a água dissolva as bolhas de ar aprisionadas nos vazios (Head, 1998). Para isso, incrementos de contrapressão são realizados. Ao mesmo tempo, para manter uma tensão efetiva positiva no corpo de prova, a tensão confinante é aumentada na mesma razão que a contrapressão, mantendo-se sempre uma diferença de 10 kPa para que não haja nenhum adensamento significativo nessa etapa.

O parâmetro B de Skempton indica a resposta da poropressão com o aumento da confinante. Uma amostra com 100% de saturação indicará um $B=1$, o que significa que todo o aumento da poropressão se deu pela confinante. Um resultado de B menor que isso indica ar aprisionado nos vazios da amostra.

O parâmetro B é determinado pela razão da poropressão pela pressão confinante - Equação (3).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{u_1 - u_0}{\Delta \sigma_3} \quad (3)$$

Para valores de $B \geq 0,95$, o resultado já é considerado aceitável.

(2) ADENSAMENTO:

A etapa de adensamento procede a saturação. Nela, o valor da tensão confinante (σ_3) a ser aplicado é imposto pela diferença da pressão confinante e da contrapressão.

O processo de adensamento pode ser realizado tanto com as tensões atuando igualmente em todas as direções, denominado de adensamento isotrópico. Ou ainda, com as tensões radiais (σ'_3) diferentes da tensão axial (σ'_1), conhecido como adensamento anisotrópico. A relação entre essas tensões é chamada de coeficiente de empuxo K , e é calculado pela Equação 4:

$$K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad (4)$$

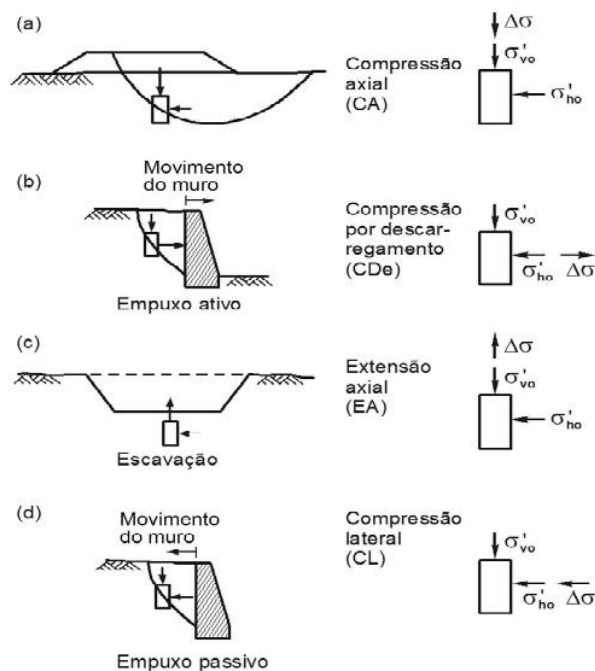
O excesso de poropressão desenvolvido pode ou não ser dissipado, dependendo das condições de drenagem. Se a drenagem for permitida pela abertura das válvulas, a água é expulsa, a poropressão é dissipada e o adensamento acontece. Caso a drenagem não aconteça, pelo fechamento das válvulas, o adensamento não ocorre.

(3) RUPTURA:

Por último, na fase de ruptura, os acréscimos de tensões são aplicados até que se caracterize a ruptura do corpo de prova, em função do critério de falha adotado, conforme exposto no item 2.2.2.

O carregamento ou o descarregamento pode ser feito tanto na direção vertical quanto na radial, conforme esquematizado na Figura 3 **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Figura 3 - Tipos de carregamento no ensaio triaxial



Fonte: Vilar (2023)

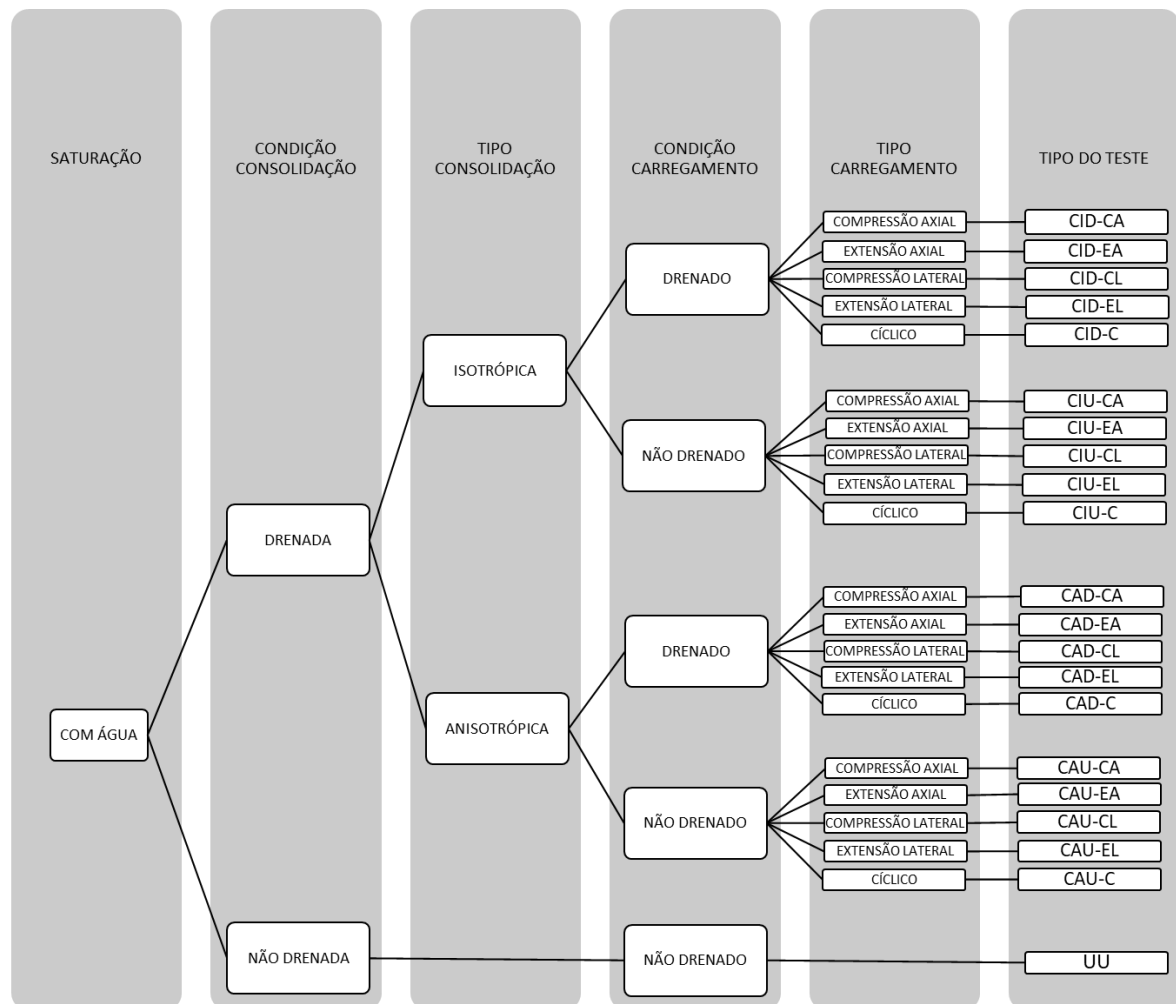
Assim como na fase de adensamento, durante a fase de ruptura é permitida, também, a drenagem ou não do corpo de prova para a dissipação da poropressão gerada durante a aplicação do acréscimo das tensões. Na ruptura drenada, as válvulas são abertas e o carregamento do pistão é feito lentamente, de maneira a propiciar a dissipação da poropressão. Já na ruptura não drenada, as válvulas permanecem fechadas e a poropressão não é dissipada.

A possibilidade de controle da drenagem durante as fases de adensamento e de ruptura é o que confere a versatilidade desse ensaio.

Somado as opções de adensamento (isotrópico/anisotrópico) e de ruptura (carregamento/descarregamento, axial/radial), o ensaio triaxial permite fazer várias combinações que melhor simule as condições de campo.

No diagrama da Figura 4, são apresentadas algumas combinações possíveis e as respectivas denominações dos ensaios:

Figura 4 - Diagrama dos tipos de ensaios triaxiais

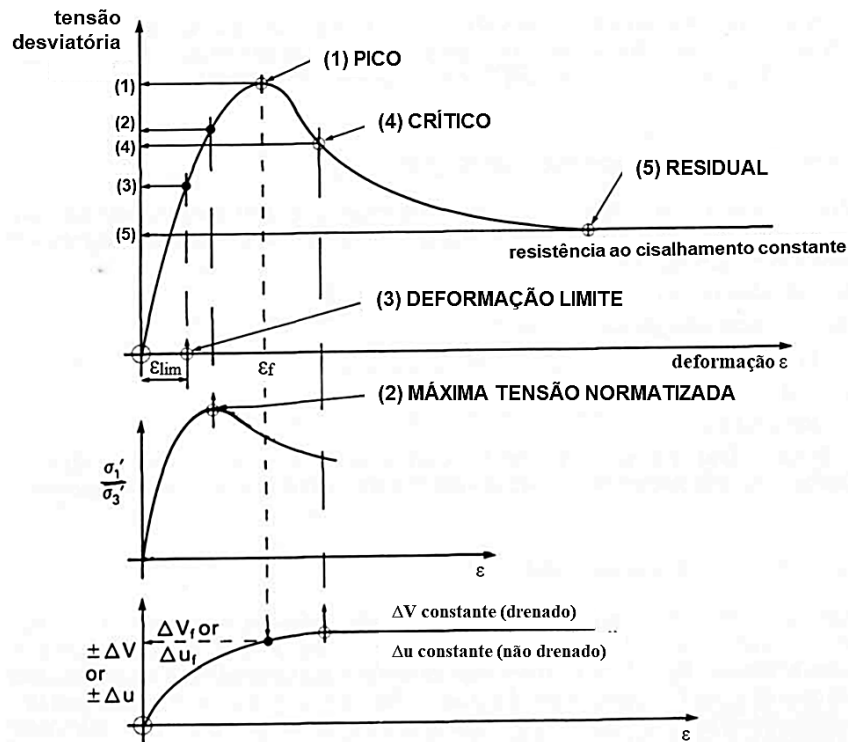


Fonte: Adaptado de Boszczowski (2023)

2.2.2. Critérios de Ruptura

O valor da tensão cisalhante no momento da ruptura é obtido com base em um dos critérios de ruptura adotado, a partir das curvas tensão *versus* deformação, mostradas na Figura 5.

Figura 5 - Critérios de determinação de resistência dos solos



Fonte: Adaptado de Head (1998)

(1) Tensão de pico:

Como o próprio nome sugere, a falha é caracterizada pela máxima diferença de tensão principal. A tensão de pico é denominada como máxima tensão desviatória $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, e sua respectiva deformação como ϵ_f (Head, 1998).

Este critério não é indicado para ensaios não drenados, segundo Kenney e Watson (1961).

(2) Máxima razão das tensões principais:

Nesse critério, é considerado o valor da máxima tensão normalizada, obtida num gráfico da razão entre as tensões efetivas (σ_1'/σ_3') em função das deformações.

Conforme Head (1998), em alguns casos esse critério é preferível do que o anterior por apresentar uma melhor correlação da resistência com outros parâmetros, sendo útil para argilas onde a tensão desviatória continua a crescer para grandes deformações.

Kenney e Watson (1961) consideram que para argilas sobreadensadas, o instante exato de ruptura em ensaios não drenados não é identificado por este critério.

(3) Deformação limite:

No caso de solos que se deformam muito para mobilizar sua máxima resistência, torna-se mais prudente impor um limite de deformação, por questões de limitação laboratorial. O momento da falha corresponde a uma deformação limite ϵ_{lim} (Head, 1998).

(4) Estado crítico, a partir do qual as deformações passam a ser nulas:

A ruptura do solo é definida em ponto crítico.

Este critério é indicado para ensaios drenados em areias fofas e compactas, sendo que a resistência ao cisalhamento no estado crítico depende somente da tensão efetiva, e não da densidade inicial. Para argilas, o estado crítico acontece quando a deformação volumétrica é constante sob tensão efetiva constante. O comportamento de argilas normalmente adensadas sob condições drenadas é similar ao das areias fofas; e o de argilas sobreadensadas, similar ao das areias compactas (Head, 1998).

(5) Resistência residual:

Head (1998) comenta que, para argilas, se mesmo após atingir o estado crítico as deformações continuarem sob tensão normal constante, a resistência ao cisalhamento diminui até alcançar um valor constante. Essa situação é chamada de residual, e o valor da resistência constante é denominada de resistência residual.

2.2.3. Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Solos Residuais por Meio de Ensaio Triaxiais

No Brasil, pode-se citar alguns estudos em solos residuais sobre a resistência ao cisalhamento, por meio de ensaios triaxiais.

Lemos (2019) realizou estudos de um solo residual silte arenoso de alta plasticidade, coletado no Campo Experimental da Universidade de São Paulo (USP), em São Paulo-SP. Em seu trabalho, a autora conduziu ensaios triaxiais convencionais e multi-estágios, ambos do tipo CU, em amostras compactadas e indeformadas. Os parâmetros de resistência obtidos foram: $c'=2$ kPa e $\phi'=34^\circ$, com adensamento isotrópico em amostra compactada na umidade ótima; $c'=61$ kPa e $\phi'=20^\circ$, com adensamento anisotrópico em amostra indeformada; e $c'=29$ kPa e $\phi'=35^\circ$, com adensamento isotrópico em amostra indeformada.

Gomes (2021) fez ensaios em um solo residual jovem silto-arenoso de baixa plasticidade, localizado no Quadrilátero Ferrífero-MG. Foram realizados ensaios triaxiais do tipo CID em amostras indeformadas. O autor obteve os parâmetros de resistência $c'=18$ kPa e $\phi'=25^\circ$, sendo justificado o alto valor do intercepto coesivo, pela cimentação. O autor discute sobre a influência de filito no comportamento mecânico desse material, marcado pelas foliações e pelos processos pedológicos desse solo.

Capanema (2022) estudou o comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss (silte areno-argiloso de baixa plasticidade). Em seus ensaios de compressão triaxial CIU E CID em amostra compactada e saturadas, a autora avaliou os parâmetros de resistência e obteve: $c'=13,8$ kPa e $\phi'=32,3^\circ$ para os ensaios não drenados; e $c'=11,8$ kPa e $\phi'=31^\circ$ para os ensaios drenados.

No exterior, o solo residual também é objeto de estudos, visto sua diferença de comportamento em relação aos solos sedimentares.

Zhang et al. (2020) estudaram um solo residual argiloso de alta plasticidade, localizado em Zimbábue. Em seus experimentos, os autores realizaram ensaios de compressão triaxial CIU em amostras indeformadas, em condições naturais, saturadas e com ciclos de secagem-umedecimento. Os resultados mostraram maiores valores dos parâmetros de resistência obtidos no estado natural, com $c'_{cu} = 46,3$ kPa e $\phi'_{cu} = 26^\circ$. Sob a influência dos ciclos de secagem-umedecimento, houve uma queda de 84,7% no ângulo de atrito e de 90% no intercepto de coesão, justificado pelo enfraquecimento das ligações. Já em condição saturada, as reduções foram de 32,6% e 58,5% nos ângulos de atrito e intercepto coesivo, respectivamente.

Lim et al. (2019) realizaram testes de compressão e extensão triaxial no solo residual da Malásia. Os ensaios foram conduzidos com adensamento isotrópico e anisotrópico, com ruptura

não drenada, em amostras compactadas e saturadas. Para os testes isotrópicos, os autores obtiveram um ângulo de atrito de 41,5° e 39,5° na compressão e extensão, respectivamente.

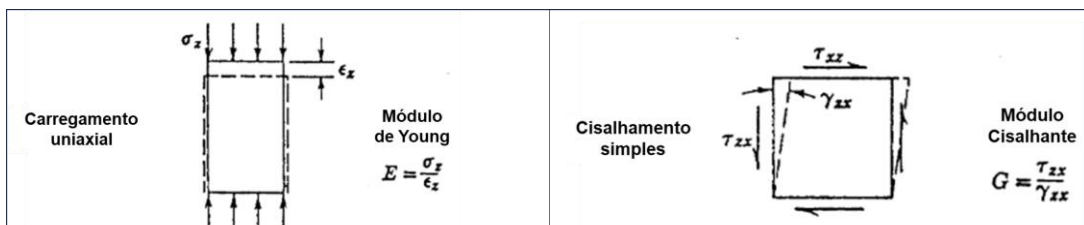
Yang et al. (2021) estudaram a resistência de um solo residual argiloso de Guiyang, na China. Os testes foram conduzidos com amostras indeformadas e saturadas. Foi utilizada a prensa triaxial para realização de ensaios CIU. Os autores obtiveram como parâmetros de resistência: $c=87$ kPa e $\phi=17^\circ$. Foram, também, obtidos: coesão residual $c'=78$ kPa, e ângulo de atrito residual $\phi'=19^\circ$. Durante os ensaios, os autores analisaram a porosimetria durante o carregamento, por meio do analisador de imagem ressonante magnético nuclear. A análise acusou um comportamento aumento-diminuição-aumento da porosidade, o que explica o enfraquecimento da coesão e reforço do ângulo de atrito.

2.3. DEFORMABILIDADE DO SOLO

As deformações podem ser apresentadas de duas maneiras diferentes, a depender do tipo de tensão: as deformações normais (ε) e as deformações de cisalhamento (γ). A deformação normal resulta em mudança no volume ou no comprimento do material, enquanto a deformação cisalhante provoca apenas distorção (alteração da forma, sem alterar o volume) (Lambe e Whitman, 1979; Budhu, 2011).

Define-se a rigidez como a resistência de um corpo à deformação causado por uma força. Para esse parâmetro, os solos são em grande parte assumidos como materiais elásticos. E ainda, os solos são tidos como isotrópicos, considerando as mesmas propriedades em todas as direções. Entretanto, nem sempre essas considerações são válidas. O comportamento linear de muitos materiais foi desenvolvido por Hooke em 1676. Apesar desse comportamento ser primeiramente experimentado em barras metálicas, ele é hoje aplicado a diferentes geometrias e tipos de materiais. A relação linear da tensão-deformação é a base da teoria elástica, o que significa que para determinado nível de tensão, o nível de deformação será o mesmo, independente da carga aplicada anteriormente. Essa aplicação só é válida para a faixa de pequenas deformações, quando (ε e γ) forem menores do que 0,001%. O módulo de rigidez é a relação entre a tensão e sua respectiva deformação. A tensão normal dividida pela deformação normal é definida como módulo de elasticidade (ou ainda, módulo de Young E). E a relação entre a tensão cisalhante e a deformação cisalhante é definida como módulo de cisalhamento (G) (Figura 6). Assim, nas condições de isotropia e homogeneidade, apenas dois parâmetros são necessários para a solução do problema elástico (Goodier e Timoshenko, 1970; Lambe e Whitman, 1979; Budhu, 2011).

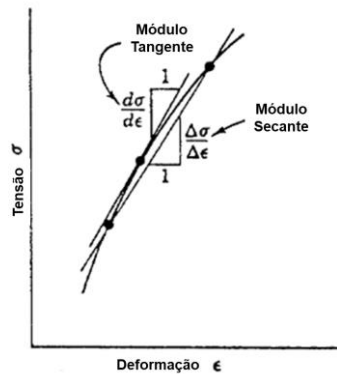
Figura 6 - Módulo de Young e Módulo Cisalhante



Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman (1979)

Em muitas situações, o comportamento do solo pode ser simplificado pela Teoria da Elasticidade. O módulo varia com a deformação e pode ser calculado pela secante (E_{sec}) ou tangente à curva (E_{tan}) (Figura 7), considerando a linearização do comportamento não-linear dos solos (Lambe e Whitman, 1979).

Figura 7 - Módulos Tangente e Secante



Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman (1979)

O módulo de distorção G se relaciona com as solicitações de corte, e é um parâmetro de rigidez e de deformabilidade que relaciona a deformação ao cisalhamento do solo. Em termos de cisalhamento, a curva tensão cisalhante (τ) e deformação cisalhante (γ) é representado pelo módulo transversal, de cisalhamento, ou ainda, distorcional (G). Sua relação com o módulo longitudinal é dada pela Equação (5):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5)$$

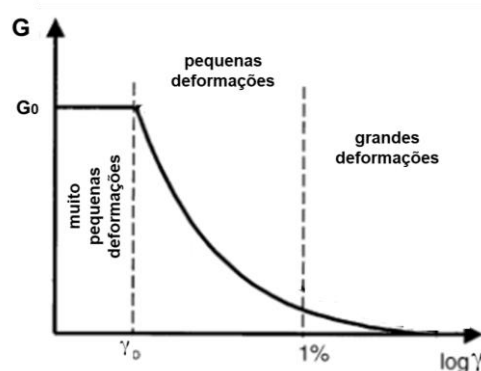
Onde:

ν : coeficiente de Poisson.

A relação da rigidez e deformação é definida em três regiões de comportamentos típicos dos solos:

Na região de pequenas deformações, correspondente ao intervalo de deformação nula até a deformação limite do regime elástico (γ_0). Nesse início do carregamento, no trecho elástico, o solo apresenta sua menor deformabilidade; e o módulo, praticamente constante, é denominado como rigidez inicial (G_0). Na região de pequenas deformações, compreendida entre γ_0 e 1%, o módulo decresce de forma não-linear com a deformação a uma taxa elevada. E, para a região de grandes deformações, superiores a 1% e próximo da ruptura, a deformabilidade é elevada e a rigidez varia a uma taxa menor (Atkinson e Sallfors, 1991). Essas faixas podem ser observadas na Figura 8.

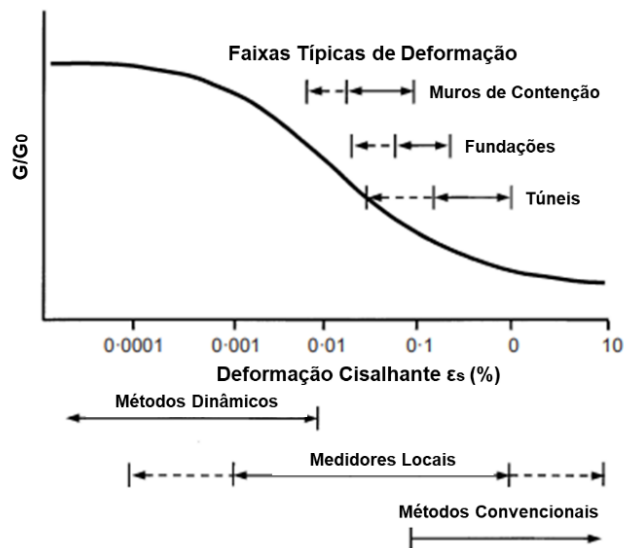
Figura 8 - Módulo cisalhante e deformação



Fonte: Adaptado de Atkinson (2000)

Na Figura 9, a representação gráfica do módulo cisalhante e sua deformação, denominada por curva de degradação da rigidez, é comumente expressa pela relação $G/G_{\text{máx}}$ em função do nível de deformação. Essa curva demonstra a relação não-linear do módulo de distorção que decai com os níveis de deformação. Para cada deformação pode ser associada a solicitação em serviço da estrutura geotécnica, bem como seus respectivos meios para medição. Na faixa de pequenas deformações, a rigidez é alta; e seu valor vai decrescendo para deformações próximas à ruptura (Atkinson e Salfors, 1991; Mair, 1993; Atkinson, 2000).

Figura 9 - Degradação do Módulo Cisalhante em função das Deformações

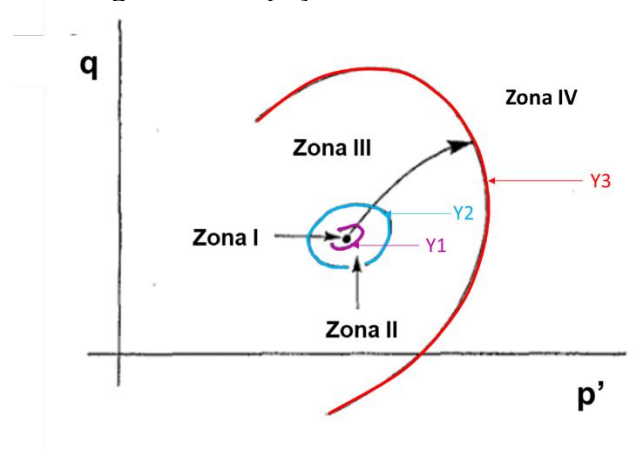


Fonte: Adaptado de Atkinson (2000)

A degradação da rigidez se inicia a partir dos pequenos e grandes níveis de deformações. A partir dessa faixa, a resposta do solo é não-linear e o material apresenta comportamento visco-elástico. Diferente do regime elástico, os elementos viscosos são dependentes do tempo e dissipam energia. Essa dissipação de energia é tratada no solo pelo coeficiente de amortecimento, conceito que não será muito detalhado, pois não é o foco do presente trabalho (Karasudhi, 1991; Ishihara, 1996; Bardet, 1997).

Jardine (1992) propôs um modelo, mostrado na Figura 10, que explica o comportamento nessas zonas: Considerando um elemento de solo num estado inicial de equilíbrio sob tensão desviatória q e tensão efetiva média p' , se o solo for monotonicamente carregado seguindo a trajetória de tensões indicado pela seta, o comportamento do solo é representado por quatro zonas distintas, separados por três superfícies: Y1, Y2, Y3.

Figura 10 - Espaço triaxial das tensões



Fonte: Adaptado de Jardine (1992)

Na Zona I, o solo apresenta comportamento elástico linear até atingir a superfície Y1, correspondente à deformação ε_{y1} ; e se estende mais para solos argilosos de alta plasticidade e fortemente cimentados. Nessa região, o módulo transversal é caracterizado pelo módulo distorcional máximo ou inicial ($G_{\text{máx}}$ ou G_0), sob níveis de muitas pequenas deformações no intervalo entre $10^{-4} < \gamma < 5 \times 10^{-3} \%$.

Na Zona II, até atingir a superfície Y2, com deformações entre ε_{y1} e ε_{y2} , o comportamento tensão x deformação é não linear e histerético. Há uma diminuição do módulo secante com o aumento da deformação. Em ciclos de carga e descarga, não há desenvolvimento de pressões intersticiais em condições não drenadas, e o solo apresenta recuperação total, sem deformações permanentes e com histerese. Há aumento de amortecimento, e na histerese, considera-se que a energia dissipada ocorre por conta do esmagamento a nível local no contato das partículas e da viscosidade dos elementos constituintes do solo. O valor de deformação ε_{y2} tende a aumentar com o aumento do índice de plasticidade, podendo atingir valores da ordem de $5 \times 10^{-2} \%$.

Na Zona III, com deformações superiores a ε_{y2} , o comportamento do solo é marcado pelo desenvolvimento de deformações permanentes. Verifica-se uma continuação da diminuição do módulo secante e um aumento das deformações irreversíveis (plásticas) tanto maior quanto mais a tensão se aproxima da superfície Y3. Num ensaio de compressão triaxial, a relação entre a deformação plástica e a deformação máxima aumenta até atingir seu limite na superfície Y3. Atingindo Y3, ocorrem grandes alterações no arranjo interno das partículas do solo, podendo ocorrer fenômenos de dilatância. Nessa faixa, há desenvolvimento de pressões intersticiais em condições não drenadas, sob ação de cargas cíclicas, e aumento de amortecimento.

Na Zona IV, a partir da superfície Y3, para deformações além de ε_{y3} , as deformações irreversíveis ou plásticas passam a ser dominantes. O valor de ε_{y3} corresponde ao valor de deformação no pico da resistência, que para argilas fortemente sobreadensadas podem ser da ordem de 0,1 %.

O comportamento não linear com a deformação leva, portanto, à definição de vários módulos de deformabilidade. Assim, ao contrário de outros materiais em que se pode considerar apenas do módulo de elasticidade para caracterizar o material, no solo há que especificar o módulo pretendido, associando-o a um determinado nível de tensão.

2.4. RIGIDEZ DO SOLO PARA PEQUENAS DEFORMAÇÕES – MÓDULO DE CISALHAMENTO MÁXIMO

Por muitos autores, a análise da rigidez inicial G_0 ou da velocidade de propagação da onda cisalhante V_s é considerado um parâmetro de estado do solo que caracteriza seu comportamento elástico para deformações de até 10^{-3} % (Burland, 1990; Atkinson e Salfors, 1991; Santamarina, 2001; Mayne et al., 2009; Clayton, 2011).

Em questões relacionadas às análises dinâmicas, o estudo da rigidez inicial G_0 desempenha um papel importante para o entendimento do comportamento mecânico do solo. Através desse parâmetro, é possível entender o comportamento tensão-deformação para maiores níveis de deformação envolvendo problemas geotécnicos, como recalques, interação solo-estrutura, problemas de liquefação; e problemas sísmicos, envolvendo movimentos causados no maciço pela ação de terremotos, de explosões, e de vibrações por máquinas e pelo tráfego (Richart et al., 1970; Andrus e Stokoe ii, 2000; Ferreira, 2003; Yamashita et al., 2009; Morawska, 2019).

A determinação do G_0 é feita a partir de ensaios dinâmicos realizados tanto em campo quanto em laboratório.

A distinção entre propriedades dinâmicas e estáticas, conforme Ferreira (2003), se dá por conta da primeira estar ligada com a velocidade de deformação, o que acarreta no aparecimento de efeitos inerciais, distinguindo-o da situação estática. Humar (2002) trata a resposta estática como um caso especial dinâmico, onde a aceleração e a velocidade são tão pequenas que a inércia e o amortecimento podem ser negligenciados.

O módulo distorcional na região de pequenas deformações não tem influência da velocidade de deformação e, por conta disso, os efeitos da taxa de carregamento, do tipo de carregamento e da quantidade de ciclos de carregamento são inexistentes e negligenciáveis; podendo assim, ser considerados como parâmetros elásticos dentro dessa faixa (Tatsuoka e Shibuya, 1992; Tatsuoka et al., 1995).

Considera-se que nessa faixa o módulo distorcional dinâmico assume os mesmos valores nas condições drenadas e não-drenadas. Por essa razão, a análise pode ser feita através de ensaios dinâmicos, por meio de ondas sísmicas, tanto em laboratório quanto em campo (Tatsuoka e Shibuya, 1992).

2.5. FATORES QUE ALTERAM O G_0

No trecho de pequenas deformações, a rigidez G_0 vai depender de fatores como o índice de vazios, as características dos grãos (mineralogia, tamanho, angulações, rugosidade), estrutura do solo, arranjo das partículas (contato entre elas), estado de tensão, histórico de tensões, descontinuidades, e a taxa de carregamento. A rigidez desse trecho é obtida por meio de métodos dinâmicos, a partir de análises de propagação de ondas, envolvendo sua massa específica (Lambe e Whitman, 1979; Atkinson, 2000).

