

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

FABIANO GARCIA OLIVEIRA

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO MÉTODO, GRAU, UMIDADE E ENERGIA DE
COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO DA
CIDADE DE ALEGRETE/RS**

**Alegrete
2019**

FABIANO GARCIA OLIVEIRA

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO MÉTODO, GRAU, UMIDADE E ENERGIA DE
COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO DA
CIDADE DE ALEGRETE/RS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Jaelson Budny

Coorientador: Diego Arthur Hartmann

**Alegrete
2019**

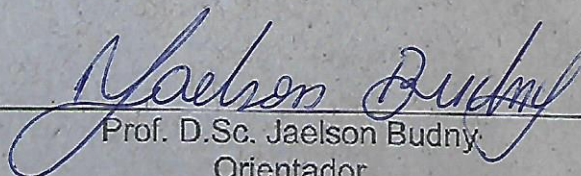
FABIANO GARCIA OLIVEIRA

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO MÉTODO, GRAU, UMIDADE E ENERGIA DE
COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO DA
CIDADE DE ALEGRETE/RS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

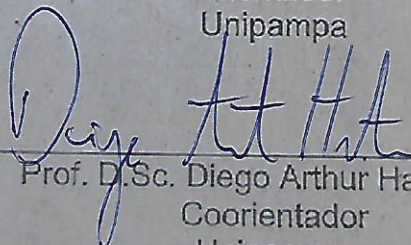
Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 29 de novembro de
2019.

Banca examinadora:



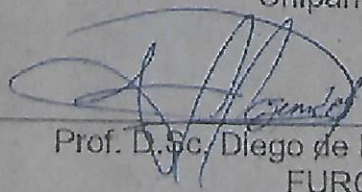
Prof. D.Sc. Jaelson Budny

Orientador
Unipampa




Prof. D.Sc. Diego Arthur Hartmann

Coorientador
Unipampa



Prof. D.Sc. Diego de Freitas Fagundes

FURG



Prof. D.Sc. Wilber Celiciano Chambi Tapahuasco
Unipampa

AGRADECIMENTO

Agradeço a meus pais, Marivan e Marco, pelo exemplo, apoio e paciência durante a graduação, nas trocas de cidade e curso até encontrar o curso que realmente desejava. Sei que abriram mão de muitas coisas para que esse sonho pudesse ser realizado.

A meu irmão, Enrique, pela amizade, parceria e por incentivar a trabalhar cada vez melhor. Te ver cursando engenharia é com certeza um orgulho enorme, apenas desejo todo sucesso do mundo para ti.

A meus avós, que mesmo sem ter oportunidade de estudo, sempre incentivaram meus pais e eu para que o fizéssemos. Carrego para sempre muito orgulho de vocês.

A minha namorada, Maria Eduarda, por ser meu grupo durante a maioria dos projetos da faculdade e por exigir o mínimo detalhe em todos esses, isso com certeza contribuiu bastante para meu crescimento dentro do curso. Pelo apoio e compreensão durante os últimos semestres onde dediquei boa parte do tempo ao sonho de buscar a graduação, e tentar me tornar um pesquisador e futuro professor.

Agradeço a meu orientador Dsc. Jaelson Budny por me receber no quinto semestre e gradativamente me incluir nas pesquisas. Como professor agradeço por despertar o interesse em geotecnia, e por todo o conhecimento transmitido.

Ao meu coorientador, que considero igualmente um orientador, Dsc. Diego Arthur Hartmann inicialmente como professor pelo incentivo a dúvida, por sempre questionar e me fazer questionar, e por fazer crescer o interesse em geotecnia.

Para ambos orientadores, agradeço por todas as orientações, atendimentos e dúvidas fora de hora, acompanhamentos no laboratório em fins de semana, pelo conhecimento passado, pela paciência, amizade e principalmente pela confiança. Hoje tenho certeza que escolhi a área certa para estudar e os orientadores certos para guiarem o estudo. Aos funcionários do laboratório, Msc. Jarbas Dalcin e Juliano Duarte, por colaborar durante a pesquisa com suas experiências e por avisarem durante as quedas de luz no Campus para que eu pudesse tentar salvar os ensaios.

Ao colega Lauro Fontoura, que conheci quando ingressamos junto no curso de engenharia mecânica e posteriormente voltamos a ser colegas no curso de engenharia civil, por todo o companheirismo durante a faculdade, por me aguentar nos projetos, por estar sempre tão atrasado nas entregas quanto eu e, principalmente, por dividir a pesquisa e possibilitar que essa acontecesse.

Aos colegas Paola, por ajudar durante a pesquisa com sua experiência com o ensaio de cisalhamento, e Davi e Thais por terem dado início a pesquisa.

Aos demais colegas e amigos que a Unipampa me proporcionou, por toda amizade e união durante o curso, provavelmente sem eles não estaria defendendo esse trabalho atualmente.

Aos amigos de Alegrete que me acompanham desde criança, por vivenciarem cada etapa vencida durante o curso.

Aos colegas Andreisson e Poliana pela frequente companhia no laboratório de solos e pavimentação, com certeza contribuíram para que aqueles momentos fossem mais divertidos.

Ao Felipe, Guilherme e Vanderson, colegas do curso de engenharia agrícola, pela companhia no laboratório de solos e pavimentação, e por auxiliarem durante os ensaios clicando para dar início ao adensamento.

A todos os demais professores que fizeram parte da minha formação acadêmica, uma profissão que dia após dia passei a admirar cada vez mais graças a todos vocês.

RESUMO

A resistência ao cisalhamento de um solo é a principal característica na análise de ruptura de maciços de solo. A capacidade de um solo resistir a esforços cisalhantes está diretamente ligada ao seu grau de compactação. Para atingir um maior grau de compactação com menor energia, adiciona-se água ao solo até que o mesmo atinja um teor ótimo de umidade determinado em laboratório. Na região oeste do estado do Rio Grande do Sul, existem um grande número de barragens de terra utilizadas para fim de retenção de água para irrigação e dessedentação animal. Essas obras, localizadas no interior do estado, nem sempre apresentam controle tecnológico adequado e, devido à dificuldade de acesso, a compactação não é realizada com os equipamentos corretos. Isso faz com que o risco de ruptura dessas obras seja possivelmente maior. Nesse contexto, foram realizados ensaios de cisalhamento direto, adensando, lento e saturado, em 64 amostras de um solo areno-argiloso compactados estática e dinamicamente sob diferentes teores de umidade e graus de compactação. Foi possível verificar influência do teor de umidade de compactação na resistência de pico para valores de tensão normal inferiores a tensão de sobreadensamento. Em contrapartida, não se verificou influência significativa nos valores de ângulo de atrito e coesão. Esse comportamento se deve, principalmente, ao fato dos valores de resistência de pico para tensões superiores a tensão de sobreadensamento apresentarem resultados muito semelhantes na maioria das vezes, fazendo com que a envoltória apresentasse uma tendência a se ajustar para os mesmos valores. Verificou-se que possivelmente a forma como foram executados os ensaios não foi a melhor para a análise da influência das características desejadas, visto que parte dessa influência pode ter se perdido durante o processo de adensamento e saturação da amostra. Além disso, os métodos de compactação não foram adequados para verificar a influência dos mesmos na resistência ao cisalhamento, pois não apresentaram características suficientes para mudar a estrutura do solo compactado. A realização do ensaio em amostras com maior variação no teor de umidade e grau de compactação do que os analisados podem contribuir para uma análise complementar do estudo.

Palavras-Chave: Resistência ao cisalhamento, Ensaio de cisalhamento direto, Compactação estática, Compactação dinâmica

ABSTRACT

The shear strength is the main characteristic in soil's rupture analysis. The soil ability to resist to shear forces is directly linked to its compaction degree. To reach a higher compaction degree with lower energy, its increase the soil's water content until it reach an optimum moisture determined in laboratory. There are large amounts of earth dams used for water retention purposes to irrigation and quench animal thirst in western region of Rio Grande do Sul. These constructions, located in state's interior, hardly ever feature appropriate technological control and even compaction is not realized with correct equipment, because of hard access to this locations. In this context, were realized a number of 64 direct shear tests, consolidated, slow and saturated, in samples of a clayey-sand soil, static and dynamically compacted under many different water content and compaction degree. It was possible to verify the influence of compaction water content in the peak shear strength for normal stresses smaller than overconsolidation stress. In the other hand, there was not verified significant influence in friction angle and cohesion. This behavior is due, mainly, to the fact that peak shear strength values for normal stresses higher than overconsolidation stress, presents similar results in mostly, adjusting the failure envelope to the same values. It was noted that, possibly, the way tests were executed was not the best to analyze the influence of desired characteristics, since an influence's part may have been lost during saturation and consolidation process. Besides that, the compaction methods were not proper to verify its influence in shear strength, because do not feature enough characteristics to change compacted soil's structure. Testing in samples with higher range of water content and compaction degree than the ones that were analyzed can aggregate to an additional study.

Keywords: Shear strength, Direct shear tests, Static compaction, Dynamic compaction.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Contato dos grãos de areia e argila	20
Figura 2 – Curvas de compactação típicas de alguns solos brasileiros.	24
Figura 3 – Eficiência dos métodos de compactação.	24
Figura 4 – Curva de compactação para diferentes energias de compactação.....	25
Figura 5 – Efeito da compactação na estrutura de solos coesivos.....	26
Figura 6 – Curva típica de tensão de cisalhamento para compactação estática.....	27
Figura 7 – Curva típica de tensão de cisalhamento para compactação dinâmica.....	27
Figura 8 – Estrutura do solo em função da umidade sob diferentes métodos de compactação.....	28
Figura 9 – Fluxograma do estudo.....	31
Figura 10 – Representação dos pontos de análise sobrepostos a curva de compactação com energia normal.	32
Figura 11 – Sedimentação e peneiramento fino.....	33
Figura 12 – Limites de Atterberg.	33
Figura 13 – Aplicação de vácuo e banho maria no picnômetro.....	34
Figura 14 – Molde adaptado para compactação.	35
Figura 15 – Sequência de preparação de amostra.	35
Figura 16 – Molde de compactação da amostra.	36
Figura 17 – Amostra após compactação.....	37
Figura 18 – Recipiente para saturação.	38
Figura 19 – Equipamento de cisalhamento direto.	39
Figura 20 – Componentes da célula de ensaio.	40
Figura 21 – Ordem de posicionamento das partes do conjunto.	41
Figura 22 – Dimensões da barragem simulada.....	42
Figura 23 – Imagem de satélite da jazida.....	43
Figura 24 – Granulometria.....	44
Figura 25 – Curva de compactação para energia normal e compactação dinâmica.	45
Figura 26 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação estática com energia normal.	50
Figura 27 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação dinâmica com energia normal.	51

Figura 28 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação estática com índice de vazios de 0,47.....	54
Figura 29 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação dinâmica com índice de vazios de 0,47.....	55
Figura 30 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação estática e teor de umidade 13,5%.....	56
Figura 31 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação estática e teor de umidade 16,5%.....	57
Figura 32 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação dinâmica e teor de umidade 13,5%.....	58
Figura 33 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação dinâmica e teor de umidade 16,5%.....	59
Figura 34 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 13,5% e índice de vazios de 0,49.....	61
Figura 35 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 15% e índice de vazios de 0,47.....	62
Figura 36 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 16,5% e índice de vazios de 0,49.....	63
Figura 37 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 13,5% e índice de vazios de 0,47.....	64
Figura 38 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 16,5% e índice de vazios de 0,47.....	65
Figura 39 – Comparação dos resultados para o ângulo de atrito nas duas situações de análise para compactação estática.....	67
Figura 40 – Comparação dos resultados para a coesão aparente nas duas situações de análise para compactação estática.....	67
Figura 41 – Comparação dos resultados para o ângulo de atrito nas duas situações de análise para compactação dinâmica.....	68
Figura 42 – Comparação dos resultados para a coesão aparente nas duas situações de análise para compactação dinâmica.....	69
Figura 43 – Efeito do grau de compactação no ângulo de atrito e coesão.....	70
Figura 44 – Análise de Bishop.....	71
Figura 45 – Análise de Fellenius.....	71
Figura 46 – Análise de Spencer.....	72

Figura 47 – Análise para ângulo de atrito $29,84^\circ$ e coesão 24,04 kPa.....	73
Figura 48 – Análise para ângulo de atrito $31,84^\circ$ e coesão 14,80 kPa.....	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Pontos de realização do ensaio de cisalhamento direto localizados sobre a curva de compactação com energia normal.....	31
Tabela 2 – Pontos de mesmo índice de vazios e diferentes teores de umidade.....	32
Tabela 3 – Proporção de material, limites de Atterberg e densidade relativa.....	44
Tabela 4 – Resultados de resistência de pico para compactação estática.	49
Tabela 5 – Resultados para resistência de pico para compactação dinâmica.	49
Tabela 6 – Resultados para resistência de pico para compactação estática sobre a curva do proctor.	50
Tabela 7 – Resultados para resistência de pico para dinâmica estática sobre a curva do proctor	51
Tabela 8 – Resultados para compactação estática com índice de vazios de 0,47....	54
Tabela 9 – Resultados para compactação dinâmica com índice de vazios de 0,47..	55
Tabela 10 – Compactação estática com umidade de 13,5%.	56
Tabela 11 – Compactação estática com umidade de 16,5%.	57
Tabela 12 – Compactação dinâmica com umidade de 13,5%.	58
Tabela 13 – Compactação dinâmica com umidade de 16,5%.	59
Tabela 14 – Amostras compactadas com teor de umidade de 13,5% e índice de vazios de 0,49.	61
Tabela 15 – Amostras compactadas com teor de umidade de 15% e índice de vazios de 0,47.	62
Tabela 16 – Amostras compactadas com teor de umidade de 16,5% e índice de vazios de 0,49.	63
Tabela 17 – Amostras compactadas com teor de umidade de 13,5% e índice de vazios de 0,47.	64
Tabela 18 – Amostras compactadas com teor de umidade de 16,5% e índice de vazios de 0,47.	65
Tabela 19 – Valores de ângulo de atrito e coesão aparente para compactação estática	66
Tabela 20 – Valores de ângulo de atrito e coesão aparente para compactação estática	68
Tabela 21 – Comparação entre os tipos de análise: Bishop, Fellenius e Spencer....	71
Tabela 22 – Dados das análises realizadas.	72

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM - American Society for Testing and Materials
c' - Coesão no estado de tensões efetivas
C - Composição
CD - Ensaio adensado drenado
e - Índice de vazios.
H - Histórico de tensões
LL - Limite de liquidez
LP – Limite de plasticidade
LVDT - Transformador Diferencial Variável Linear
NBR - Norma Brasileira
PIB – Produto Interno Bruto
S - Estrutura do solo
SUCS - Sistema Unificado de Classificação de Solos
TRB – Transportation Research Board
T - Temperatura
W - Umidade
 ϵ - Deformação
 $\dot{\epsilon}$ - Taxa de deformação
 σ' - Tensão efetiva
 μ - Poropressão ou tensão neutra
 ρ_d - Massa específica seca
 ϕ' - Ângulo de atrito no estado de tensões efetivas
 τ - Tensão de cisalhamento.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Objetivos Específicos	16
1.2 Estrutura do trabalho	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1 Cisalhamento no solo	17
2.1.1 Atrito.....	19
2.1.2 Coesão	20
2.1.3 Ensaios de laboratório.....	21
2.2 Compactação.....	22
2.2.1 Fatores que influenciam a compactação	23
2.3 Efeito da compactação na resistência ao cisalhamento.....	26
2.3 Barragens de terra	29
3 METODOLOGIA	31
3.1 Métodos.....	31
3.1.1 Caracterização do material.....	32
3.1.2 Preparação das amostras para ensaio de cisalhamento	35
3.1.2.1 Determinação da massa de solo da amostra.....	35
3.1.2.2 Compactação da amostra para realização do ensaio de cisalhamento direto	36
3.1.2.3 Saturação da amostra	37
3.1.3 Ensaio de cisalhamento direto.....	38
3.1.4 Simulação de barragem em software	42
3.2 Solo de estudo.....	43
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	46
4.1 Curvas tensão x deformação e variação volumétrica	46
4.2 Resultados para resistências de pico	48
4.2.1 Resistências de pico de amostras compactadas sobre a curva de compactação do Proctor normal	49

4.2.1.1 Comparação de amostras com teor de umidade de 13,5% com amostras de 16,5%.....	51
4.2.1.2 Comparação de amostras com teor de umidade de 13,5% com amostras de 15%.....	52
4.2.1.3 Comparação de amostras com teor de umidade de 16,5% com amostras de 15%.....	53
4.2.2 Amostras de mesmo índice de vazios compactados e diferentes teores de umidade.....	53
4.2.3 Amostras compactadas com mesma umidade e diferentes índices de vazios	55
4.2.4 Compactação estática x compactação dinâmica	60
4.3 Envoltórias de ruptura	66
4.4 Simulações de estabilidade de barragem	70
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES	75
5.1 Considerações finais	75
5.2 Sugestões	75
REFERÊNCIAS.....	77
APÊNDICES	81

1 INTRODUÇÃO

De acordo com ICOLD (2008), levantamento quantitativo realizado no ano de 2000 indica existirem em torno de 50 mil grandes barragens no mundo, das quais 75% são barragens de terra.

A cidade de Alegrete, localizada no oeste do estado do Rio Grande do Sul, apresenta um alto investimento na agricultura e pecuária. Segundo dados do Governo do Estado do Rio Grande do Sul do ano de 2007, a produção de arroz foi responsável por 21,33% do PIB da cidade. Devido a elevada produção agropecuária da cidade, existe também um grande número de barragens de terra na zona rural do município, para que seja possível atender a demanda d'água exigida pelo ciclo da produção. O fato dessas barragens estarem localizadas em zona rural, faz com que muitas vezes o controle tecnológico em sua construção seja baixo ou nulo, sendo a barragem construída apenas de acordo com a experiência empírica do profissional que irá executar a obra, resultando em maiores riscos de acidentes. De acordo informação divulgada em notícia de fevereiro de 2019 pelo G1, apenas 16% das barragens existentes no estado do Rio Grande do Sul são outorgadas e passíveis de fiscalização.

Recentemente observou-se no cenário nacional dois grandes acidentes envolvendo barragens que apresentaram um elevado número de vítimas fatais, os acidentes da barragem Mariana (no ano de 2015) e de Brumadinho (no ano de 2019), ambas localizadas no estado de Minas Gerais, que reforçaram a necessidade de estudos afim de melhorar a segurança de barragens.

Para que o dimensionamento de barragens de solo compactado seja realizado de forma adequada, é necessário conhecimento de parâmetros precisos e representativos. Durante a execução da barragem, é necessário garantir que o solo atinja os parâmetros mínimos de dimensionamento, afim de atender os critérios de segurança. Porém, como verificado para a zona rural de Alegrete, nem sempre os parâmetros de dimensionamento são atingidos, fazendo com que esses casos tenham uma atenção especial.

De acordo com Terzaghi et al. (1996), entre as possíveis causas de um rompimento de barragens de terra estão a ruptura do talude e o deslizamento, os quais possuem como principal característica controladora a resistência ao cisalhamento.

O estudo da resistência ao cisalhamento sob diferentes métodos e parâmetros de compactação se mostra importante, pois através dele é possível perceber pontos críticos e situações desejáveis de projeto.

Com base nisto, o presente trabalho visa estudar a influência da umidade, grau e energia de compactação na resistência ao cisalhamento de um solo areno-argiloso da cidade de Alegrete, compactado sob dois diferentes métodos.

1.1 Objetivos Específicos

O presente estudo tem como objetivos específicos:

- Avaliar o comportamento da resistência ao cisalhamento ao longo dos pontos que formam a curva de compactação;
- Avaliar o comportamento da resistência ao cisalhamento de amostras moldadas em mesma massa específica seca e teores de umidade diferentes;
- Avaliar a influência do método de compactação sobre a resistência ao cisalhamento, sendo estudados os métodos de compactação estática e dinâmica.

1.2 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está estruturado em quatro capítulos. O primeiro capítulo contempla a introdução, onde estão presentes o objetivo geral, os objetivos específicos, justificativa da pesquisa e estrutura do trabalho. O segundo capítulo contempla a revisão bibliográfica sobre o assunto de estudo. O terceiro capítulo apresenta os materiais utilizados durante o estudo e a metodologia adotada para realizar os objetivos determinados. O quarto capítulo apresenta o cronograma do estudo, apresentando as atividades realizadas e a previsão do período em que serão executadas. Por fim, estão apresentadas as referências que serviram de embasamento para o estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item será apresentado o embasamento teórico do presente estudo, onde constam conceitos sobre fenômenos relacionados a mecânica dos solos, como cisalhamento (subitem 2.1), compactação (subitem 2.2) e influência da compactação no cisalhamento (subitem 2.3).

2.1 Cisalhamento no solo

Quando comparada a maior parte dos outros materiais estruturais, as propriedades de tensão-deformação do solo se mostram mais complexas devido a influência da poropressão. O conceito de poropressão é observado em solos saturados e trata-se da pressão exercida pela água, atuando com igual intensidade em todas as direções. Trata-se de um importante conceito no entendimento do princípio de tensões efetivas proposto por Terzaghi (1936), que diz que a tensão normal total em qualquer ponto de um solo saturado consiste em duas partes, a pressão neutra e a tensão transmitida pelo contato entre as partículas de solo, chamada de tensão efetiva (TERZAGHI et al., 1996).

Segundo Das (2007, p. 183), o princípio da tensão efetiva trata-se de provavelmente o conceito mais importante da geotecnia, e pode ser definido em resumo como a tensão efetiva pode ser definida aproximadamente como “a força por unidade de área suportada pelo esqueleto do solo”.

De acordo Terzaghi e Peck (1967) uma mudança na pressão neutra praticamente não produz variações de volume e praticamente não tem influência no estado de tensões para a ruptura do solo, e que as mudanças efetivas no estado de tensões, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento, ocorrem devido a mudanças nas tensões efetivas.

Se as tensões atuantes no solo atingirem um valor crítico, o solo irá romper. Em alguns casos, a ruptura do solo é devido a tensões de tração, porém na maior parte dos problemas de engenharia a ruptura do solo ocorre por tensões de cisalhamento (TERZAGHI; PECK, 1967).

Segundo Pinto (2006), a resistência do solo ao cisalhamento é definida como a máxima tensão de cisalhamento que o mesmo suporta sem que haja ruptura, ou então, a tensão de cisalhamento no plano de ruptura do solo.

Sendo assim o conhecimento da resistência ao esforço cisalhante é importante para a execução de obras de engenharia envolvendo o solo como material predominante, como: fundações de barragens, estabilidade de taludes de corte ou aterro, túneis, capacidade de carga de sapatas e estacas, entre outros (CAPUTO, 1988; TERZAGHI et al., 1996). Além da importância direta em obras de terra, influencia também na segurança de edificações, rodovias e ferrovias localizadas próximas as mesmas pois, segundo Terzaghi et al. (1996) a resistência ao cisalhamento é o principal parâmetro no comportamento de deslizamentos de terras.

Segundo Terzaghi et al. (1996), as ligações formadas entre as áreas de contato das partículas de solo, juntamente com o entrosamento das partículas, resistem a movimentos tangenciais e de deslizamento, determinando a resistência do solo ao cisalhamento. A densidade também é um fator importante na resistência ao cisalhamento e, sendo assim, porosidade, índice de vazios e teor de umidade também. De acordo com Mitchell e Soga (2005) a resistência ao cisalhamento de um solo depende de vários fatores, tensão efetiva (σ'), coesão no estado de tensões efetivas (c'), ângulo de atrito no estado de tensões efetivas (ϕ'), índice de vazios (e), composição (C), histórico de tensões (H), temperatura (T), deformação (ϵ), taxa de deformação ($\dot{\epsilon}$) e estrutura do solo (S), resultando em uma equação final conforme a Equação 1.

$$\tau = F(e, c', \phi', \sigma', C, H, T, \dot{\epsilon}, \epsilon, S) \quad (1)$$

De forma geral, para a maior parte dos problemas de engenharia envolvendo solos, os principais parâmetros na determinação da resistência ao cisalhamento são o atrito e a coesão, constantes que relacionam a resistência ao cisalhamento do solo com a tensão efetiva que nele atua, resultando no critério de ruptura de Mohr-Coulomb representado na Equação 2. (CRAIG, 2007; DAS, 2007; PINTO, 2006).

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (2)$$

2.1.1 Atrito

Segundo Pinto (2006), a resistência por atrito entre as partículas de solo pode ser apresentada de forma análoga ao problema físico de força de atrito, representada usualmente de forma básica por um corpo deslizando sobre uma superfície inclinada.

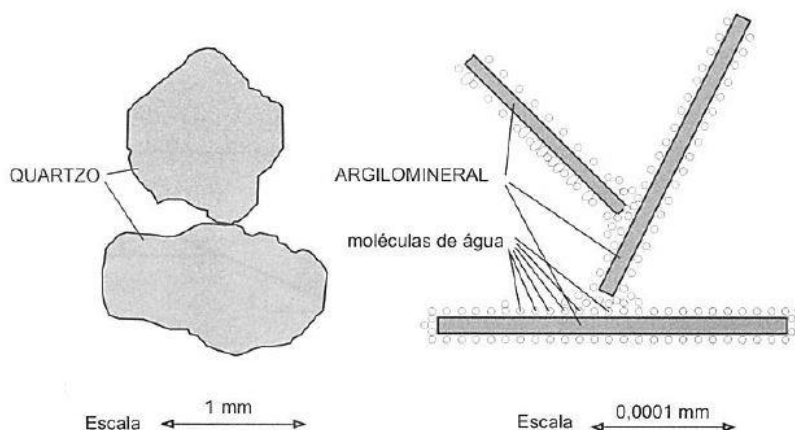
O comportamento do atrito em solos é diferente do citado porque “o deslocamento envolve um grande número de grãos, que podem deslizar entre si ou rolar uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontrarem no percurso”. (PINTO, 2006, p. 261).

O coeficiente utilizado na equação do critério de falha de Mohr-Coulomb como ângulo de atrito (ϕ') é influenciado por resistência ao deslizamento dos grãos em contato, resistência a variação de volume, rearranjo de grãos e esmagamento de grãos (MITCHELL; SOGA, 2005).

O atrito em solos apresenta comportamento diferente em estados de movimentação diferentes. Lambe e Whitman (1969) salientam que a força de cisalhamento necessária para dar início ao deslizamento entre duas superfícies é maior que a força necessária para manter o movimento. Sendo assim, o atrito estático mostra-se maior que o atrito cinético.

Além da diferença do atrito pelos estados de movimento, existe diferença também entre a força de atrito transmitida por partículas de areia e partículas de argila. Pinto (2006) enfatiza que nas areias o contato entre os grãos ocorre entre as superfícies dos minerais, devido a expulsão da água nesse tipo de solo. Quando se tratando de argilas, devido ao fato do número de partículas ser extremamente maior que nas areias e que a parcela de força transmitida pelos contatos é reduzida devido a existência de água envolvendo as partículas de argila. A diferença de contato entre os grãos de areia e argila é apresentada na Figura 1 apresentada a seguir.

Figura 1 - Contato dos grãos de areia e argila



Fonte: PINTO (2006).

Segundo Kryzhanovskii et al. (1983) o ângulo de atrito de um solo granular depende de sua composição granulométrica, e é independente de sua densidade inicial, trajetória de tensões e deformações.

2.1.2 Coesão

De acordo com Mitchell e Soga (2005) a coesão real é a resistência ao cisalhamento existente além da gerada pelo atrito entre as partículas, resultando da aderência entre as partículas de solo na ausência de esforços externos.

Mitchel e Soga (2005), propuseram três possíveis procedências para a coesão real, sendo elas cimentação, atrações eletrostáticas e eletromagnéticas e ligação de valência primária e adesão. Lambe e Whitman (1969) citam que o tempo, intemperismo e perda de umidade influenciam na coesão real.

A cimentação ocorre devido a ligações químicas entre as partículas, sendo essas geradas por carbonatos, sílica, alumínio, óxido de ferro e matéria orgânica. Deve-se observar, porém, que em grandes deformações, quando a ligação por cimentação for quebrada, a resistência do solo passa a apresentar valores semelhantes a solos que não apresentam cimentação (MITCHELL; SOGA, 2005).

Atrações eletrostáticas e eletromagnéticas tornam-se significantes para tensões superiores a 7 kPA e distâncias entre as partículas de solo menores que 2,5 mm (MITCHELL; SOGA, 2005).

Adesão por sua vez, pode ser observada em casos de argilas normalmente adensadas as quais são descarregadas, a sua resistência não diminui de forma proporcional a redução da tensão efetiva. A razão pela qual isso é observado pode ser devido a adesão entre as partículas, resultante da formação de ligação de valência primária nos pontos de contato das partículas (MITCHELL; SOGA, 2005).

Ainda de acordo com Mitchell e Soga (2005), uma coesão aparente pode ser formada por tensões de capilaridade no solo, a qual não se trata de coesão real e sim uma resistência por atrito gerada pela poropressão negativa.

2.1.3 Ensaio de laboratório

Segundo Das (2007), existem diversos ensaios para se determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, sendo alguns deles:

- Ensaio de cisalhamento direto;
- Ensaio triaxial;
- Ensaio de cisalhamento simples;
- Ensaio de cisalhamento anular ou *ring shear*.

Das (2007) afirma ainda que o ensaio triaxial é um dos mais confiáveis na determinação dos parâmetros da resistência ao cisalhamento, e que juntamente com o ensaio de cisalhamento direto são os dois mais utilizados. O ensaio de cisalhamento direto mesmo que não apresente a mesma confiabilidade do ensaio triaxial ainda apresenta bons resultados e trata-se de um ensaio simples e econômico.

O ensaio de cisalhamento direto consiste na determinação da tensão de cisalhamento necessária para provocar a ruptura de um solo, posicionado dentro de uma caixa bipartida, sob uma tensão normal e trata-se do ensaio mais antigo na determinação da resistência ao cisalhamento. A caixa bipartida é dividida horizontalmente em duas metades, sendo que a força de cisalhamento aplicada move uma das metades em relação a outra (CAPUTO, 1988; DAS, 2007; TERZAGHI et al., 1996).

Das (2007) diz que o ensaio de cisalhamento direto pode ser de tensão controlada ou deformação controlada, dependendo do equipamento utilizado, sendo uma vantagem do ensaio de deformação controlada é a possibilidade de observação da resistência de cisalhamento de pico e resistência de cisalhamento inferior para os

casos de areias compactas. Quando comparados os ensaios de deformação controlada com o de tensão controlada, o que apresenta resultados mais similares a situações reais são os de tensão controlada.

O ensaio de cisalhamento direto apresenta diversas desvantagens, como alterações na área da superfície de deslizamento ao longo do ensaio e a não uniformidade na distribuição das tensões de cisalhamento. A não uniformidade na distribuição das tensões faz com que a ruptura ocorra progressivamente das extremidades para o centro da amostra resultando em um valor de resistência de pico inferior ao valor real. (ROSCOE, 1953; TERZAGHI et al., 1996). Além disso, Head e Epps (2011) citam a poropressão não mensurada e o fato da amostra ser forçada a cisalhar ao longo de um plano pré-definido (o plano de deslizamento entre a parte inferior e a superior da caixa bipartida).

2.2 Compactação

Compactação pode ser definido como o processo, manual ou mecânico, de aumentar a densidade de um solo através da redução de vazios, aumentando assim sua resistência e estabilidade (CAPUTO, 1988; CRAIG, 2007).

Na solução de diversos problemas de engenharia é necessária a melhoria das propriedades do solo, de forma que se torne capaz de sustentar os carregamentos nele aplicados sem danos a sua estrutura, sendo a compactação uma das formas de se obter a melhoria desejada (RAGHAVAN; OHU, 1985). Entre as formas de aplicação que exigem que o solo esteja em estado compactado, Mitchell (1969) cita:

- Contenção de água: em reservatórios, canais e barragens;
- Suporte para carregamentos móveis: em rodovias, aeroportos;
- Suporte para carregamentos estáticos: em fundações de edificações, pilares de pontes, aterros e barragens.

Quando se tratando das propriedades do solo, Mitchell (1969) enfatiza ainda que os principais motivos para a compactação são:

- Redução da compressibilidade;
- Aumento da resistência;
- Para controlar as tendências de variação de volume;
- Redução da permeabilidade;
- Controle das propriedades resilientes;

- Suscetibilidade ao gelo.

Para entender o estado de compactação de um solo *in situ* e a máxima compactação que ele pode atingir (massa específica máxima), são empregados ensaios de laboratórios para obter-se valores estimados desses parâmetros (RAGHAVAN; OHU, 1985).

2.2.1 Fatores que influenciam a compactação

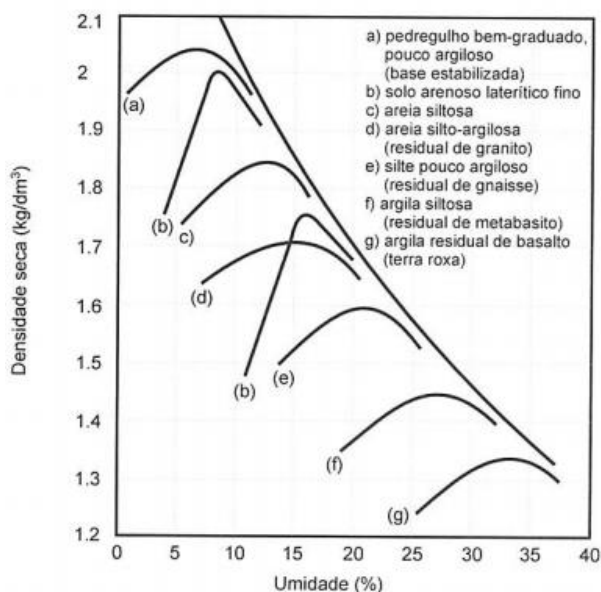
De acordo com Rico e Del Castillo (2005), é possível compactar um determinado solo de diversas maneiras sendo que para cada uma delas o resultado encontrado será diferente. Além disso, uma mesma forma de compactação, quando aplicada a diferentes solos, apresentará resultados diferentes de um material para outro. Ainda, para um determinado solo, quando aplicada a mesma forma de compactação várias vezes, é possível encontrar diversos resultados, se entre um ensaio e outro algumas condições forem modificadas.

O elevado número de resultados que se pode obter para o ensaio de compactação mostra que esse é influenciado por diversos fatores. Entre os principais fatores que influenciam no comportamento da compactação de um solo Rico e Del Castillo citam (2005) a natureza do solo, o método de compactação, a energia de compactação, o teor de umidade do solo, a temperatura, entre outros fatores.

1) A natureza do solo - a granulometria do solo influencia na compactação. O comportamento de solos coesivos é diferente do comportamento de solos granulares (RICO; DEL CASTILLO, 2005). Para solos coesivos, podem resultar em diferentes arranjos dos grãos do solo para uma mesma densidade (LAMBE, 1958 apud BELL, 1977).

De acordo com Pinto (2006), solos argilosos apresentam valores típicos de massa específica seca máxima entre 1,4 e 1,5 kg/dm³ e teor de umidade ótimo entre 25 e 30%, enquanto solos arenosos contendo pedregulhos apresentam massa específica seca máxima de 2 a 2,1 kg/dm³ e teor de umidade entre 9 e 10%, para compactação dinâmica com energia normal do Proctor. A variação dos valores típicos de massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo conforme a natureza do material, para essa situação de compactação, é apresentada na Figura 2.

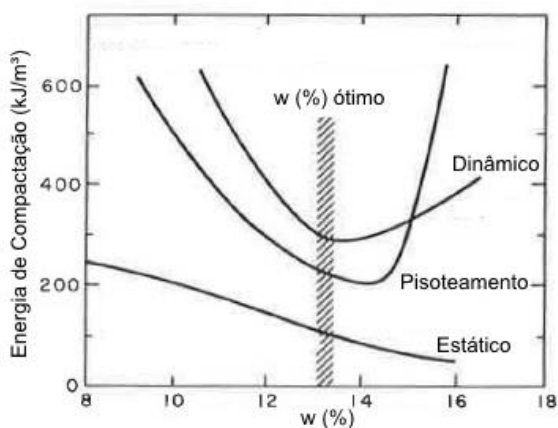
Figura 2 - Curvas de compactação típicas de alguns solos brasileiros.



Fonte: PINTO (2006).

2) O método de compactação - Em laboratório, classificam-se os métodos de compactação em três diferentes tipos: compactação estática, compactação dinâmica e compactação por pisoteamento (RICO; DEL CASTILLO, 2005). Bell (1977) estudou o comportamento de uma argila areno-siltosa quando submetida a diferentes métodos de compactação, concluindo que, para qualquer teor de umidade, a compactação estática apresenta-se como a mais eficiente. A Figura 3 apresenta os valores de energia necessários para atingir a massa específica seca máxima para os três diferentes métodos de compactação.

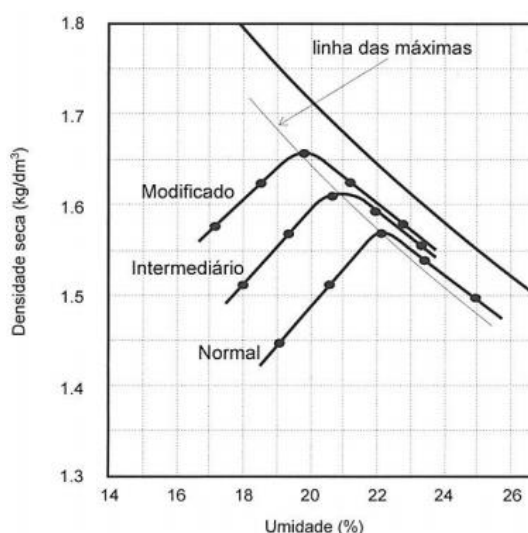
Figura 3 - Eficiência dos métodos de compactação.



Fonte: Adaptado de Bell (1977).

3) A energia de compactação - a energia de compactação é um dos fatores mais influentes no resultado da compactação, visto que para uma maior energia, maior será a redução de vazios do solo e, conseqüentemente, maior a massa específica seca máxima. Porém a relação do aumento da energia com o aumento da massa específica seca máxima não se comporta de maneira igual no ramo seco e no ramo úmido da curva de compactação. Pinto (2006) afirma que quando analisado o comportamento no ramo seco, quanto maior a energia aplicada maior será o ganho de massa específica seca máxima, porém, quando analisado o ramo úmido um maior esforço pouco altera o resultado encontrado. A Figura 4 apresenta curvas de compactação genéricas para diferentes energias de compactação.

Figura 4 - Curva de compactação para diferentes energias de compactação.



Fonte: PINTO (2006).

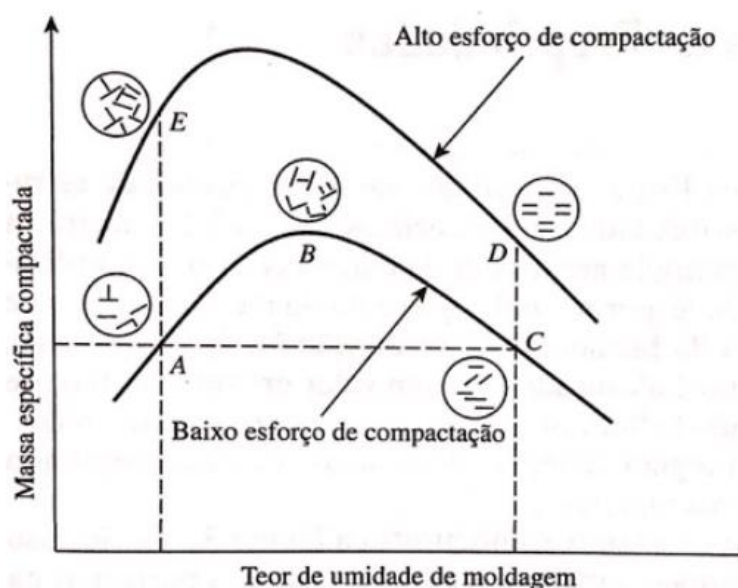
4) O teor de umidade do solo - de acordo com Rico e Del Castillo (2005) desde os primeiros estudos de Proctor verificou-se que a umidade é outra variável fundamental no comportamento do solo quando submetido a compactação, e que existe um teor de umidade em que o procedimento de compactação atinge uma massa específica seca máxima. Esse teor de umidade é chamado de teor de umidade ótimo.