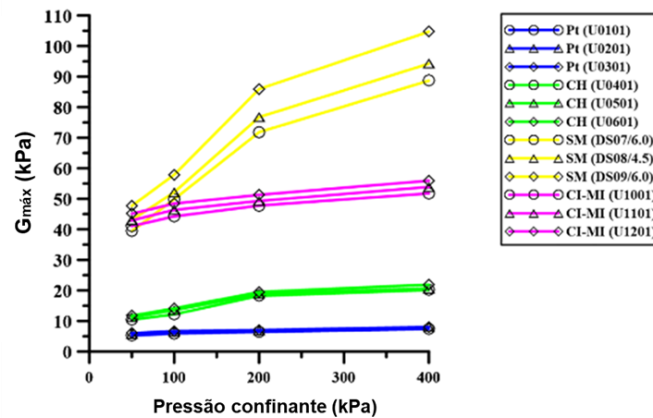
2.5.1. Pressão de confinamento

Quando pequenos incrementos de tensão são aplicados a um solo, resultando em pequenas deformações elásticas, o deslizamento e rearranjo entre as partículas do solo não ocorrem significativamente. Nessa faixa elástica de deformação, as partículas do solo permanecem em contato próximo e a rigidez do solo é determinada principalmente pela rigidez do contato entre as partículas. Essa rigidez no contato entre as partículas do solo depende da tensão efetiva. À medida que a tensão de confinamento aumenta e a pressão efetiva no solo aumenta, a rigidez do contato entre as partículas também aumenta. Isso ocorre porque a pressão efetiva promove uma maior interação entre as partículas, resultando em uma estrutura mais

compacta e mais resistente do solo (Lambe e Whitman, 1979; Mitchell, 2005; Salgado, 2013; Clayton, 2011).

Rajat Debnath et al. (2022) estudaram um solo da cidade de Agartala (Índia), para avaliar o módulo de deformação $G_{\text{máx}}$, o coeficiente de amortecimento e o potencial de liquefação do solo local. Em um dos resultados, para quatro tipos de solo, foi possível perceber que o valor de $G_{\text{máx}}$ cresce com a pressão de confinamento σ'_c (Figura 11).

Figura 11 - Relação de $G_{\text{máx}}$ - Pressão confinante σ'_c



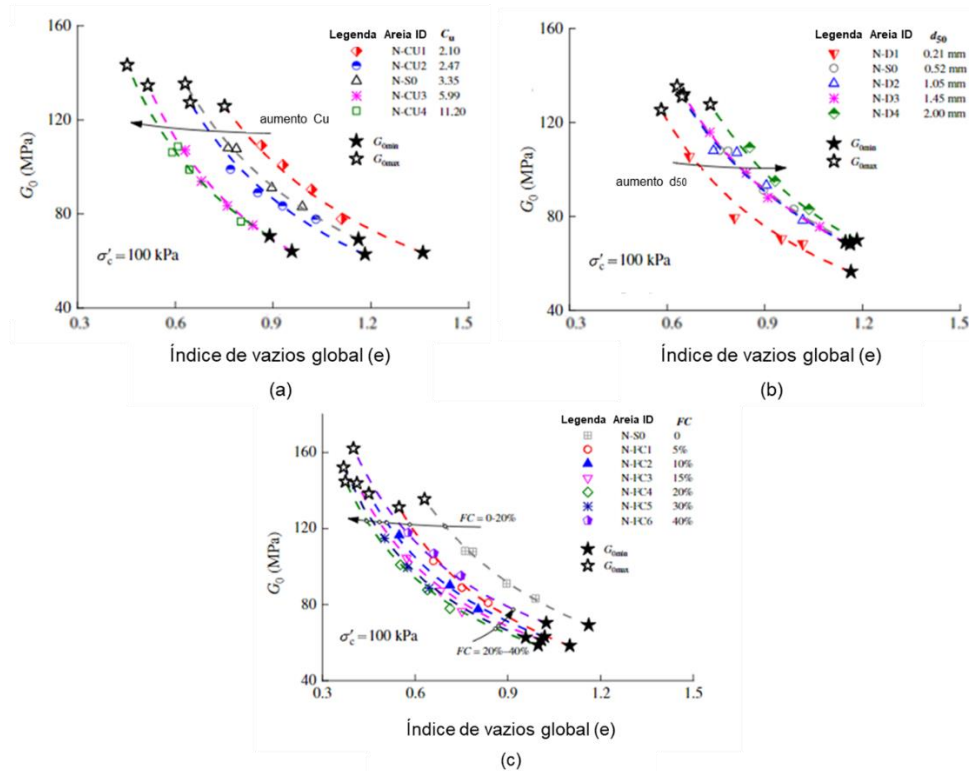
Fonte: Adaptado de Rajat Debnath. et al (2022)

2.5.2. Índice de vazios

A redução do índice de vazios causa um aumento da rigidez. Com raciocínio semelhante ao nível de confinamento, quanto menor o índice de vazios, maior será o contato entre as partículas e, portanto, a rigidez do solo aumenta.

Liang et al. (2023) estudaram a influência do coeficiente de uniformidade (C_u), do diâmetro médio das partículas (d_{50}), do teor de finos (FC) e da forma dos grãos nos valores do módulo cisalhante máximo ($G_{\text{máx}}$) de solos arenosos da região de Nansha e Xisha (China), utilizando o ensaio de coluna ressonante. De acordo com os resultados, observa-se uma redução dos valores do $G_{\text{máx}}$ com o aumento do índice de vazios (Figura 12).

Figura 12 - Relação de G_0 -e ($\sigma'_c=100$ kPa) – (a)variando C_u ; (b)variando d_{50} ; (c)variando FC

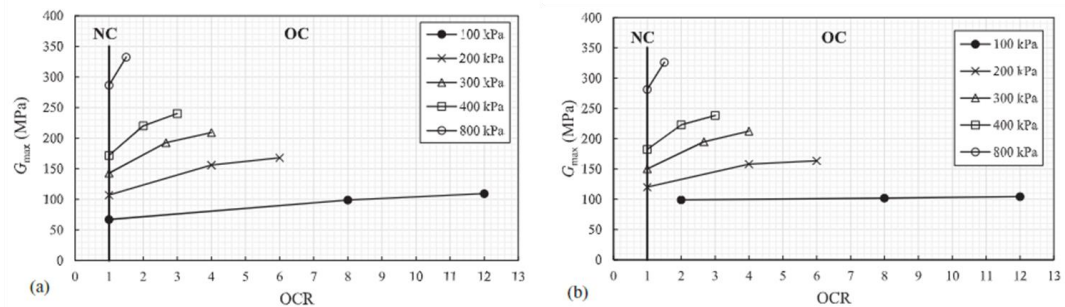


Fonte: Adaptado de Liang et al. (2023)

2.5.3. Razão de Sobreadensamento (RSA) ou Over Consolidation Ratio (OCR)

Wang et al. (2021) estudaram a influência da tensão confinante e do histórico de tensões no módulo cisalhante máximo de um solo argiloso de Jingyang (China). Com os resultados, os autores avaliaram que o valor de G_{max} aumenta com a razão de sobreadensamento do solo (OCR). E perceberam, ainda, que essa variação depende do índice de vazios; e que sob tensão confinante constante, o módulo do solo sobreadensado é maior do que o do solo normalmente adensado (Figura 13).

Figura 13 - Relação G_{max} -OCR; (a) $\gamma_d=1,61$ g/cm³; (b) $\gamma_d=1,70$ g/cm³; OC=sobreadensado

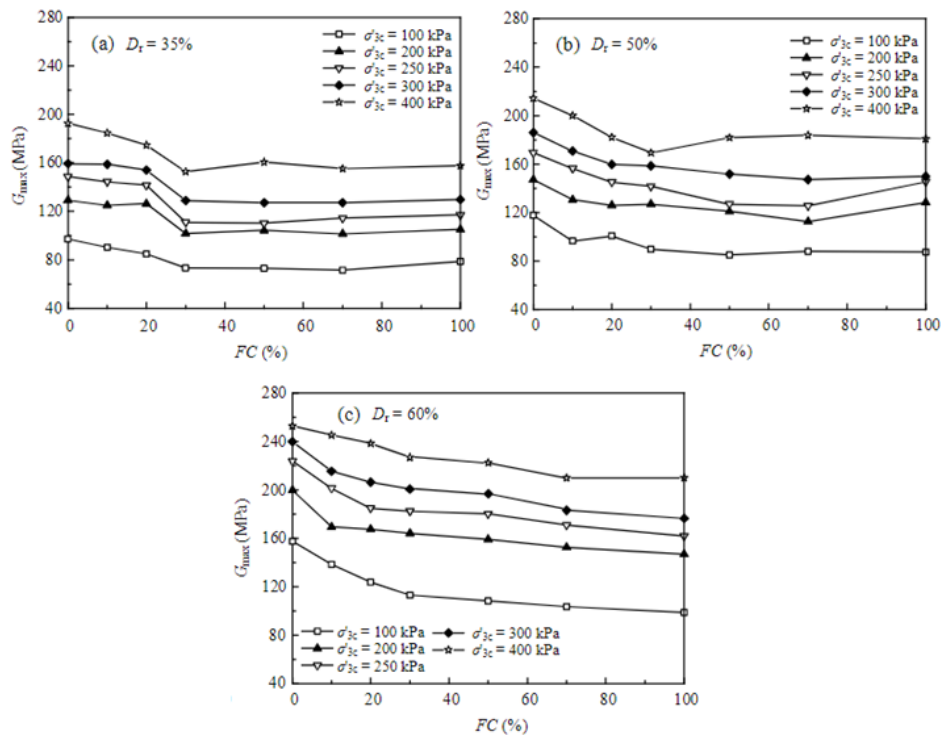


Fonte: Wang et al. (2021)

2.5.4. Índice de plasticidade

Ruan et al. (2021) estudaram a influência da tensão de confinamento, do teor de finos (FC) e do índice de vazios no módulo cisalhante máximo ($G_{\max}$), de um solo arenoso de Nantong (China), por meio de ensaios de Bender Elements. Os autores mostraram que o valor de $G_{\max}$ decresce em função do FC em teores até 30%; e pode permanecer quase constante ou decrescer a uma baixa taxa, dependendo da sua densidade relativa D_r (Figura 14).

Figura 14 - Relação $G_{\max}$ -FC



Fonte: Ruan et al. (2021)

2.5.5. Tempo de confinamento

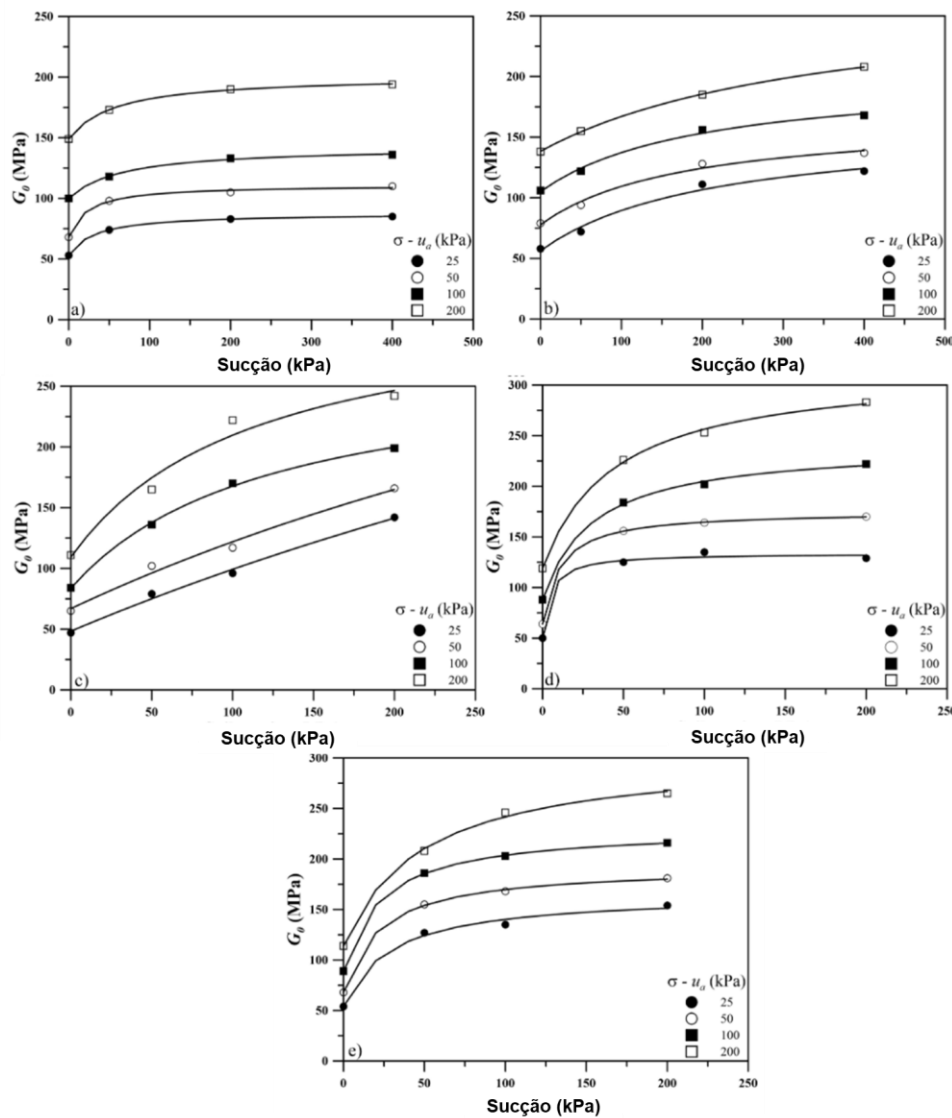
O módulo cisalhante do solo também aumenta conforme o tempo de confinamento aumenta. Anderson e Stokoe (1977) explicaram esse fenômeno em duas partes: a primeira, a fase inicial, no qual o aumento do módulo com o tempo se dá por adensamento primário, por conta da redução do índice de vazios; e a segunda parte, chamado de efeito a longo prazo, no qual o aumento do módulo é constante com o logaritmo do tempo.

2.5.6. Sucção

A presença da sucção traz um acréscimo no módulo cisalhante. Entretanto, segundo Giachetti (1991), a pressão confinante tende a diminuir esse efeito.

Em seu estudo do solo residual tropical da cidade de Bauru (Brasil), Fernandes et al. (2023) estudaram o efeito do confinamento e da sucção no módulo cisalhante máximo, com a utilização dos Bender elements. Com base nos resultados, os autores observaram uma dependência direta e não-linear de $G_{\max}$ com a sucção (Figura 15).

Figura 15 - Relação G_0 -Sucção (u_a-u_w); profundidades (a)1,5m; (b)5,0m; (c)7,0m; (d)11,0m; (e)13,0m



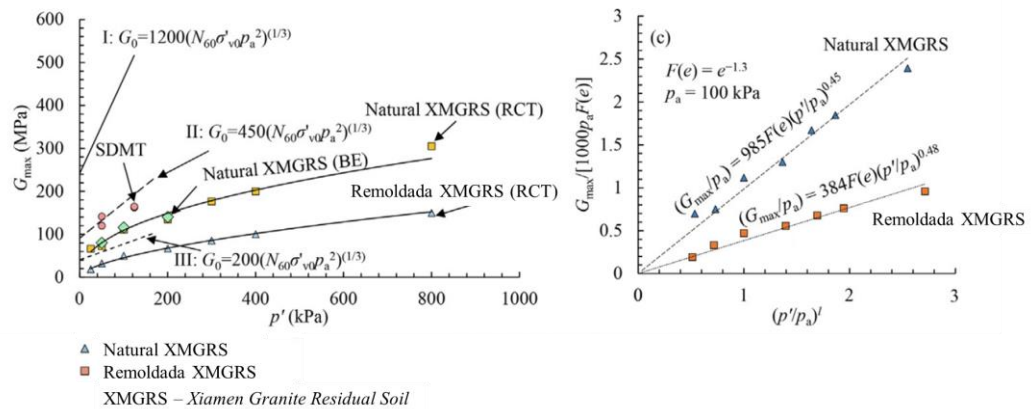
Fonte: Adaptado de Fernandes et al. (2023)

2.5.7. Cimentação

A cimentação das partículas tem efeito considerável na resistência e rigidez do solo. A cimentação ocorre quando reações químicas, pela precipitação de carbonatos (como calcita) e hidróxidos, formam pontes entre as partículas, influenciando na sua coesão e resistência. Esses processos podem ser influenciados pela presença de minerais no solo, como calcários ou argilas ricas em minerais de ferro. O processo natural pode ocorrer devido a mudanças nas condições químicas e hidrogeológicas do solo ao longo do tempo. Ambos os fenômenos resultam em um aumento na resistência e rigidez do solo. O solo cimentado tende a ser mais coeso e menos suscetível a deformações do que o solo não cimentado por conta da matriz cimentada que aumenta tanto a quantidade de contatos entre as partículas quanto o tamanho desses contatos. Assim, maior adesão entre as partículas do solo é proporcionada, aumentando a resistência ao cisalhamento e melhorando a estabilidade do solo (Lambe e Whitman, 1979; Craig, 2004; Mitchell, 2005).

Liu et al. (2021) estudou o efeito da cimentação na rigidez de um solo residual de granito de Xiamen, na China. Os testes foram realizados em coluna ressonante com amostras indeformadas e remoldadas, sob diferentes tensões de confinamento. As curvas de $G_{\max}$ demonstram que os corpos de prova indeformados apresentaram maior rigidez que aqueles em que foram remoldados. Os autores ainda comentam sobre o parâmetro de ajuste “n” que indica a suscetibilidade da rigidez com a tensão efetiva p' . O $n=0,45$ no estado natural aumentou para $n=0,58$ na remoldagem, um aumento de 28,9%, indicando uma considerável influência das cimentações (Figura 16).

Figura 16 - Rigidez do solo para amostra indeformada e remoldada



Fonte: Adaptado de Liu et al. (2021)

Outros fatores como o teor de umidade, temperatura e tempo também influenciam no comportamento elástico dos solos, alterando o valor do módulo de Young quanto módulo cisalhante para a faixa de pequenas deformações. A análise do módulo Young pode ser mais complexa e impactar mais nos resultados, necessitando considerar se o solo estará em condições drenada ou não-drenada. A presença de água altera a transmissão de tensões efetivas, o que modifica os valores do módulo de Young. Já para o módulo de cisalhamento, a resposta do solo será a mesma para ambas as condições de drenagem, devido a água não oferecer resistência ao cisalhamento (Bardet, 1997; Clayton, 2011).

2.6. PROPAGAÇÃO DE ONDAS NO SOLO

Os valores de G_0 são determinados dinamicamente, por meio da medição da velocidade de propagação de ondas no solo. Assim, para um melhor entendimento sobre os métodos disponíveis de medição do G_0 , será feita uma breve explanação sobre a propagação de ondas no meio.

As ondas sísmicas são o resultado de solicitações causadas por eventos dinâmicos resultantes de impactos repentinos ou movimentos bruscos. As solicitações perturbam o equilíbrio e o movimento se inicia. Por conta de sua velocidade, podem ser associados à elasticidade quando apresentarem baixa amplitude (Goodier e Timoshenko; 1970).

A propagação de ondas sísmicas é considerada como um processo de transmissão de um distúrbio, o qual causa deslocamentos elásticos nas partículas do material a uma certa frequência (Lowrie, 2007).

Existem dois tipos de ondas elásticas: as ondas de superfície e as ondas de corpo.

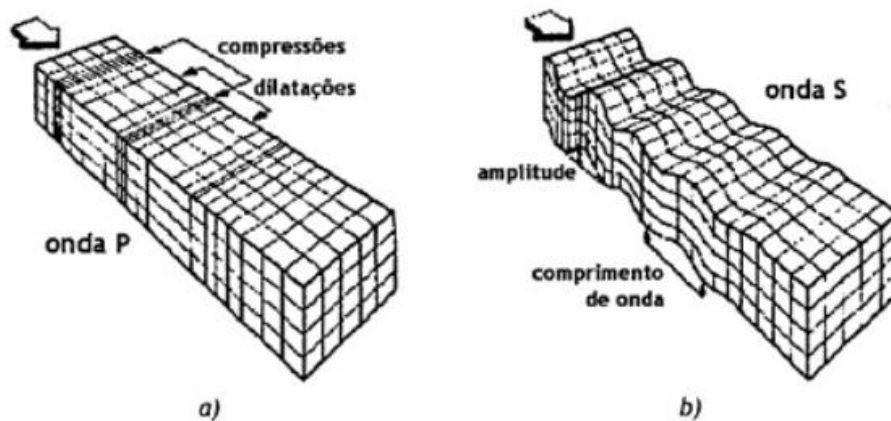
As de superfície são usadas para estudos da caracterização geotécnica de um local, e resultam da interação das ondas de corpo com a camada superficial da Terra. Sua propagação ocorre na interface entre dois tipos diferentes de materiais, ou ao longo de uma superfície. Num

meio considerado semi-infinito, as ondas de superfície são divididas em duas: as ondas Rayleigh (ondas R) e as ondas Love (ondas L) (Budhu, 2011; Kramer, 1996).

As ondas de corpo se propagam pelo material, e o seu comportamento é dependente somente da densidade e da rigidez do meio. Em um meio infinito, dois tipos de ondas de corpo podem existir, ilustradas na Figura 17: as ondas primárias ou de compressão (ondas P); e as ondas secundárias ou transversais (ondas S) (Budhu, 2011; Kramer, 1996).

As ondas primárias, também chamadas de ondas de compressão ou ainda de ondas longitudinais, implicam em sucessivas compressões e rarefações do material em que ele se propaga. Assim como ocorre nas ondas sonoras, o movimento das partículas submetidas às ondas primárias é paralelo à sua direção de propagação. A propagação dessas ondas pode ocorrer em sólidos e líquidos. O movimento dessa onda causa dilatações e compressões em toda massa enquanto propaga unicamente em uma direção, não ocasionando qualquer rotação. As ondas secundárias, também denominada de onda cisalhante ou ainda de onda transversal, causam deformações cisalhantes no material por onde passa. As deformações, nesse caso, são transversais à direção de propagação da onda. Fluidos sem rigidez ao cisalhamento não conseguem suportar esse tipo de onda. O movimento dessa onda é puramente distorcional enquanto se propaga, não ocorrendo variações volumétricas no meio (Kramer, 1996; Agarwal e Shrikhande, 2006; Gioncu e Mazzolani, 2010; Estrada e Lee, 2017).

Figura 17 - Ondas de corpo - (a)ondas P; (b)ondas S



Fonte: Ferreira (2003)

2.7. ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS

Conforme Giachetti (1991), diversos são os ensaios para se obter os parâmetros dinâmicos do solo, sendo cada um mais adequado para certo nível de deformação. Dependendo do princípio de execução, o autor cita dois grandes grupos de técnicas: o primeiro, pela obtenção direta do parâmetro através da curva tensão-deformação; e o segundo, pela obtenção indireta por meio da velocidade de propagação das ondas de tensão.

Segundo Yamashita et. al (2009), a rigidez do solo pode ser obtida por meio de ensaios de campo e de laboratório, sendo divididos em dois tipos. Para a análise da não-linearidade e do comportamento tensão-deformação para cargas monotônicas e cíclicas, os ensaios são conhecidos como métodos de carregamento estático, com uso de prensas triaxiais e torcionais. E quando a análise é feita por meio da propagação de ondas cisalhantes, são conhecidos como métodos de vibração e transmissão de pulsos, destacando-se os ensaios de coluna ressonante, pulso ultrassônico e os Bender Elements.

Em se tratando de baixas deformações, este capítulo se restringe em abordar apenas aqueles obtidos por meio da velocidade de propagação de ondas, na faixa entre muito baixa a baixa deformações. Em especial, ao das ondas cisalhantes que é o utilizado para se obter o G_0 .

Na Tabela 1 são apresentados os ensaios de campo e de laboratório para a obtenção de parâmetros dinâmicos do solo.

Tabela 1 - Ensaios para determinação do módulo cisalhante

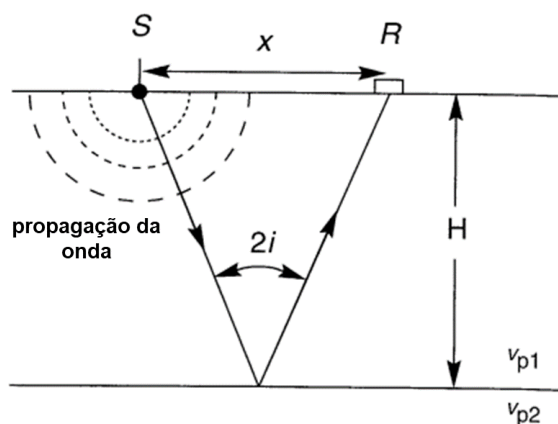
	ENSAIO	PRINCÍPIO DA TÉCNICA	FAIXA DE DEFORMAÇÃO (%)
LABORATÓRIO	Compressão Triaxial Cíclico	Determinação Direta da Curva Tensão-Deformação	10^{-2} a 1
	Cisalhamento Direto Cíclico		
	Torcional Cíclico		
	Coluna Ressonante	Determinação através da Velocidade de Propagação de Ondas	10^{-4} a 10^{-3}
	SWV		10^{-4}
	Pulso Ultrassônico		10^{-4} a 10^{-3}
	Bender Elements		10^{-4}
CAMPO	Reflexão Sísmica		10^{-4}
	Refração Sísmica		10^{-4}
	Cross-hole		10^{-4}
	Down-hole		10^{-4}
	Up-hole		10^{-4}

Fonte: Autor (2025)

2.7.1. Ensaio de Reflexão Sísmica

A partir desse método de ensaio, as velocidades de propagação das ondas e a espessura das camadas podem ser obtidas. Os impulsos são gerados a partir de uma fonte S, e são captados por um receptor R (Kramer, 1996). Esse fenômeno é ilustrado na Figura 18.

Figura 18 - Ensaio de reflexão sísmica

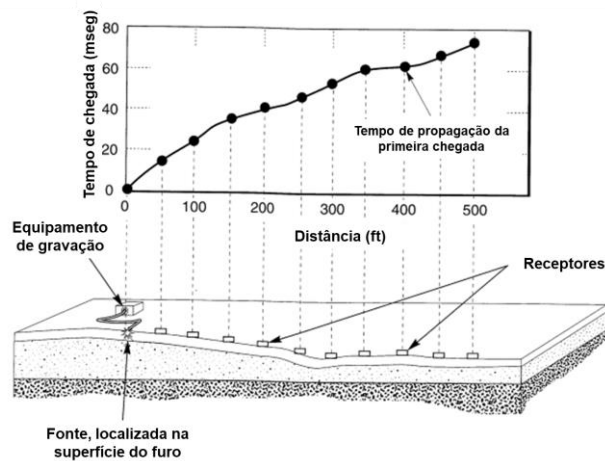


Fonte: Adaptado de Kramer (1996)

2.7.2. Ensaio de Refração Sísmica

Na Figura 19, observa-se uma técnica onde vários geofones são instalados ao longo da superfície, e a fonte da onda é gerada pelo impacto ou explosão pontual. Pelos registros de vibrações das ondas longitudinais, transversais e superficiais, consegue-se determinar o tempo de percurso, e a velocidade de propagação é calculada conhecendo a distância entre os geofones (Giacheti, 1991).

Figura 19 - Ensaio de Refração Sísmica

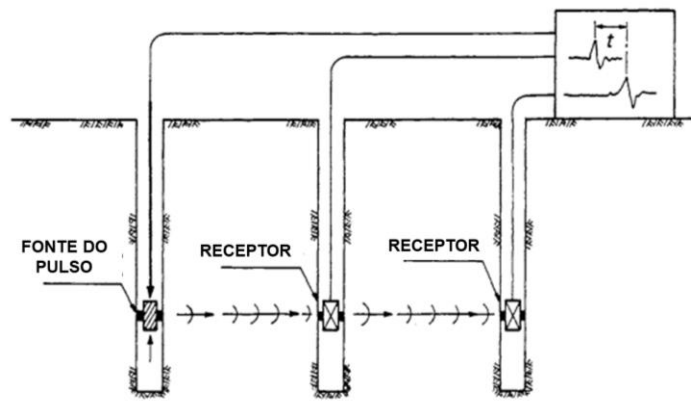


Fonte: Adaptado de Kramer (1996)

2.7.3. Ensaio Cross-hole

Este ensaio é, também, denominado de ensaio sísmico entre furos, em que são utilizados dois ou mais furos para medir a propagação das ondas na horizontal (Figura 20). A técnica consiste na geração artificial (por meio de cargas elétricas, dinamites, canhão de ar comprimido, ou outras fontes explosivas ou mecânicas) de ondas S e P à uma dada profundidade de um furo, e os registros (por meio de geofones ou acelerômetros) desses sinais, feitos na mesma profundidade, em outro furo adjacente. Conhecidos a distância entre os furos e o tempo de propagação das ondas, calculam-se as velocidades das ondas P e S (Kramer, 1996; Ishihara, 1996).

Figura 20 - Ensaio Cross-hole



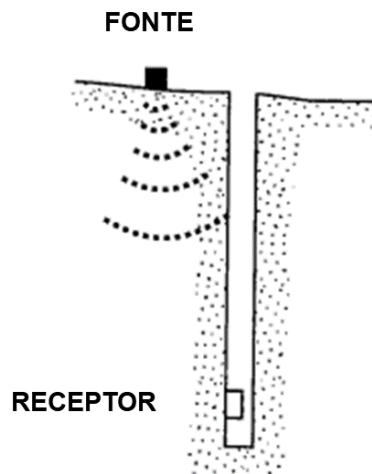
Fonte: Adaptado de Ishihara (1996)

2.7.4. Ensaio Down-hole

Este ensaio é, também, conhecido como ensaio sísmico ao longo do furo. A técnica consiste em preparar um único furo, no qual o receptor é posicionado em diferentes profundidades sucessivas para captar os sinais das ondas que se propagam na vertical. A fonte de energia, obtida por meio de um impacto do martelo contra uma base de madeira ou aço apoiada no terreno, é gerada na superfície próxima à boca do furo. Conhecendo-se a distância entre a fonte e o receptor, obtém-se as velocidades das ondas longitudinais e transversais (Kramer, 1996; Ishihara, 1996).

O método é esquematizado na Figura 21.

Figura 21 - Ensaio down-hole

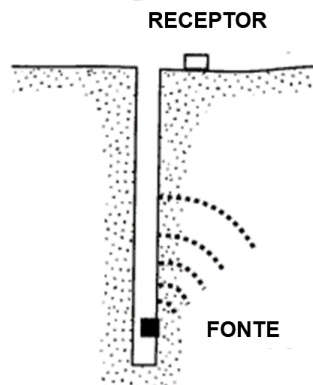


Fonte: Adaptado de Kramer (1996)

2.7.5. Ensaio Up-hole

Este ensaio segue os mesmos princípios do ensaio down-hole, diferenciando-se apenas na posição do geofone que é instalado na superfície do terreno, conforme esquematizado na Figura 22 (Giacheti, 1991).