Quando se tratando de solos coesivos, o teor de umidade tem influência também na estrutura das partículas após a compactação. Se a argila for compactada no ramo seco da curva de compactação a sua estrutura será floculada, enquanto se for compactada no ramo úmido apresentará estrutura dispersa (LAMBE, 1958 apud

DAS, 2007). A Figura 5 apresenta o efeito da compactação nos solos coesivos estudado por Lambe.

5) Temperatura - principalmente em campo, a temperatura tem importante influência na compactação, visto que uma elevada temperatura contribui para a evaporação da água do solo.

Figura 5 - Efeito da compactação na estrutura de solos coesivos.



Fonte: LAMBE (1958) apud DAS (2007).

2.3 Efeito da compactação na resistência ao cisalhamento

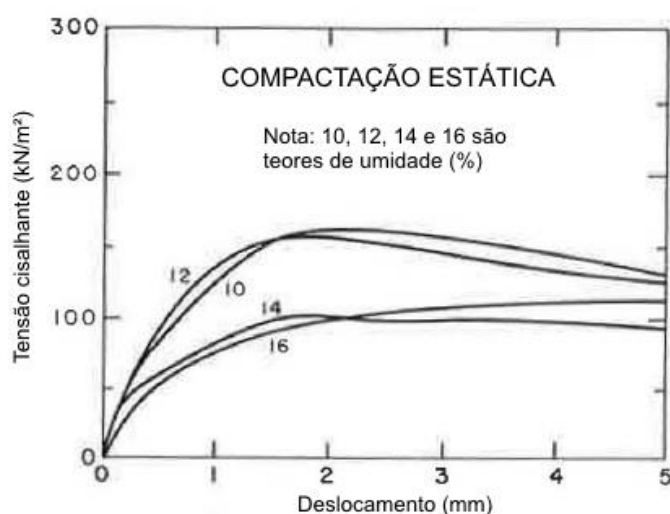
Como já apresentado, a compactação melhora a resistência do solo ao cisalhamento. A influência indireta sobre a resistência ao cisalhamento de fatores que influenciam diretamente na compactação já foi estudada por diversos autores. Bell (1977), estudou curvas típicas de resistência ao cisalhamento de uma argila silto-arenosa de baixa plasticidade, com classificação unificada CL-ML, em diferentes umidades, compactados de forma estática (apresentada na Figura 6) e dinâmica (apresentada na Figura 7), onde o teor de umidade ótimo do solo estudado foi de cerca de 13,5% e peso específico seco de 18,5 kN/m³. Concluiu em seu trabalho que o método de compactação estática se mostra mais eficiente para o solo estudado.

Em contrapartida, Rico e Del Castillo (2005) afirmam que o método de compactação estática não reproduz adequadamente nenhum método de

compactação em campo, o que torna necessária a análise por outras formas de compactação.

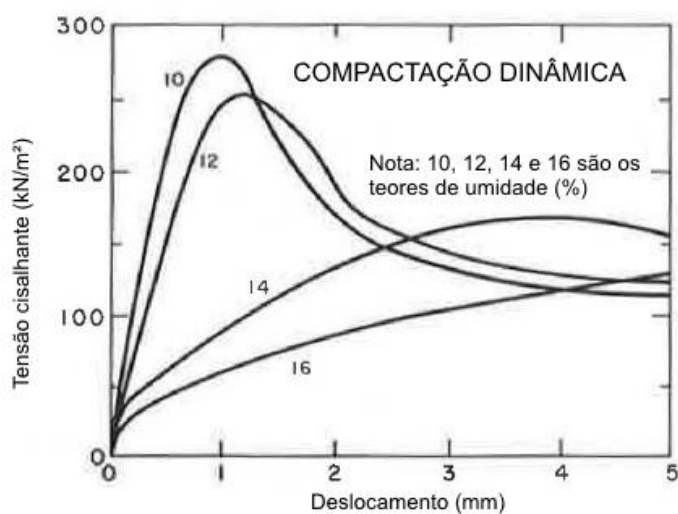
Ainda que não se assemelhe com métodos de compactação em campo, conhecer o comportamento do solo compactado sob mais de uma forma de compactação, pode se mostrar interessante para estimar o comportamento de solos compactados em campo com métodos que não produzam tanta vibração e deformação.

Figura 6 - Curva típica de tensão de cisalhamento para compactação estática.



Fonte: Adaptado de BELL (1977).

Figura 7 - Curva típica de tensão de cisalhamento para compactação dinâmica.



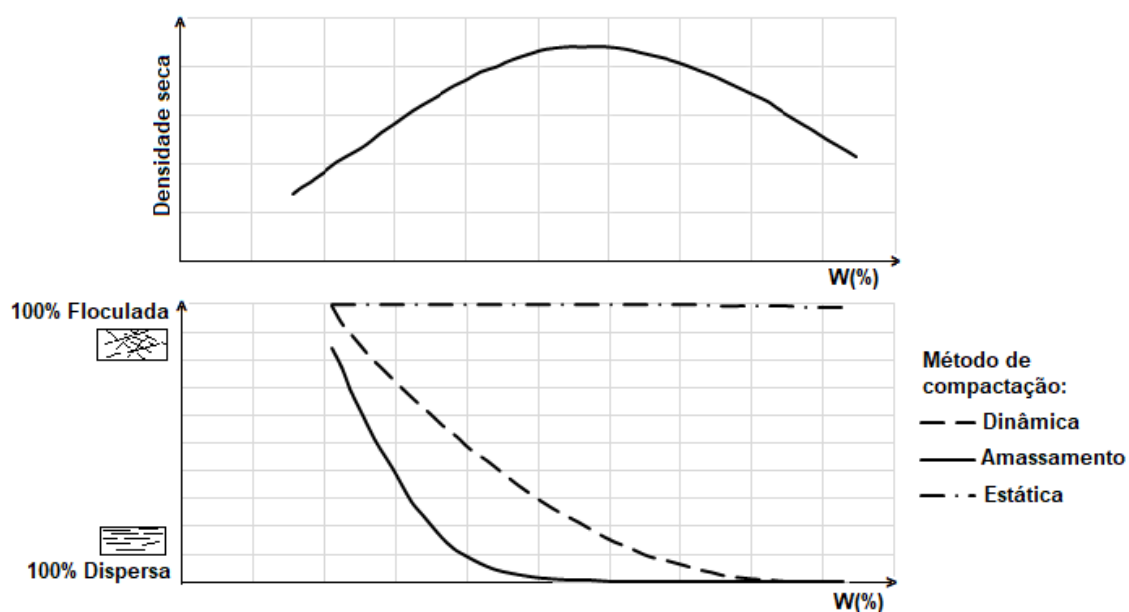
Fonte: Adaptado de BELL (1977).

Além disso, de acordo com Neves (1971) a estrutura das partículas de um solo argiloso (floculada ou dispersa) influencia na resistência ao cisalhamento e apresenta comportamento diferente quando submetida a diferentes métodos de compactação. A Figura 8 apresenta a variação da estrutura das partículas em função da umidade para diferentes métodos de compactação.

Analisando as curvas apresentadas na Figura 8, é possível perceber que quando compactado estaticamente o solo tende a apresentar uma estrutura floculada, começando a apresentar orientações dispersas para teores de umidades relativamente altos em relação ao ótimo. Já para a compactação dinâmica e por pisoteamento observa-se que a medida que o teor de umidade aumenta, o solo tende a apresentar uma estrutura cada vez mais dispersa.

De acordo com Seed e Chan (1959, apud Werk, 2000) isso se deve ao fato que quando compactado estaticamente, poucas deformações cisalhantes ocorrem no solo, fazendo com que o mesmo apresente estrutura floculada. E quando compactado dinamicamente, o impacto e vibração do método de compactação resultam em grandes quantidades de deformações cisalhantes, fazendo com que a argila apresente uma estrutura dispersa.

Figura 8 - Estrutura do solo em função da umidade sob diferentes métodos de compactação.



Fonte: Adaptado de NEVES (1971)

2.3 Barragens de terra

De acordo com Fao (2011), barragens de terra são estruturas compactadas, utilizadas desde os tempos mais antigos para barramentos de água, que utilizam sua própria massa para resistir ao tombamento e ao deslizamento.

Entre as vantagens na opção pela utilização de barramentos de terra, Fao (2011) cita o fato de utilização de materiais presentes no próprio local ou proximidades, projeto relativamente mais simples em relação a outros tipos de barragem, e o fato de se comportarem melhor perante a movimentação do solo do que estruturas mais rígidas.

Em contrapartida, Fao (2011) cita como algumas das desvantagens o fato de ser facilmente danificada pela água batendo contra o barramento e a necessidade de manutenção contínua a fim de evitar erosão, crescimento de árvores, sedimentação entre outros.

A segurança de barragens trata-se de algo extremamente importante a ser considerado durante o dimensionamento visto os elevados riscos de vida e materiais que uma tragédia envolvendo a estrutura geralmente englobaria. De acordo com Terzaghi et al. (1998) barragens de terra podem romper por:

- Transbordamento ou galgamento;
- Rompimento ou deslizamento de talude;
- Erosão interna ou *piping*;
- Erosão subsuperficial.

Massad (2003) acrescenta ainda que os efeitos de ondas podem causar sulcos de erosão, e a chuva sobre o talude de jusante pode causar também efeito erosivo.

Segundo Terzaghi et al. (1996), o transbordamento ou galgamento, pode ser evitado através de projeto conservador de vertedouro ou previsão de borda livre suficientemente grande. Já a ruptura ou deslizamento de talude, pode ser evitado através de projeto de estabilidade adequado, atentando sempre ao problema de poropressão encontrado durante a construção de barragens.

De acordo com Uemura et al. (2008), o *piping* trata-se do fenômeno de erosão interna de um maciço de solo, iniciado através de condições de gradiente hidráulico crítico. Isso provoca a abertura de canais de forma progressiva dentro do maciço, ocorrendo o carreamento de partículas de solo devido a percolação de água.

Ainda segundo Uemura et al. (2008), enquanto o fenômeno de galgamento ou transbordamento é mais crítico em períodos chuvoso, o *piping* apresenta-se mais crítico em períodos de seca. Isso é atribuído ao fato de nesses períodos o reservatório se encontra com alto volume de água causando, conseqüentemente, maiores danos à jusante.

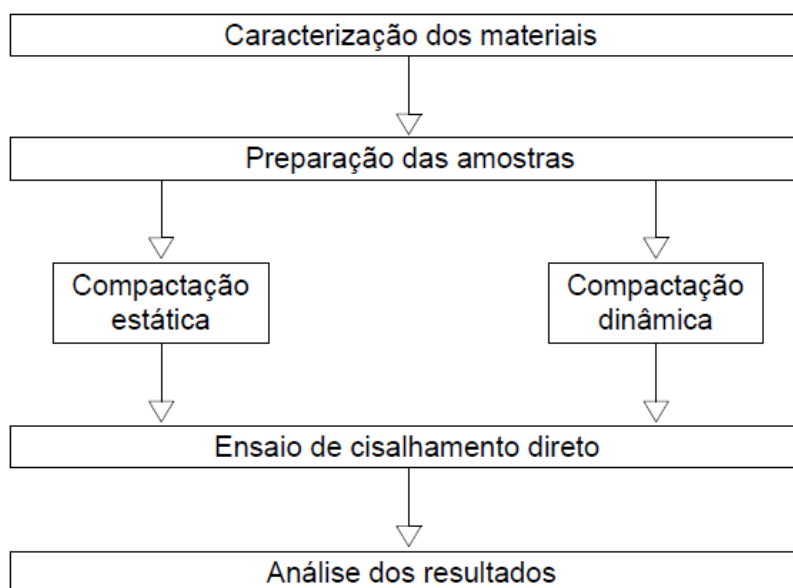
Tratando do problema de erosão subsuperficial, Terzaghi et al (1996), diz que sérios problemas de ruptura podem ocorrer devido a esse fenômeno, visto que se trata de um fenômeno que não apresenta aviso e pode ocorrer após anos de funcionamento da barragem. A erosão pode iniciar à nascente, devido a um problema de infiltração, prosseguindo em direção ao reservatório por caminhos de menor resistência. Quando o canal de erosão atinge o reservatório, o desprendimento da água pode destruir a barragem e devastar o vale próximo.

Foster et al. (2000) afirma que a frequência média estimada de rompimento de grandes barragens de aterro é de 1,2% durante sua vida útil. Essa frequência cai para 1,1% quando analisando dados de rompimento durante funcionamento. O autor afirma ainda que são conhecidos 136, durante operação o número cai para 124, casos de rompimentos de grandes barragens até o ano de 1986, sendo a causa de ruptura destes divididas em: 48,4% devido a galgamento, 46,1% devido ao *piping*, 5,5% devido a deslizamentos, 1,6% devido a terremotos e 5,9% devido a causas desconhecidas. O número de rupturas ultrapassa 100% devido ao fato de, segundo o autor, algumas barragens apresentarem o rompimento por múltiplas causas.

3 METODOLOGIA

O programa experimental é apresentado em forma de fluxograma na Figura 9 e foi realizada no Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa.

Figura 9 - Fluxograma do estudo.



Fonte: Autoria própria.

3.1 Métodos

A metodologia do estudo partiu da caracterização do material, a qual servirá de base para o estudo da resistência ao cisalhamento do material.

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado inicialmente em amostras representando alguns pontos ao longo da curva de compactação. Esses pontos estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Pontos de realização do ensaio de cisalhamento direto localizados sobre a curva de compactação com energia normal.

w(%)	ρ_d (kg/dm ³)	e
13,5	1,78	0,49
15	1,81	0,47
16,5	1,79	0,49

Fonte: Autoria própria.

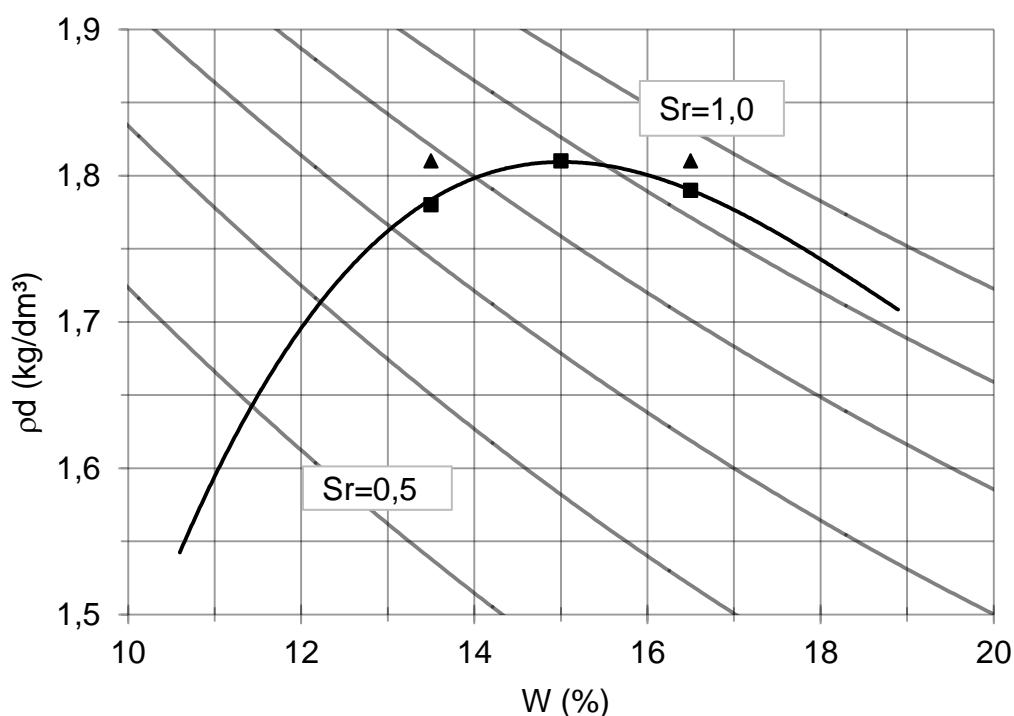
Posteriormente, foram analisados pontos que apresentem mesma massa específica seca, porém em teores de umidade diferente, os quais estão apresentados na Tabela 2. A Figura 10 apresenta a posição desses novos pontos na curva de compactação.

Tabela 2 – Pontos de mesmo índice de vazios e diferentes teores de umidade.

w (%)	ρ_d (kg/dm ³)	e
13,5	1,81	0,47
15	1,81	0,47
16,5	1,81	0,47

Fonte: Autoria própria.

Figura 10 – Representação dos pontos de análise sobrepostos a curva de compactação com energia normal.



Fonte: Autoria própria.

3.1.1 Caracterização do material

De posse do material de estudo, prosseguiu-se com os procedimentos de preparação de amostras para ensaios de caracterização e compactação, conforme

orienta a NBR 6457 (ABNT, 2016). Os ensaios de caracterização realizados no presente estudo, juntamente com suas respectivas normas de execução, foram:

a) Granulometria com sedimentação - devido ao fato de 100% do material ser passante na peneira #2,0mm, não foi realizado peneiramento grosso. Procedeu-se com o ensaio de sedimentação seguido do peneiramento fino obedecendo a NBR 7181 (ABNT, 2016). A Figura 11 apresenta fotos da realização do ensaio.

Figura 11 - Sedimentação e peneiramento fino.



Fonte: Autoria própria.

b) Limites de Atterberg – Foram realizados ensaios de limite de plasticidade e limite de liquidez de acordo com as normas NBR 7180 (ABNT, 2016) e NBR 6459 (ABNT, 2016) respectivamente. A Figura 12 apresenta fotos da realização dos ensaios.

Figura 12 - Limites de Atterberg.



Fonte: Autoria própria.

c) Massa específica dos grãos – Na ausência de uma norma atualizada para o ensaio de massa específica dos grãos para material passante na peneira #4,8mm, o ensaio foi realizado de acordo com a norma cancelada NBR 6508 (ABNT, 1984). A Figura 13 apresenta o momento da aplicação do primeiro vácuo, com duração de 15 minutos, e a realização do banho maria, com duração de 30 minutos.

Figura 13 - Aplicação de vácuo e banho maria no picnômetro.



Fonte: Autoria própria.

d) Ensaio de compactação - Deve-se observar que o ensaio de compactação foi realizado de forma adaptada ao que orienta a NBR 7182 (ABNT, 2016) devido a estudos de permeabilidade paralelos ao estudo apresentado no presente trabalho, apresentado em Oliveira et al (2019), nos quais as células de ensaio de permeabilidade foram utilizadas como molde de compactação. A adaptação realizada trata-se da substituição do cilindro metálico por cilindro de PVC de parede rígida, apresentado na Figura 14, observando que o mesmo não apresentasse deformações durante o ensaio de compactação.

Figura 14 - Molde adaptado para compactação.



Fonte: Autorial própria.

3.1.2 Preparação das amostras para ensaio de cisalhamento

A preparação dos corpos de prova foi dividida em: homogeneização da amostra de solo umedecida, determinação da massa de solo a ser utilizada no corpo de prova, compactação da amostra e saturação da amostra. A Figura 15, apresenta a sequência lógica para a preparação das amostras.

Figura 15 - Sequência de preparação de amostra.



Fonte: Autorial própria.

3.1.2.1 Determinação da massa de solo da amostra

Conhecendo a curva de compactação e o volume da célula de ensaio, foi possível determinar a massa de solo a ser adicionada no molde, de forma que atinja a massa específica desejada para cada teor de umidade.

3.1.2.2 Compactação da amostra para realização do ensaio de cisalhamento direto

As amostras submetidas ao ensaio de cisalhamento direto foram submetidas a compactação prévia de forma a atingir as características desejadas.

Para a verificação da influência do método de compactação sobre a resistência ao cisalhamento, optou-se por utilizar dois métodos de compactação: estático e dinâmico. Ambas foram realizadas com auxílio de um molde de compactação, com dimensões adequadas à célula de ensaio do equipamento de cisalhamento direto.

Na compactação estática, a massa de solo a ser determinada previamente foi posicionada no interior do molde entre duas placas metálicas quadradas que ficam posicionadas na parte inferior e superior da amostra. O molde, mostrado na Figura 16, é composto por duas placas “L” metálicas fixadas por parafusos. As placas quadradas utilizadas na base e topo do molde tem a função de distribuição das tensões de forma uniforme. A compactação estática foi realizada com auxílio de macaco hidráulico, comprimindo a amostra de forma que a mesma atinja o volume desejado.

Figura 16 - Molde de compactação da amostra.



Fonte: SCHRODER (2017).

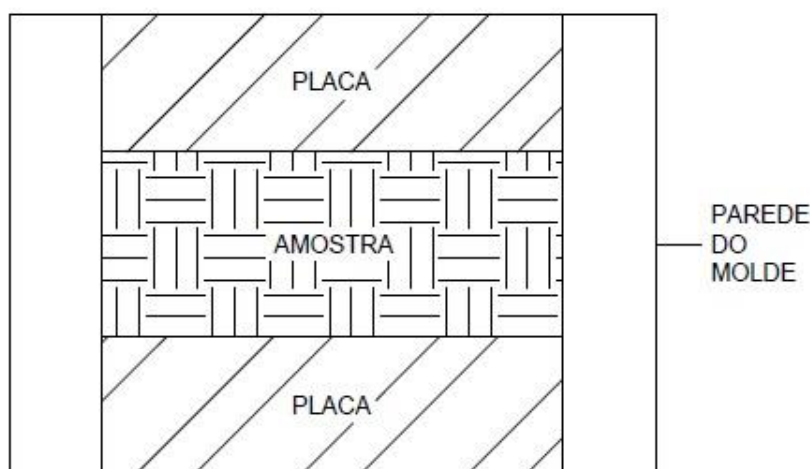
De forma a atender uma compactação uniforme da amostra, tomou-se o cuidado de que o solo estivesse posicionado o mais centrado possível no molde. Para isso a espessura das placas quadradas utilizadas no topo e na base do molde são praticamente a mesma. Esse cuidado, se deve ao fato de que, como já citado no item 2 (subitem 2.1.4), o ensaio de cisalhamento direto possui diversos pontos negativos,

sendo um deles o plano onde ocorre a ruptura do solo não representar o plano real de ruptura. A Figura 17 apresenta um esquema do resultado final da compactação.

Na compactação dinâmica, foi utilizado o soquete padrão do MCT para a aplicação dos golpes da amostra. A amostra foi posicionada no molde de forma semelhante a compactação estática, e posteriormente prosseguiu-se com os golpes. A altura de queda do soquete foi modificada para 15 cm afim de que fossem necessários um número representativo de golpes para atingir o índice de vazios desejado. O número de golpes aplicados foram 8.

As amostras foram compactadas na semana em que seriam submetidas ao ensaio de cisalhamento direto. De forma a não perder umidade, a amostra foi envolta por plástico filme e, posteriormente, mergulhadas na parafina. Além disso, foram depositadas em ambiente climatizado.

Figura 17 – Amostra após compactação.



Fonte: Autoria própria.

3.1.2.3 Saturação da amostra

A saturação das amostras foi realizada através da imersão das mesmas em água, dentro de um recipiente que comportasse o conjunto célula de ensaio + amostra, apresentado na Figura 18. O recipiente contém entrada para aplicação de vácuo, de forma que as bolhas de ar fossem adequadamente expulsas e respeitando também um tempo mínimo de 30 minutos. Após verificação de finalização do processo de

expulsão das bolhas de ar, será admitido que o solo estará saturado, onde será prosseguido com o ensaio de cisalhamento direto.

Figura 18 - Recipiente para saturação.



Fonte: Autoria própria.

3.1.3 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado no Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa com o equipamento da marca Contenco, mostrado na Figura 19, que possui funcionamento digital comandado pelo software da empresa. Além do funcionamento digital, a coleta de dados é realizada em sua totalidade de forma digital, também com o auxílio do software.

Figura 19 - Equipamento de cisalhamento direto.



Fonte: Autoria própria.

A determinação da resistência ao cisalhamento se dá através da aplicação de um esforço cisalhante pelo equipamento na célula de ensaio. Esse esforço é aplicado na parte inferior da caixa bipartida. Da parte superior da caixa bipartida parte um braço, no qual é aplicado o esforço de reação em sentido contrário ao esforço cisalhante. No sistema de reação do equipamento está presente uma célula de carga, através da qual é possível determinar o valor da força aplicada. Além da célula de carga, o equipamento conta com LVDT para leitura do deslocamento horizontal e vertical. Conhecendo a área da superfície cisalhada será possível determinar a tensão de cisalhamento, e plotar o gráfico em função da tensão normal atuante. Deverá ser observada a necessidade de correção da área da superfície cisalhada, a qual é alterada a medida que as duas partes da caixa bipartida deslizam.

A célula de ensaio, Figura 20, é composta por uma caixa bipartida (B – parte inferior e C – parte superior), duas pedras porosas (D), dois filtros de papel (A), duas placas perfuradas com ranhuras (E), um fundo removível (G) e o bloco de carregamento com rótula esférica (F). A seguir são apresentadas, de maneira breve, as funções de cada componente da célula de ensaio, e a ordem de posicionamento dos mesmos é apresentada na Figura 21.

A) Filtro de papel - utilizados com função de filtro de finos, a fim de não prejudicar a função da pedra porosa

B) e C) Caixa bipartida - de acordo com Head e Epps (2011), a caixa bipartida deve ser rígida o suficiente para resistir a distorção quando aplicado o carregamento.

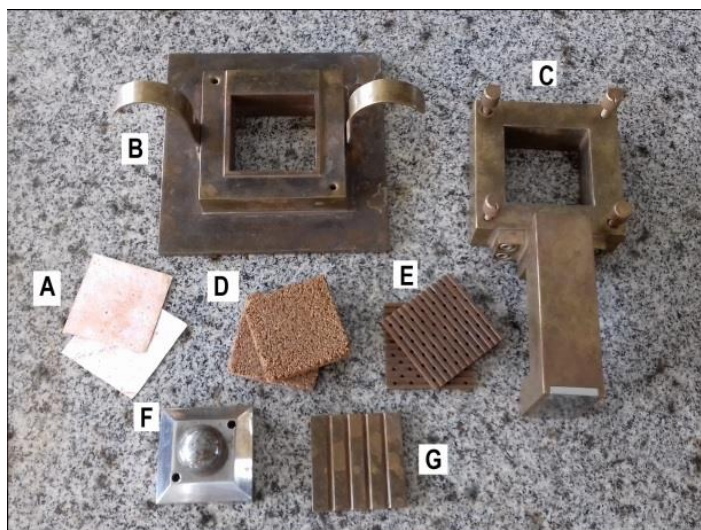
D) Pedra porosa - tem a função de auxiliar na drenagem da água presente na amostra.

E) Placa perfurada com ranhura - de acordo com Head e Epps (2011), a placa perfurada com ranhura permite que o esforço de cisalhamento seja transmitido de maneira uniforme ao longo do comprimento da amostra.

F) Bloco de carregamento com rótula esférica - tem a função de distribuir de maneira uniforme a tensão normal sobre a superfície da amostra.

G) Fundo removível - tem como função servir como base para os demais componentes e auxiliar na montagem e desmontagem do equipamento.

Figura 20 - Componentes da célula de ensaio.



Fonte: SCHRODER (2017).

Figura 21 - Ordem de posicionamento das partes do conjunto.



Fonte: Adaptado de HEAD E EPPS (2011).

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado com adensamento prévio da amostra, de forma que a mesma foi submetida ao adensamento até observar constância na deformação. Além disso, o ensaio de cisalhamento direto foi realizado na condição inundada, de forma que não perdesse umidade durante o processo de realização do ensaio, visto que durou cerca de 24 horas.

A velocidade do ensaio foi definida com base no trabalho realizado por Schroder (2017), onde a autora utilizou a velocidade de 0,2 mm/min para um solo com fração de argila de 82,9%, bem superior ao utilizado no presente trabalho. Sendo assim, optou-se pela utilização da mesma velocidade (0,2 mm/min) por se tratar de uma velocidade que não seria demasiadamente lenta, e com base no apresentado por Schroder (20017) suficientemente lenta para que não gerasse excesso de poropressão.

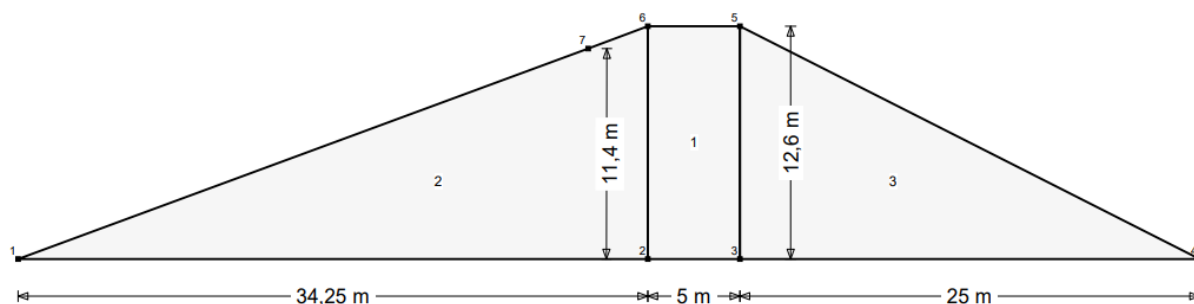
Foram realizados ensaios de cisalhamento direto para seis diferentes carregamentos normais, sendo 10, 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. Os dados foram analisados pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

3.1.4 Simulação de barragem em software

Para melhor visualização e análise dos resultados, foi realizada simulação da estabilidade de uma barragem com os diferentes resultados encontrados para ângulo de atrito e coesão, com auxílio do software Slope/w Geostudio 2018.

Foram utilizados dados de dimensões referentes a uma barragem construída em Quaraí-RS, a qual foi apresentado o dimensionamento e acompanhamento da construção por Abreu (2015). Essas dimensões estão apresentadas na Figura 22.

Figura 22 – Dimensões da barragem simulada.



Fonte: Adaptado de Abreu, 2015.

As seguintes configurações foram utilizadas durante as simulações:

- Tipo de análise: Bishop, Fellenius e Spencer;
- Nível da água: 11,4m;
- Poropressão de: linha piezométrica;
- Modelo do material: Mohr-Coulomb;
- Peso específico, coesão e ângulo de atrito: variável com a análise;
- Terreno natural: rocha impermeável.

Foram realizadas simulações para o maior valor de ângulo de atrito encontrado pelos ensaios realizados e para o menor valor. Após, foi realizada a simulação com um valor intermediário. Foram realizadas apenas três análises devido ao fato de que para tensões normais superiores a 50 kPa, como para o caso de estudo, os valores de ângulo de atrito e coesão apresentaram variação insignificativa.

3.2 Solo de estudo

O solo utilizado no estudo foi coletado em uma jazida localizada no bairro Caverá, na cidade de Alegrete, a qual pertence a uma empresa da cidade e fornece material frequentemente para obras na cidade. A Figura 23 apresenta uma imagem de satélite da jazida de coleta.

Figura 23 – Imagem de satélite da jazida.



Fonte: Google Earth, em 14/06/2019.

Pelas metodologias de classificação do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e Transportation Research Board (TRB) o solo é classificado respectivamente como SC - areno argiloso e A-4 - siltoso com índice de grupo (IG) igual a 8.

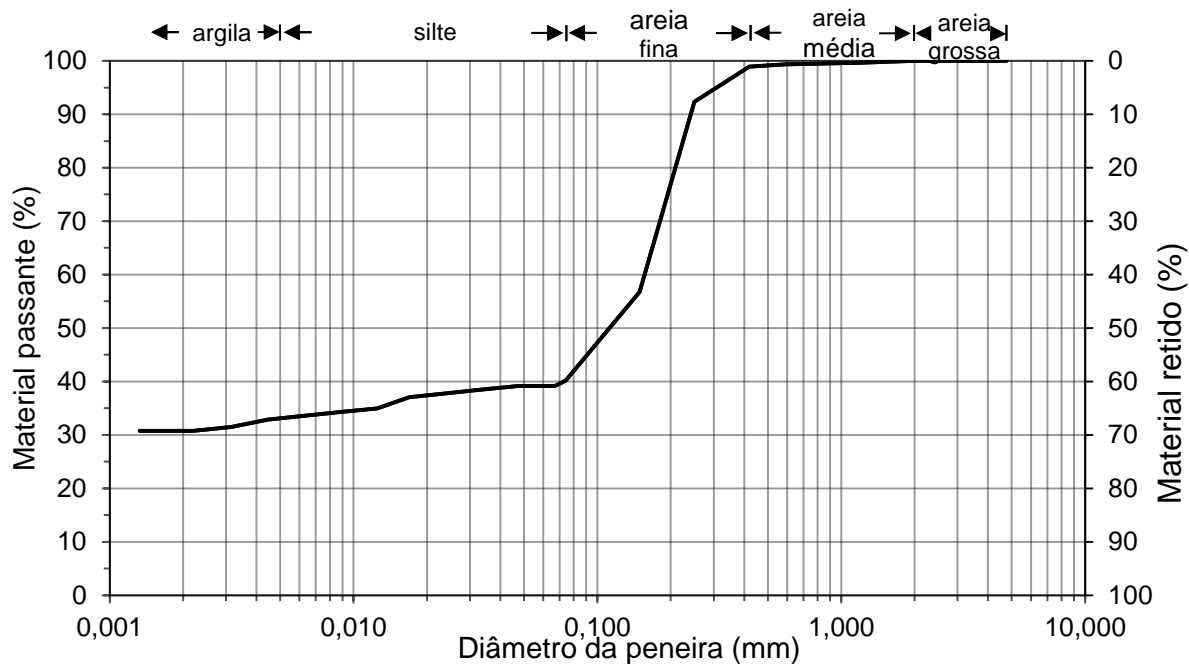
A Figura 24 apresenta a granulometria do solo de estudo, e a Figura 25 a curva de compactação para energia normal e compactação dinâmica. A Tabela 3 apresenta a distribuição do material com a base ASTM, os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), densidade relativa dos grãos (Gs) e índice de atividade coloidal (Ia).

Tabela 3 – Proporção de material, limites de Atterberg e densidade relativa.

Areia grossa (4,8 - 2,0mm)	Areia média (2,0 - 0,42mm)	Areia fina (0,42-0,075 mm)	Silte (0,075 - 0,005 mm)	Argila (<0,005mm)
0,00%	1,10%	58,80%	7,10%	33,00%
	LL			25%
	LP			16%
	IP			9%
	Gs			2,63
	IA			0,29

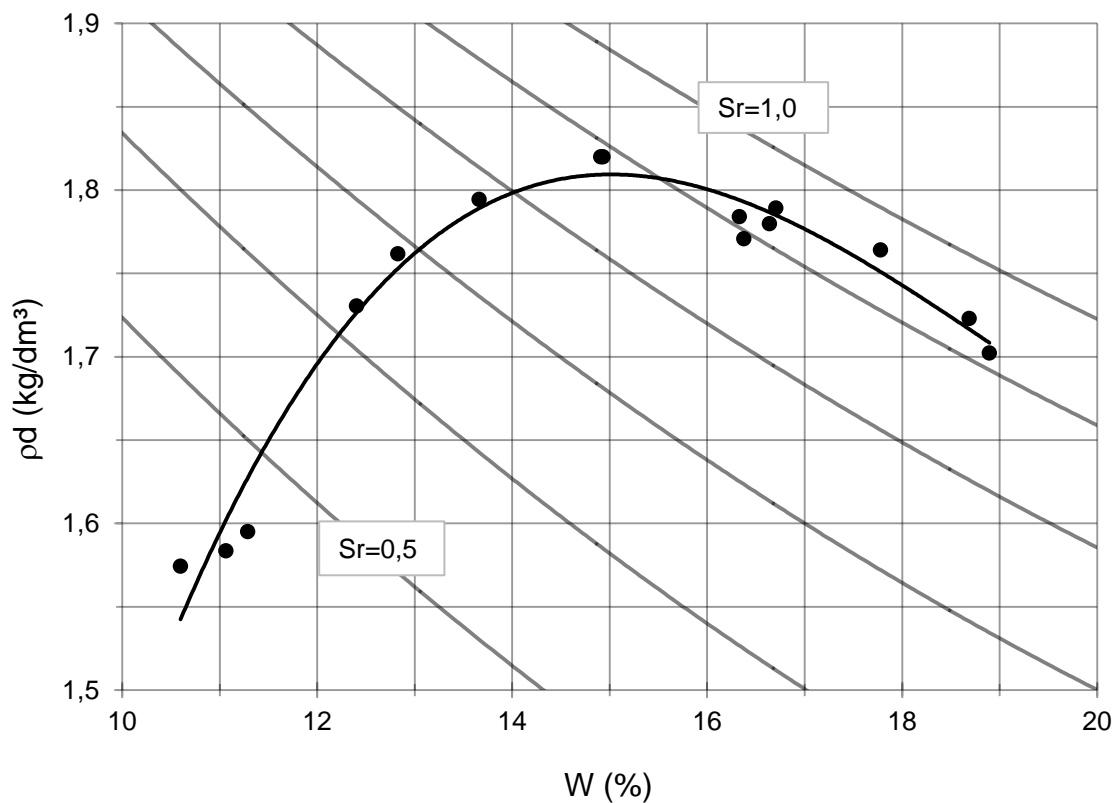
Fonte: Autoria própria.

Figura 24 – Granulometria.



Fonte: Autoria própria.

Figura 25 – Curva de compactação para energia normal e compactação dinâmica.



Fonte: Autoria própria.

Como o índice de plasticidade ficou entre 7 e 15, o solo é classificado com média plasticidade. Pelo índice de atividade, verifica-se que a fração de argila presente no solo é classificada como inativa.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados serão apresentados de forma a estarem preferencialmente ligados a algum parâmetro de comparação, os gráficos individuais serão apresentados nos apêndices do presente trabalho. Inicialmente foram analisados os comportamentos das curvas tensão x deformação e variação volumétrica, após isso, apresentadas e analisadas as envoltórias de ruptura para os pontos localizados sobre a curva de compactação, compactados de forma estática e dinâmica. Posteriormente foram apresentados os pontos de energia de compactação alterada de forma que atingissem a massa específica seca igual a massa específica seca da curva de compactação para energia normal, aproximadamente $1,81 \text{ g/cm}^3$. Após isso foi analisado o efeito do método de compactação, comparando as compactações estáticas e dinâmicas. Por fim, foi apresentada a análise de estabilidade do corpo da barragem realizada com auxílio do software Geostudio.

As curvas tensão x deformação, variação de altura x deformação e envoltórias de ruptura estão apresentadas nos apêndices do presente trabalho, separadas pelos teores de umidade de compactação.

As curvas referentes ao adensamento das amostras estão apresentadas no Apêndice 6 e Apêndice 7 do presente trabalho. Vale ressaltar que as curvas onde o gráfico aparenta ter sido finalizado com pouco tempo de ensaio, ou então não estão apresentadas, se deve ao fato de instabilidade de energia elétrica no local onde se encontrava o equipamento. Porém como a forma de aplicação da carga se trata de alavanca manual, as quedas de energia não interferiram no ensaio de adensamento, apenas na obtenção dos resultados.

De maneira geral, os resultados para o ângulo de atrito (ϕ') e a coesão (c') foram semelhantes para tensões superiores a 50 kPa para todos os pontos analisados, já para as tensões inferiores a mesma foram observadas variações, mas sem um padrão definido. Isso será debatido de forma pouco ampla posteriormente.

4.1 Curvas tensão x deformação e variação volumétrica

Devido a prévia compactação do solo, e deste se tratar de um solo com predominância de areia, esperava-se que o comportamento da curva tensão x deformação fosse semelhante à de uma areia compacta, apresentando um pico de

resistência no momento da ruptura e, posteriormente, uma resistência residual inferior. Além disso, a curva de variação volumétrica apresentaria expansão durante o momento da ruptura.

Porém tal comportamento foi verificado apenas até a tensão normal de 50 kPa. A partir da tensão normal de 100 kPa o comportamento das curvas de tensão x deformação e variação de volume foi semelhante à de uma areia fofa.