Figura 22 - Ensaio up-hole



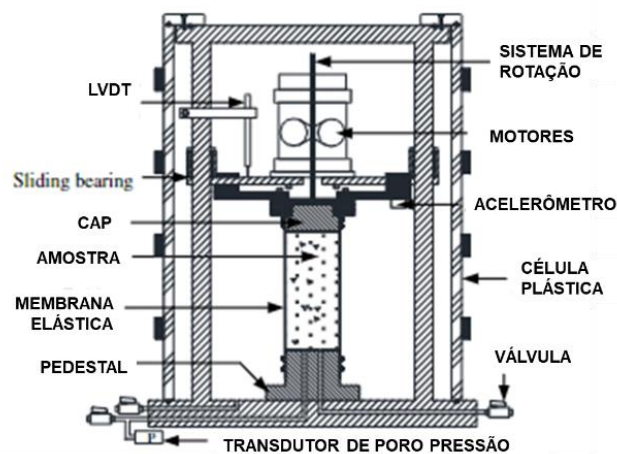
Fonte: Adaptado de Kramer (1996)

A escolha dentre os ensaios realizados em laboratório vai depender da faixa de deformação que se pretender medir. Os ensaios triaxial, cisalhamento simples e torção cíclico entram na categoria dos ensaios de baixa frequência, e são utilizados para se obter o módulo distorcional na faixa entre 10^{-4} a 10^{-2} de deformação. Os ensaios de coluna ressonante, SWV e Bender Elements permitem a determinação da velocidade à baixas deformações, entre 10^{-6} a 10^{-4} , e são designados como ensaios de alta frequência (Ferreira, 2003).

2.7.6. Ensaio de Coluna Ressonante

No ensaio, conforme ilustrado na Figura 23, o corpo de prova cilíndrico sólido ou oco é submetido a vibrações harmônicas de torção ou de compressão por um sistema eletromagnético, à uma dada frequência e amplitude. A amostra é fixada na base e livre no topo, dentro de uma célula do triaxial. Após a etapa de adensamento, inicia-se o ciclo de carregamento a uma baixa frequência, aumentando gradualmente até a amostra entrar em ressonância, quando a amplitude de deformação atingir o seu valor máximo. Os parâmetros de rigidez (E , G) e a razão de amortecimento interno (D) são obtidos neste ensaio (Kramer, 1996; Ishihara, 1996).

Figura 23 - Ensaio Coluna Ressonante



Fonte: Adaptado de Ke Liang et al. (2023)

2.7.7. Ensaio SWV

No ensaio de velocidade de onda de corte SWV (Shear Wave Velocity), o impacto de um martelo na direção horizontal ao provete é utilizado para a geração de ondas de corte. A amostra é instalada dentro da célula triaxial. O impacto do martelo pode ser realizado tanto externamente à célula numa placa de aço acoplada ao pistão de carga, quanto internamente numa placa assentada diretamente no topo do corpo de prova. Dois acelerômetros são instalados na superfície lateral da amostra para recepção dos sinais. Conhecendo-se a distância entre eles, e o tempo de recepção entre os sinais em cada um, a velocidade da onda cisalhante pode ser calculada (Ferreira, 2003).

2.7.8. Ensaio de Pulso Ultrassônico

Neste ensaio, dois aparelhos ultrassônicos de material piezoelétricos, um transmissor e outro receptor, são instalados na amostra a uma certa distância conhecida. Um pulso elétrico de alta frequência é aplicado ao transmissor que se deforma rapidamente e transmite ondas de corte através do corpo de prova. Essas ondas são captadas pelo receptor e reconvertidas em sinal

elétrico. A velocidade da onda cisalhante é obtida pela relação entre a distância dos aparelhos e a diferença de tempo entre os pulsos elétricos (Kramer, 1996).

2.7.9. Bender Elements (BE)

No ensaio de Bender Elements (BE), os pares do equipamento, um transmissor e um receptor, também funcionam através da piezoelectricidade. Como o trabalho será desenvolvido com base nesse dispositivo, um tópico será abordado exclusivamente para esse método.

2.8. MODELOS EMPÍRICOS PARA MEDIDA DA RIGIDEZ PARA PEQUENAS DEFORMAÇÕES

Equações empíricas vêm sendo desenvolvidas para estimar o parâmetro G_0 , baseadas nos resultados de velocidade de onda cisalhante propagada no solo e de outras características geotécnicas. Uma das primeiras equações desenvolvidas foi introduzida por Hardin e Richardt, em 1963. Pesquisas realizadas confirmam que o valor do módulo de rigidez inicial é função do índice de vazios e da tensão efetiva média, conforme Equação (6) (Debnath et al., 2022 e Dyka et al., 2017).

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^m \quad (6)$$

Onde:

A: constante adimensional dependente do tipo de solo;

$F(e)$: função empírica do índice de vazios;

p' : tensão efetiva média;

p'_{ref} : pressão de referência, normalmente adotada a pressão atmosférica ($p_a=100$ kPa);

m : constante adimensional dependente da pressão de confinamento.

Dentre as diversas equações para calcular G_0 , uma das mais utilizadas é a proposta por Hardin (1978), onde o autor adotou a função $F(e)=1/(0,3+0,7e^2)$ para a Equação (6) (Debnath et al., 2022). Sua forma final é expressa pela Equação (7).

$$G_0 = A \cdot \frac{1}{(0,3 + 0,7e^2)} \cdot \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^m \quad (7)$$

Vários estudos ao redor do mundo mostram as variações dos parâmetros A , $F(e)$ e m para cálculo do G_0 para diferentes tipos de solos. Alguns desses valores típicos podem ser visualizados na Tabela 2.

Tabela 2 - Constantes de correlações para G_0

Referência	A	$F(e)$	m
Hardin B.O. & Richardt F.E. (1963)	69	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,50
Hardin B.O. & Black W.L. (1968, 1969)	327	$\frac{(2,973 - e)^2}{1 + e}$	0,50
Marcuson W.F. & Wahs (1972)	450	$\frac{(2,973 - e)^2}{1 + e}$	0,50
	45	$\frac{(4,4 - e)^2}{1 + e}$	0,50
Kim T.C. & Novak M. (1981)	74-288	$\frac{(2,973 - e)^2}{1 + e}$	0,46-0,61
Kokusho T. et al. (1982)	14	$\frac{(7,32 - e)^2}{1 + e}$	0,60
	72	$e^{-1,3}$	0,45
Lo Presti D.C.F. et al (1993)	71	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,43
	71	$e^{-1,3}$	0,62
Jamiolkowski M. et al. (1994)	275-1174	$e^{-1,3}$	0,40-0,58
Shibuya S. & Tanaka H. (1996)	500	$e^{-1,5}$	0,5
Shibuya S. et al. (1997)	1070-3080	$(1 + e)^{-2,4}$	0,5
Modoni G. et al. (1999)	76	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,5
Fioravante V. (2000)	101-109	$e^{-0,8}$	0,45-0,52
	79-90	$e^{-0,8}$	0,43-0,48
Kuwano R. & Jardine R.J. (2002)	72-81	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,50-0,52
Tika T. et al. (2003)	80		0,5
	62	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,5
	48		0,5
Hoque E. & Tatsuoka F. (2000, 2004)	71-87		0,41-0,51
	80	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,47
	61-64		0,44-0,53
	82-130		0,44-0,53
	53-94		0,45-0,51
Chaudhary S.K. et al. (2004)	84-104	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,50-0,57
Wichtmann T. & Triantafyllidis T. (2004)	275	$\frac{(1,46 - e)^2}{1 + e}$	0,42

Fonte: Adaptado de Dyka et al. (2017) e Fernandes (2022)

2.9. BENDER ELEMENTS (BE)

A técnica utilizando transdutores piezoelétricos para testes em solos foi primeiramente introduzida pelos estudos de Shirley e Hampton, em 1978.

Os Bender Elements (BE) são aparelhos capazes de emitir ondas cisalhantes que causam deformações elásticas e pequenas deformações ao solo. A máxima deformação que pode ser alcançada pelo aparelho é da ordem de 10^{-3} %. Assim, o parâmetro de rigidez G obtido nessa faixa é o máximo valor de rigidez transversal (G_0) (Dyvik e Madshuts, 1985).

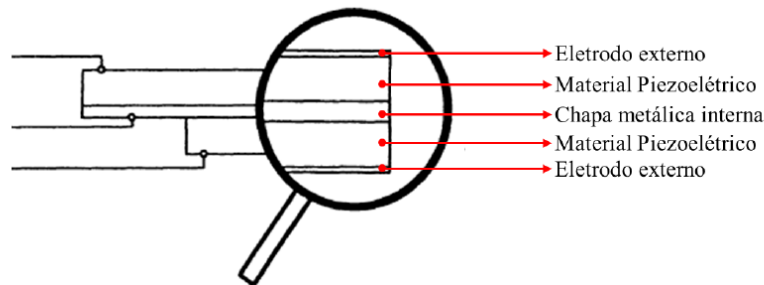
O uso do BE em laboratório e em investigações de campo são amplamente utilizados na prática geotécnica. Com sua capacidade de induzir ondas de baixa tensão, antes mesmo de atingir o comportamento não-linear do solo, permite-se que as propriedades do solo sejam investigadas sem que a amostra seja destruída (Da Fonseca et al., 2009; Weil et al., 2012).

Além da integridade da amostra, essa técnica também vem ganhando espaço por conta de sua simplicidade de operação e baixo custo em relação a outros métodos. Por último, a possibilidade de sua incorporação junto a outros ensaios, como o de compressão triaxial e o edométrico, traz uma versatilidade em sua utilização (Brignoli et al., 1996; Ferreira et al., 2007).

Sobre sua construção, os Bender Elements são feitos de material piezocerâmico. O fenômeno de piezoelectricidade está ligado à capacidade de um transdutor eletro-mecânico em transformar energia mecânica de movimento em energia elétrica, e vice-versa (Dyvik e Madshuts 1985).

O equipamento é composto por duas finas placas cerâmicas piezoelétricas conectadas rigidamente por uma chapa metálica condutora entre elas, e externamente por um eletrodo condutor (Figura 24). A placa central servirá como reforço para melhor manuseamento das placas cerâmicas, por serem muito frágeis; e o conjunto ainda é envolto por resina epóxi rígida para proteção e isolamento elétrico contra o solo e água (Ferreira, 2003; Wang et al., 2017).

Figura 24 - Composição do Bender elements



Fonte: Gomes (2020)

Dentre as composições piezoelétricas, uma funciona à contração e a outra à expansão, gerando um movimento de flexão que gera ondas de corte. Desse modo, no elemento transmissor, é produzido o movimento mecânico quando eletricamente excitado. Enquanto que no receptor, o movimento é reconvertido em voltagem.

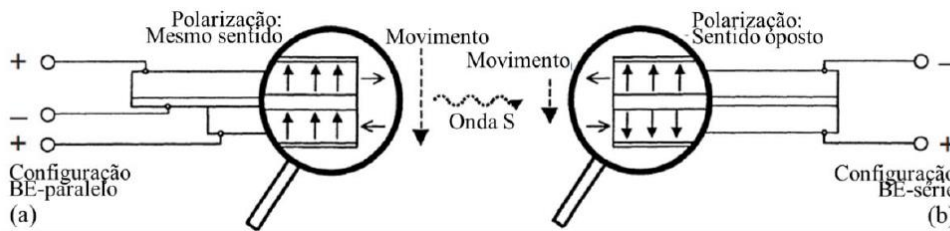
Um dos pares (emissor) é inserido numa das faces da amostra de solo. É importante que se garanta pleno contato do aparelho com o solo. Sobre estímulo de uma tensão elétrica, o aparelho vibra e esse sucessivo movimento de flexões faz com que as partículas em contato se movam perpendicularmente em relação ao eixo de propagação da onda e ao eixo do corpo de prova. O sistema continua vibrando sobre determinada frequência e amplitude escolhidas, e as ondas cisalhantes propagadas através da amostra alcança o outro par localizado na face oposta (receptor). Este faz o inverso, convertendo o sinal mecânico da onda em sinal elétrico que é lido no osciloscópio (Bortolotto, 2017; Wang et al., 2016; Wang et al., 2021).

Tanto o tipo de conexão entre as placas piezoelétricas quanto a orientação dos pares do BE alteram o seu funcionamento.

Na configuração paralela (Figura 25a), as duas camadas piezoelétricas possuem a mesma direção de polarização, o cabo terra é conectado aos dois eletrodos externos e o fio do núcleo é conectado à chapa intermediária de metal. Na conexão em série das placas (Figura

25b), as direções de polarização delas são opostas uma à outra, e o elemento dobrador é conectado aos eletrodos externos, resultando em uma direção de polarização das duas camadas piezoelétricas no sentido dos eletrodos para a chapa metálica interior. Como transmissor, a disposição paralela é melhor, sendo que para um mesmo sinal, é produzida uma maior amplitude. Já para o receptor, o arranjo em série é mais sensível ao movimento, visto que para uma mesma deformação, o dobro de energia é produzido (Dyvik e Madshus, 1985; Morawksa, 2019; Gomes, 2020).

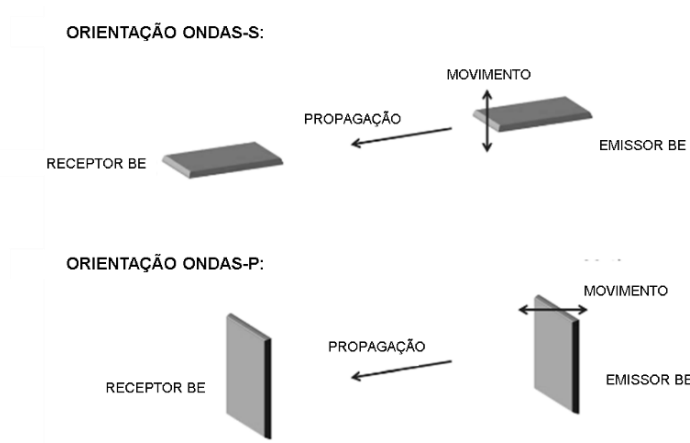
Figura 25 - Modos de polarização do Bender Element: (a) paralelo; (b) série



Fonte: Gomes (2020)

A posição e a orientação dos pares dos Bender Elements dependem do tipo de onda objeto de estudo. Para emissão de ondas primárias, os pares emissor e receptor são dispostos face a face. Já para a propagação de ondas secundárias, os pares devem ser dispostos de modo que as pontas de uma estejam alinhadas (El-Sekelly et al., 2014). Essa disposição é mostrada na Figura 26.

Figura 26 - Orientação dos pares BE para emissão de ondas S e P



Fonte: Adaptado de El-Sekelly et al. (2014)

Obtidos a distância entre os pares emissor e receptor do aparelho (d) e o tempo de propagação da onda cisalhante (t_s), interpretados no osciloscópio, a velocidade de onda cisalhante (V_s) é calculada pela Equação (8):

$$V_s = \frac{L_{tt}}{t_s} \quad (8)$$

A velocidade de onda cisalhante pode ser relacionada com o módulo transversal G_0 pela Equação (9), válida apenas para um meio contínuo, elástico, isotrópico e homogêneo:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (9)$$

Onde:

ρ : massa específica natural da amostra;

As ondas transversais só se propagam num meio que apresenta resistência ao cisalhamento. Mesmo que a água não apresente resistência ao cisalhamento, o parâmetro ρ deve ser utilizado.

2.10. INTERPRETAÇÃO DAS LEITURAS DE ONDA

2.10.1. Método da Primeira Chegada da Onda

O método envolve a observação direta do sinal no osciloscópio, no qual a chegada da onda transversal é marcada pelo primeiro ponto de inflexão (Morawska, 2020).

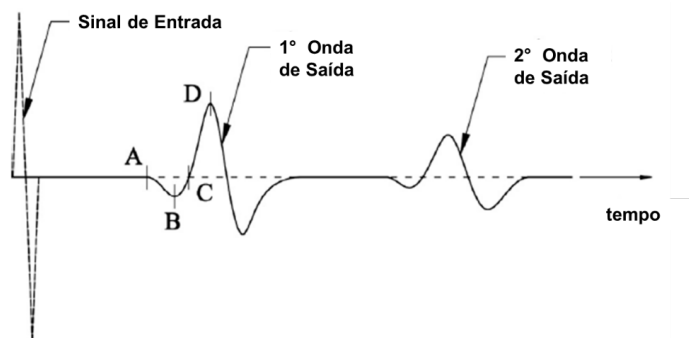
Apesar da praticidade e rapidez desse tipo de leitura, esse método negligencia o efeito das ondas refletidas e refratadas (Arulnathan et al., 1998). Conforme Yamashita et al. (2009), dependendo da distância em que os pares são colocados, se esta for muito curta, as ondas recebidas estão sujeitas a interferência por ondas-P, ruídos elétricos, e pela reflexão de ondas.

2.10.2. Método da Segunda Chegada de Onda

Moldovan et al. (2016) comenta que identificar o primeiro ponto de chega de onda pode não ser tão evidente e por isso fazer o uso de uma onda sucessiva pode ser uma alternativa.

Nesse caso, a onda transmitida se propaga pela amostra, reflete no elemento receptor, retorna ao transmissor e finalmente é captada pelo receptor. Assim, o tempo de propagação é considerado metade do tempo em que a onda é gerada e a sua chegada ao receptor. A consideração do efeito de reflexão diminui os erros, mas outros tipos de interferência continuam a existir. Ainda, a identificação do sinal da segunda onda pode ser de difícil interpretação, visto que ela chega com menos energia em relação ao primeiro sinal (Figura 27) (Ferreira, 2003).

Figura 27 - 1º e 2º sinais de saída

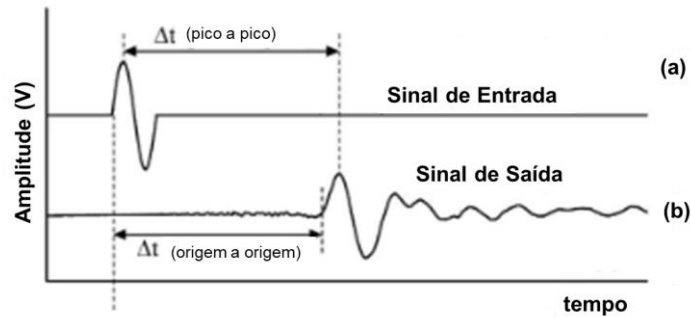


Fonte: Adaptado de Moldovan et al. (2016)

2.10.3. Método Pico a Pico

Na Figura 28, similar ao método da primeira chegada de onda, a definição do tempo de propagação é feita entre os picos do sinal gerado e o primeiro pico do sinal de chegada.

Figura 28 - Métodos (a) Pico a pico; (b) Origem a origem



Fonte: Adaptado de Yamashita et al. (2009)

2.10.4. Método da Correlação Cruzada

No método da correlação cruzada, existe uma função que mede a correlação entre os sinais de entrada e saída. O tempo de propagação de onda é o intervalo de tempo até onde a correlação cruzada é máxima. O método é aplicável para sinais de mesma natureza, onde a frequência de ambas as ondas seja de mesmo valor. A função que descreve a correlação cruzada entre dois sinais X e Y é expressa pela Equação (10): (Vigginani e Atkinson, 1995; Santamarina e Fam, 1997).

$$CC_{xy}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)y(t + \tau)dt \quad (10)$$

Onde:

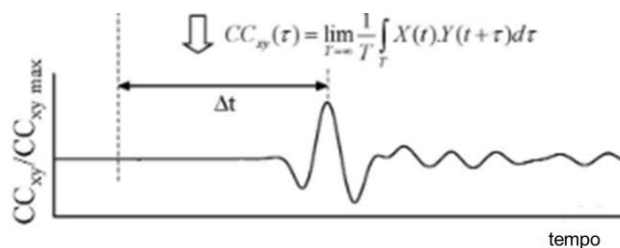
$x(t)$: sinal de entrada x;

$y(t)$: sinal de saída y;

τ : tempo de atraso entre os dois sinais.

Por este método, presume-se que a onda transmitida conserva sua forma e frequência, mesmo depois de propagada através do solo (Figura 29) (Yamashita et al., 2009).

Figura 29 - Método da Correlação Cruzada



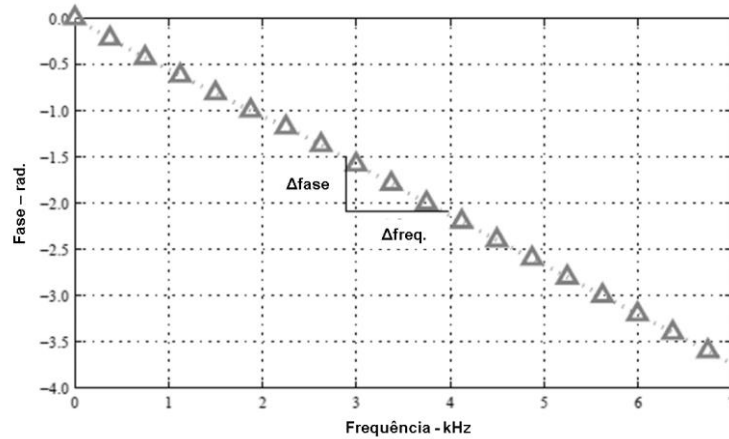
Fonte: Adaptado de Yamashita et al. (2009)

2.10.5. Método Contínuo: Análise da Frequência Espectral

Nesse método, um sinal contínuo com largura de banda entre 0 a 20 kHz é emitido e comparado com o sinal de saída, para determinar o tempo de propagação. Do sinal emitido e recebido, pode-se plotar dois gráficos, um de correlação dos sinais e outro do ângulo de fase entre eles, ambos com relação a frequência. Da plotagem do ângulo de fase em função da frequência, o tempo de propagação é obtido pela inclinação da curva que melhor se ajusta os

ângulos de fase com a frequência, a uma certa faixa de frequência (Da Fonseca et al., 2009), conforme esquema mostrado na Figura 30.

Figura 30 - Ângulo de fase x f referente a vários sinais contínuos, em diferentes frequências



Fonte: Adaptado de Rio (2006)

2.10.6. Método do Ponto- π

Ainda pela análise de frequência, esse método é explicado em Da Fonseca et al. (2009).

Os sinais de entrada x e saída y podem ser plotados no modo XY. As figuras de Lissajous – formas mostradas na Figura 31(a) – traduzem na relação dos sinais, onde a reta de inclinação positiva representa a condição de fase entre elas. Cada frequência que fica em fase com o sinal transmitido é definida como um ponto- π , visto que o ângulo de fase entre as ondas é um múltiplo de π .

Pela teoria da propagação de onda, tem-se pela Equação (11):

$$V = \lambda f = 2\pi f \frac{L}{\Phi(f)} \quad (11)$$

Onde:

V: velocidade da onda, em função da frequência f;

f: frequência;

λ : comprimento de onda;

L: comprimento de viagem da onda;

$\Phi(f)$: mudança de fase do ângulo.

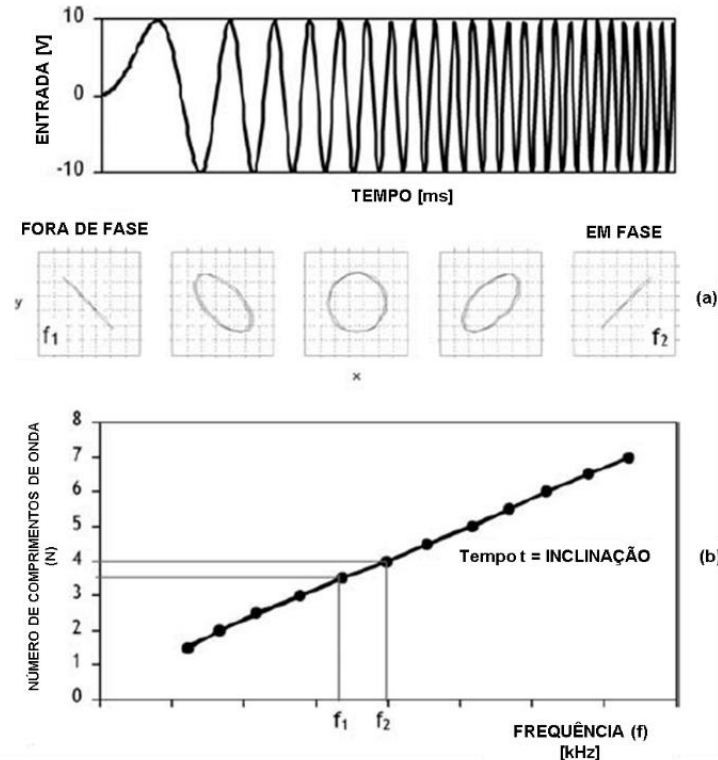
Por conveniência, é calculado o número de comprimentos de onda (N) pela Equação (12):

$$N = \frac{\Phi(f)}{2\pi} \quad (12)$$

Plota-se no gráfico o número N em função da frequência, Figura 31(b). A inclinação da curva é tida como o tempo de propagação da onda, e pode ser entendida pela Equação (13):

$$t = \frac{L}{V} = \frac{N}{f} \quad (13)$$

Figura 31 - Método ponto-pi; (a) Gráfico X-Y; (b) Gráfico N-f



Fonte: Adaptado de Da Fonseca et al. (2009)

2.11. PROBLEMAS DE INTERFERÊNCIA

Arroyo et al. (2003) explica que a determinação do tempo de propagação (t_s) é de longe o mais problemático para se obter, devido as diferenças dos sinais de entrada e saída.

Como já apontado anteriormente, interferências podem dificultar a correta leitura das ondas no osciloscópio, fenômenos como o “near-field effect” e o “crosstalk”.

Ferreira (2003) explica que os transdutores são sensíveis a outros tipos de sinais, captando também ruídos do ambiente e ondas refletidas nas fronteiras. Além disso, também cita a atenuação da magnitude da onda em sua propagação e seu caráter não-unidimensional como outras fontes de erro.

2.11.1. Componente da Onda-P

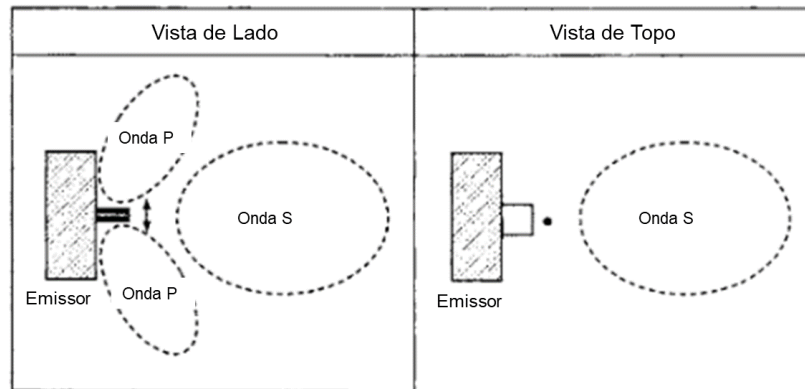
Os Bender Elements geram os dois tipos de ondas, primárias e secundárias. As ondas P são geradas lateralmente, e as ondas S frontalmente ao aparelho (Figura 32). A relação entre suas velocidades é dada pela Equação (14) (Lee e Santamarina, 2005).

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1 - \nu)}{1 - 2\nu}} \quad (14)$$

Onde:

ν : coeficiente de Poisson, aproximadamente 0,1.

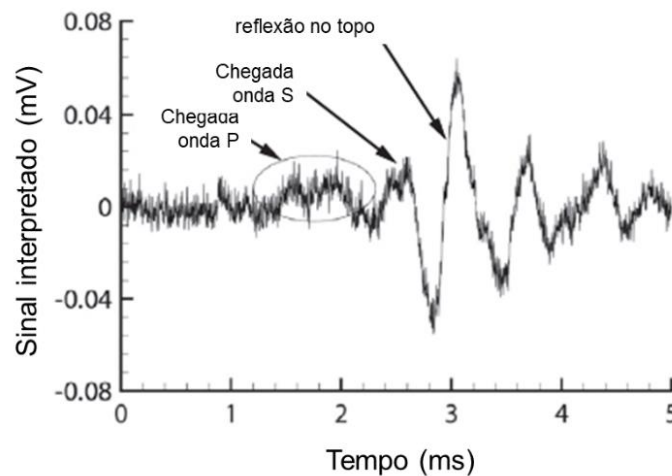
Figura 32 - Componentes de Ondas P e S emitidos



Fonte: Adaptado de Lee e Santamarina (2005)

Observado na Figura 33, as ondas P são mais rápidas, refletem nas paredes da célula triaxial e chegam antes ao receptor, podendo causar interferência na chegada das ondas S. Essa interferência depende da geometria da célula, da relação entre as velocidades P e S, da saturação e do estado de tensão. (Lee e Santamarina, 2005).

Figura 33 - Interferência de ondas P



Fonte: Adaptado de Moldovan et al. (2016)

2.11.2. Efeito de Vizinhaça (“Near-Field Effect”)

O efeito de vizinhaça foi introduzido através dos estudos de Sanchez-Salinerio et al. (1986), quando os autores estudaram a propagação das ondas P e ondas S num meio elástico isotrópico infinito por meio de pulsos senoidais gerados por uma fonte pontual e recebidas em diferentes distâncias. Por definição, os autores descrevem o efeito de vizinhaça como o fenômeno onde as partículas têm o mesmo movimento, a diferentes velocidades, e que se atenuam a diferentes níveis.

Por meio desse estudo, os autores definiram que o movimento transversal das ondas transversais depende de três termos: dois termos referentes à velocidade de onda transversal (F_s e N_s), e o outro relacionado à velocidade de onda de compressão (N_p). A componente N_p que induz efeito de vizinhaça, se move a uma velocidade v_p mais rápida que as outras, causando

erros de interpretação dos sinais recebidos no ensaio de Bender Elements (Ferreira, 2003; Morawska, 2019).

2.11.3. Interferência das Ondas com as Fronteiras Rígidas

Arulnathan et al. (1998), através da propagação de ondas unidimensionais utilizando Bender Elements, analisou a influência da interferência dos sinais incidentes e refletidos nas fronteiras rígidas da montagem do ensaio. Concluíram que dependendo das condições de ensaio e da geometria da amostra, a intensidade da onda refletida nas fronteiras gera interferências que podem levar a erros na avaliação do tempo de propagação.

2.11.4. Ressonância dos Transdutores

A frequência de ressonância nos Bender Elements afeta na intensidade do efeito de vizinhança, no tempo de propagação e na frequência. A frequência e ressonância do BE instalado no solo pode ser descrito pela Equação (15), e é dependente da massa específica e da rigidez do solo (Lee & Santamarina, 2005).

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{1,875^4 \frac{E_b I}{(\alpha L_b)^3} + 2\eta V_s^2 \rho_s (1 + \nu) L_b}{\rho_b b h (\alpha L_b) + (\rho_s b^2 L_b) \beta} \right]^{1/2} \quad (15)$$

Onde:

$\eta \approx 2$

E_b : módulo de elasticidade;

I : momento de inércia;

L_b : comprimento do BE;

V_s : velocidade de onda cisalhante;

ρ_s : massa específica do solo;

b : largura do BE;

h : espessura do BE;

Lee & Santamarina (2005) recomendam, ainda, o uso do pulso senoidal de entrada com frequência próxima à da ressonante na geração dos sinais, pois melhora na resposta dos sinais no elemento receptor e diminui o efeito de vizinhança (“near-field effect”).

2.11.5. Ruído do Aparelho

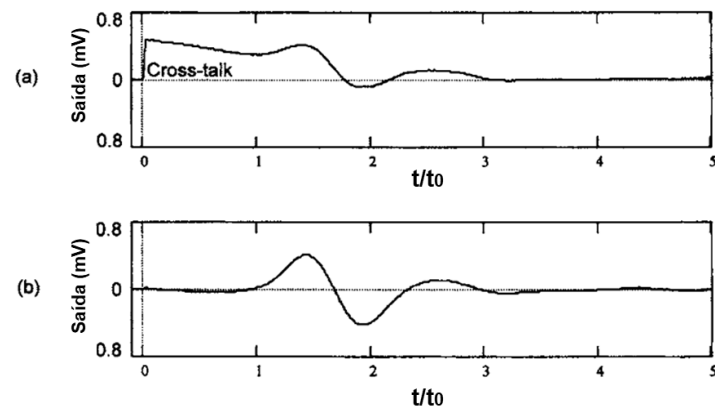
O fenômeno do “crosstalk” é de origem eletromagnética e surge do acoplamento entre os pares emissor e receptor do Bender Elements. Essa manifestação ocorre porque parte do sinal de saída chega quase simultaneamente ao sinal de entrada.

Lee & Santamarina (2005) explicam sobre alguns artifícios para tentar eliminar esse efeito:

- Na Figura 34(a), é observado o efeito “cross-talk” sobre a configuração de dois Bender Elements em série, sem aterramento e na Figura 34(b), observa-se a atenuação desse efeito com o aterramento do emissor ou do receptor.

- Os eletrodos externos, presentes na configuração em paralelo, apresentam um efeito chamado de “efeito de blindagem” quando aterrados. O “cross-talk” ainda é observado numa combinação em série-paralela quando o elemento em série não é protegido eletricamente e é aterrado. Assim, para eliminar esse efeito, uma configuração paralela-paralela pode ser utilizada.

Figura 34 - (a) Efeito "cross-talk"; (b) Atenuação do efeito



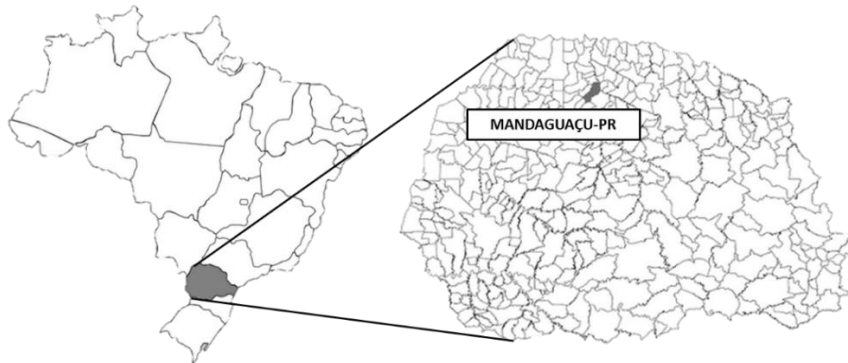
Fonte: Adaptado de Lee e Santamarina (2005)

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. SOLO ESTUDADO

O material de estudo desta pesquisa é um solo arenoso procedente do município de Mandaguaçu, no estado do Paraná, conforme mostrado na Figura 35. Trata-se de um solo proveniente de um arenito do período Mesozoico, do Grupo Bauru e Formação Caiuá. A Formação Caiuá é constituída de depósitos sedimentares continentais de origem fluvial e eólica (Engecorps – Águas Paraná, 2016; MINEROPAR, 2001).

Figura 35 - Localização do Município de Mandaguaçu, no Paraná



Fonte: Autor (2025)

Esses arenitos, com distribuição de fina a média, possuem tons arroxeados e avermelhados. Sua composição mineralógica é formada de minerais leves, predominantemente de quartzo e feldspatos em menores proporções; minerais pesados opacos (magnetita, hematita, ilmenita e leucóxênio) e transparentes (estauroilita, turmalina, zircão, rutilo); podendo aparecer pequenas parcelas de calcedônia e mica. Os grãos se encontram geralmente em formas subarredondados a arredondados, foscos, encobertos por partículas cimentícias que ocorre por pequenas quantidades de hidróxidos de ferro, argila e eventualmente sílica (Engecorps – Águas Paraná, 2016; Gasparetto, 1999).

O solo foi coletado em seu estado deformado, no ponto (Coordenadas: 23°20'04.3"S; 52°07'16.8"W) mostrado na Figura 36, a uma profundidade de aproximadamente 1,0m.

Figura 36 - Localização do Ponto de Coleta



Fonte: Autor (2025)

3.2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os ensaios referentes à esta pesquisa foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Maringá, Campus Maringá-PR.

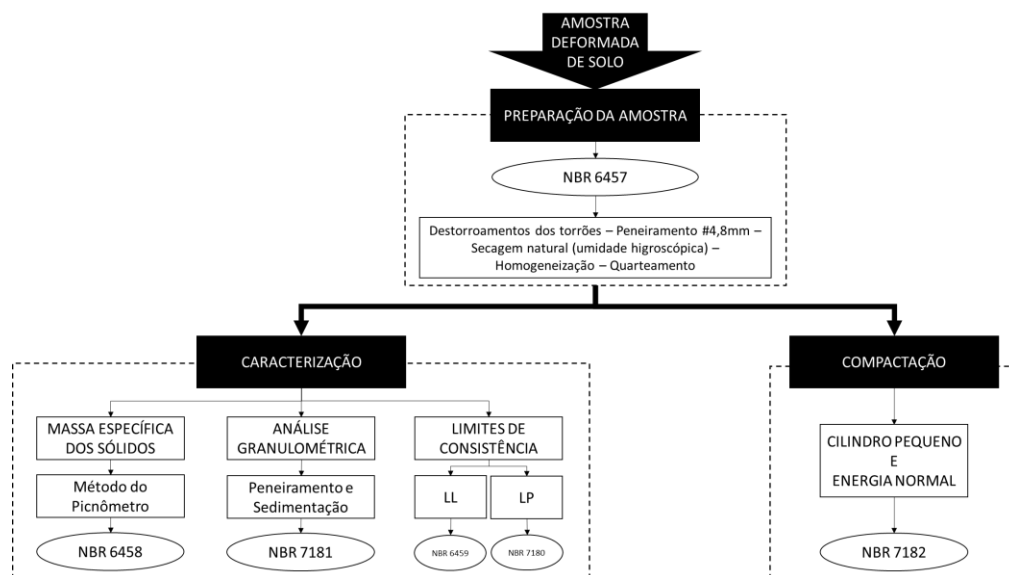
O solo foi inicialmente preparado, caracterizado e, em seguida, compactado na Energia Normal para a obtenção da curva de compactação.

Os ensaios mecânicos foram conduzidos em corpos de prova compactados para o estudo da resistência à compressão triaxial, do tipo adensado isotropicamente e drenado (CID); e da deformabilidade, por meio do Ensaio com Bender Elements.

3.2.1. Ensaios de Caracterização e de Compactação

A Figura 37 apresenta um fluxograma dos procedimentos utilizados para a realização dos ensaios de caracterização geotécnica e de compactação do solo.

Figura 37 - Fluxograma dos ensaios de caracterização e de compactação



Fonte: Autor (2025)

3.2.1.1. Preparação e Ensaio de Caracterização

A preparação do solo coletado foi realizada conforme a ABNT NBR 6457:2024.

Os procedimentos envolveram a secagem ao ar até atingir a umidade higroscópica, seguida do destorroamento do solo, homogeneização e peneiramento da amostra em peneira com abertura da malha de 4,8mm. A separação da quantidade de material para cada ensaio de caracterização e de compactação foi feita seguindo a recomendação da referida norma.

Os teores de umidade do solo foram determinados pelo método da estufa, em conformidade com a ABNT NBR 6457:2024, anexo A.

O ensaio de granulometria foi realizado por uma análise combinada, por peneiramento e sedimentação, com o uso de solução defloculante de hexametáfosfato de sódio, seguindo-se os procedimentos preconizados pela ABNT NBR 7181:2018.

A determinação da massa específica dos grãos que passam na peneira de abertura 4,8mm foi realizada utilizando-se o método do picnômetro, conforme estabelecidos pela ABNT NBR 6458:2017.

Os limites de consistência envolvem a determinação dos Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP).

Os ensaios de LL e LP foram realizados seguindo-se os procedimentos recomendados pela ABNT NBR 6459:2017 e ABNT NBR 7180:2016, respectivamente, com secagem prévia das amostras até o teor de umidade higroscópico.

3.2.1.2. Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação do solo foi realizado com energia normal (600kJ/m^3), utilizando-se cilindro metálico pequeno (cilindro Proctor), em três camadas e aplicação de 26 golpes por camada, por meio de um soquete pequeno, seguindo-se o método proposto pela ABNT NBR 7182:2020.

A amostra foi preparada com secagem prévia e sem reuso do material.

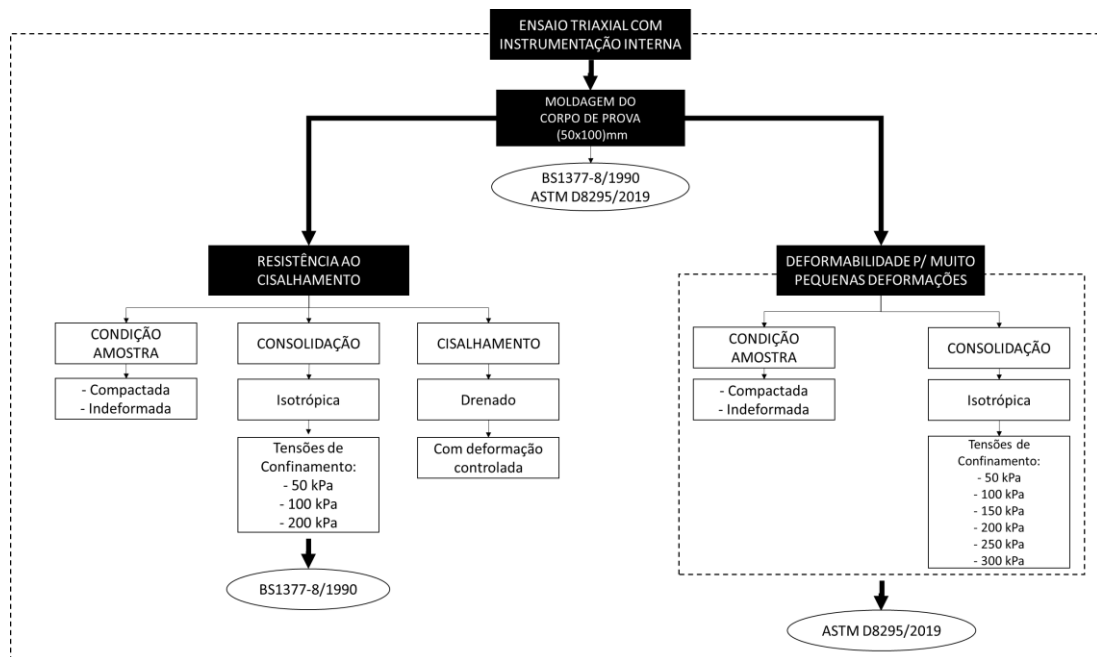
3.2.2. Ensaios Mecânicos

A avaliação da resistência ao cisalhamento foi realizada por meio de ensaios triaxiais, com adensamento isotrópico e ruptura drenada.

Para a determinação da deformabilidade do solo, fez-se uso da prensa triaxial para aplicação do adensamento isotrópico do material e, em seguida, foi aplicado o pulso de onda cisalhante através do corpo de prova, por meio do Bender Elements.

A esquematização dos ensaios pode ser visualizada na Figura 38.

Figura 38 - Fluxograma dos ensaios mecânicos de resistência e deformabilidade



Fonte: Autor (2025)

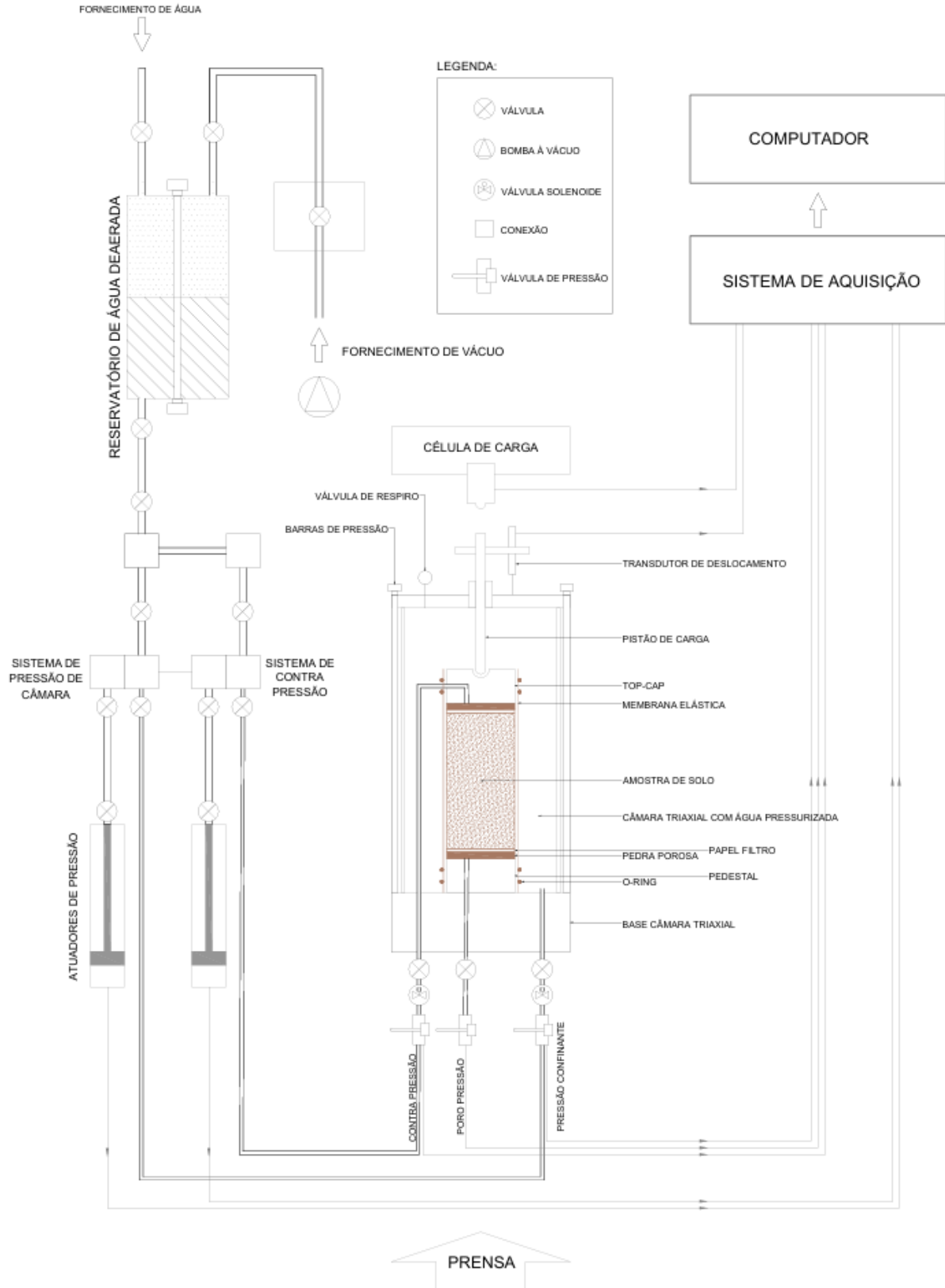
3.2.2.1. Ensaio de Compressão Triaxial

I. EQUIPAMENTO TRIAXIAL

O equipamento triaxial utilizado, conforme esquema representado na

Figura 39, é da marca Wykeham Farrance, modelo WF4070, do grupo CONTROLS, importado da Itália.

Figura 39 - Esquema do ensaio de compressão triaxial

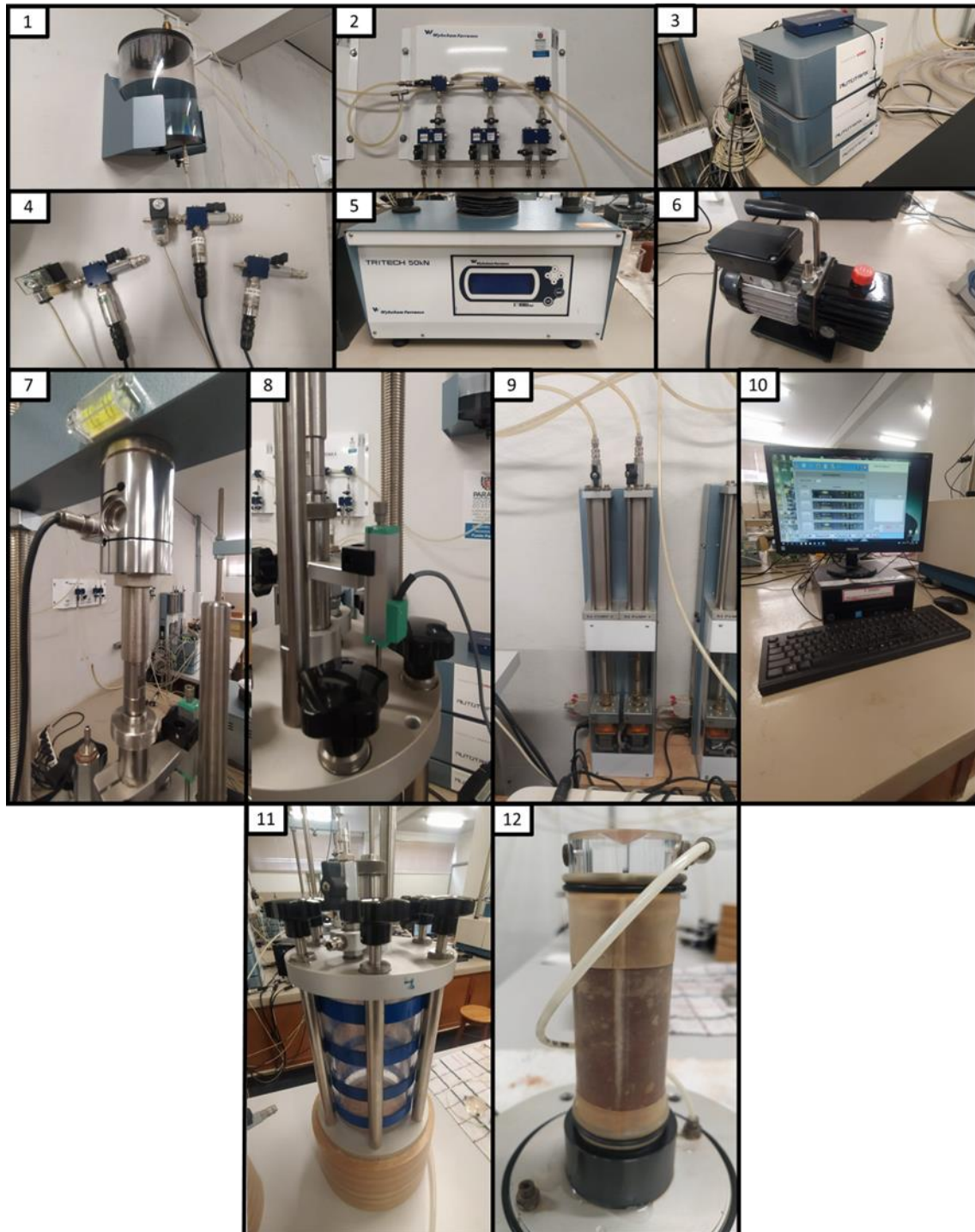


Fonte: Autor (2025)

Na

Figura 40, são apresentados os principais componentes do sistema triaxial utilizado.

Figura 40 – Componentes do Sistema Triaxial



1 – Reservatório de água deaerada; 2 – Painel de controle de pressão; 3 – Sistema de aquisição de dados; 4 – Transdutores de pressão com solenoides; 5 – Prensa; 6 – Bomba à vácuo; 7 – Célula de carga com pistão; 8 – Medidor de deslocamento axial; 9 – Atuadores de pressão com sistema de medida de variação de volume; 10 – Computador com software; 11 – Câmara de pressão triaxial; 12 – Corpo de prova montado na base da Câmara Triaxial.

Fonte: Autor (2025)

A parte hidráulica do equipamento é constituída de reservatório de água e bomba à vácuo para fornecimento de água deaerada ao sistema; mangueiras, válvulas hidráulicas e eletroválvulas para o controle de água no sistema da câmara triaxial e dos atuadores de pressão.

A pressurização do sistema é feita por meio de dois atuadores de pressão *Hydromatic*, um para aplicação de pressão de câmara e a outra para aplicação da contrapressão. As medidas são realizadas por transdutores.

Os dados são coletados e processados por um sistema de aquisição que se conecta a um sistema de comunicação. A interface com o usuário é feita por esse sistema de comunicação que se liga ao computador. Por meio do software (AUTOTRIAX2), possibilita-se ações como: controle dos atuadores e das eletroválvulas; leitura dos dados; controle das etapas, etc.

O sistema é servocontrolado, permitindo tanto o controle manual quanto automático das etapas.

II. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

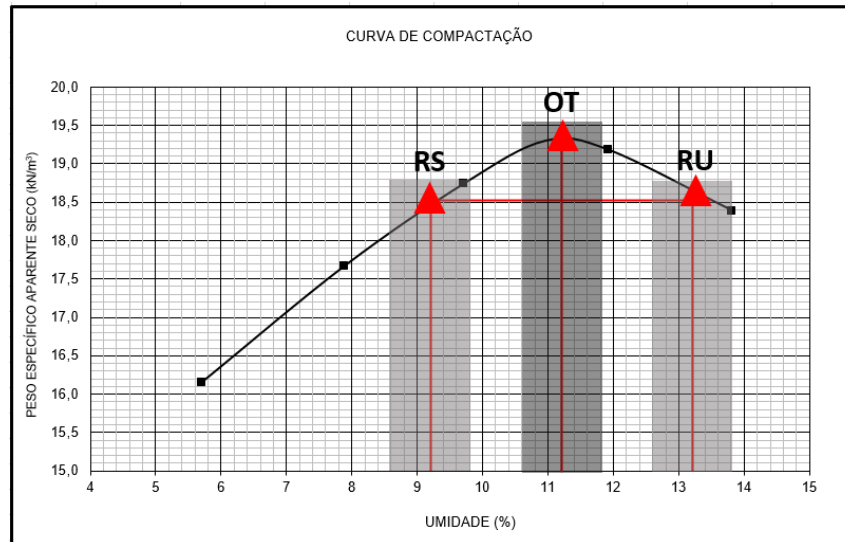
Para o estudo da resistência à compressão triaxial, o tipo de ensaio selecionado foi o CID (adensado isotropicamente, com ruptura drenada). Para as etapas desse ensaio, seguiram-se os procedimentos descritos na norma britânica BS 1377-8:1990, e nas referências de Head (1998) e Ladd (1978), conforme segue.

i) Moldagem dos Corpos de Prova

Os corpos de prova foram compactados em molde cilíndrico bipartido, com dimensões de 100mm de altura e 50mm de diâmetro, mantendo a relação 2:1. A moldagem foi feita em seis camadas, atendendo ambas as normas do ensaio de compressão triaxial BS 1377-8 (1990) e ASTM 7191 (2018).

Os corpos de prova foram moldados com teores de umidades nas regiões correspondentes a umidade ótima, ao ramo seco e ao ramo úmido – regiões mostradas na Figura 41. A compactação nos teores de umidade do ramo seco e do ramo úmido foram conduzidos com o mesmo peso específico aparente seco e com o mesmo índice de vazios. Também foram compactados corpos de prova com teores de umidade ótima, mas com diferentes pesos específicos aparente seco, abaixo do valor do peso específico aparente seco máximo.

Figura 41 - Regiões da Condição de Moldagem dos Corpos de Prova



Fonte: Autor (2025)

A Tabela 3 mostra as condições alvo de moldagem dos corpos de prova para este ensaio.

Tabela 3 - Características dos Corpos de Prova - Ensaio de Compressão Triaxial

Condição Ensaio	σ'_3 (kPa)	w (%)	e
Umidade Ótima e=0,37	50	11,20	0,37
	100	11,20	0,37
	200	11,20	0,37
Ramo Seco e=0,47	50	9,20	0,47
	100	9,20	0,47
	200	9,20	0,47
Ramo Úmido e=0,47	50	13,20	0,47
	100	13,20	0,47
	200	13,20	0,47
Umidade Ótima e=0,47	50	11,20	0,47
	100	11,20	0,47
	200	11,20	0,47
Umidade Ótima e=0,57	50	11,20	0,57
	100	11,20	0,57
	200	11,20	0,57

Fonte: Autor (2025)

Ao todo, foi necessário a moldagem de 15 corpos de prova para o ensaio de compressão triaxial.

A preparação do material para a moldagem de cada corpo de prova foi efetuada tomando-se uma porção de solo com umidade conhecida e adicionando-se uma quantidade de água destilada necessária para atingir o teor de umidade correspondente à densidade desejada na curva de compactação obtida. A mistura foi homogeneizada, acondicionada em sacos plásticos e levada à câmara úmida, onde permaneceu por cerca de 24 horas para melhor incorporação da água. Após esse intervalo, a mistura foi novamente homogeneizada. Conhecendo-se a densidade e o volume de cada camada a ser compactada, as porções de solo

relativas às seis camadas foram separadas em cápsulas. Com o material restante, foram tomadas porções para a determinação do teor de umidade do solo.

Para a compactação, foram realizados procedimentos propostos por Ladd (1978) e Jiang et al. (2003), a fim de garantir maior homogeneidade do corpo de prova, desde a base até o topo. Esses métodos, designados por subcompactação não linear (*non-linear undercompaction*), consistem na compactação em camadas, onde a quantidade de material necessário para cada camada é pré-definida.

De acordo com Ladd (1978), a principal ideia é subcompactar as primeiras camadas, ou seja, as camadas inferiores são compactadas em uma densidade abaixo da desejada, denominada como porcentagem de subcompactação, U_n . As camadas superiores continuam a ser compactadas em densidades menores do que a desejada, mas a porcentagem de subcompactação vai decrescendo à medida que a camada se aproxima do topo. Logo, a U_n da primeira camada (U_1) assume um valor máximo, e os próximos valores de U_n são calculados como sendo uma parcela de U_1 , até que para a última camada essa porcentagem seja zero.

A altura final camada (h_n) é calculada da seguinte forma, pela Equação 16:

$$h_n = \frac{h_t}{n_t} \cdot \left[\left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \cdot n \right] \quad (16)$$

Onde:

n : número da camada;

h_n : altura ao final da camada n , em mm;

n_t : número de camadas;

U_n : porcentagem de subcompactação.

A porcentagem de subcompactação (U_n) é calculado da seguinte forma pela Equação 17:

$$\frac{U_n}{U_{n0}} = 1 - \left(\frac{n-1}{n_t-1} \right)^2 \quad (17)$$

E U_{n0} é calculado pela Equação 18 seguinte:

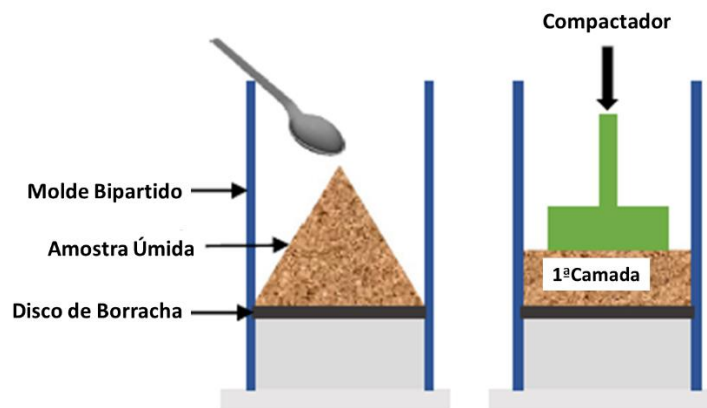
$$U_{n0} = \left(h_{n0} - \frac{h_t}{n_t} \right) \cdot n_t \quad (18)$$

Onde:

h_{n0} : valor adotada para a altura da primeira camada, em mm.

Desse modo, o processo de compactação das camadas superiores influencia nas camadas subjacentes, fazendo com que as densidades menores se aproximem da desejada à medida que as camadas sobrejacentes forem compactadas. Esse procedimento é ilustrado na Figura 42.

Figura 42 - Método de subcompactação



Fonte: Kwan e Mohtar (2018)

Na Figura 43, são mostrados o molde cilíndrico e os demais acessórios utilizados na moldagem dos corpos de prova.

Figura 43 – Molde cilíndrico e acessórios para a moldagem do corpo de prova



1 – Peneira 2mm; 2 – Travessa metálica; 3 – Molde bipartido; 4 – Base e topo complementar do molde; 5 – Cilindro metálico para retirada da amostra; 6 – Disco de borracha; 7 – Régua guia para compactação; 8 – Régua auxiliar; 9 – Régua biselada para nivelção da base e do topo; 10 – Colher para separar as porções de solo; 11 – Faca para escarificação; 12 – Chave auxiliar para retirada da amostra; 13 – Cápsulas para separação dos solos de cada camada; 14 – Amostra de solo; 15 – Cápsula para ensaio de umidade.

Fonte: Autor (2025)

As cápsulas com as porções de solo de cada camada foram levadas ao equipamento compactador, composto por um pórtico fixo e um soquete compactador com haste guia (Figura 44).

Figura 44 - Equipamento para compactação dos corpos de prova



Fonte: Autor (2025)

A porção de solo foi inserida no molde e a compactação realizada com energia dinâmica aplicada com a queda livre do soquete. A compactação de cada camada foi controlada pelo alinhamento do topo da haste guia com a marcação das espessuras das camadas (Figura 45). Entre as camadas foram feitas escarificações do solo para uma melhor aderência entre elas.