De acordo com Lambe e Whitman (1969), para solos granulares, a resistência ao cisalhamento é influenciada pela tensão normal que atua sobre o solo e pelo entrosamento entre os grãos. A medida que a tensão normal aumenta, a resistência total aumenta proporcionalmente, porém o entrosamento dos grãos diminui. Isso ocorre devido ao esmagamento dos cantos dos grãos e, quando submetido a tensões superiores a 3500 kPa, esmagamento dos grãos de uma forma geral.

Esse esmagamento dos cantos passa a influenciar a variação de altura e volume da amostra de forma que a mesma não apresente expansão e, conseqüentemente, o comportamento da curva tensão-deformação passa a ser semelhante à de uma areia fofa.

Além disso, de acordo com Marsal e Fuentes (1955, apud Maiolino, 1985) frações de argila superiores a 30% são suficientes para controlar o comportamento do solo. Como o solo de estudo apresenta fração de argila superior a 30%, observou-se também comportamento semelhante a de solos argilosos, tanto nas envoltórias de ruptura quanto nas curvas tensão x deformação.

Para tensões inferiores a tensão de 50kPa, o solo apresenta aumento de volume durante a ruptura, e após essa tensão, apresenta apenas diminuição. Através de análise das curvas de tensão x deformação, variação de volume e envoltórias de ruptura, foi possível verificar que para tensões inferiores a 50 kPa o solo apresentou comportamento de argila sobreadensada. A partir da tensão de 100 kPa, o comportamento mudou para o de uma argila normalmente adensada.

Não foi possível mensurar a tensão normal aproximada em que esse fenômeno passa a apresentar influência.

As curvas tensão-deformação e de variação de altura dos ensaios realizados estão apresentadas nos apêndices A1 a A5 do presente trabalho.

4.2 Resultados para resistências de pico

De maneira geral, é possível perceber que tanto o grau de compactação quanto a umidade de compactação influenciaram nos resultados de resistência ao cisalhamento do solo analisado, ainda que essa diferença tenha se apresentado pequena. Foi possível verificar que a resistência de pico tende a decrescer conforme o teor de umidade de compactação aumenta. Porém, não foi possível verificar o teor de umidade no ramo seco onde a resistência começa a aumentar e, posteriormente, diminuir de fato. Além disso, a resistência de pico apresentou tendência a comportamento diretamente proporcional ao grau de compactação, mesmo que não tenha sido possível afirmar com suficiente confiabilidade.

Esse comportamento já havia sido verificado por Daffala (2012), que analisou a influência do teor de umidade para diferentes misturas artificiais de areia e argila, e por Abu-Farsakh et al. (2007) que analisou a influência do teor de umidade na resistência ao cisalhamento da interface solo-geosintético.

Foi possível perceber maior influência para as características analisadas em tensões normais onde o solo se encontrava com comportamento de argila sobredensada ou areia compacta. Após a tensão de 50 kPa, os resultados para resistência ao cisalhamento de pico foram semelhantes.

O método de compactação não apresentou influência significativa no resultado das resistências de pico, porém isso será analisado de forma mais detalhada no subitem 4.2.4.

Os resultados para resistência de pico serão analisados inicialmente comparando os pontos compactados de forma a atingir massa específica de acordo com a curva de compactação do Proctor com energia normal. Após, serão analisadas as amostras de mesmo índices de vazios, mas teor de umidade diferentes. Então serão analisadas as amostras de mesmo teor de umidade e índice de vazios diferentes. E por fim, será analisada a influência do método de compactação.

Vale ressaltar que as amostras com teor de umidade de 15% compactadas estaticamente tiveram ensaios repetidos para 4 das 6 tensões normais analisadas, sendo, para estas, o valor da tensão de pico apresentado a média entre os dois resultados encontrados.

A Tabela 4 e a Tabela 5 apresentam os resultados para resistência de pico para compactação estática e compactação dinâmica respectivamente.

Tabela 4 – Resultados de resistência de pico para compactação estática.

COMPACTAÇÃO ESTÁTICA					
σ (kPa)	τ (kPa)				
	w=13,5% e=0,49	w=15% e=0,47	w=16,5% e=0,49	w=13,5% e=0,47	w=16,5% e=0,47
10	30	25	21	28	24
25	28	35	32	39	34
50	56	49	44	56	49
100	75	76	72	80	74
200	140	134	147	135	136
400	255	257	248	255	262

Fonte: Autoria própria.

Tabela 5 – Resultados para resistência de pico para compactação dinâmica.

COMPACTAÇÃO DINÂMICA					
σ (kPa)	τ (kPa)				
	w=13,5% e=0,49	w=15% e=0,47	w=16,5% e=0,49	w=13,5% e=0,47	w=16,5% e=0,47
10	21	29	20	29	21
25	34	38	34	40	35
50	48	53	48	55	54
100	77	80	81	80	76
200	137	146	142	135	133
400	264	266	252	265	262

Fonte: Autoria própria.

4.2.1 Resistências de pico de amostras compactadas sobre a curva de compactação do Proctor normal

A análise das resistências ao cisalhamento de pico para os corpos de prova moldados com índices de vazios de acordo com a curva do proctor será dividida comparando as umidades em pares.

De maneira geral, para a compactação estática foi possível verificar maior influência do teor de umidade, em relação ao grau de compactação, na resistência ao cisalhamento. Já na compactação dinâmica, o grau de compactação apresentou maior influência na resistência, em relação ao teor de umidade.

As tabelas (Tabela 6 e Tabela 7) apresentam os resultados de forma numérica para as resistências de pico, para compactação estática e dinâmica respectivamente,

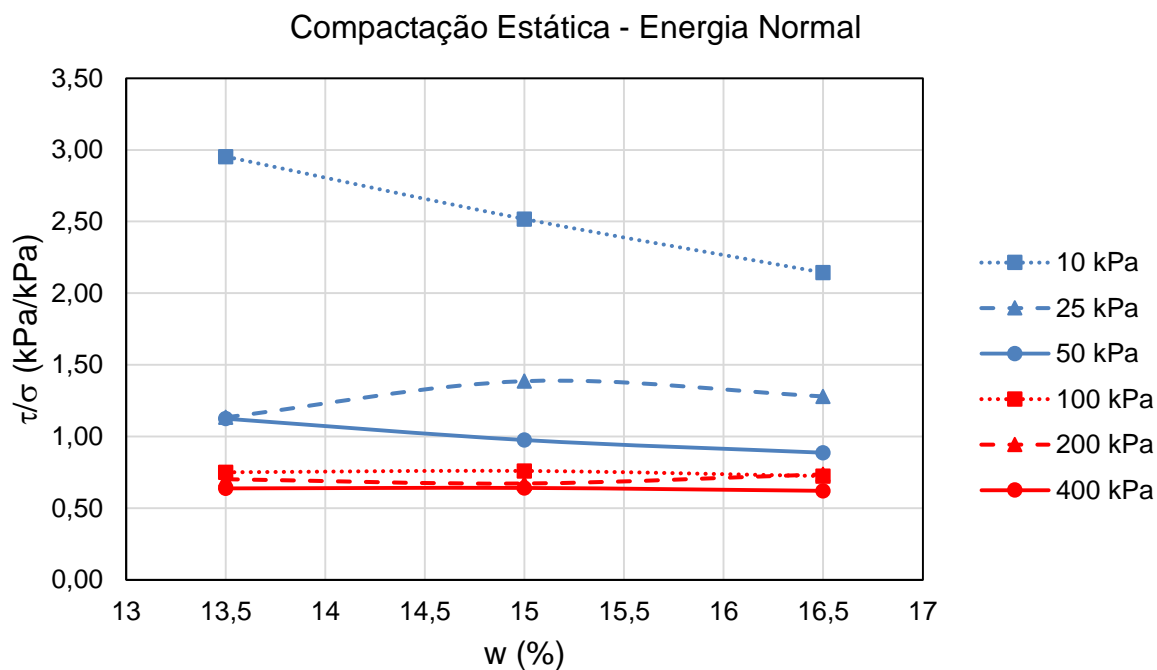
nos casos analisados. As figuras (Figura 26 e Figura 27) apresentam um gráfico comparativo dos resultados encontrados.

Tabela 6 – Resultados para resistência de pico para compactação estática sobre a curva do proctor.

COMPACTAÇÃO ESTÁTICA			
σ (kPa)	τ (kPa)		
	w=13,5% e=0,49	w=15% e=0,47	w=16,5% e=0,49
10	30	25	21
25	28	35	32
50	56	49	44
100	75	76	72
200	140	134	147
400	255	257	248

Fonte: Autoria própria.

Figura 26 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação estática com energia normal.



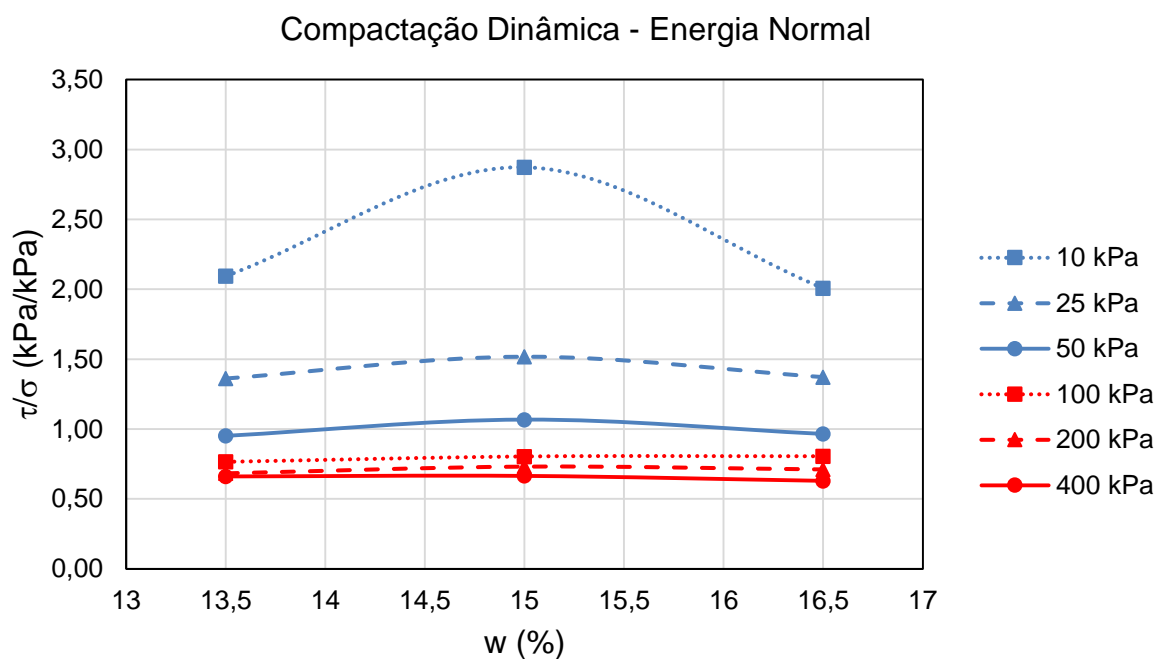
Fonte: Autoria própria.

Tabela 7 – Resultados para resistência de pico para dinâmica estática sobre a curva do proctor

COMPACTAÇÃO DINÂMICA			
σ (kPa)	τ (kPa)		
	w=13,5% e=0,49	w=15% e=0,47	w=16,5% e=0,49
10	21	29	20
25	34	38	34
50	48	53	48
100	77	80	81
200	137	146	142
400	264	266	252

Fonte: Autoria própria.

Figura 27 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação dinâmica com energia normal.



Fonte: Autoria própria.

4.2.1.1 Comparação de amostras com teor de umidade de 13,5% com amostras de 16,5%

Ao comparar o teor de umidade de 13,5% (localizado no ramo seco da curva de compactação) com o teor de umidade de 16,5% (localizado no ramo úmido da curva), é possível perceber que para a compactação estática, 4 das 6 tensões normais a resistência ao cisalhamento de pico do teor de umidade de 13,5% é superior ao de

16,5%. Isso pode ser explicado devido a que segundo Maiolino (1985) o solo compactado com umidade menor apresenta maior capacidade de suporte. Além disso, quando compactado com teor de umidade abaixo da ótima, os solos com frações de argila significativas, apresentam estrutura floculada. Essa estrutura tende a apresentar maior resistência ao cisalhamento do que a estrutura dispersa. Porém esse segundo motivo deve ser melhor analisado, pois de acordo com Neves (1971) o solo quando compactado de forma estática passa a apresentar estrutura dispersa para teores de umidade bastante elevados em relação ao ótimo, o que não é o caso.

Comparando os mesmos teores de umidade para a compactação dinâmica, verifica-se que as amostras compactadas no ramo úmido apresentaram resistência superior em 4 das 6 tensões normais. Comportamento contrário ao apresentado pela compactação estática, e a comparação entre os dois métodos será realizado posteriormente em um item exclusivo para essa análise. Esses pontos onde o teor de umidade de 16,5% apresentou maior resistência, pode ser explicado devido ao fato de seu grau de compactação ser levemente superior ao de umidade de 13,5%. Sendo assim, devido ao tamanho do molde, pequenas variações na massa utilizada no momento da compactação podem representar uma diferença significativa no grau de compactação. A mesma análise pode ser estendida as duas amostras compactadas estaticamente no ramo úmido que apresentaram resistência superior à do ramo seco.

4.2.1.2 Comparação de amostras com teor de umidade de 13,5% com amostras de 15%

Ao comparar os pontos compactados estaticamente com teor de umidade de 13,5% com os compactados com teor de umidade ótimo, verifica-se que, mesmo com grau de compactação menor, a amostra compactada em 13,5% apresentou maior resistência cisalhante de pico que a amostra compactada em 15% em 3 de 6 tensões normais.

Para a compactação dinâmica, as amostras com teor de umidade de 15% apresentaram maior resistência ao cisalhamento para as 6 tensões normais analisadas.

4.2.1.3 Comparação de amostras com teor de umidade de 16,5% com amostras de 15%

Na comparação da amostra compactada estaticamente com teor de umidade superior a ótimo, 16,5%, com a compactada com teor ótimo verificou-se as amostras compactadas no teor ótimo apresentaram 4 maiores resistências para as 6 tensões normais analisadas. Essa grande variação nos resultados pode ser explicada inicialmente pelo grau de compactação das amostras ser semelhante, e o tamanho da célula de ensaio. Para a minimização desses erros, deveria ter sido usada uma célula de ensaio de maiores dimensões.

Na compactação dinâmica, observou-se predominância de maior resistência ao cisalhamento para as amostras compactadas com teor de umidade de 15%, o que era esperado devido aos fatores já citados.

4.2.2 Amostras de mesmo índice de vazios compactados e diferentes teores de umidade

As tabelas (Tabela 8 e a Tabela 9), apresentam os valores para resistência de pico compactados estaticamente e dinamicamente, com índice de vazios igual a 0,47. Essas tabelas estão acompanhadas de gráficos comparativos dos resultados apresentados nas figuras (Figura 28 e Figura 29) presentes logo após cada tabela.

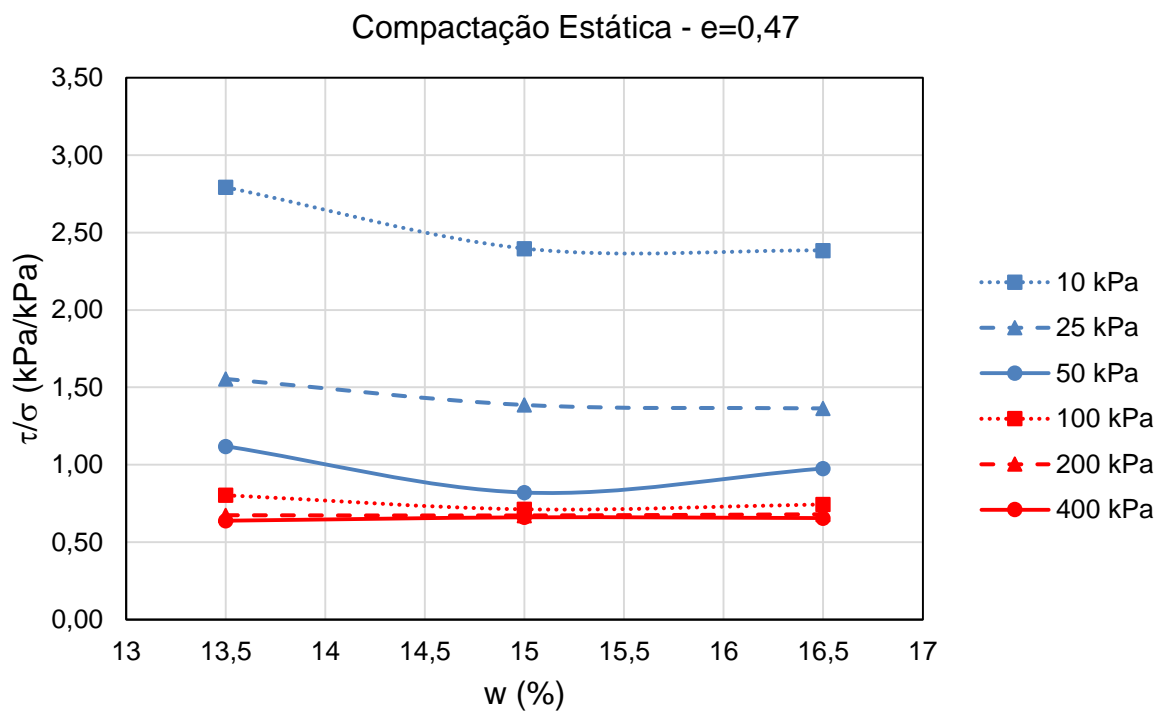
Para as amostras de mesmo índice de vazios com diferentes teores de umidade, verificou-se a influência da umidade na resistência de pico, onde a resistência ao cisalhamento diminui conforme o teor de umidade de compactação aumenta. Apenas em algumas amostras esse comportamento não se verificou. No estudo de Abu-Farsakh et al. (2007), foi observado o mesmo comportamento para as três diferentes granulometrias analisadas. De maneira análoga ao explicado anteriormente, o fato da capacidade de suporte e resistência a penetração ser superior para solos compactados com menores teores de umidade contribuem para tal resultado. Com ensaio adequado, e realizando sem saturação prévia da amostra, esse comportamento poderia ser melhor verificado, possibilitando ou não sua confirmação.

Tabela 8 – Resultados para compactação estática com índice de vazios de 0,47.

σ (kPa)	COMPACTAÇÃO ESTÁTICA		
	τ (kPa)		
	w=13,5% e=0,47	w=15% e=0,47	w=16,5% e=0,47
10	28	24	24
25	39	35	34
50	56	41	49
100	80	71	74
200	135	134	136
400	255	264	262

Fonte: Autoria própria.

Figura 28 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação estática com índice de vazios de 0,47.



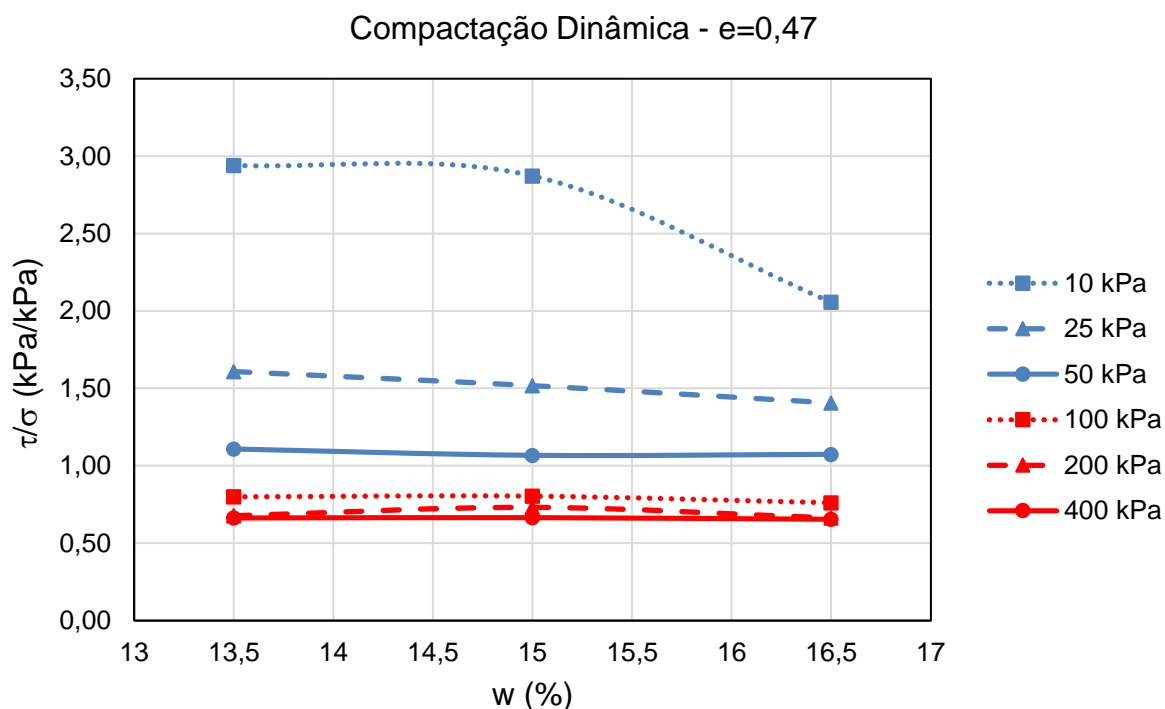
Fonte: Autoria própria.