Figura 45 - Controle da compactação



Fonte: Autor (2025)

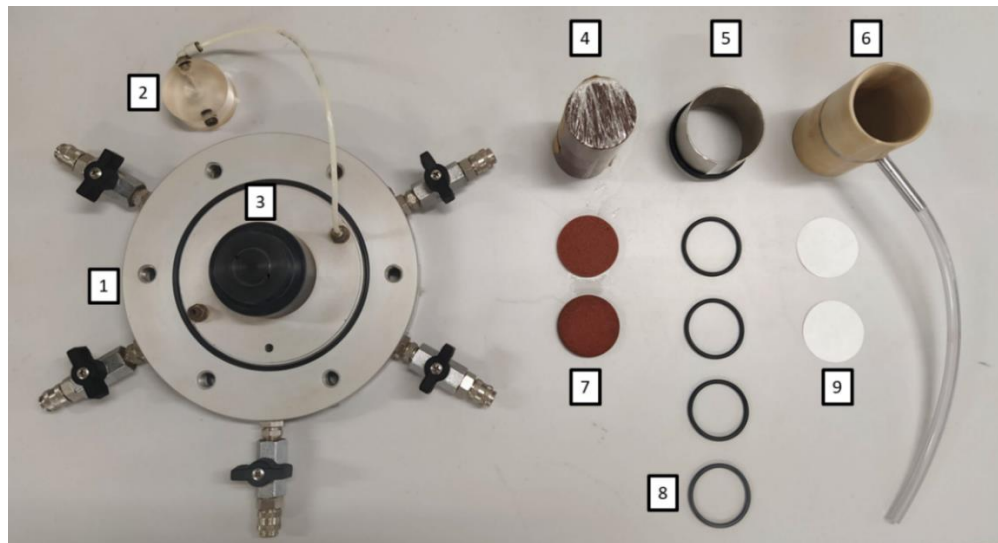
Encerrada a compactação, fez-se o arrasamento do topo e base do corpo de prova com a régua biselada e a sua retirada cuidadosa do molde bipartido, com a soltura dos parafusos.

Por fim, o corpo de prova foi pesado, enrolado em papel filme e levado à câmara úmida para melhor conservação da umidade até o momento do ensaio.

ii) Montagem do Corpo de Prova na Câmara triaxial

Na Figura 46, são destacados as partes constituintes e os acessórios necessários para a montagem do corpo de prova na base da câmara triaxial.

Figura 46 – Base da câmara triaxial e acessórios para a montagem do corpo de prova – Ensaio CID



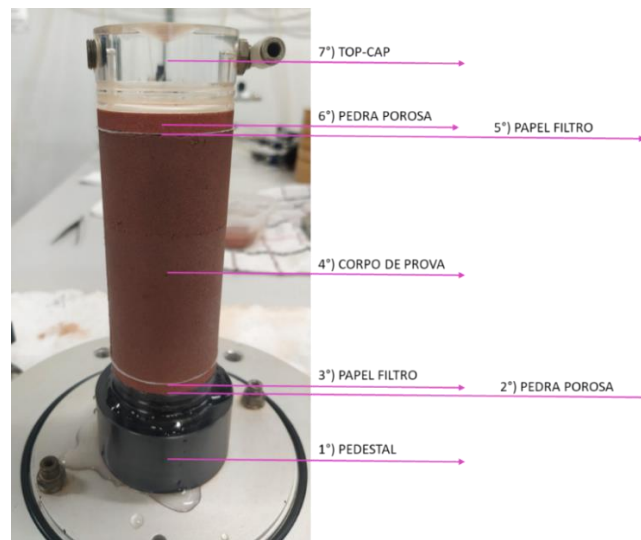
1 – Base da câmara triaxial; 2 – Top-cap; 3 – Pedestal; 4 – Corpo de prova; 5 – Anel auxiliar para O-rings; 6 – Cilindro auxiliar com membrana elástica; 7 – Pedras porosas; 8 – O-rings; 9 – Papeis filtros.

Fonte: Autor (2025)

Inicialmente, verificou-se a saturação das pedras porosas, mantidas previamente em água destilada, e fez-se percolar água destilada em todos os canais da base para a eliminação de qualquer obstrução. Colocou-se um pouco de água destilada no pedestal e, a seguir a pedra porosa de base, garantindo desta forma melhor contato e a diminuição do risco de formação de bolhas de ar. Sobre a pedra porosa colocou-se um papel filtro, procedendo-se da mesma forma para melhorar o contato pedra porosa-papel filtro. Após, posicionou-se o corpo de prova e sobre este outro papel filtro, pedra porosa e o top-cap.

Na Figura 47, é mostrada a sequência da montagem.

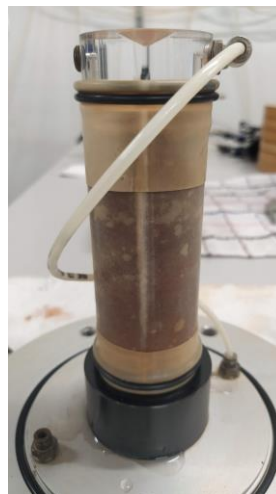
Figura 47 - Montagem do corpo de prova na base da câmara triaxial



Fonte: Autor (2025)

O corpo de prova foi envolto por uma membrana elástica e dois o-rings utilizados para a sua fixação na base do pedestal e no topo e, finalmente, conectou-se a mangueira ao top-cap na saída da “back-pressure” (Figura 48 - Montagem finalFigura 48).

Figura 48 - Montagem final



Fonte: Autor (2025)

iii) Saturação do Corpo de Prova

Para acelerar o processo da saturação foram utilizados água destilada deaerada previamente com auxílio da bomba de sucção, e elevação da poropressão, efetuada por meio de um ciclo de aplicações de pressão da câmara, contrapressão e os dois simultâneos.

Inicialmente, aplicou-se uma pressão de câmara de 10 kPa e a contrapressão igual a zero, para a acomodação do corpo de prova na câmara. Em seguida, a saturação foi iniciada, aplicando-se incrementos simultâneos da pressão de câmara e da contrapressão de apenas 10

kPa, para manter a diferença entre elas de 10 kPa. Aguardou-se a estabilização da contrapressão e da poropressão. Esse procedimento foi realizado até a tensão de câmara de 40 kPa. Com as pressões estabilizadas, foi aplicado um incremento único da pressão de câmara de 10 kPa para que o parâmetro B pudesse ser verificado. Com a pressão de câmara em 50 kPa e a contrapressão em 30 kPa, aplicou-se um incremento de 10 kPa na contrapressão para manter a diferença em 10 kPa. A partir de então, iniciou-se um ciclo de: um incremento simultâneo da pressão de câmara e da contrapressão de 40 kPa; um incremento de 10 kPa na pressão de câmara para controle do parâmetro B; e um incremento de contrapressão de 10 kPa, para reestabelecer a diferença das pressões em 10 kPa. Esse ciclo foi mantido até o parâmetro B alcançar um valor de 0,95, aguardando sempre as estabilizações entre os incrementos.

A aplicação das tensões foi realizada a uma taxa máxima de 1,67 kPa/minuto. Em função das tentativas realizadas, nesta velocidade os corpos de prova apresentam boa resposta no desenvolvimento da pressão neutra. Esta sequência é exemplificada na Tabela 4.

Tabela 4 - Exemplo de incrementos de pressão para saturação

nº Incremento	Tipo de Incremento	Confinante (CP ¹) [kPa]	Contrapressão (BP ²) [kPa]	Poropressão	Parâmetro B
0	Inicial	10	0	*	
1	CP+BP	20	10	*	
2	CP+BP	30	20	*	
3	CP+BP	40	30	*	
4	CP	50	30	*	**
5	BP	50	40	*	
6	CP+BP	90	80	*	
7	CP	100	80	*	**
8	BP	100	90	*	
9	CP+BP	140	130	*	
10	CP	150	130	*	**
11	BP	150	140	*	
...	...	...	...	...	...
p-1	CP+BP	490	480	*	
p	CP	500	480	*	≥ 0,95

¹ CP: Cell Pressure; ² BP: Back-pressure;

* Valor não definido para exemplo. Normalmente situado entre os valores de CP e BP;

** Valor não definido para exemplo.

Fonte: Autor (2025)

iv) Adensamento do Corpo de Prova

Após a saturação, o corpo de prova foi submetido ao adensamento do tipo isotrópico, ou hidrostático. Nessa condição, as tensões hidrostáticas foram aplicadas igualmente em todas as direções e sentidos do corpo de prova. Quando o adensamento ocorre, a água é drenada pelo

canal da contrapressão, e o excesso de poropressão é dissipado até se igualar ao valor da contrapressão.

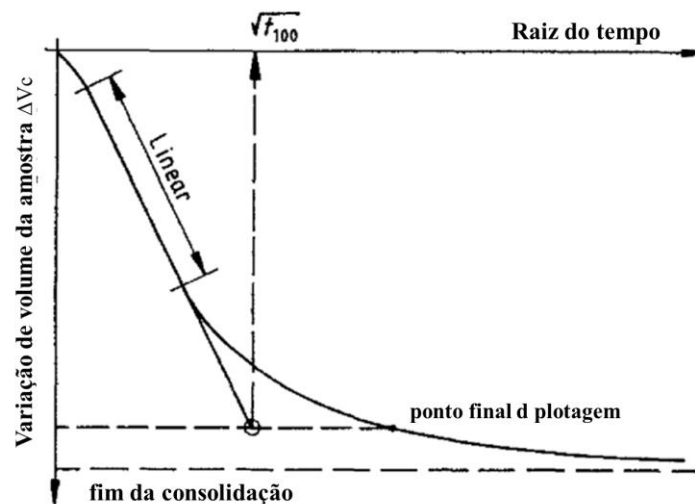
O valor do confinamento efetivo é dado pela diferença entre a pressão de câmara e a contrapressão. Para os ensaios, manteve-se o valor da contrapressão ao término da saturação, e a pressão de câmara foi elevada até atingir a diferença requerida.

As tensões de confinamento efetivas adotadas foram de 50, 100 e 200 kPa.

Pela dificuldade em atingir o grau de saturação do solo de 100%, foi aceito um valor mínimo de 95% para os testes, conforme sugerido por Head (1998).

Ao final desse processo, como houve drenagem da água e a poropressão foi dissipada, ocorreu variação de volume do corpo de prova. Um gráfico variação do volume (cm^3) versus raiz quadrada do tempo (min) foi gerado, conforme Figura 49. A partir deste gráfico, obteve-se o parâmetro t_{100} , em conformidade com a norma britânica BS 1377-8: 1990.

Figura 49 - Determinação de t_{100}



Fonte: Adaptado da norma britânica BS 1377-8:1990

O valor de t_{100} foi então multiplicado por um fator (F), dependendo do tipo de ensaio. Esse valor pode ser consultado na Tabela 5.

Tabela 5 - Fatores (F) para a estimativa do tempo de falha (t_f)

Condição de drenagem ($L/D=2$)	SEM uso de drenos laterais	COM uso de drenos laterais
Não drenado (CU)	0,53	1,8
Drenado (CD)	8,5	14

Fonte: Adaptado de Head (1998)

Para determinar o tempo de falha (t_f), utilizou-se a Equação (19).

$$t_f = F \cdot t_{100} \quad (19)$$

v) Cisalhamento do Corpo de Prova

Finalmente, na fase de cisalhamento, a amostra foi submetida à incrementos de compressão axial por meio da reação do pistão, causado pela elevação da prensa mantida a uma velocidade constante. Os valores da carga aplicada e do deslocamento foram medidos pela célula de carga e pelo transdutor de deslocamento, respectivamente.

Como o ensaio realizado foi do tipo CID, a ruptura ocorreu estando a válvula aberta, permitindo a drenagem e a dissipação da poropressão. Nesse processo, ocorreu variação do volume do corpo de prova devido à expulsão da água. Para atender a essa condição, a taxa de deformação (d_r), em mm/min, suficientemente lenta, foi calculada pela Equação (20).

$$d_r = \frac{\varepsilon_f \% \cdot L}{100 \cdot t_f} \quad (20)$$

Onde:

ε_f : deformação na falha;

L : comprimento da amostra (mm);

t_f : tempo de falha (min.)

3.2.2.2. ENSAIO DE DEFORMABILIDADE COM BENDER ELEMENTS

III. EQUIPAMENTO BENDER ELEMENTS

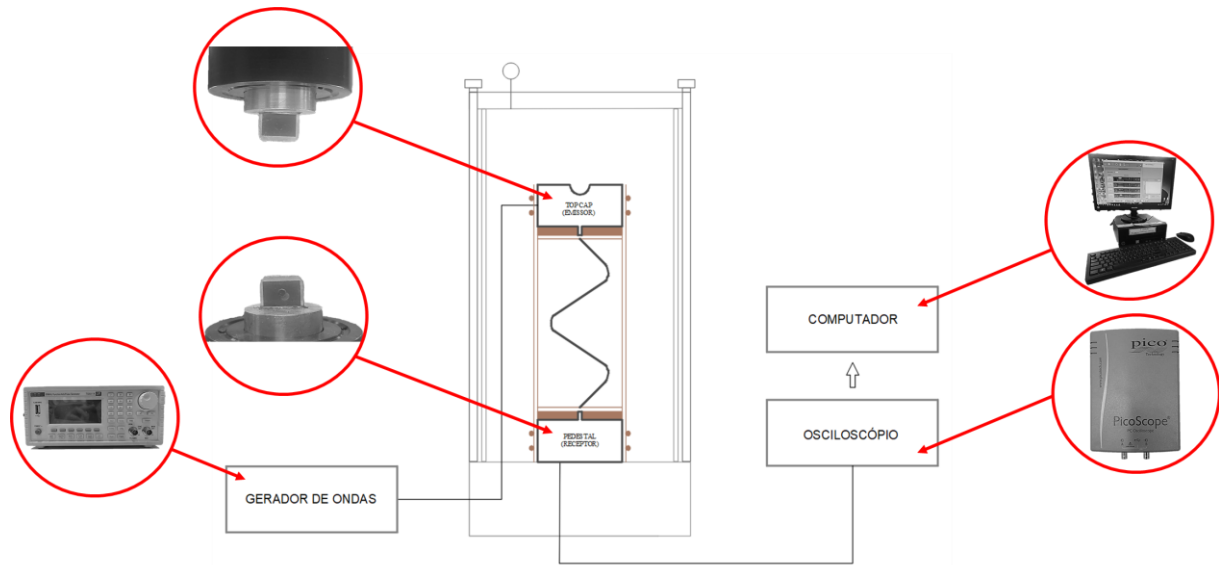
O equipamento Bender Elements funciona como um componente complementar junto a prensa triaxial, para determinação do módulo G_0 . Desse modo, todo o conjunto da prensa triaxial utilizado para a saturação e adensamento do corpo de prova é utilizado neste ensaio.

Trata-se do modelo 28-2F4190, também pertencente a marca Wykeham Farrance. Os Bender Elements são compostos por:

- Top-cap, como elemento transmissor;
- Pedestal como elemento receptor;
- Gerador de ondas;
- Osciloscópio com função de captar os dados;
- E computador com software (PicoScope 6) para controle do ensaio e leitura dos dados.

O esquema dessa montagem é mostrado na Figura 50.

Figura 50 - Esquema do aparelho Bender Elements



Fonte: Autor (2025)

IV. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Para os ensaios de deformabilidade, como as etapas são muito semelhantes, foram utilizadas as mesmas referências anteriores, além da norma ASTM D8295:2019 e das recomendações de Yamashita et al. (2009), específicas para o uso do Bender Elements (BE).

As etapas desse ensaio seguiram a sequência.

i) Moldagem dos Corpos de Prova

Para este ensaio, seguiram-se os mesmos processos de moldagem dos corpos de prova descrito na seção 7.2.1, seguindo o procedimento de subcompactação.

A Tabela 6 mostra as condições alvo de moldagem dos corpos de prova para este ensaio.

Tabela 6 - Características dos Corpos de Prova - Ensaio com Bender Elements

Condição Ensaio	σ'_3 (kPa)	w (%)	e
Umidade Ótima e=0,37	-	11,20	0,37
Ramo Seco e=0,47	-	9,20	0,47
Ramo Úmido e=0,47	-	13,20	0,47
Umidade Ótima e=0,47	-	11,20	0,47
Umidade Ótima e=0,57	-	11,20	0,57

Fonte: Autor (2025)

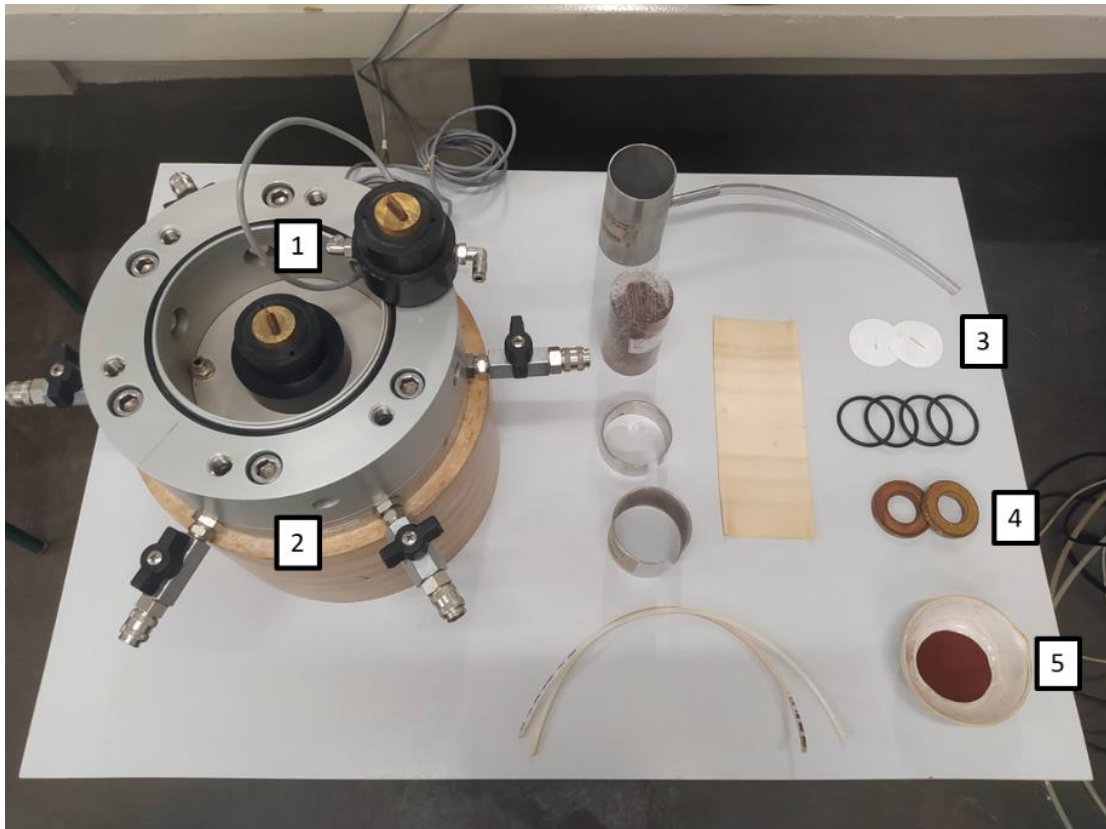
Ao todo, foi realizado a moldagem de 5 corpos de prova para o ensaio com Bender Elements.

ii) Montagem do Corpo de Prova no Equipamento

A montagem do corpo de prova no equipamento foi muito semelhante ao da etapa anterior. No entanto, foram necessários outros itens adicionais para este tipo de ensaio, como o próprio par do aparelho BE, conforme apresentados na Figura 51.

Um prolongador conectado à base da câmara triaxial é utilizado para que seja possível passar a fiação do BE. O papel filtro é apenas adaptado com um corte em seu centro para passagem das placas BE. A pedra porosa possui uma abertura no centro para encaixe do BE. Por fim, utilizou-se um material argiloso não reativo para dar maior encaixe do BE ao corpo de prova. Esse material foi obtido do próprio peneiramento fino da amostra de solo.

Figura 51 – Bender Elements e demais acessórios para a montagem do corpo de prova – Ensaio BE



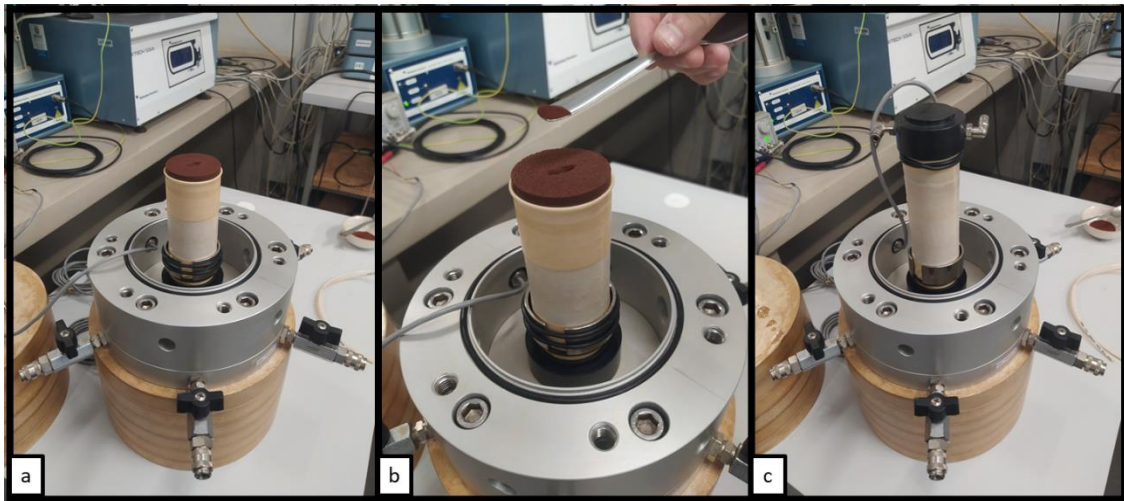
- 1 – Pares emissor e receptor do BE, conectados ao top-cap e pedestal;
- 2 – Prolongamento da base da câmara triaxial;
- 3 – Papel filtro com corte;
- 4 – Pedra porosa com abertura;
- 5 – Material argiloso não reativo.

Fonte: Autor (2025)

Quanto à montagem do ensaio, a sequência do procedimento se mantém ao do ensaio anterior. Entretanto, deve ser feito um orifício nas partes superior e inferior do corpo de prova para a inserção do BE. Nesses orifícios são colocadas pequenas quantidades do material fino e água destilada para formar uma pasta. Encaixa-se o BE neste orifício comprimindo-se levemente, garantindo-se um melhor contato do aparelho ao corpo de prova, para a melhoria da transmissão dos sinais no solo.

Essa sequência é visualizada na Figura 52.

Figura 52 – Montagem do corpo de prova na câmara – Ensaio BE



Fonte: Autor (2025)

iii) Saturação do Corpo de Prova

Para saturação do corpo de prova, foi seguido o mesmo procedimento do ensaio anterior.

iv) Adensamento do Corpo de Prova

Para a etapa de adensamento, também foi seguido o procedimento do ensaio anterior.

Diferentemente do ensaio de Compressão Triaxial, optou-se por realizar o ensaio em uma faixa de confinamento mais ampla e com diferencial de 50 kPa. Assim, o ensaio foi realizado com pressões confinantes de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 kPa. Isso foi possível por este experimento não ser destrutivo, o que não acontece no ensaio de compressão triaxial. Dessa forma, puderam ser obtidos mais pontos para o traçado da curva de G_0 em função do confinamento.

v) Ensaio Bender Elements

Finalizada a etapa de adensamento, prosseguiu-se com o ajuste do gerador de ondas. Para o pulso cisalhante, foi selecionado o pulso senoidal com amplitude de 10 volts, conforme recomendações do manual do aparelho, da norma e de Yamashita et al (2009).

A determinação de G_0 depende de três variáveis: a massa específica (ρ), a distância percorrida pela onda cisalhante (L_{tt}) e o tempo de propagação dessa onda (t_s).

A massa específica foi determinada pelos dados de moldagem e corrigida com a variação sofrida ao final de cada etapa de adensamento do corpo de prova.

A distância L_{tt} foi definida como a distância entre os pares do Bender Elements, considerada como a altura do corpo de prova menos o comprimento do emissor e do receptor, como mostrado na Figura 53. Esse valor foi, também, corrigido ao final de todas as etapas de adensamento.

Figura 53 - Definição da distância L_{tt} .



Fonte: Autor (2025)

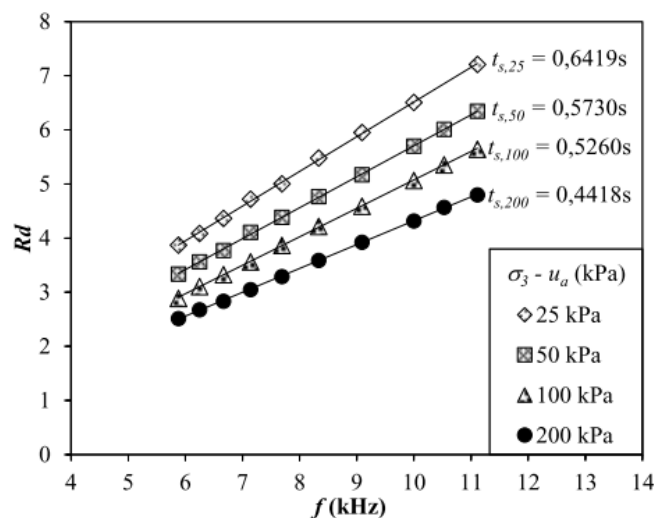
Para determinar o tempo de propagação, foi utilizado o método do Domínio do Tempo, marcada pela distância entre os picos das ondas emitida e captada (Capítulo 2.9).

Os sinais eram registrados para cada frequência dentre a faixa de 1 a 30 kHz, limite superior máximo, segundo Jovičić et al. (1996), para amenizar as interferências dos efeitos de “near-field effects” e de algum componente de onda longitudinal. Essa análise foi feita através do fator R_d , calculada pela Equação (21). Essa equação indica que pelo menos um comprimento de onda percorre duas vezes a distância entre os elementos.

$$R_d = \frac{L_{tt}}{\lambda} = \frac{L_{tt} \cdot f}{V_s} \geq 2 \quad (21)$$

Obtidos V_s e R_d , em função de várias frequências, plotou-se o gráfico $R_d \times f$ (Figura 54) onde o tempo t_s final pôde ser calculado pelo coeficiente angular da reta ajustada.

Figura 54 - Exemplo de Gráfico $R_d \times f$.



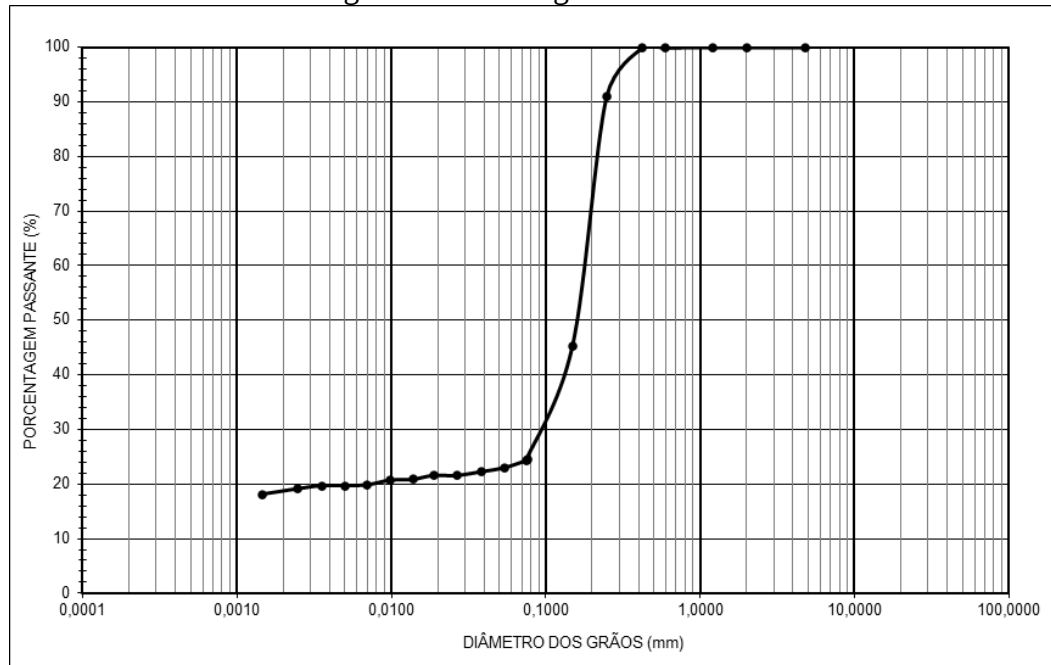
Fonte: Fernandes (2022)

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1. CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA

A curva granulométrica do solo, obtida por uma combinação de peneiramento e sedimentação, em conformidade com a ABNT NBR 7181:2018, é mostrada na Figura 55.

Figura 55 - Curva granulométrica



Fonte: Autor (2025)

A Tabela 7 apresenta de forma resumida os resultados da caracterização do solo.

Tabela 7 - Resultados da Caracterização do Solo

Propriedades	Valor	Norma utilizada
Granulometria		
Areia média (0,2mm < Ø < 0,6mm)	[%] 30	NBR 7181:2018
Areia fina (0,06mm < Ø < 0,2mm)	[%] 46	
Silte (0,002mm < Ø < 0,06mm)	[%] 6	
Argila (Ø < 0,002mm)	[%] 18	
Limites de Consistência		
Limite de Liquidez (LL)	[%] 20	NBR 6459:2017
Limite de Plasticidade (LP)	[%] 13	NBR 7180:2016
Índice de Plasticidade (IP)	[%] 7	
Outros		
Massa específica dos sólidos	2,62	NBR 6458:2017
Atividade da Argila (A); [A=IP/(%<0,002mm)]	0,33	Skempton (1953)
Classificação		
ABNT	Areia Argilosa	NBR 6502:2022
SUCS	SC-SM	ASTM D2487:2017

Fonte: Autor (2025)

A distribuição granulométrica do solo ensaiado foi dividida em areia média (30%), areia fina (46%), silte (6%) e argila (18%).

Para a massa específica dos sólidos, foi obtido um valor de $2,62 \text{ g/cm}^3$.

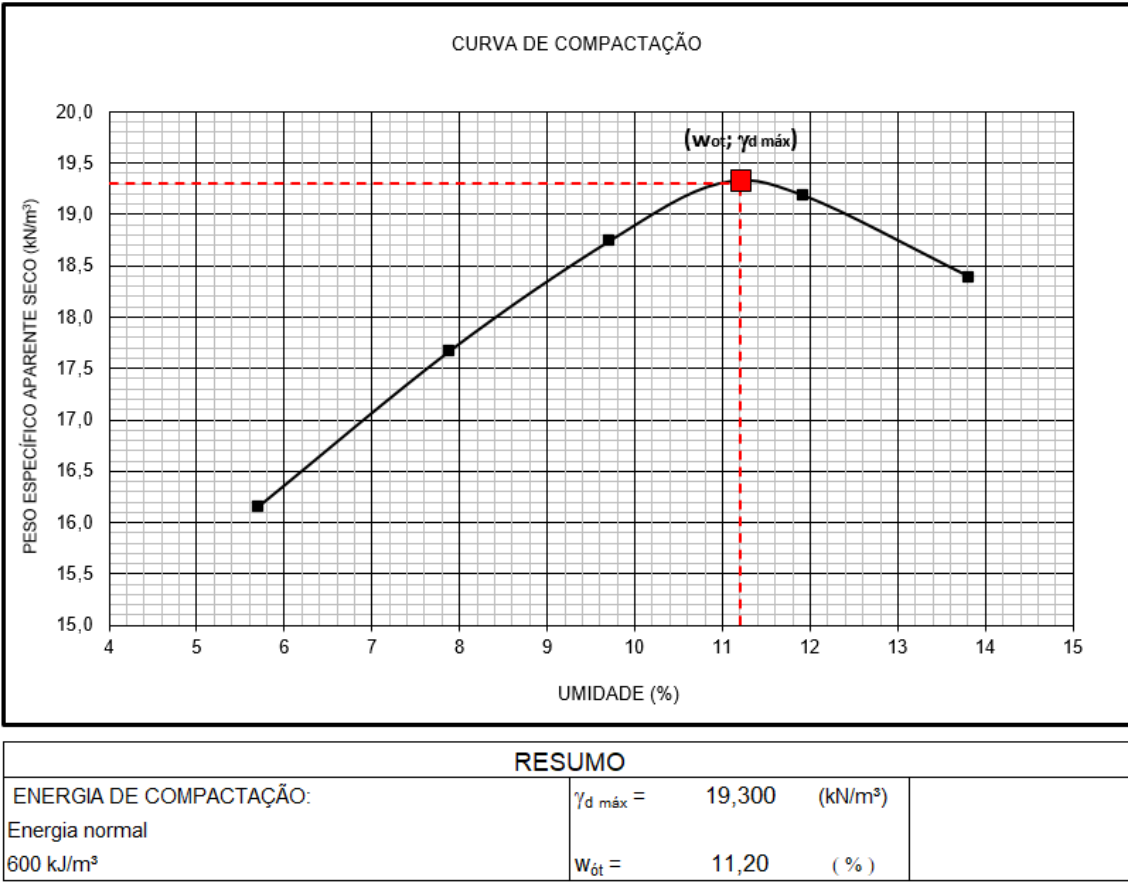
Quanto aos limites de consistência, obteve-se valores de 20% e 13% para os limites de liquidez e plasticidade, respectivamente. O índice de plasticidade resultou em 7%, sendo a argila classificada como inativa ($A < 0,75$).

Segundo a ABNT NBR 6502:2022, o solo é classificado como areia argilosa. E, conforme a ASTM D2487:2017, o solo foi definido como areia siltosa e argilosa, de baixa plasticidade (SC-SM).

4.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

A Figura 56 apresenta a curva de compactação do solo, peso específico aparente seco (γ_d) versus teor de umidade, resultante do ensaio de compactação realizado com aplicação da Energia Normal de 600 kJ/m³.

Figura 56 - Curva de Compactação do solo



Fonte: Autor (2025)

4.3. ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais drenados, em condição saturada. Ao todo, foram realizados 15 ensaios.

Na Tabela 8, são apresentadas as condições dos corpos de prova e do ensaio. No ID da amostra, as informações se referem a: Tipo de Ensaio_Condição de Umidade de moldagem_Condição do Índice de Vazios_Tensão de Confinamento (σ_3').

Tabela 8 - Índices físicos dos corpos de prova para o Ensaio de Compressão Triaxial

Condição En- saio	ID Amostra	σ'_3 (kPa)	w (%)	e	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)
Umidade Ótima e=0,37	CID_OT_0,37_50	50	11,59	0,37	2,14	1,91
	CID_OT_0,37_100	100	11,53	0,35	2,16	1,93
	CID_OT_0,37_200	200	11,48	0,37	2,13	1,91
Ramo Seco e=0,47	CID_RS_0,47_50	50	8,68	0,46	1,95	1,80
	CID_RS_0,47_100	100	8,88	0,46	1,96	1,80
	CID_RS_0,47_200	200	8,81	0,47	1,94	1,79
Ramo Úmido e=0,47	CID_RU_0,47_50	50	13,71	0,47	2,04	1,79
	CID_RU_0,47_100	100	13,60	0,46	2,04	1,80
	CID_RU_0,47_200	200	13,60	0,45	2,05	1,81
Umidade Ótima e=0,47	CID_OT_0,47_50	50	10,94	0,46	1,99	1,79
	CID_OT_0,47_100	100	10,90	0,46	1,99	1,79
	CID_OT_0,47_200	200	10,91	0,46	1,99	1,79
Umidade Ótima e=0,57	CID_OT_0,57_50	50	11,87	0,56	1,88	1,68
	CID_OT_0,57_100	100	11,88	0,57	1,87	1,67
	CID_OT_0,57_200	200	10,72	0,55	1,87	1,69

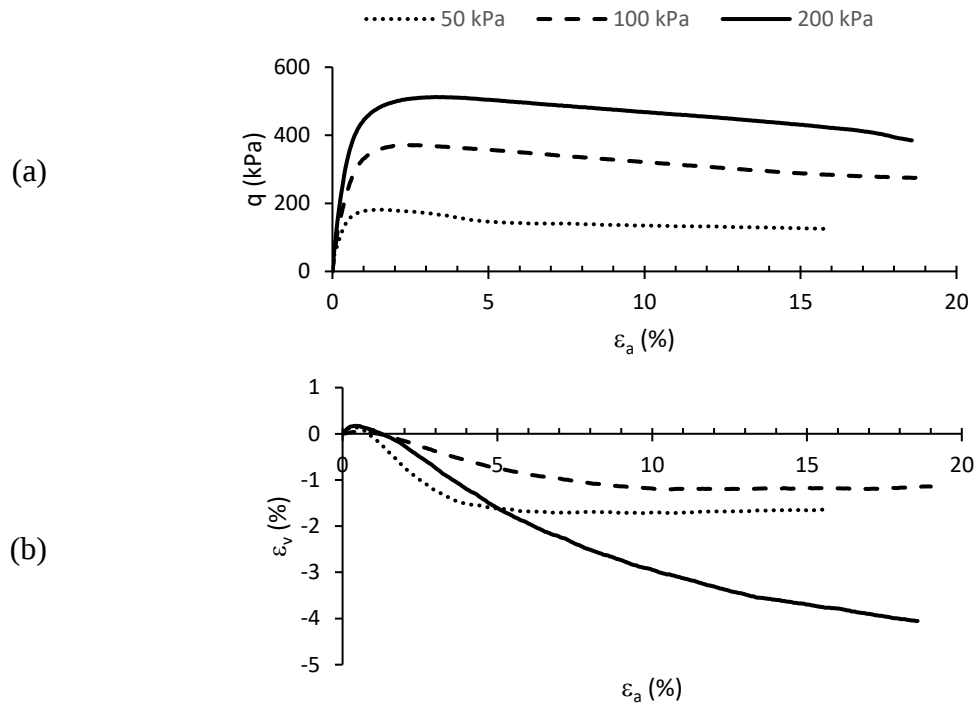
Fonte: Autor (2025)

Os corpos de provas moldados tiveram um desvio máximo de $\pm 0,8$ % do teor de umidade escolhido, valor aceitável que se enquadra dentro da faixa aceitável de $\pm 1,0$ %. Os índices de vazios também se enquadraram dentro do aceitável, com desvio máximo de $\pm 0,02$.

Seguidos com os processos de saturação e de adensamento, prosseguiu-se com a ruptura do corpo de prova com velocidade lenta de 0,042 mm/min, com a válvula aberta para permitir a drenagem e dissipação da pressão neutra. Levou-se o processo até uma compressão axial de 20%, com duração de aproximadamente 8 horas.

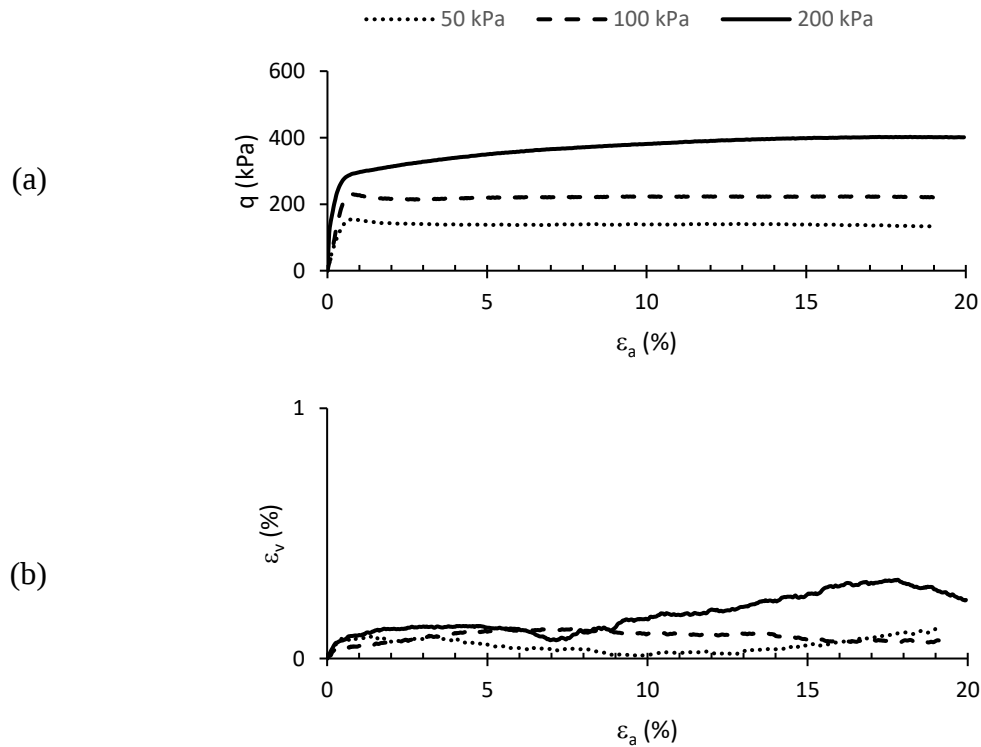
Nas Figuras 57 a 61 são apresentados os gráficos de tensão desviatória (q) *versus* deformação axial (ϵ_a) e variação volumétrica (ϵ_v) *versus* deformação axial (ϵ_a), resultantes da fase de ruptura. Na deformação axial, adotou-se a seguinte convenção de sinais: (-) para comportamento expansivo; e (+) para comportamento compressivo.

Figura 57 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.37$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)



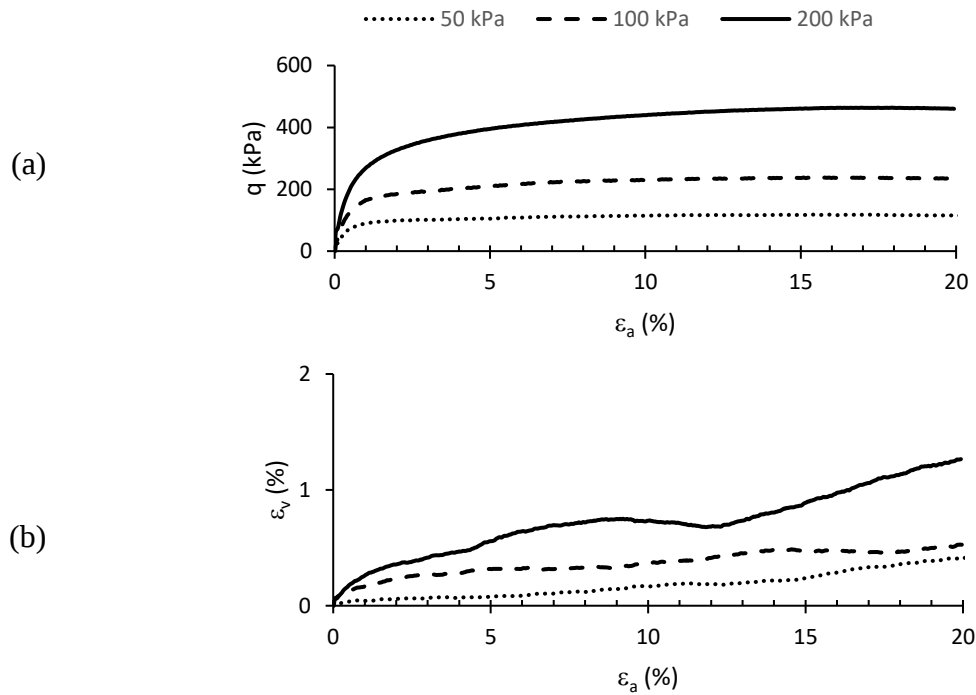
Fonte: Autor (2025)

Figura 58 - Amostra compactada no Ramo Seco com $e=0.47$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)



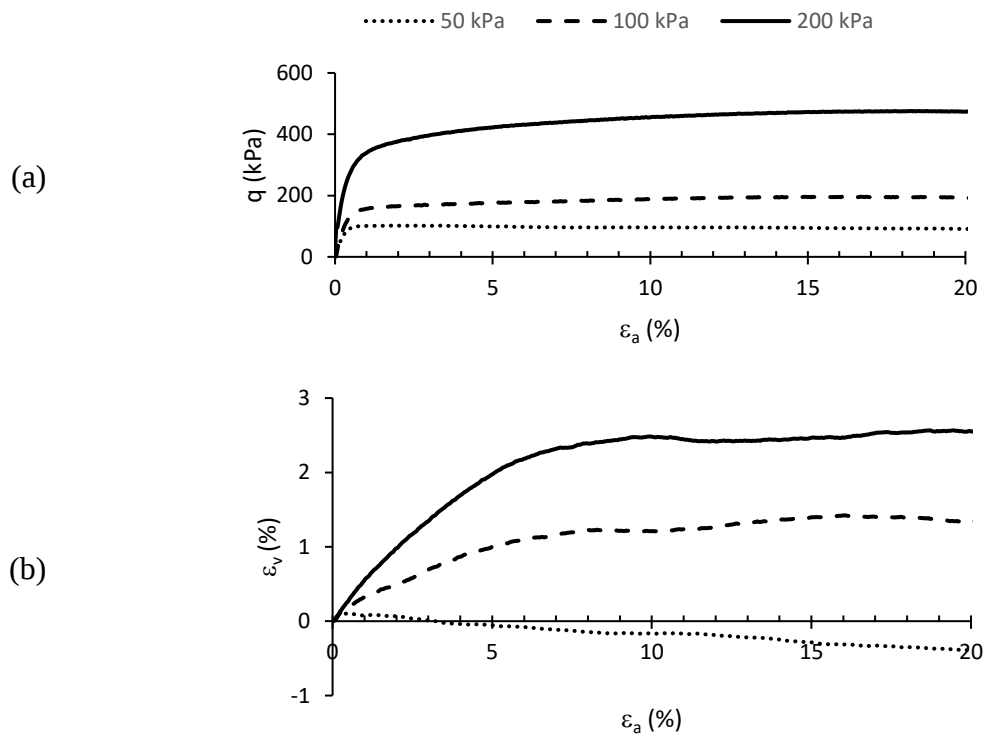
Fonte: Autor (2025)

Figura 59 - Amostra compactada no Ramo Úmido com $e=0.47$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)



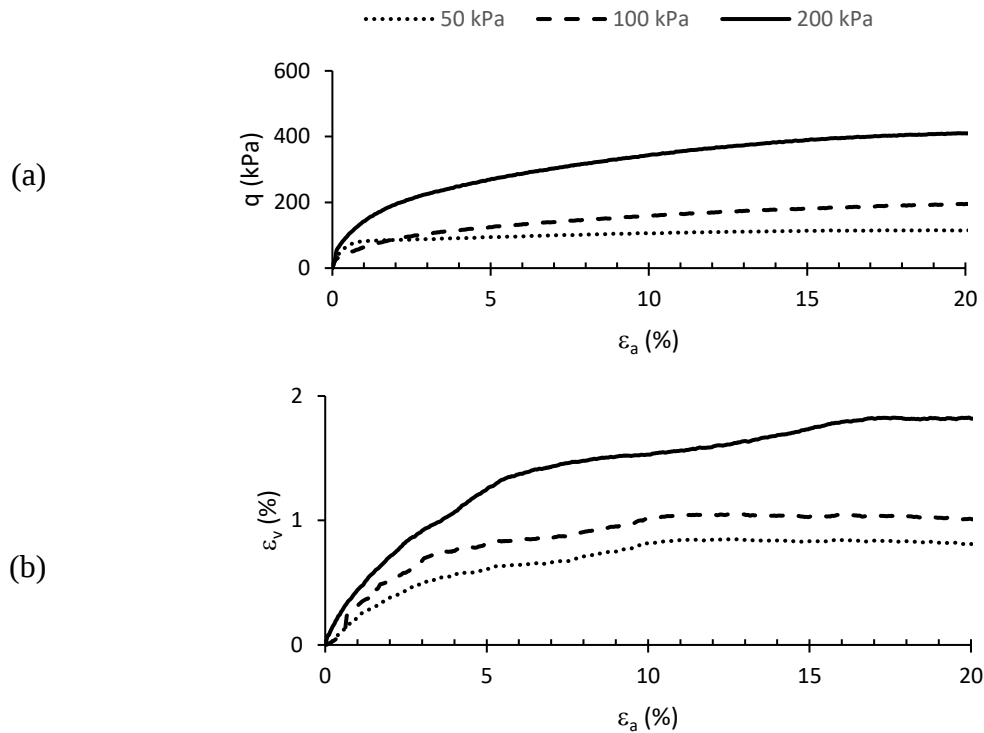
Fonte: Autor (2025)

Figura 60 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.47$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)



Fonte: Autor (2025)

Figura 61 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.57$; (a) tensão (q) x deformação (ϵ_a); (b) variação volumétrica (ϵ_v) x deformação (ϵ_a)



Fonte: Autor (2025)

Na Figura 57, em relação à moldagem na umidade ótima e $e=0,37$, as amostras apresentaram um comportamento rígido inicial até próximo a 2% de deformação axial. O pico apresentado foi bem sutil, sendo levemente mais acentuado para as tensões confinantes mais baixas. Para tensão confinante baixa de 50 kPa, a tensão desviatória tendeu a ser constante, enquanto que para maiores tensões, a resistência caiu pós-pico, apresentando um comportamento frágil de amolecimento.

Quanto à deformação volumétrica, nas três condições de confinamento, as amostras apresentam um comportamento compressivo inicial até os 1% de deformação axial. Após isso, o comportamento passa a ser expansivo.

Na Figura 58, amostras moldadas no ramo seco com $e=0,47$, também houve um comportamento rígido inicial, assim como da umidade ótima. O pico foi mais acentuado para as tensões confinante de 50 e 100 kPa em deformações axiais baixas de até 1%. Após esse pico, a resistência alcançou um patamar constante. Isso ocorre, pois a tensão de confinamento não é capaz de superar as tensões internas causadas pelo processo de compactação na moldagem. Após o pico, as tensões no solo tendem a crescer, mas são impedidas e entram em equilíbrio com as tensões internas da compactação. Já para a tensão confinante de 200 kPa, não se observou a presença de pico. Nesse caso, a tensão confinante maior foi capaz de superar as tensões internas de compactação, que após 1% de deformação axial, pode ser observado um certo ganho de resistência até tender a um valor constante de 400 kPa.

Seu comportamento volumétrico foi puramente compressivo, com baixas variações, de no máximo até 0,3%.

Na Figura 59, amostras moldadas no ramo úmido com $e=47$, as curvas não apresentaram pico em nenhuma das condições de confinamento. Para a confinante de 50 kPa, a resistência máxima de 115 kPa é atingida próximo dos 9% de deformação axial, até ficar constante. Em

100 kPa, a resistência máxima de 235 kPa é atingida próximo aos 12% de deformação axial, até permanecer constante. E, em 200 kPa, a resistência máxima de 460 kPa foi alcançada com deformações de aproximadamente 16%, até atingir um patamar constante.

A variação volumétrica é puramente compressiva, e aumenta quanto maior a tensão confinante.

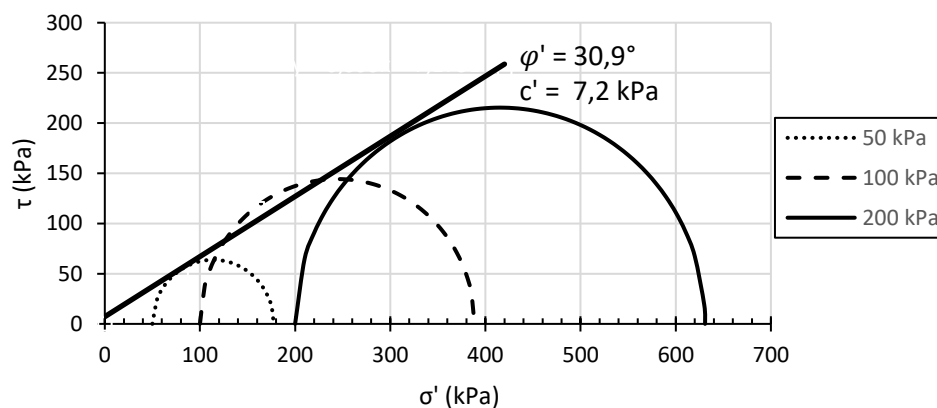
Na Figura 60, em amostras com $e=0,47$, a presença de um pico bem definido não foi observado em nenhuma das curvas com diferentes tensões confinantes. No entanto, pode-se observar uma leve tendência de formação de pico para baixas tensões de confinamento. Isso ocorre porque as tensões de confinamento foram ligeiramente maiores que as tensões internas de compactação. Em 50 kPa de confinamento, a resistência atingiu um valor máximo de 100 kPa em baixa deformação de 0,70% e apresentou uma queda bem sutil em sua resistência. Para o confinamento de 100 kPa, a resistência máxima foi atingida próximo a deformação axial de 13%, se sustentando nesse valor constante. Em 200 kPa, já percebemos um ganho progressivo de resistência, podendo ser explicado pelo valor de tensão de confinamento ter superado as tensões internas de compactação. Seu valor máximo atingido foi de 470 kPa, com deformações próximas a 16%.

Quanto ao seu comportamento volumétrico, em 50 kPa de confinante, a amostra apresentou uma leve compressão inicial até os 3% de deformação, e depois o comportamento foi expansivo. Nas confinantes de 100 e 200 kPa, o comportamento foi todo compressivo.

Na Figura 61, em amostras com $e=0,54$, não houve presença de pico e as amostras apresentaram um comportamento de endurecimento, não apresentando um patamar. Conforme a tensão confinante aumentou, a taxa de ganho de resistência foi maior e o valor de resistência máxima foi atingido em maiores deformações axiais.

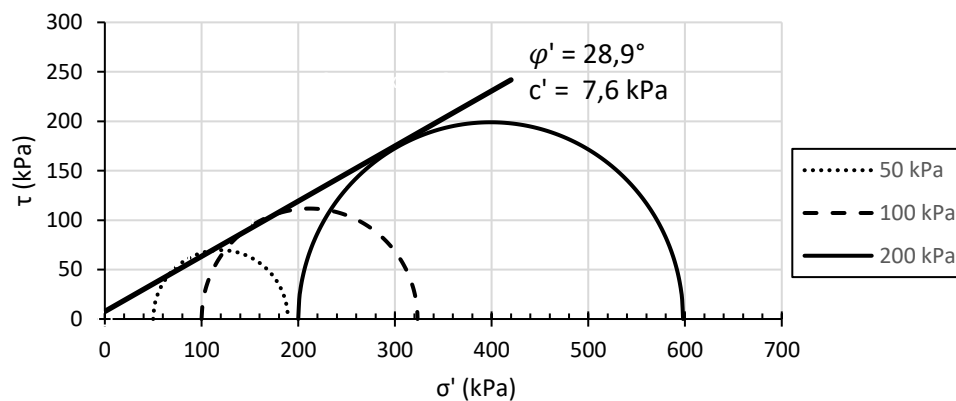
A deformação volumétrica nesse caso foi puramente compressiva. Nas Figuras 62 a 66, são mostradas as envoltórias de resistência ao cisalhamento. Para o seu traçado, foram adotadas as tensões correspondentes a uma deformação limite de 15%. Apesar da norma BS 1377-8 apresentar uma deformação limite de 20%, optou-se pela escolha dos 15%, pois nesse nível as tensões já estavam estabilizadas e também torna-se uma escolha mais conservadora para o estudo do solo.

Figura 62 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.37$



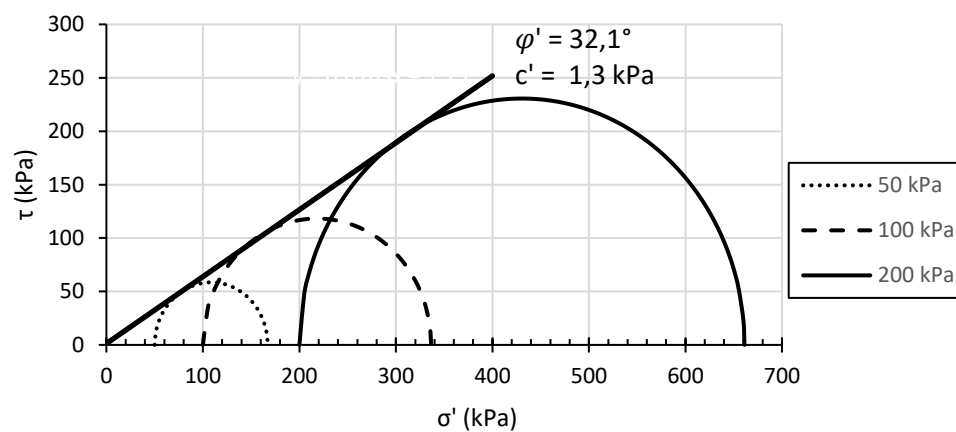
Fonte: Autor (2025)

Figura 63 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada no Ramo Seco com $e=0.47$



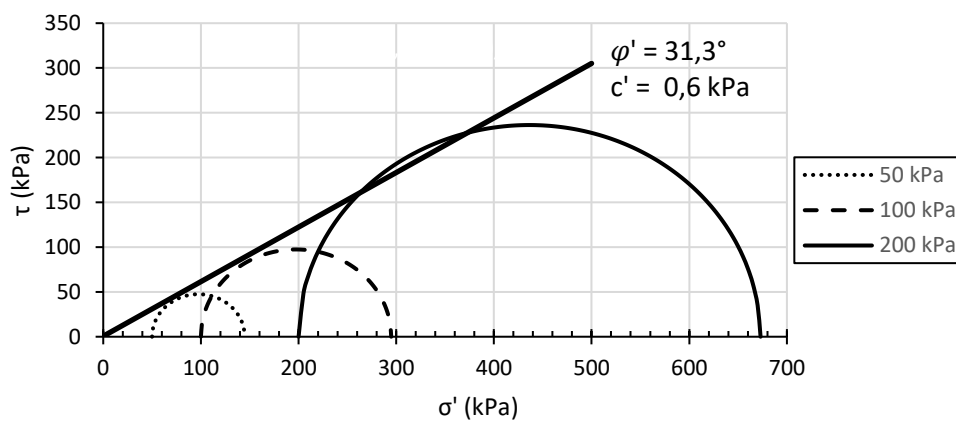
Fonte: Autor (2025)

Figura 64 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada no Ramo Úmido com $e=0.47$



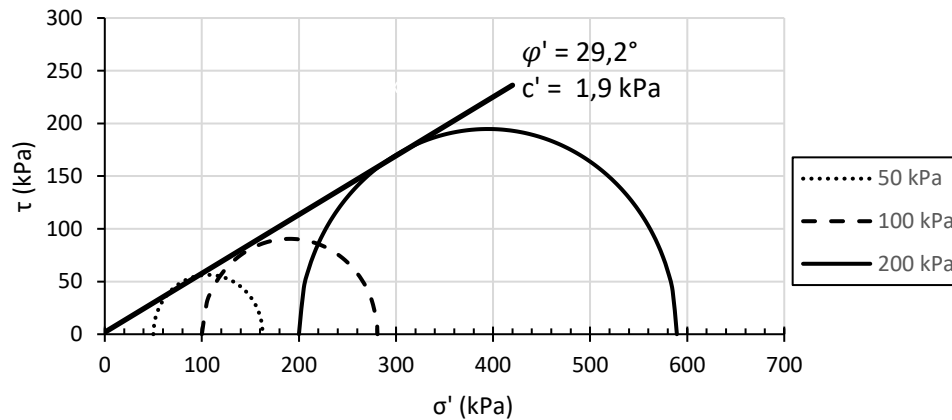
Fonte: Autor (2025)

Figura 65 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.47$



Fonte: Autor (2025)

Figura 66 - Envoltória de Resistência - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0.57$



Fonte: Autor (2025)

A Tabela 9 mostra um resumo dos resultados das envoltórias

Tabela 9 - Parâmetros de resistência a compressão axial drenada

Condição de Umidade	Índice de Vazios	ϕ' (°)	c' (kPa)
Umidade Ótima	$e=0,37$	30,9	7,2
Ramo Seco	$e=0,47$	28,9	7,6
Ramo Úmido	$e=0,47$	32,1	1,3
Umidade Ótima	$e=0,47$	31,3	0,6
Umidade Ótima	$e=0,57$	29,2	1,9

Fonte: Autor (2025)

Em mesma condição de índice de vazios de $e=0,47$ e comparando o efeito do teor de umidade de compactação, o ramo úmido apresenta o maior ângulo de atrito com $\phi'=32,1^\circ$, seguido da umidade ótima, e por último, o ramo seco com $\phi'=28,9^\circ$. Uma explicação para isso pode ser a quantidade de água que atua como lubrificante durante o processo de compactação, promovendo o rearranjo das partículas o que resulta em uma estrutura mais densa e intertravada. No ramo úmido, como foi visto na curva tensão-deformação (Figura 59), o corpo de prova apresentou um comportamento dúctil, resistindo a maiores tensões em deformações maiores. Já no ramo seco, a curva tensão-deformação (Figura 58) indica um comportamento frágil do material, com diminuição das tensões pós-pico.

Já na mesma umidade ótima, e comparando o efeito do índice de vazios, aquele com $e=0,47$ apresentou o maior ângulo de atrito com $\phi'=31,3^\circ$, seguido das amostras com $e=0,37$, e por último, as amostras com $e=0,57$ com $\phi'=29,2^\circ$. Esperava-se que o menor índice de vazios fosse um fator dominante para a maior resistência do solo, por conta da maior proximidade das partículas. Mas não foi observado isso. Na condição $e=0,47$ o arranjo da amostra poderia estar em uma melhor conformação intergranular, o que só poderia ser comprovado com ensaios a nível microscópico para observar sua estrutura. Por outro lado, na amostra com $e=0,37$, observou-se um comportamento frágil e as tensões internas elevadas geradas durante a compactação podem ter levado a quebra dos grãos, diminuindo sua resistência.