Tabela 9 – Resultados para compactação dinâmica com índice de vazios de 0,47.

COMPACTAÇÃO DINÂMICA			
σ (kPa)	τ (kPa)		
	w=13,5% e=0,47	w=15% e=0,47	w=16,5% e=0,47
10	29	29	21
25	40	38	35
50	55	53	54
100	80	80	76
200	135	146	133
400	265	266	262

Fonte: Autoria própria.

Figura 29 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação dinâmica com índice de vazios de 0,47.



Fonte: Autoria própria.

4.2.3 Amostras compactadas com mesma umidade e diferentes índices de vazios

Os resultados comparando amostras compactadas sob mesmo teor de umidade, porém diferentes graus de compactação e índice de vazios estão apresentados a seguir separados por teor de umidade e método de compactação. As tabelas: Tabela 10, Tabela 11, Tabela 12 e Tabela 13 apresentam os valores para a

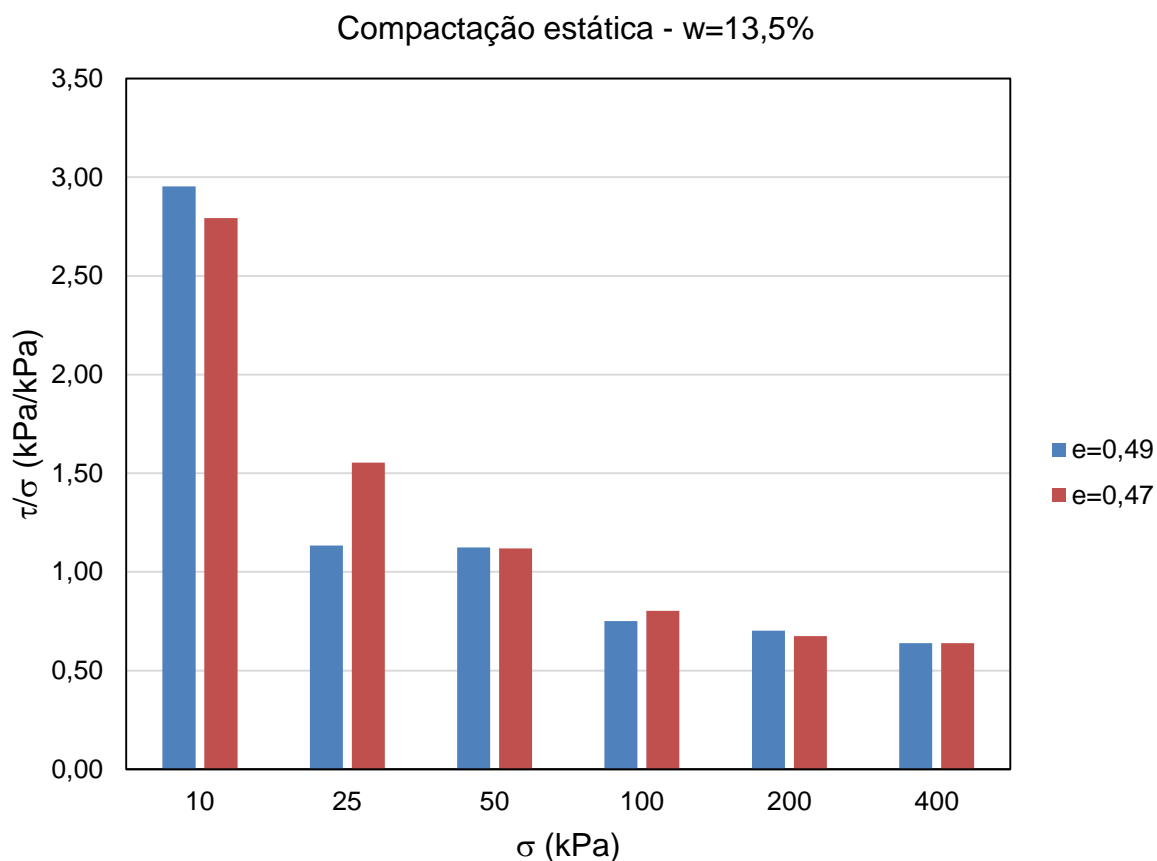
comparação realizada. Já as figuras: Figura 30, Figura 31, Figura 32 e Figura 33 apresentam um gráfico comparativo dos resultados.

Tabela 10 – Compactação estática com umidade de 13,5%.

COMPACTAÇÃO ESTÁTICA		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	w=13,5% e=0,49	w=13,5% e=0,47
10	30	28
25	28	39
50	56	56
100	75	80
200	140	135
400	255	255

Fonte: Autoria própria.

Figura 30 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação estática e teor de umidade 13,5%.



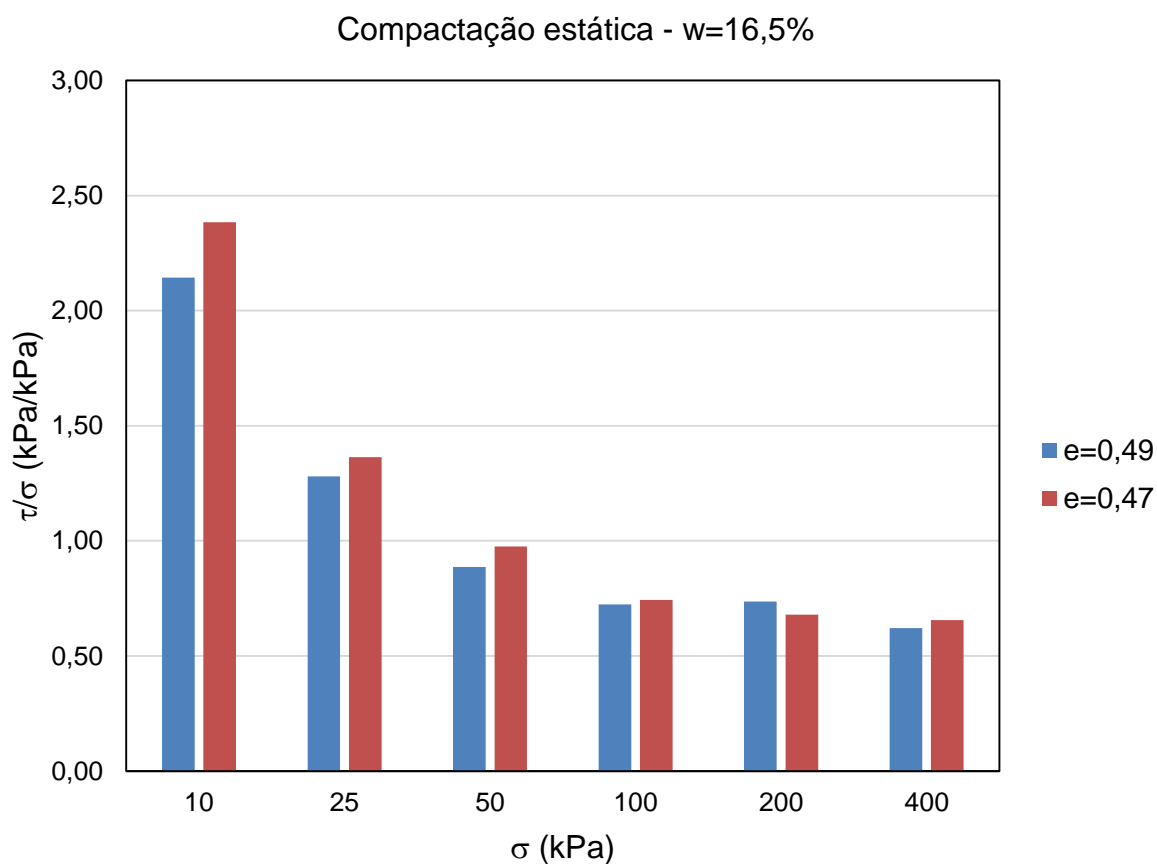
Fonte: Autoria própria.

Tabela 11 – Compactação estática com umidade de 16,5%.

COMPACTAÇÃO ESTÁTICA		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	w=16,5% e=0,49	w=16,5% e=0,47
10	21	24
25	32	34
50	44	49
100	72	74
200	147	136
400	248	262

Fonte: Autoria própria.

Figura 31 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação estática e teor de umidade 16,5%.



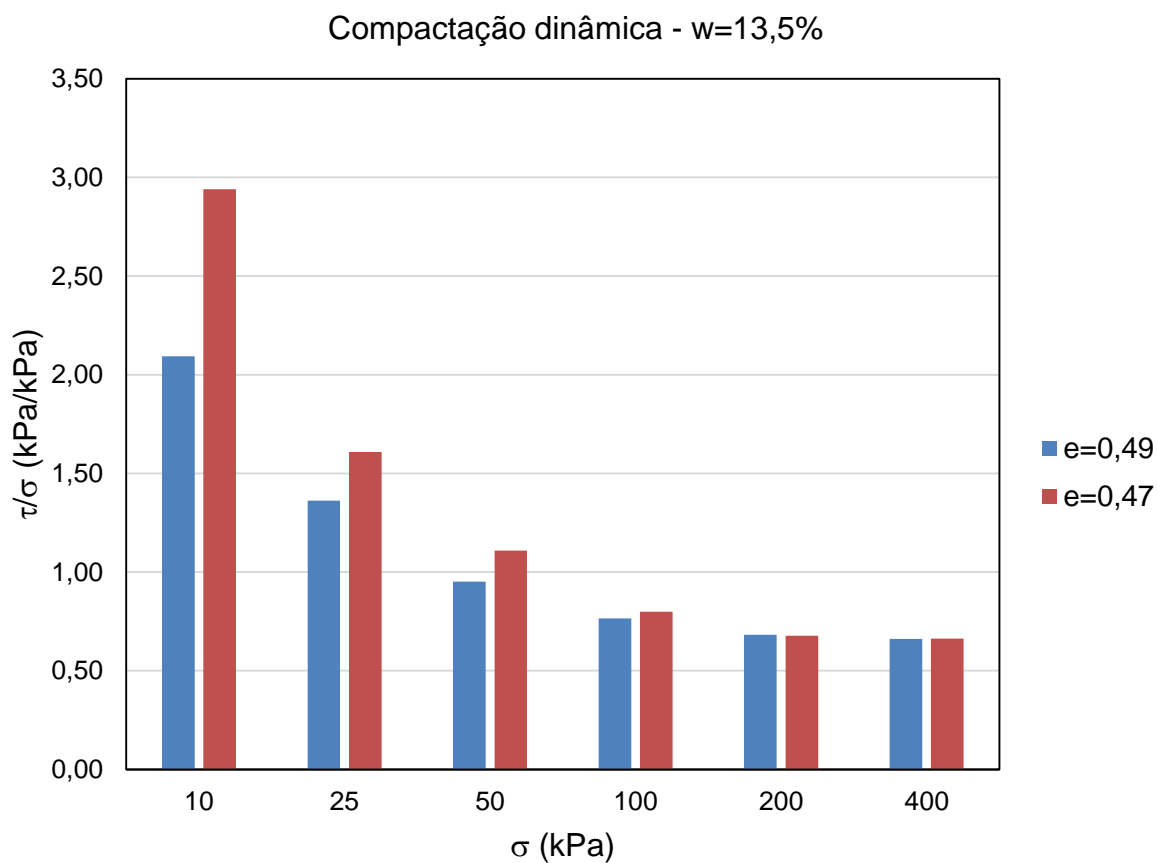
Fonte: Autoria própria.

Tabela 12 – Compactação dinâmica com umidade de 13,5%.

COMPACTAÇÃO DINÂMICA		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	w=13,5% e=0,49	w=13,5% e=0,47
10	21	29
25	34	40
50	48	55
100	77	80
200	137	135
400	264	265

Fonte: Autoria própria.

Figura 32 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação dinâmica e teor de umidade 13,5%.



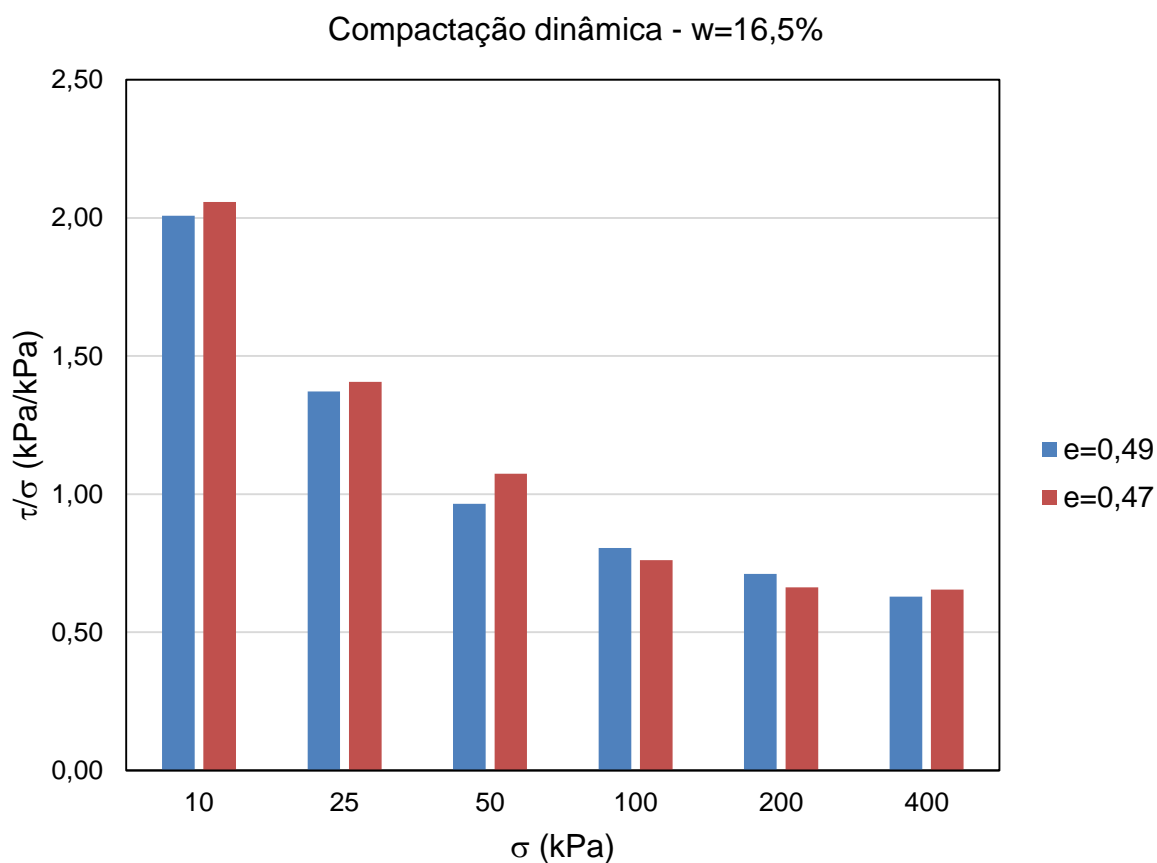
Fonte: Autoria própria.

Tabela 13 – Compactação dinâmica com umidade de 16,5%.

COMPACTAÇÃO DINÂMICA		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	w=16,5% e=0,49	w=16,5% e=0,47
10	20	21
25	34	35
50	48	54
100	81	76
200	142	133
400	252	262

Fonte: Autoria própria.

Figura 33 – Gráfico comparativo dos resultados para tensão de pico para compactação dinâmica e teor de umidade 16,5%.



Fonte: Autoria própria.

Ao analisar as amostras compactadas com mesmo teor de umidade (13,5% e 16,5%) e diferentes índices de vazios (0,49 e 0,47), percebeu-se pouca influência do grau de compactação na resistência ao cisalhamento. Apenas foi possível verificar influência do grau de compactação para o teor de umidade de 13,5% nas menores

tensões normais. Parte disso pode ser atribuído ao fato que em ambos os casos os graus de compactação estavam relativamente próximos, sendo 98% e 99% para $w=13,5\%$ e $w=16,5\%$ respectivamente. Para uma melhor análise do resultado, amostras compactadas com grau de compactação inferior aos apresentados devem ser analisadas, para que não seja tomada uma conclusão precipitada.

4.2.4 Compactação estática x compactação dinâmica

A comparação dos métodos de compactação baseava-se na ideia da estrutura do solo compactado ser diferente para os dois métodos estudados, apresentando uma tendência a estrutura floculada quando compactado estaticamente e tendência a estrutura dispersa quando dinamicamente. A estrutura floculada apresenta maior resistência ao cisalhamento do que a dispersa.

Para que se verificasse estrutura dispersa durante a compactação dinâmica, seria necessário que houvessem deformações cisalhantes durante a compactação. Porém, ao utilizar as placas nos extremos superiores e inferiores do molde, essas deformações foram reduzidas, sendo causadas apenas pela vibração dos golpes, fazendo com que os resultados para os dois métodos de compactação fosse o mesmo. Isso só pode ser confirmado através de utilização de técnicas de caracterização específicas para esse tipo de análise. Devido à ausência de equipamento adequado no local de pesquisa, não foi possível realizar a análise mais adequada.

Devido ao apresentado, não foi possível verificar diferença significativa entre os métodos de compactação.

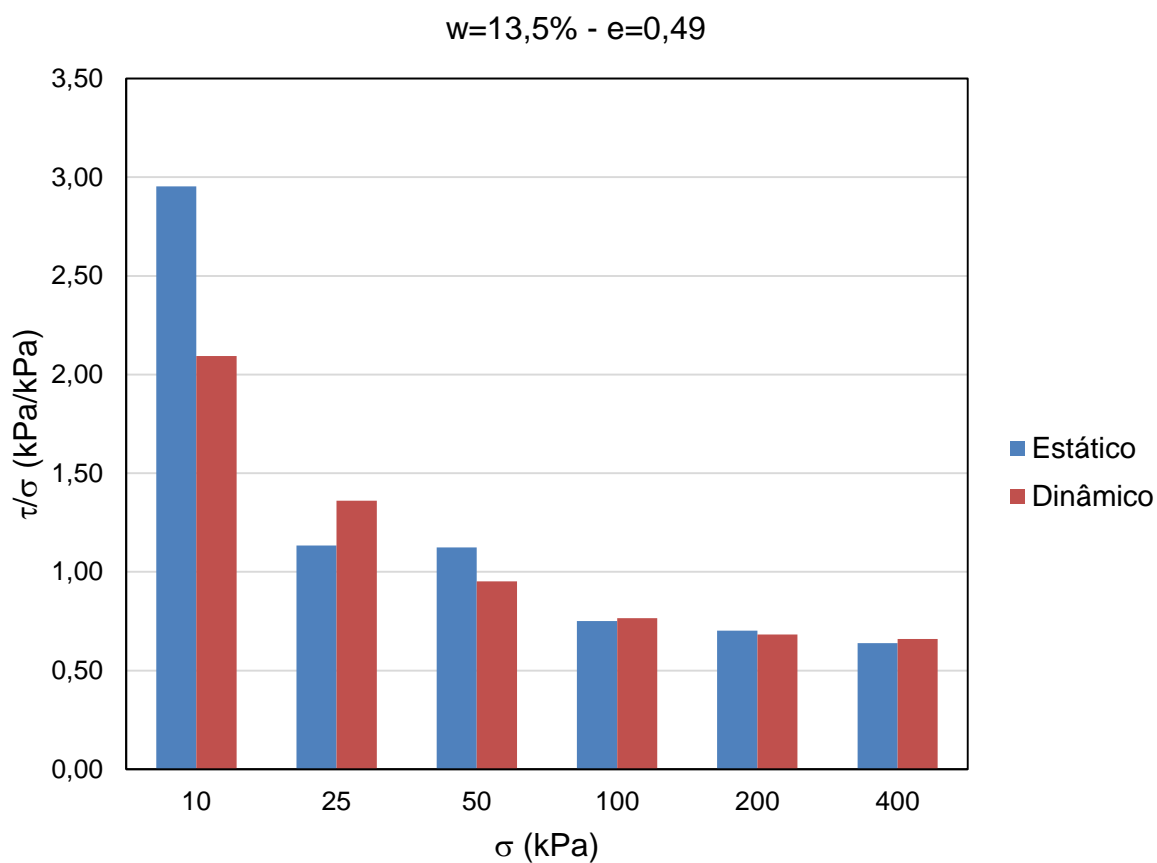
As tabelas: Tabela 14, Tabela 15, Tabela 16, Tabela 17 e Tabela 18 apresentadas a seguir, mostram os resultados para cada método de compactação. Essas tabelas estarão acompanhadas de gráficos comparativos de forma a poder observar de maneira adequada a variação dos resultados, os quais estão apresentados nas figuras: Figura 34, Figura 35, Figura 36, Figura 37 e Figura 38.