Quanto a coesão, destaca-se que a amostra compactada no ramo seco com $e=0,47$ ($c'=7,6$ kPa) apresentou um valor superior àquela compactada no ramo úmido ($c'=1,3$ kPa) com

o mesmo índice de vazios. Uma justificativa seria a estrutura mais floclada e com maior número de contatos do ramo seco que promove uma coesão aparente mais elevada. A sucção capilar também pode ter um fator influente nos resultados, visto que, mesmo em ensaios drenados, a menor saturação no ramo seco possa ter contribuído no estado inicial do corpo de prova na sua compactação. Em relação a mesma umidade ótima, não houve um comportamento previsível proporcional relacionado com o índice de vazios, podendo haver explicações como algum efeito da compactação ou não homogeneidade da amostra.

4.4. ENSAIO DE DEFORMABILIDADE

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios com Bender Elements em condição saturada. Foram utilizados cinco corpos de prova com diferentes condições de moldagem. Na Tabela 10, são apresentados seus índices físicos. No ID da amostra, as informações se referem a: Tipo de Ensaio_Condição de Umidade de moldagem_Condição do Índice de Vazios.

Tabela 10 - Índices físicos dos corpos de prova para o Ensaio com Bender Elements

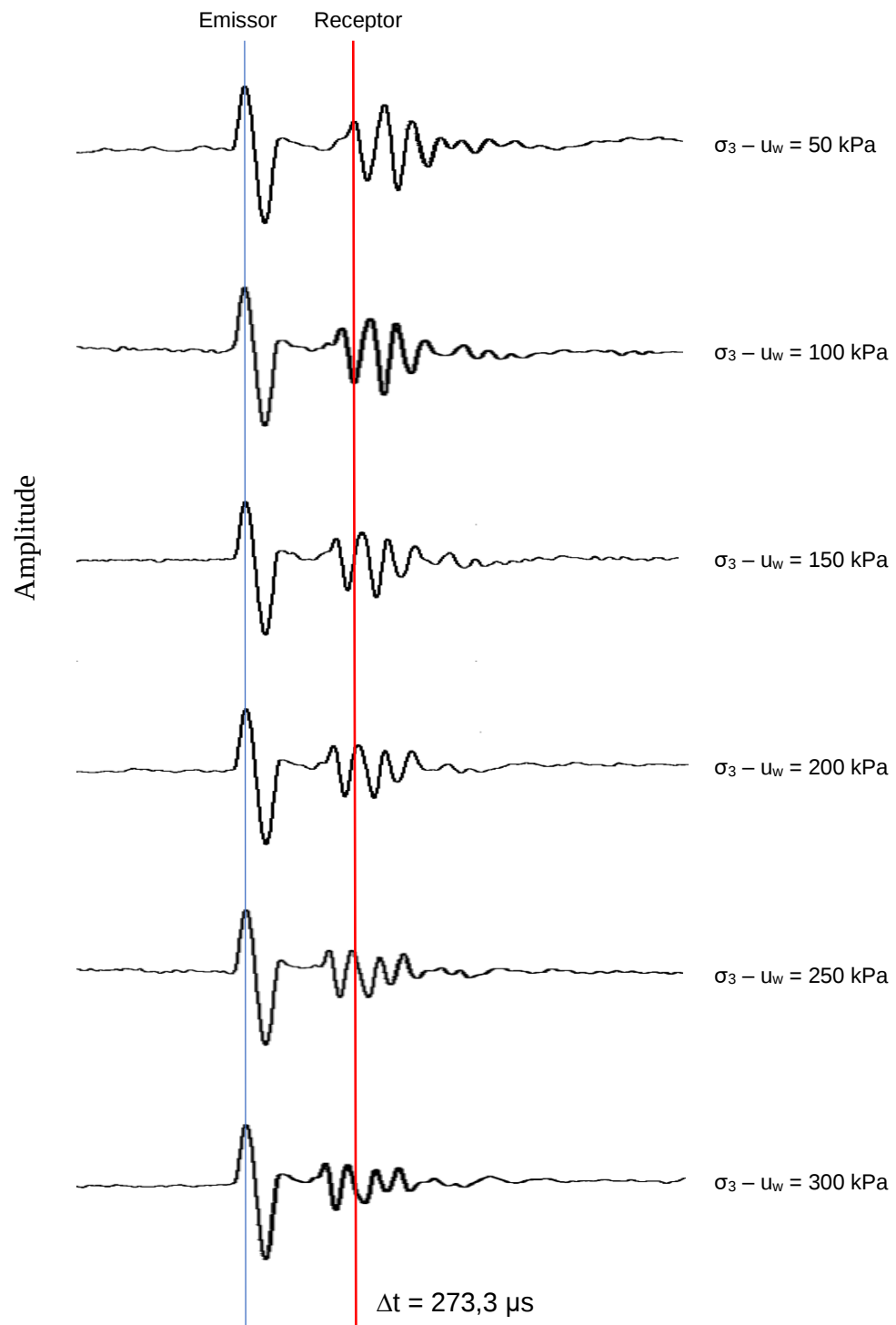
Condição Ensaio	ID Amostra	w (%)	e	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)
Umidade Ótima e=0,37	BE_OT_0,37	11,07	0,37	2,13	1,91
Ramo Seco e=0,47	BE_RS_0,47	9,26	0,47	1,95	1,79
Ramo Úmido e=0,47	BE_RU_0,47	13,48	0,47	2,03	1,79
Umidade Ótima e=0,47	BE_OT_0,47	11,80	0,47	1,99	1,78
Umidade Ótima e=0,57	BE_OT_0,57	11,28	0,57	1,86	1,67

Fonte: Autor (2025)

Assim como na moldagem dos corpos de provas para o ensaio de compressão triaxial, os corpos de provas moldados para o ensaio com Bender Elements tiveram um desvio máximo de $\pm 0,8\%$, dentro do intervalo aceito de $\pm 1,0\%$. Os índices de vazios também estiveram dentro do aceitável, com desvio máximo de $\pm 0,02$.

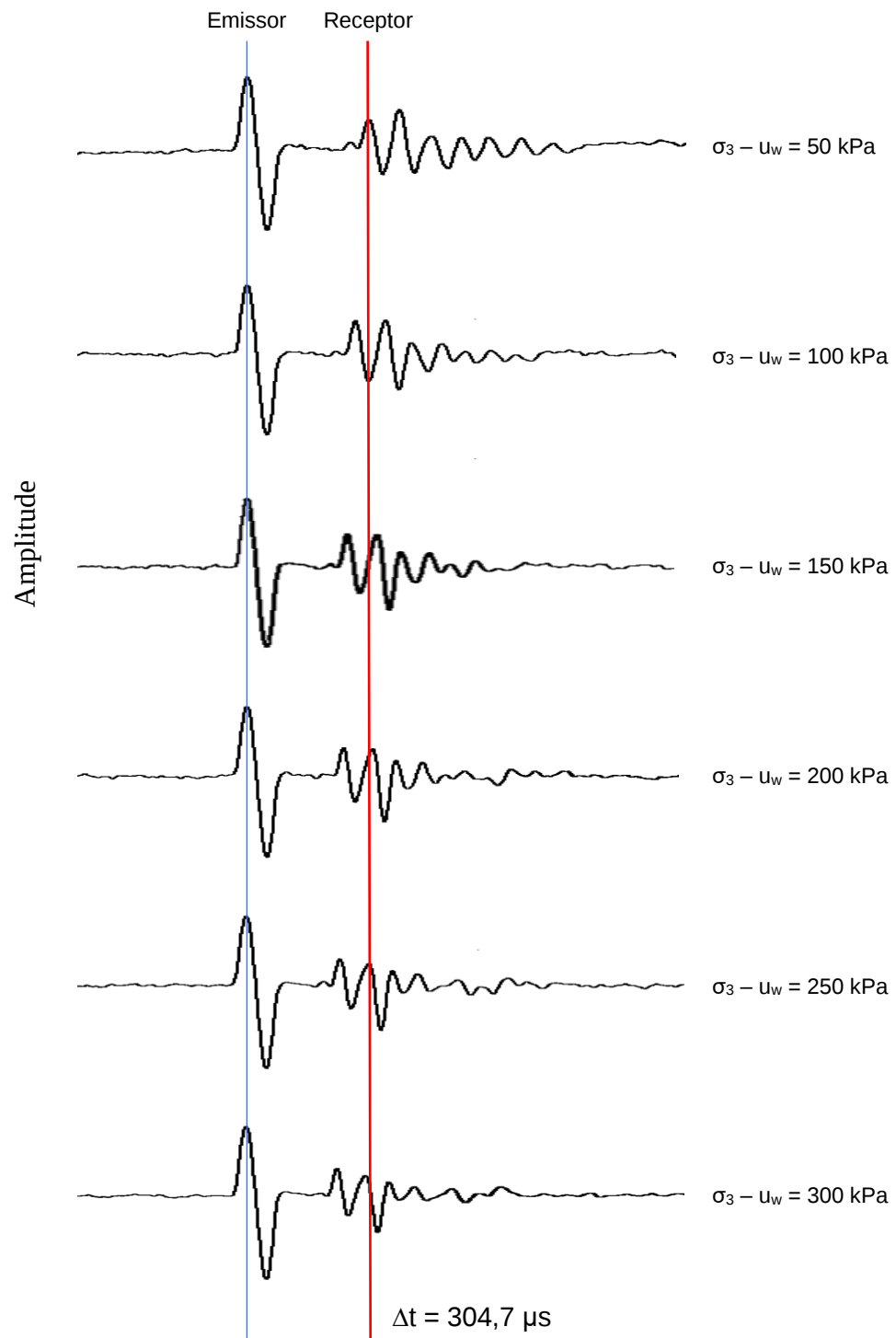
Nas Figuras 67 a 71, são observados alguns exemplos de sinais para cada corpo de prova ensaiado. Neles são mostrados uma sequência dos sinais para cada tensão de confinamento aplicada, sendo escolhida para essa ilustração a frequência de 10 kHz.

Figura 67 - Sinais de Onda: Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,37$



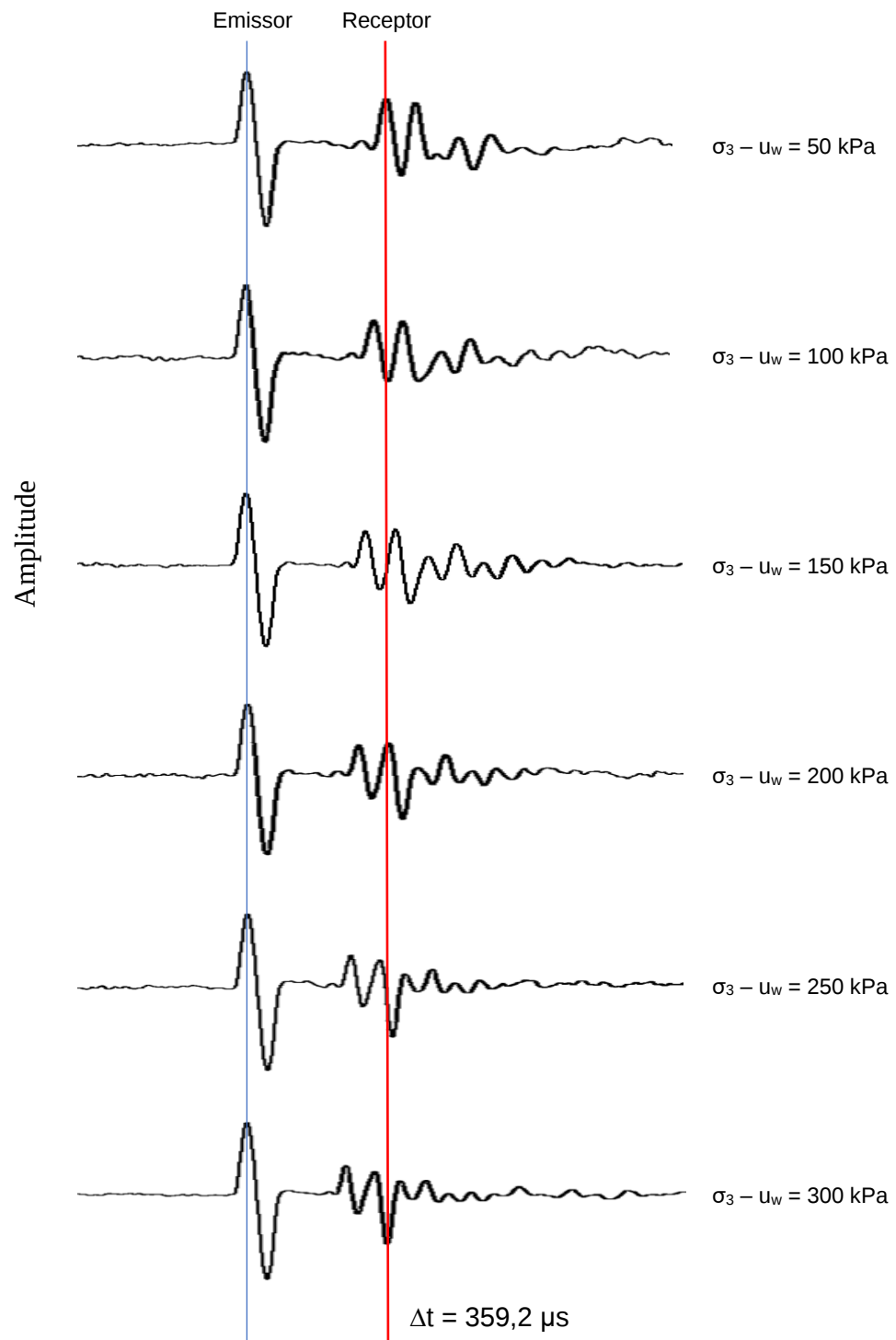
Fonte: Autor (2025)

Figura 68 - Sinais de Onda: Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,47$



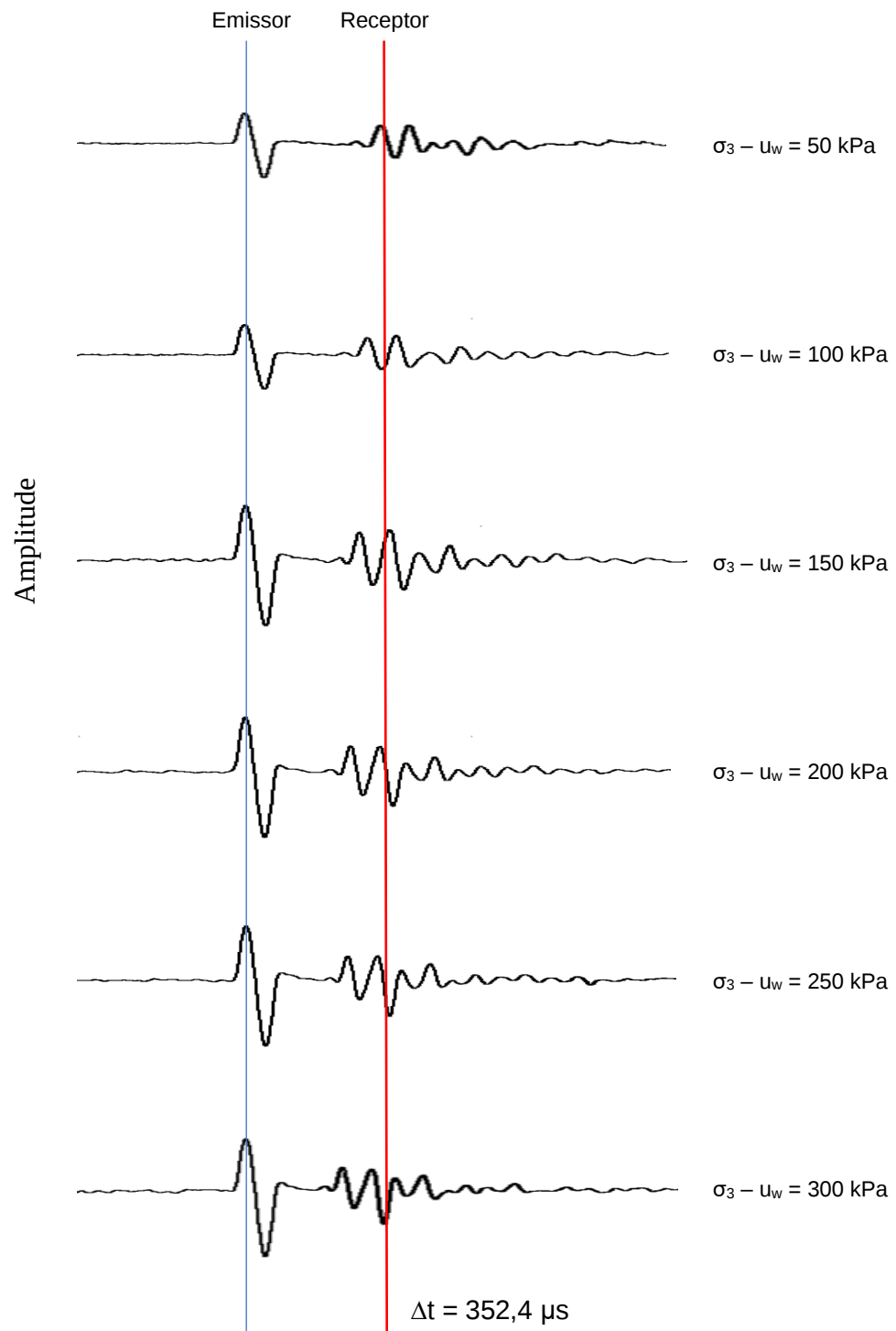
Fonte: Autor (2025)

Figura 69 - Sinais de Onda: Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,57$



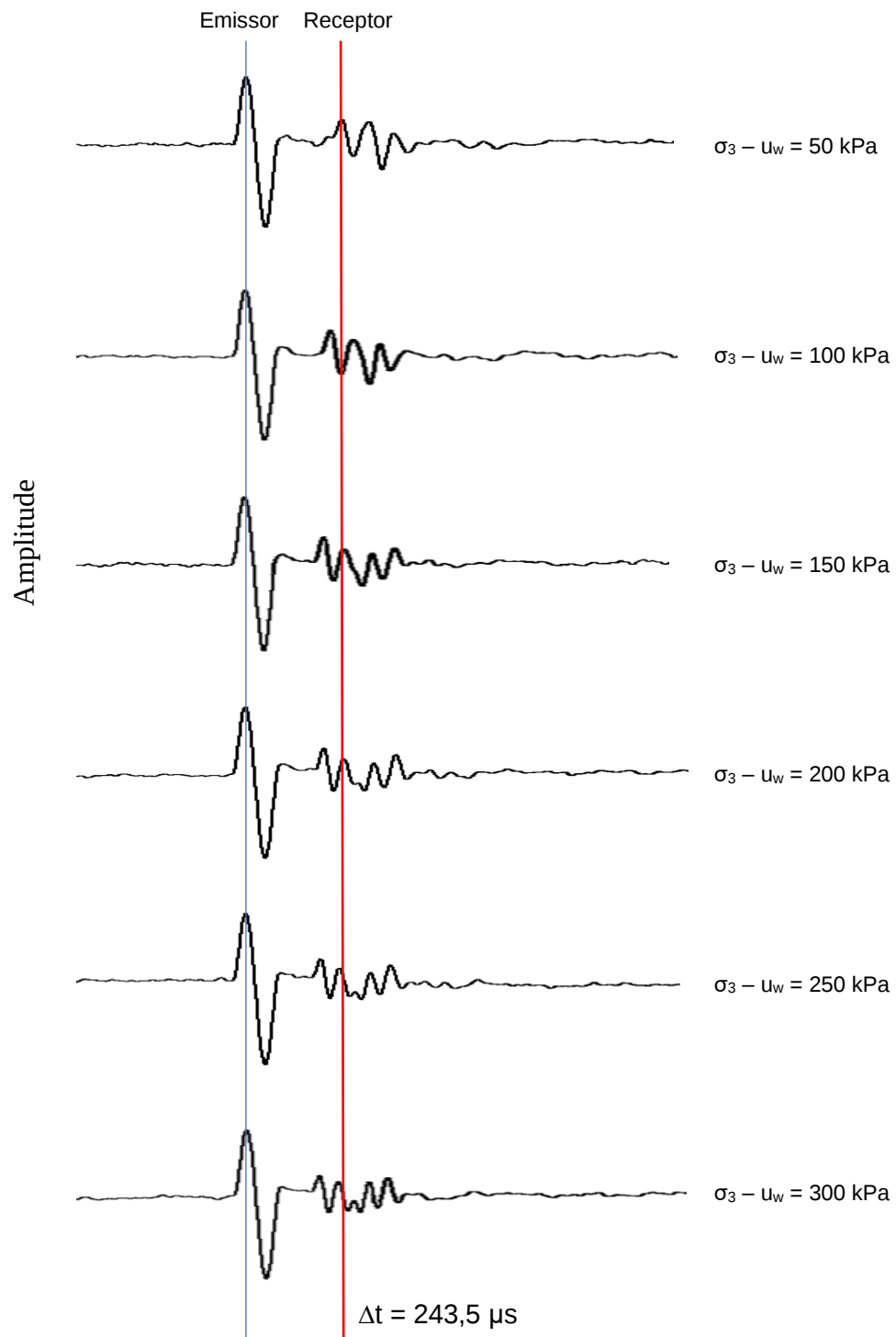
Fonte: Autor (2025)

Figura 70 - Sinais de Onda: Amostra compactada no Ramo Úmido com $e=0,47$



Fonte: Autor (2025)

Figura 71 - Sinais de Onda: Amostra compactada no Ramo Seco com $e=0,47$



Fonte: Autor (2025)

À esquerda das imagens, podemos observar um sinal único e senoidal da onda emitida, marcado pelo traçado em azul. Já a direita das imagens, marcado pelo traçado vermelho, observam-se os vários sinais recebidos. Dentre eles, foi considerado como sinal recebido o primeiro sinal cuja amplitude era de pelo menos a metade do maior valor de pico observado. Os traçados em azul e em vermelho foram marcados no pico ascendente de seus sinais para que o tempo de propagação t_s fosse determinado empregando-se o método pico a pico.

Nota-se, a partir dos sinais com 50 kPa de confinamento, que os sinais recebidos começaram a se movimentar para a esquerda, indicando que conforme as tensões confinantes no corpo de prova aumentaram, menores foram os tempos de propagação.

A fim de determinar um tempo t_s mais preciso e com menos interferência, foi feita uma análise com diversas condições de frequência – faixa entre 1 a 30 kHz – através do parâmetro denominado de Rd , definido como $Rd = L_{tt}/\lambda$. Para cada frequência dessas, a onda foi analisada no osciloscópio e determinado seu respectivo valor de t_s . Plotou-se os valores de Rd pela frequência f e foi observado uma constância da inclinação da reta a partir de 10 kHz de frequência, indicativo de estabilização dos sinais. Os valores para as frequências de 1 até 9 kHz foram desconsiderados por terem sido de difícil visualização dos sinais recebidos. O coeficiente angular da reta ajustada foi determinado como o t_s final a ser considerado para o cálculo da velocidade de propagação V_s .

Essa correção pode ser observada para cada condição nas Figuras 72 a 76.

Figura 72 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,37$

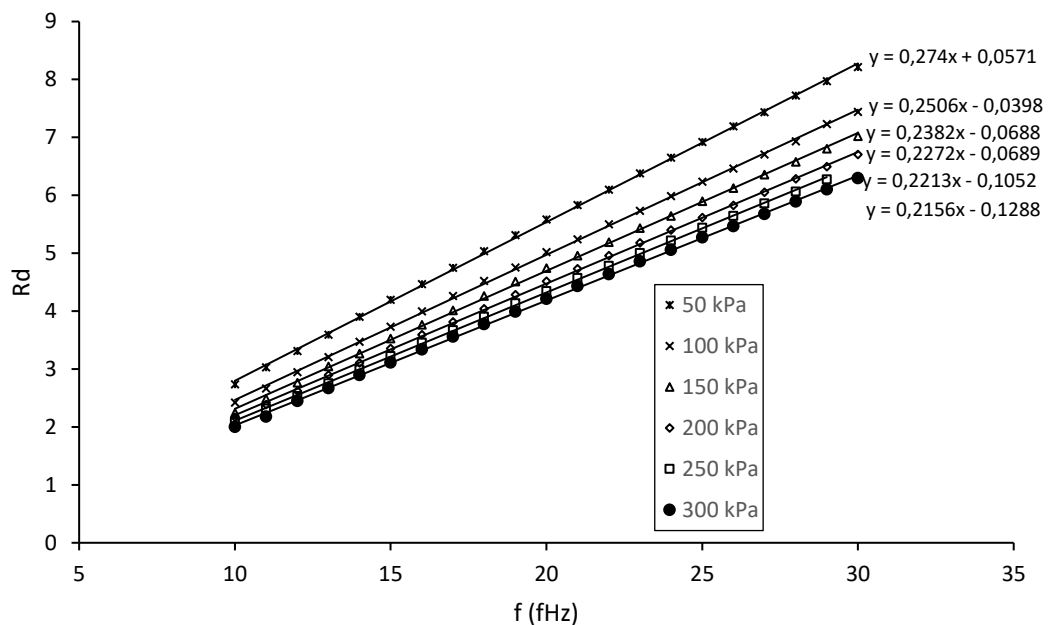


Figura 73 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,47$

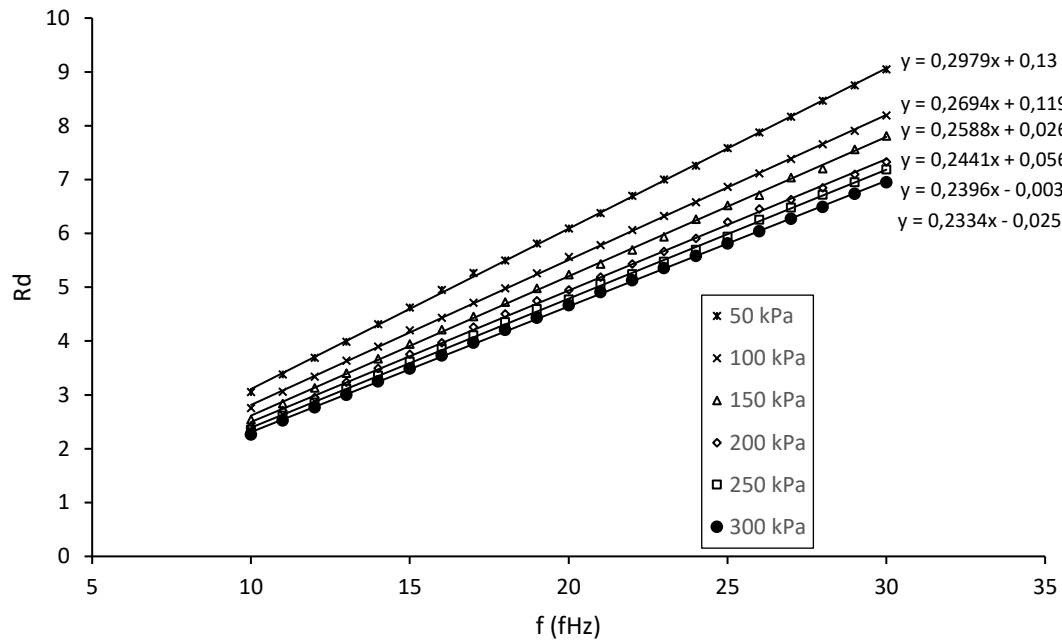


Figura 74 - Amostra compactada na Umidade Ótima com $e=0,57$

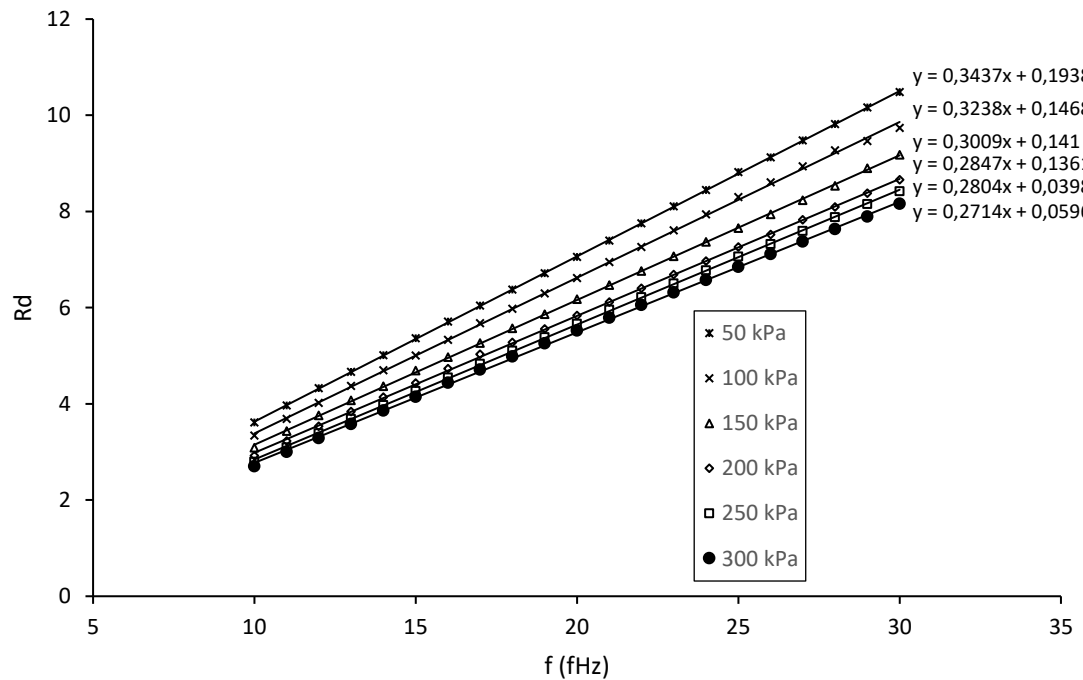
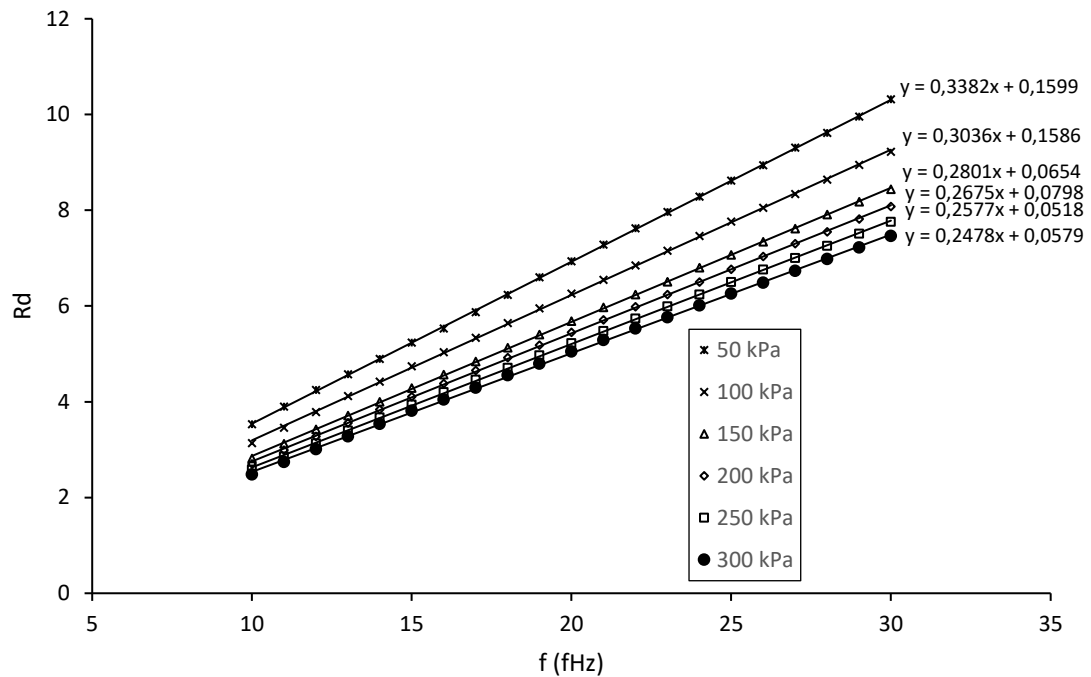
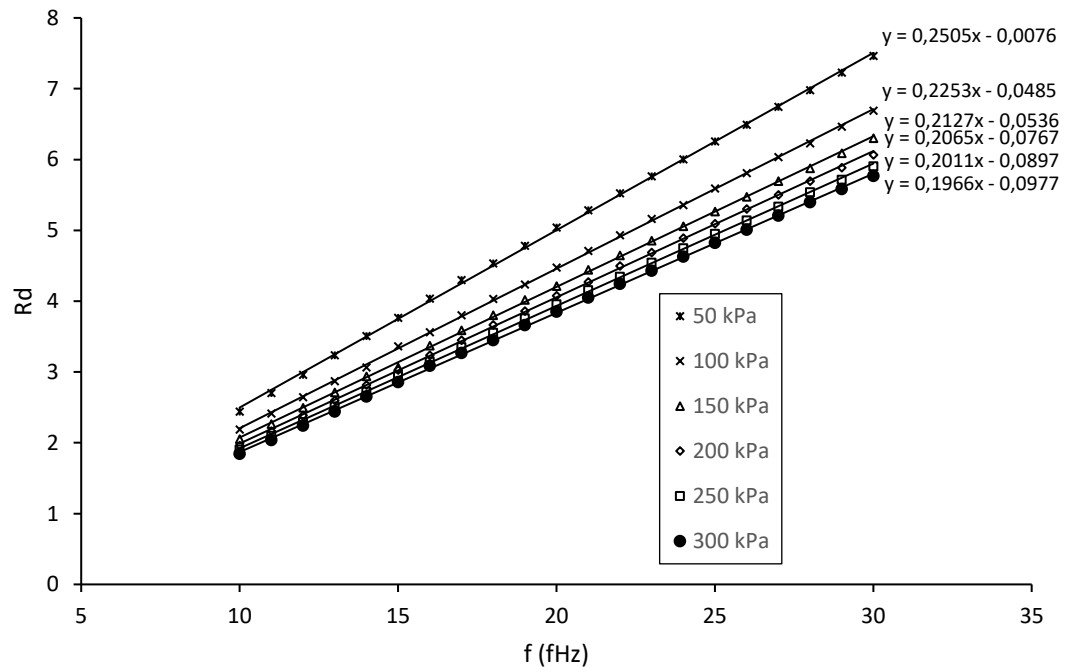


Figura 75 - Amostra compactada no Ramo Úmido com $e=0,47$



Fonte: Autor (2025)

Figura 76 - Amostra compactada no Ramo Seco com $e=0,47$



Fonte: Autor (2025)

Com os valores de t_s , foram calculadas as velocidades de propagação V_s .