Tabela 14 – Amostras compactadas com teor de umidade de 13,5% e índice de vazios de 0,49.

w = 13,5% - e = 0,49		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	Estático	Diâmico
10	30	21
25	28	34
50	56	48
100	75	77
200	140	137
400	255	264

Fonte: Autoria própria.

Figura 34 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 13,5% e índice de vazios de 0,49.



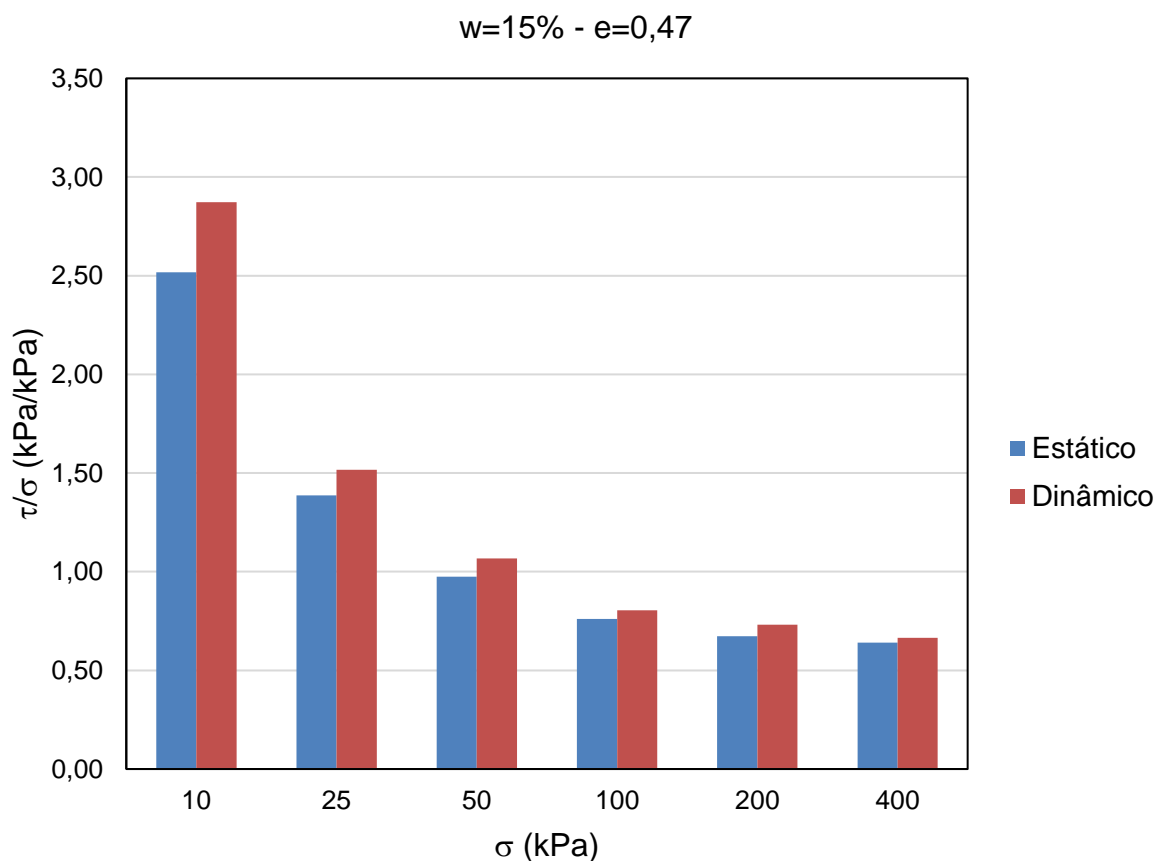
Fonte: Autoria própria.

Tabela 15 – Amostras compactadas com teor de umidade de 15% e índice de vazios de 0,47.

w = 15% - e = 0,47		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	Estático	Diâmico
10	25	29
25	35	38
50	49	53
100	76	80
200	134	146
400	257	266

Fonte: Autoria própria.

Figura 35 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 15% e índice de vazios de 0,47.



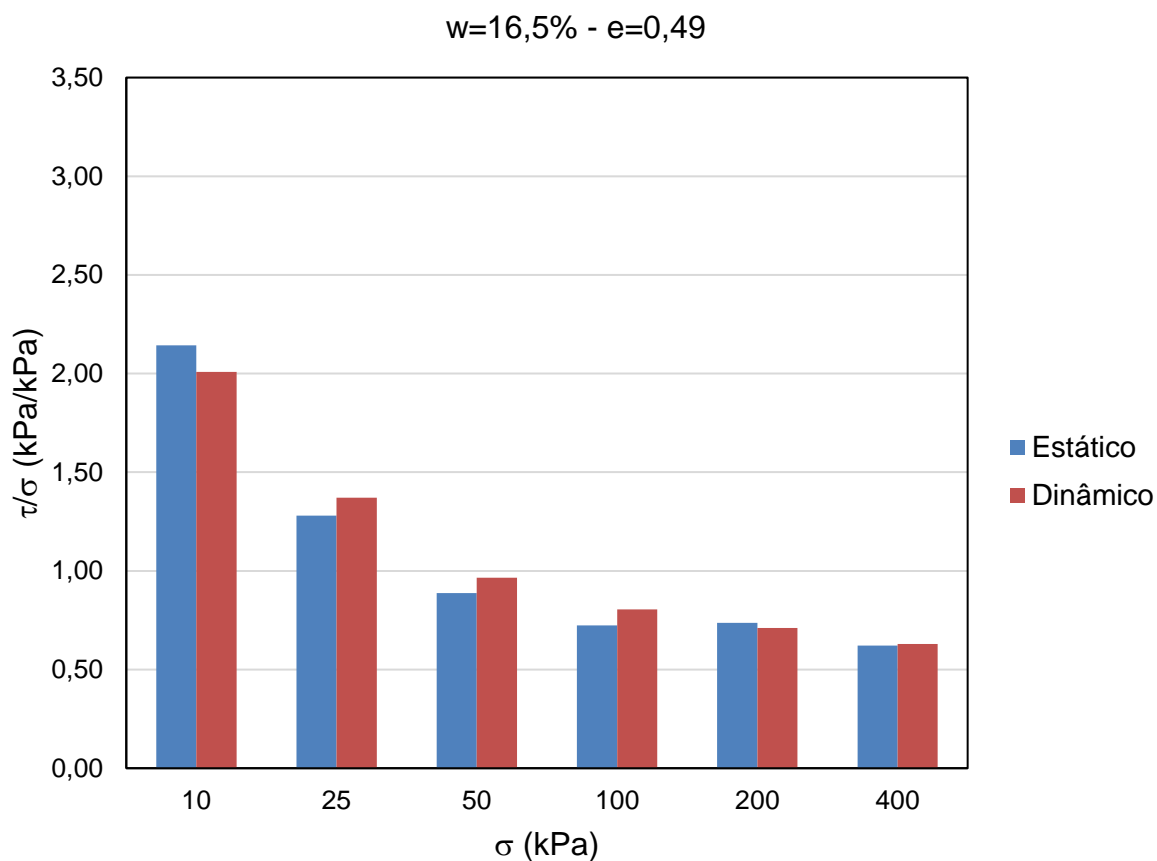
Fonte: Autoria própria.

Tabela 16 – Amostras compactadas com teor de umidade de 16,5% e índice de vazios de 0,49.

w = 16,5% - e = 0,49		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	Estático	Diâmico
10	21	20
25	32	34
50	44	48
100	72	81
200	147	142
400	248	252

Fonte: Autoria própria.

Figura 36 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 16,5% e índice de vazios de 0,49.



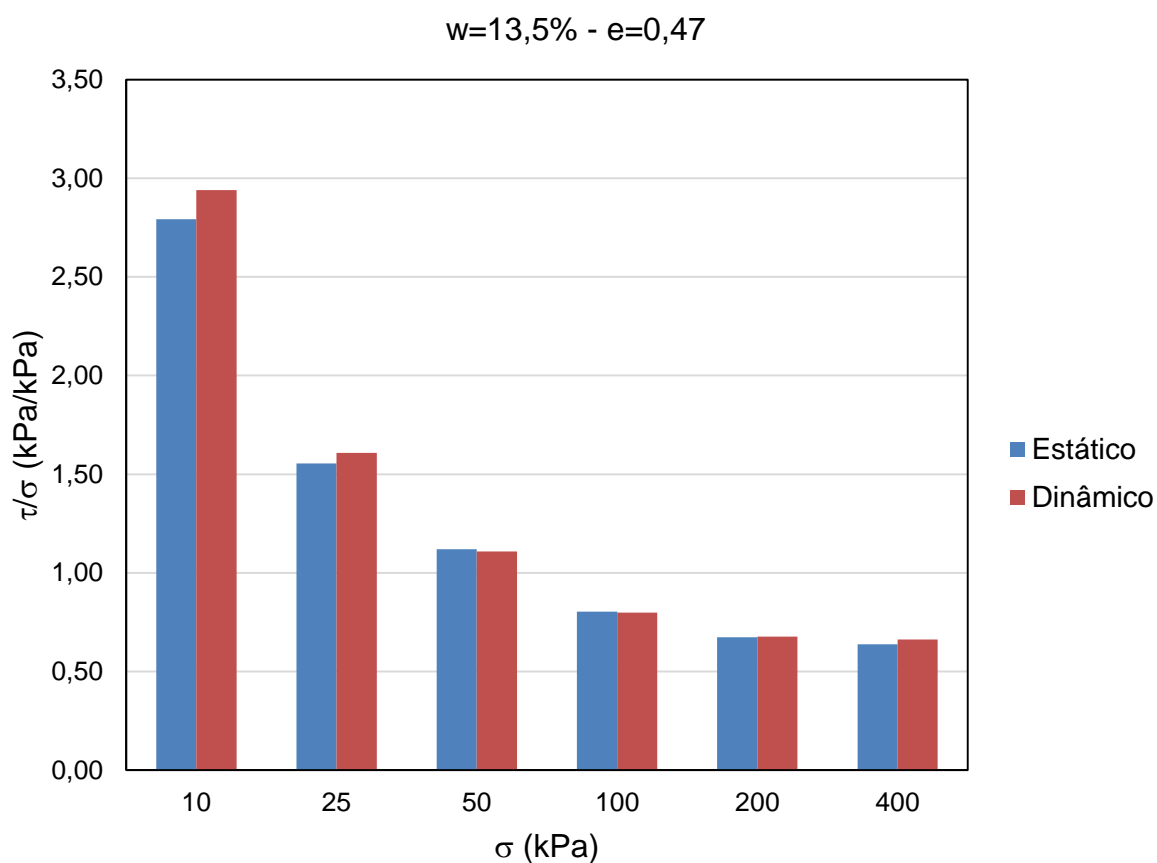
Fonte: Autoria própria.

Tabela 17 – Amostras compactadas com teor de umidade de 13,5% e índice de vazios de 0,47.

w = 13,5% - e = 0,47		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	Estático	Diâmico
10	28	29
25	39	40
50	56	55
100	80	80
200	135	135
400	255	265

Fonte: Autoria própria.

Figura 37 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 13,5% e índice de vazios de 0,47.



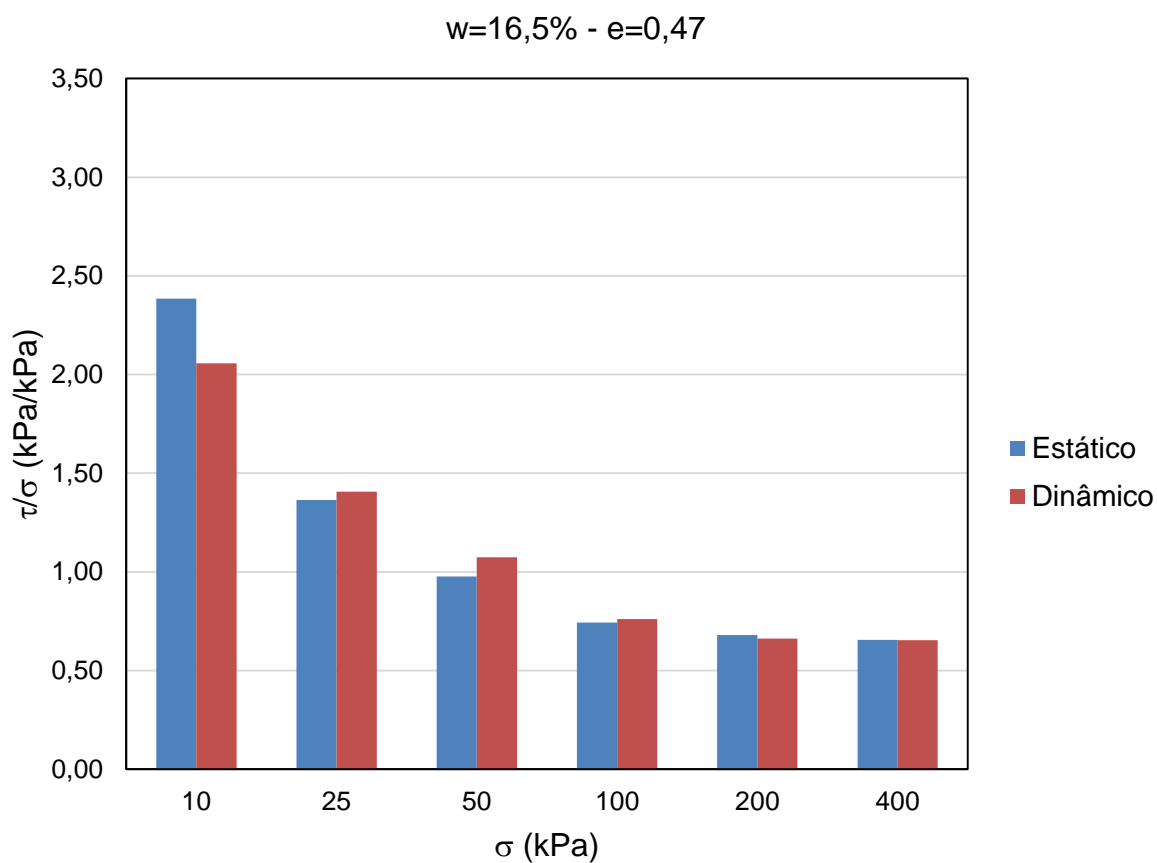
Fonte: Autoria própria.

Tabela 18 – Amostras compactadas com teor de umidade de 16,5% e índice de vazios de 0,47.

w = 16,5% - e = 0,47		
σ (kPa)	τ (kPa)	
	Estático	Diâmico
10	24	21
25	34	35
50	49	54
100	74	76
200	136	133
400	262	262

Fonte: Autoria própria.

Figura 38 – Comparação entre os métodos de compactação para teor de umidade 16,5% e índice de vazios de 0,47.



Fonte: Autoria própria.

4.3 Envoltórias de ruptura

As envoltórias de ruptura tiveram suas linhas de tendência divididas em duas partes. A primeira parte envolve as tensões entre 10 e 50 kPa, onde o solo apresenta comportamento de argila sobreadensada. A segunda parte vai de 50 a 400 kPa, onde o solo passa a apresentar comportamento de argila normalmente adensada.

A apresentação das envoltórias de ruptura foi realizada nos apêndices A1.2, A1.4, A2.3, A2.5, A3.1, A3.4, A4.2, A4.4, A5.2 e A5.4 do presente trabalho a fim de que seja possível a visualização próxima as curvas tensão x deformação.

Durante a análise do ângulo de atrito e coesão aparente para a compactação estática, não foi possível observar comportamento definido entre as amostras ensaiadas com tensão normal inferior a tensão de 50 kPa, onde as mesmas apresentaram variações de forma aleatória. Além disso, a análise foi prejudicada para as amostras compactadas com teor de umidade de 13,5% devido aos ensaios realizados com tensão normal de 10 e 25 kPa não apresentarem a devida confiabilidade. Esse fato dificulta uma análise mais detalhada.

A Tabela 19 apresenta os resultados, para compactação estática, de ângulo de atrito e coesão divididas entre os pontos localizados antes da tensão de 50 kPa e após a mesma.

Tabela 19 – Valores de ângulo de atrito e coesão aparente para compactação estática

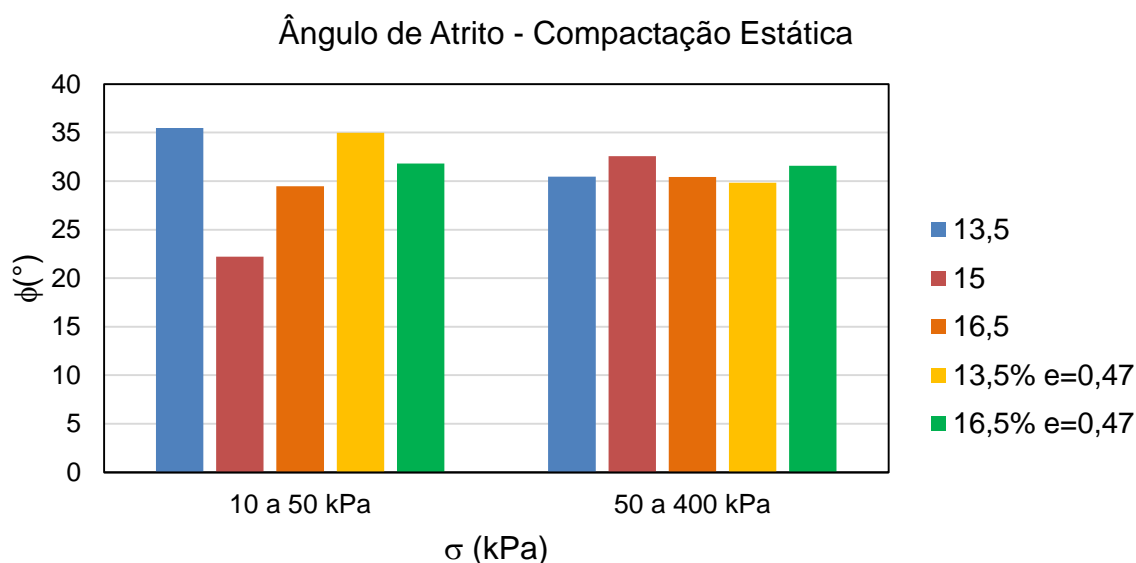
COMPACTAÇÃO ESTÁTICA				
CP	ϕ' (10 a 50 kPa)	ϕ' (50 a 400 kPa)	c' (10 a 50 kPa)	c' (50 a 400 kPa)
13,5 e=0,49	35	30	18	23
15 e=0,47	30	31	20	17
16,5 e=0,49	29	30	17	18
13,5 e=0,47	35	30	21	24
16,5 e=0,47	32	32	18	15

Fonte: Autoria própria.