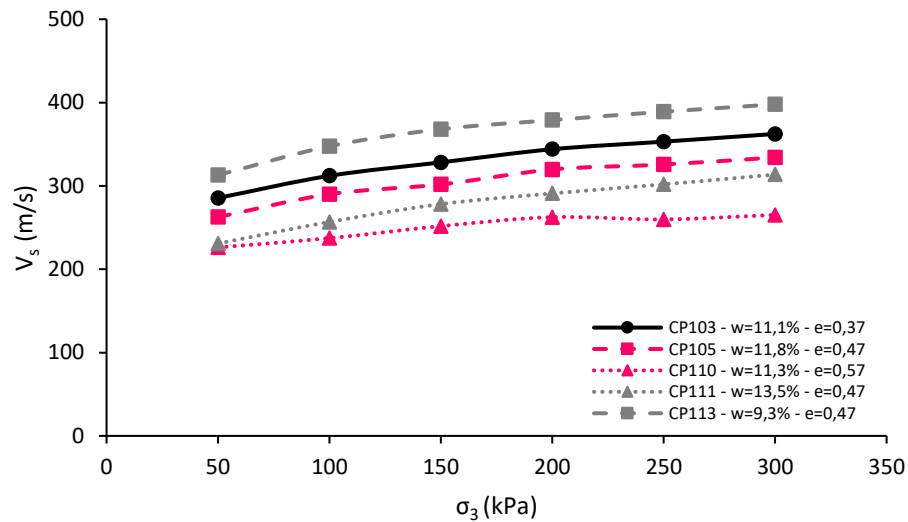
Os índices físicos iniciais foram fornecidos ao programa e a cada etapa de adensamento, esses valores foram corrigidos de acordo com o que era coletado no sistema de aquisição de

dados. As massas específicas ρ e a distância entre os sensores d_s foram atualizadas para cada etapa de confinamento.

Com os valores de V_s e da massa específica ρ , calculou-se o valor do Módulo de Cisalhamento Inicial G_0 .

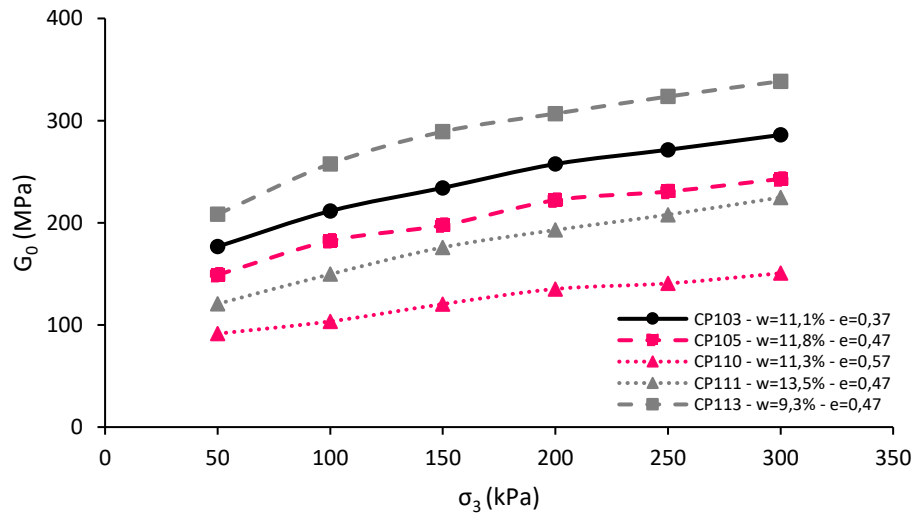
Nas Figuras 77 e 78 são exibidos os valores de V_s e G_0 em função do confinamento.

Figura 77 - Velocidade de Onda Cisalhante (V_s) em função da tensão confinante



Fonte: Autor (2024)

Figura 78 - Módulo de Cisalhamento Máximo (G_0) em função da tensão confinante



Fonte: Autor (2024)

Observando os resultados de G_0 , na Figura 78, nota-se que seus valores aumentam com o aumento da tensão confinante.

Analisando os dados em níveis de umidade por volta de 11,2% – CP's 103, 105 e 110 – nota-se que os índices de vazios comandam os valores de G_0 , visto que o seu valor aumenta quanto menor o índice de vazios. Esses valores são coerentes, uma vez que um menor índice de

vazios representa uma estrutura do solo mais compacta e portanto, mais rígida. (o maior $e=0,37$ não foi de maior G_0)

Já em níveis de índice de vazios por volta de 0,47 – CP's 105, 111 e 113 – o maior valor de G_0 é o do corpo de prova moldado no ramo seco, seguido do compactado na umidade ótima e por último, compactado no ramo úmido. Verifica-se a influência da umidade na estrutura do solo, alterando suas condições de deformação.

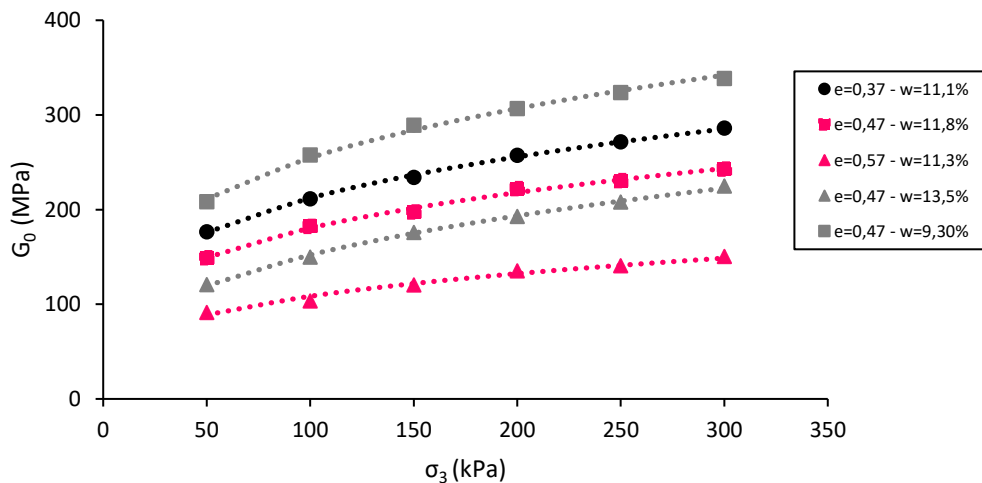
Para as relações empíricas, foi adotada a Equação (22) para ajuste dos resultados de G_0 . Essa equação foi proposta por Hardin em 1978, e utilizada por Debnath et al. (2022) em sua pesquisa. É considerada como uma formulação amplamente utilizada para problemas de terremoto e vem sendo adotada por vários pesquisadores.

$$G_0 = \frac{A \cdot p_a}{(0,3 + 0,7e^2)} \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^m \quad (22)$$

Para ajuste dos resultados conforme Equação (22) e obtenção das constantes, foi aplicada a regressão não linear aos resultados experimentais obtidos a partir dos resultados dos corpos de prova da Tabela 10. As constantes “A” e “m” foram obtidas para cada valor de índice de vazios (e) e para cada valor de teor de umidade (w).

Na Figura 79, são mostrados os pontos experimentais e os ajustes realizados através da Equação (22). Na Tabela 11, observa-se as condições de ensaio – e , w – e os parâmetros de ajuste obtidos – A , m , r^2 .

Figura 79 - Pontos experimentais e ajuste de G_0



Fonte: Autor (2024)

Tabela 11 - Parâmetros de ajustes para solo compactado, variando “ e ” e “ w ”, em Ensaio BE

e	w [%]	A	m	r^2
0,37	11,1	839,45	0,270	0,99
0,47	11,8	820,26	0,273	0,99
0,57	11,3	571,94	0,288	0,98
0,47	13,5	691,17	0,347	0,99
0,47	9,30	1157,36	0,269	0,99

Fonte: Autor (2024)

De acordo com os resultados, observa-se uma boa concordância entre os resultados obtidos experimentalmente com o modelo empírico. Os valores das constantes “ A ” e “ m ” são mais elevados do que aqueles mostrados na Tabela 2, mas não fogem da ordem de grandeza. O modelo proporcionou uma boa adequação para cálculo do G_0 , mas esses valores se restringem às variáveis de índice de vazios (e), teor de umidade (w) e a esse tipo de solo.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Essa pesquisa teve como objetivo estudar o comportamento de resistência e de deformabilidade de solos compactados, variando sua umidade de compactação e impondo diferentes índices de vazios. As amostras foram submetidas a ensaios de laboratório na condição saturada. Foi realizado o ensaio do tipo CD na prensa triaxial para avaliação da tensão *versus* deformação e dos parâmetros de resistência do solo. Para a deformabilidade em pequenas deformações, foi utilizado o Bender Elements para medida da velocidade cisalhante (V_s) e do módulo cisalhante máximo (G_0).

5.1. Resistência ao Cisalhamento

De acordo com os resultados da tensão *versus* deformação realizados no equipamento triaxial, conclui-se que:

- Em amostras compactadas com o mesmo teor de umidade, próxima à umidade ótima em torno de $w=11,2\%$, apresentaram menores valores de tensão desviatória (q) quanto maior o índice de vazios. Para índices de vazios iguais a 0,37 e 0,47, as amostras adquiriram um comportamento rígido inicial, que logo após a tensão se mantinha constante ou decaía. Já para índice de vazios igual a 0,57, a curva não apresentou pico e as tensões cresciam a valores menores que as outras condições de compactação. Foi o único que apresentou um comportamento de endurecimento mais evidente.

- Considerando o mesmo índice de vazios igual a 0,47, a amostra compactada no ramo seco apresentou um comportamento rígido inicial e a presença de um pico ficava mais evidente conforme a tensão confinante diminuía. Essa rigidez inicial diminuía, ou seja, a curva se tornava mais suave à medida que o teor de umidade de compactação aumentava.

- Quanto ao comportamento volumétrico, a amostra compactada na umidade ótima e com índice de vazios $e=0,37$ foi a única que apresentou comportamento expansivo durante as três condições de confinamento. A amostra compactada na umidade ótima e $e=0,47$ apresentou expansão em baixa tensão confinante de 50 kPa apenas. No restante, o comportamento foi compressivo.

- Quanto as envoltórias, não houve variação significativa dos ângulos de atrito entre as amostras. Aquela compactada no ramo úmido teve o maior ângulo de atrito de $32,1^\circ$, seguido da amostra compactada com umidade ótima e $e=0,47$. O menor ângulo de atrito foi apresentado pela amostra compactada no ramo seco com $28,9^\circ$, que também obteve o maior valor de intercepção de coesão, valor de 7,6 kPa.

- Em relação a coesão, seus valores apresentaram uma variabilidade na faixa entre 0,6 a 7,6 kPa. Essa dispersão pode ser justificável por fenômenos como: a diferença de estrutura nos ramos seco e úmido, possível quebra de grãos, efeitos associados a compactação e heterogeneidade da amostra.

5.2. Módulo de Cisalhamento Máximo

Em função dos resultados obtidos através dos ensaios com Bender Elements, conclui-se que:

- A velocidade de onda cisalhante (V_s) e o Módulo de Cisalhamento Máximo (G_0) aumentam em função da tensão confinante. Esses valores aumentaram exponencialmente. Os maiores valores foram obtidos para a condição compactada no ramo seco, evidenciando um comportamento rígido. Já a amostra compactada na umidade ótima com $e=0,57$ foi a que apresentou os menores valores.

- Os resultados experimentais foram considerados satisfatórios, com gráficos e valores em concordância com a literatura. Além disso, quando comparado à equação empírica, obteve-se um bom ajuste com os pontos experimentais.

5.3. Sugestões para Trabalhos Futuros

Com o intuito de melhor compreensão do solo estudado, sugerem-se alguns estudos para complemento do seu entendimento:

- Realização de mais ensaios triaxiais, com maior variação dos índices de vazios;
- Realização de ensaios do tipo CU em complemento com os ensaios CD já realizados. Se tratando de um solo arenoso, a execução desses dois tipos de ensaios permite a análise do material com base na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos e avaliação de sua suscetibilidade à liquefação estática;
- Realização de caracterização microestrutural do material para melhor entendimento do seu comportamento mecânico, através de ensaios como: adsorção de azul de metileno; difração de raios-X e porosimetria por intrusão de mercúrio;
- Realização de outros ensaios para medida do módulo cisalhante, explorando os valores em outros níveis de deformação para complemento do estudo de deformabilidade e obtenção da curva de degradação do módulo.

6. REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2487: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA: ASTM International, 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D7181: Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D8295: Standard test method for determination of shear wave velocity and initial shear modulus in soil specimens using bender elements. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6502: Solos e rochas – Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

AGARWAL, Pankaj; SHRIKHANDE, Manish. **Earthquake resistant design of structures.** PHI Learning Pvt. Ltd., 2006.

ANDERSON, D. G.; STOKOE, Kenneth H. Shear modulus: a time-dependent soil property. In: **Dynamic geotechnical testing.** ASTM International, 1978.

ANDRUS, Ronald D.; STOKOE II, Kenneth H. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 126, n. 11, p. 1015-1025, 2000.

ARROYO, Marcos; MUIR WOOD, D.; GREENING, Paul D. Source near-field effects and pulse tests in soil samples. **Géotechnique**, v. 53, n. 3, p. 337-345, 2003.

ARULNATHAN, Rajendram; BOULANGER, Ross W.; RIEMER, Michael F. Analysis of bender element tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 21, n. 2, p. 120-131, 1998.

ATKINSON, J. H. Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and-in-situ tests. General report. In: **Proc. 10th Eur. Conf. Soil Mech. and Fnd Engng.** 1991. p. 915-956.

ATKINSON, J. Hf. Non-linear soil stiffness in routine design. **Géotechnique**, v. 50, n. 5, p. 487-508, 2000.

BARDET, Jean-Pierre. **Experimental soil mechanics**. 1997.

BORTOLOTTTO, M.S. Bender Elements, Ultrasonic Pulse Velocity, and Local Gauges for the Analysis of Stiffness Degradation of an Artificially Cemented Soil. Master's Thesis, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil, 2017; p. 273.

BRIGNOLI, Enrico GM; GOTTI, Marino; STOKOE, Kenneth H. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. **Geotechnical testing journal**, v. 19, n. 4, p. 384-397, 1996.

BRITISH STANDARD. BS 1377-8: Methods of test for soils for civil engineering purposes – Part 8: Shear strength tests (effective stress). London: British Standards Institution, 1990.

BOSZCZOWSKI, R. B. **Laboratório de mecânica dos solos: ensaios especiais**. Edição 1. São Paulo: Oficina de Textos, 2023.

BUDHU, Muniram. **Soil mechanics and foundations**. John Wiley and Sons, 2010.

BURLAND, J. B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 329-378, 1990.

CAPANEMA, Priscila Ítala. **Contribuição ao estudo do comportamento mecânico de um solo residual compactado empregado no Dique Direito da UHE Baguari**. 2022. 127 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2022.

CLAYTON, C. R. I. Stiffness at small strain: research and practice. **Géotechnique**, v. 61, n. 1, p. 5-37, 2011.

CONCIANI, W.; BURGOS, P. C.; BEZERRA, R. L. Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 21-37, 2015.

CRAIG, Robert F. **Craig's soil mechanics**. CRC press, 2004.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 9ª Edição. Editora Cengage Laening. Tradução em Português. 2019.

DEBNATH, Rajat; SAHA, Rajib; HALDAR, Sumanta. Assessment of small strain dynamic soil properties of railway site Agartala, India, by bender element tests. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 15, n. 18, p. 1500, 2022.

DYKA, Ireneusz; SROKOSZ, Piotr E.; BUJKO, Marcin. Influence of grain size distribution on dynamic shear modulus of sands. **Open Engineering**, v. 7, n. 1, p. 317-329, 2017.

DYVIK, R.; MADSHUS, C. Lab measurements of G_{max} using bender elements. In Proceedings of the Conference on the Advances in the Art of Testing Soil under Cyclic Conditions. **ASCE Geotechnical Engineering Division**, New York, pp. 186–196, 1985.

EL-SEKELLY, Waleed; TESSARI, Anthony; ABDOUN, Tarek. Shear wave velocity measurement in the centrifuge using bender elements. **Geotechnical testing journal**, v. 37, n. 4, p. 689-704, 2014.

ESTRADA, Hector; LEE, Luke S. **Introduction to earthquake engineering**. CRC Press, 2017.

FERNANDES, Jeferson Brito. **Estudo da resistência e da deformabilidade de um perfil de solo tropical não saturado**. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual Paulista (Unesp). Faculdade de Engenharia, Bauru, 2022.

FERNANDES, Jeferson Brito; ROCHA, Breno Padovezi; GIACHETI, Heraldo Luiz. Maximum shear modulus and modulus degradation curves of an unsaturated tropical soil. **Soils and Rocks**, v. 46, n. 2, p. e2023013122, 2023.

FERREIRA, C. **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes**. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. 2003. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) - FEUP, Porto, Portugal, 2003.

FERREIRA, Cristiana; DA FONSECA, António; SANTOS, Jaime A. Comparison of simultaneous bender elements and resonant column tests on Porto residual soil. In: **Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis: A Collection of Papers of the Geotechnical Symposium in Rome, March 16–17, 2006**. Springer Netherlands, 2007. p. 523-535.

FUTAI, M. M. **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não-Saturados: Aplicação a um Caso de Voçorocamento**. Tese de doutoramento. 372 p. PEC/COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

GASPARETTO, Nelson Vicente Lovatto. **As formações superficiais do noroeste do Paraná e sua relação com o Arenito Caiuá**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 1999.

GIACHETI, Heraldo Luiz. **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 1991.

GIONCU, Victor; MAZZOLANI, Federico. **Earthquake engineering for structural design**. CRC Press, 2010.

GOMES, Naiala Fidelis. **Parâmetros Geotécnicos Estáticos e Dinâmicos de Areias Quartzosa e Carbonatadas**. Dissertação (mestrado). 182 p. UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2020.

GOMES, Thiago Brienne Gonçalves. **Comportamento de um maciço em solo residual de filito no Quadrilátero Ferrífero**. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2021.

GOODIER, James Norman; TIMOSHENKO, Stephen. **Theory of elasticity**. McGraw-Hill, 1970.

GUTIERREZ, N. H. M. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do Norte do Paraná**. 2005. 311p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

HARDIN, B. O. The nature of stress-strain behavior for soils. In: **From Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics--Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, 1978, Pasadena, California. Sponsored by Geotechnical Engineering Division of ASCE in cooperation with:.** 1978.

HEAD, Kenneth H. et al. **Manual of soil laboratory testing. Volume 3: effective stress tests**. John Wiley & Sons, 1998.

HUMAR, Jagmohan. **Dynamics of structures**. CRC press, 2012.

INSTITUTO DAS ÁGUAS DO PARANÁ. Elaboração do Plano das Bacias Pirapó e Paranapanema 3 e 4 - Produto 09. ENGECORPS ENGENHARIA S. A. 2016.

ISHIHARA, Kenji. **Soil behaviour in earthquake geotechnics**. 1996.

JARDINE, R. J. Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. **Soils and foundations**, v. 32, n. 2, p. 111-124, 1992.

JIANG, M. J.; KONRAD, J. M.; LEROUEIL, Serge. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies. **Computers and geotechnics**, v. 30, n. 7, p. 579-597, 2003.

JOVIČIĆ, V.; COOP, M.; SIMIĆ, M. Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests. **Géotechnique**, 46 (2), p. 357-362. 1996.

KARASUDHI, Pisidhi. **Foundations of solid mechanics**. Taylor & Francis, 1991.

KRAMER, Steven Lawrence. **Geotechnical earthquake engineering**. Pearson Education India, 1996.

KENNEY, T. C.; WATSON, G. H. Multiple-Stage Triaxial Test for Determining c' and f' of Saturated soils. In: **5th Int. Conf. Soil Mech.** 1961. p. 191-195.

KWAN, Wing Shun; EL MOHTAR, Chadi. A review on sand sample reconstitution methods and procedures for undrained simple shear test. **International Journal of Geotechnical Engineering**, 2018.

LADD, R. S. Preparing test specimens using undercompaction. **Geotechnical testing journal**, v. 1, n. 1, p. 16-23, 1978.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. **Soil mechanics**. John Wiley & Sons, 1991.

LEE, Jong-Sub; SANTAMARINA, J. Carlos. Bender elements: performance and signal interpretation. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 131, n. 9, p. 1063-1070, 2005.

LEMOS, Mariane Borba de. **Ensaaios triaxiais multi-estágios em solo residual**. Tese de Doutorado. 185 p. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Recursos Minerais e Hidrologia). Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 2019.

LIANG, Ke et al. A unified formula for small-strain shear modulus of sandy soils based on extreme void ratios. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 149, n. 2, p. 04022127, 2023.

LIM, Jun Xian et al. CI and CKo Triaxial Tests for Tropical Residual Soil in Malaysia. In: **1st Malaysian Geotechnical Society (MGS) and Geotechnical Society of Singapore (GeoSS) Conference**. 2019.

LIU, Xinyu et al. Effect of cementation on the small-strain stiffness of granite residual soil. **Soils and Foundations**, v. 61, n. 2, p. 520-532, 2021.

LOWRIE, William. **Fundamentals of geophysics**. 2007.

MAIR, R. J. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations. In: **Proc. Instn. Civ. Engrs. Civ. Engng**. 1993. p. 27-41.

MAYNE, Paul W. et al. Geomaterial behavior and testing. In: **Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Volumes 1, 2, 3 and 4)**. IOS Press, 2009. p. 2777-2872.

MELLO, L. B. **Comportamento reológico de um solo argiloso laterítico compactado**. Dissertação (mestrado). 124 p. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2022.

MINEROPAR, Minerais do Paraná. Atlas Geológico Do Estado Do Paraná - Escala base 1: 500.000; Curitiba, 2001.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**. 2005.

MOLDOVAN, Ionuț Dragoș; CORREIA, António Gomes; PEREIRA, Cláudio. Bender-based G₀ measurements: A coupled numerical–experimental approach. **Computers and Geotechnics**, v. 73, p. 24-36, 2016.

MORAWSKA, Maja. **An Experimental Study of Anisotropic Stiffness of Tiller-Flotten Quick Clay Using Bender Elements**. Master's thesis in Geotechnics and Geohazards. Norwegian University of Science and Technology, 2019.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo/SP: Editora Villibor, 1995.

OLIVEIRA, Andressa de. **Resistência e compressibilidade de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto**. Dissertação (Mestrado). 191 p. Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Maringá, PR, 2019.

PASCOAL, P. T. **Estudo da influência da compactação no comportamento resiliente e deformação permanente de solo laterítico do Rio Grande do Sul**. Dissertação (mestrado). 186 p. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2020.

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

RICHART, Frank Edwin; HALL, John Russell; WOODS, Richard D. **Vibrations of soils and foundations**. 1970.

RIO, J. **Advances in laboratory geophysics using bender elements**. PhD Thesis, University College London, University of London, 2006.

ROCHA, Breno Padovezi. **Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo**. São Carlos, SP: EESC-USP, 272p. 2018.

RUAN, Bin et al. Study on the small strain shear modulus of saturated sand-fines mixtures by bender element test. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, v. 25, n. 1, p. 28-38, 2021.

SALGADO, R. The Engineering of Foundations. **Journal of Chemical Information and Modeling**, v. 53, n. 9, p. 1689–1699, 2013.

SANCHEZ-SALINERO, Ignacio et al. Analytical studies of body wave propagation and attenuation. **Report GR**, p. 86-15, 1986.

SANTAMARINA, J. C.; FAM, M. A. Discussion: Interpretation of bender element tests. **Geotechnique**, v. 47, n. 4, p. 873-877, 1997.

SANTAMARINA, J. Carlos; KLEIN, A.; FAM, Moheb A. Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring. **Journal of Soils and Sediments**, v. 1, n. 2, p. 130-130, 2001.

SANTOS, R. A. **Comportamento anisotrópico de um solo laterítico compactado**, São Carlos, 153p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2015.

SHIRLEY, Donald J.; HAMPTON, Loyd D. Shear-wave measurements in laboratory sediments. **The Journal of the Acoustical Society of America**, v. 63, n. 2, p. 607-613, 1978.

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

TAKEDA, M. C. **A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista**. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado)—Escola de Engenharia de São Carlos—Universidade de São Paulo—São Paulo, 2006.

TATSUOKA, Fumio; SHIBUYA, Satoru. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. **Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo;(Japan)**, v. 37, n. 1, 1992.

TATSUOKA, Fumio; LO PRESTI, Diego; KOHATA, Yukihiro. Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationships. **Proc. of 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics**, St. Louis, Missouri, State of Art Paper No. 1, 1995.

VIANA DA FONSECA, A., FERREIRA, C., FAHEY, M. A framework interpreting bender element tests, combining time domain and frequency-domain methods. **Geotech. Testing J.** 32, No. 2, 1–17, 2009.

VIGGIANI, Giulia; ATKINSON, J. H. Interpretation of bender element tests. **Geotechnique**, v. 45, n. 1, p. 149-154, 1995.

VILAR, Orenco Monje. **Fundamentos da Mecânica dos Solo Não Saturados**. São Carlos, SP – RiMa Editorial, 2023.

VILLIBOR, Douglas Fadul et al. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**. Arte & Ciência, 2009.

YAMASHITA, Satoshi et al. Interpretation of international parallel test on the measurement of Gmax using bender elements. **Soils and foundations**, v. 49, n. 4, p. 631-650, 2009.

WANG, Fangtong et al. Bender element measurement for small-strain shear modulus of compacted loess. **International Journal of Geomechanics**, v. 21, n. 5, p. 04021063, 2021.

WANG, Y.; BENAHMED, N.; CUI, Y. J.; TANG, A. M. A novel method for determining the small-strain shear modulus of soil using the bender elements technique. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 54, n. 2, p. 280-289, 2017.

WEIL, Matthew et al. Seismic and resistivity measurements for real-time monitoring of microbially induced calcite precipitation in sand. **Geotechnical Testing Journal**, v. 35, n. 2, p. 330-341, 2012.

YANG, Guosheng et al. Experimental study on the mechanical behavior and mesoscopic damage of Guiyang red clay during triaxial loading. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 14, p. 1-13, 2021.

YOSHIOKA, B. A. **Resistência Ao Cisalhamento De Um Solo Argiloso Evoluído De Basalto, Compactado, Sob Diferentes Umidades**. Dissertação (Mestrado). 167 p. Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

ZHANG, Xianwei et al. Engineering geology of residual soil derived from mudstone in Zimbabwe. **Engineering Geology**, v. 277, p. 105785, 2020.