Para as amostras ensaiadas com tensão normal superior a tensão de 50 kPa, o ângulo de atrito apresentou variação praticamente insignificante pois, ainda que apresentem diferença superior ao valor de 2°, que é dito por Lambe e Whitman (1969) como mudança significativa, foram acompanhadas por mudanças de proporção

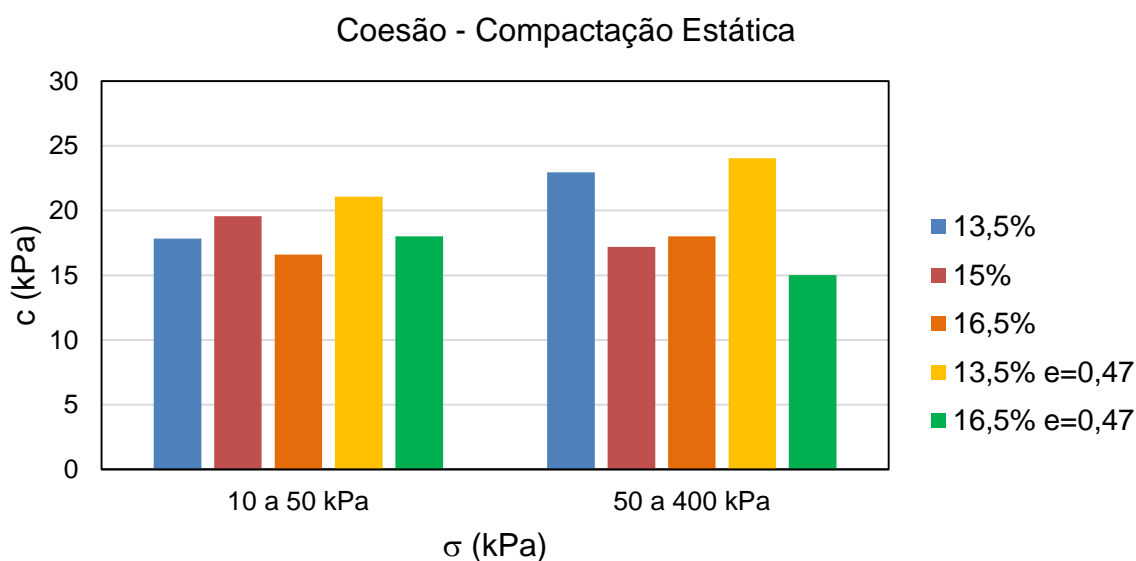
inversa no valor na coesão. Sendo assim, quando o ângulo de atrito aumentou a coesão diminuiu, e quando o ângulo de atrito diminuiu, a coesão aumentou. Essas variações podem ser atribuídas a pequena repetitividade dos ensaios, visto que foram ensaiadas apenas uma amostra por tensão normal. As figuras (Figura 39 e Figura 40) apresentam gráficos comparativos de ângulo de atrito e coesão, respectivamente, de forma a ilustrar o apresentado.

Figura 39 – Comparação dos resultados para o ângulo de atrito nas duas situações de análise para compactação estática.



Fonte: Autoria própria.

Figura 40 – Comparação dos resultados para a coesão aparente nas duas situações de análise para compactação estática.



Fonte: Autoria própria.

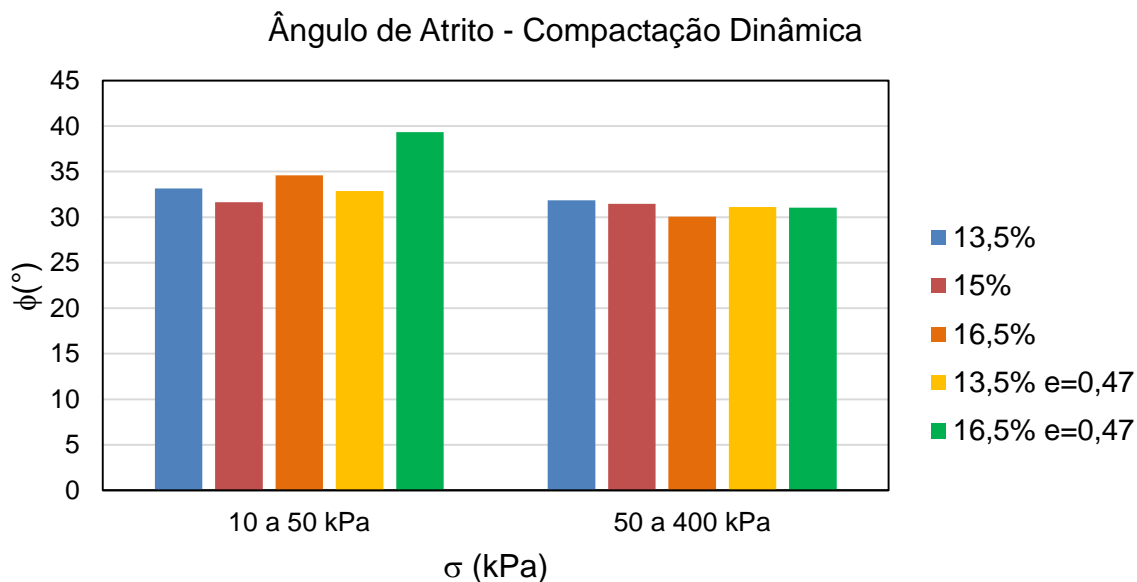
Tratando-se de compactação dinâmica, a Tabela 20 apresenta os resultados, para esse método de compactação, de ângulo de atrito e coesão divididas entre os pontos localizados antes da tensão normal de 50 kPa e após a mesma. As figuras (Figura 41 e Figura 42) apresentam o gráfico comparativo dos valores de ângulo de atrito e coesão, respectivamente.

Tabela 20 – Valores de ângulo de atrito e coesão aparente para compactação estática

COMPACTAÇÃO DINÂMICA				
CP	ϕ' (10 a 50 kPa)	ϕ' (50 a 400 kPa)	c' (10 a 50 kPa)	c' (50 a 400 kPa)
13,5 e=0,49	33	32	16	15
15 e=0,47	32	31	23	22
16,5 e=0,49	35	30	15	22
13,5 e=0,47	33	31	23	21
16,5 e=0,47	39	31	13	18

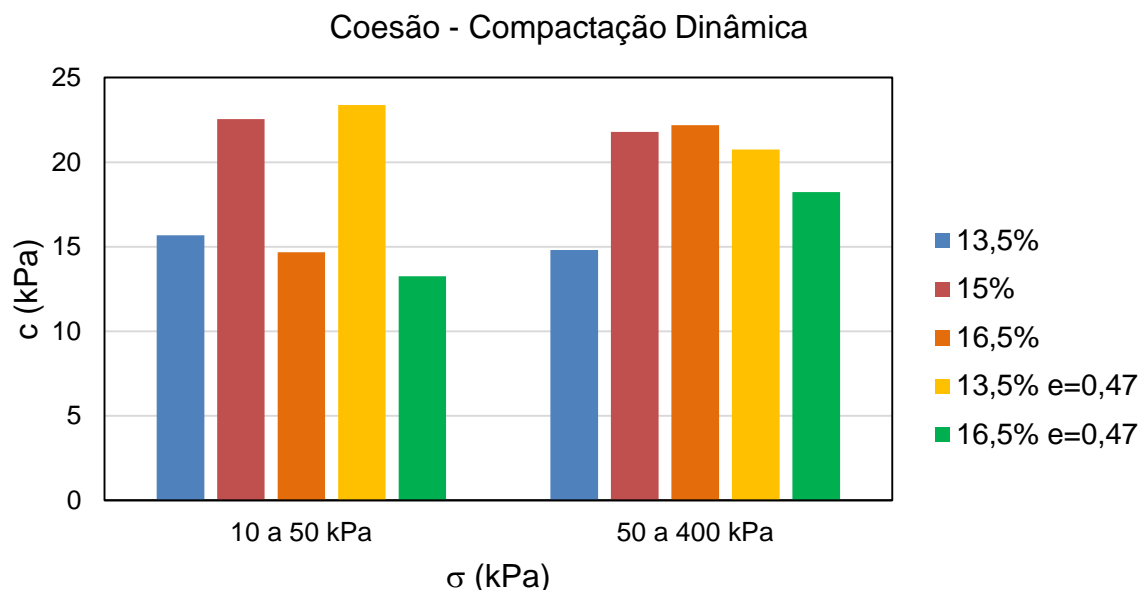
Fonte: Autoria própria.

Figura 41 – Comparação dos resultados para o ângulo de atrito nas duas situações de análise para compactação dinâmica.



Fonte: Autoria própria.

Figura 42 – Comparação dos resultados para a coesão aparente nas duas situações de análise para compactação dinâmica.



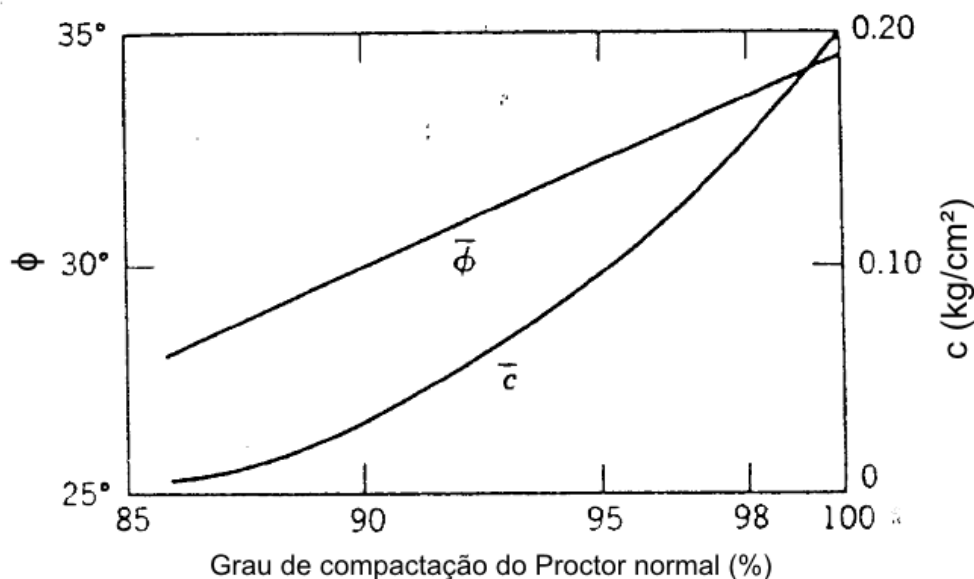
Fonte: Autoria própria.

Esse comportamento verificado para o ângulo de atrito, onde o mesmo não foi alterado pelo teor de umidade já foi previsto anteriormente por Lambe e Whitman (1969), onde o autor cita que o ângulo de atrito efetivo é independente do teor de umidade do solo, afirmação que faz parte da teoria de Hvorslev.

Em relação a aparente não influência do grau de compactação no valor do ângulo de atrito, Moretto (1963, apud Lambe e Whitman, 1969) apresenta um gráfico respectivo ao comportamento do ângulo de atrito e coesão em função do grau de compactação para um solo areno-argiloso, mostrado na Figura 43, onde a partir do mesmo é possível perceber que entre 98% e 100% (graus de compactação analisados) o ângulo de atrito não apresenta influência significativa.

Para uma análise mais adequada dos resultados encontrados, ensaios complementares se mostram necessários, principalmente para as tensões normais inferiores a tensão de 50 kPa. Assim, será possível obter resultados de maior confiabilidade, e verificar de maneira efetiva a influência do teor de umidade e grau de compactação nos valores de ângulo de atrito e coesão.

Figura 43 – Efeito do grau de compactação no ângulo de atrito e coesão.



Fonte: adaptado de Moretto et al. (1963, apud Lambe e Whitman, 1969).

4.4 Simulações de estabilidade de barragem

Conforme citado anteriormente, foram realizadas três simulações do corpo da barragem, para o maior e menor valor de ângulo de atrito, e para um valor intermediário do mesmo.

Como a altura do corpo de barragem é de 12,6m a tensão normal efetiva atuante, considerando que o corpo esteja com grau de saturação igual a 100%, será superior a 100 kPa. Sendo assim, foram utilizados valores de ângulo de atrito e coesão para a reta ajustada para tensões superiores a tensão de 50 kPa.

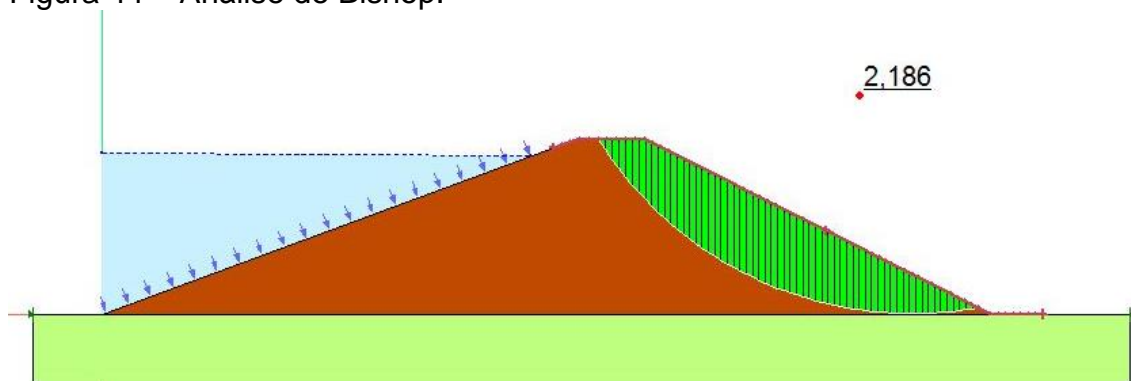
Para resultados suficientemente adequados, realizaram-se simulações com diferentes números de fatias, divisões e nós, até que fosse verificada a estabilização do valor do fator de segurança. Além disso, foram realizadas simulações para os tipos de análise de Bishop, Fellenius e Spencer. A Tabela 21, mostrada a seguir, apresenta os dados de entrada no software e o resultado de fator de segurança encontrado. As figuras, Figura 44, Figura 45 e Figura 46, apresentam as simulações para os tipos de análise Bishop, Fellenius e Spencer respectivamente, mostrando o fator de segurança encontrado.

Tabela 21 – Comparação entre os tipos de análise: Bishop, Fellenius e Spencer.

Comparação entre os tipos de análise			
Tipo de análise	Bishop	Fellenius	Spencer
Nível de água	11,4 m		
Poropressão de	Linha piezométrica		
Modelo de material	Mohr-Coulomb		
Número de fatias	60	60	60
Número de divisões	32	32	32
Número de raios	32	32	32
Peso específico	20,2 kN/m ³		
Ângulo de atrito	29,84°		
Coesão	24,04 kPa		
Fator de segurança	2,186	2,287	2,29

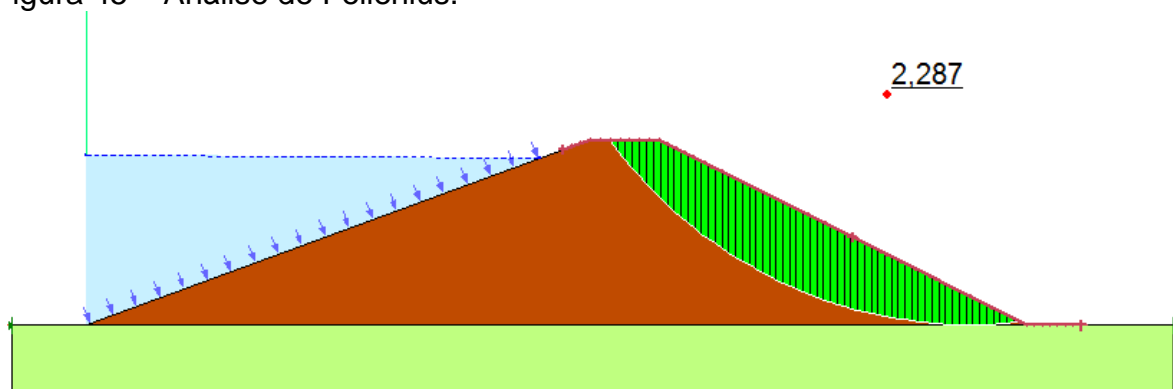
Fonte: Autoria própria.

Figura 44 – Análise de Bishop.



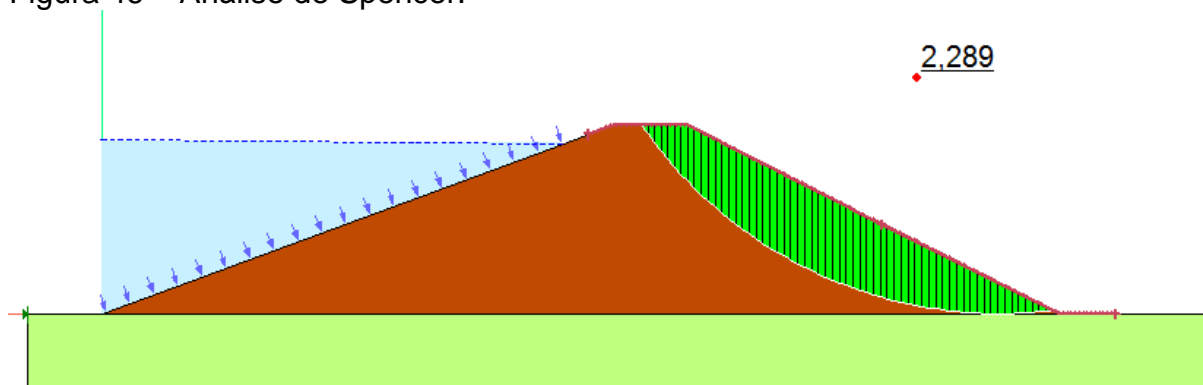
Fonte: Autoria própria.

Figura 45 – Análise de Fellenius.



Fonte: Autoria própria.

Figura 46 – Análise de Spencer.



Fonte: Autoria própria.

Dada a similaridade dos resultados, e a análise de Bishop ter apresentado menor fator de segurança, optou-se pela utilização desta.

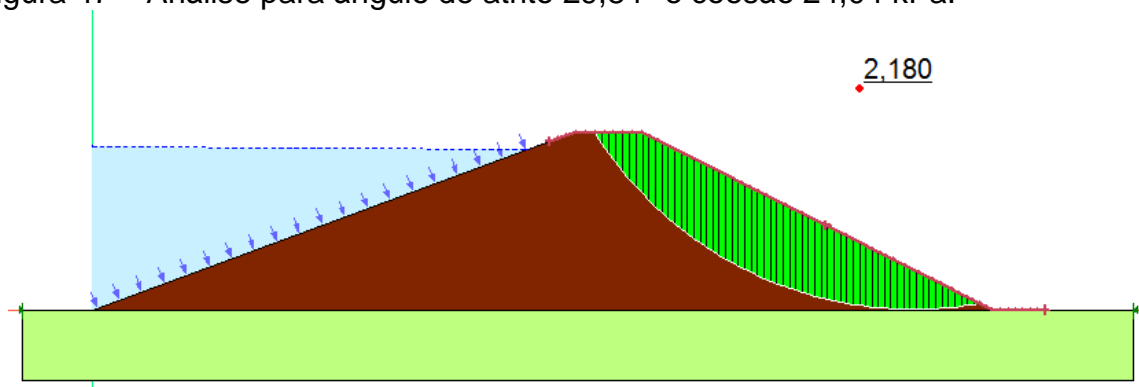
Assim, realizou-se a análise de estabilidade pelo método de Bishop em três diferentes circunstâncias, as quais estão apresentadas na Tabela 22.

Tabela 22 – Dados das análises realizadas.

Comparação entre as amostras			
Tipo de análise	Bishop		
Nível de água	11,4 m		
Poropressão de	Linha piezométrica		
Modelo de material	Mohr-Coulomb		
Número de fatias	60		
Número de nós	32		
Número de raios	32		
Peso específico	20,2 kN/m ³	20,2 kN/m ³	20,8 kN/m ³
Teor de umidade	13,5%	13,5%	15,0%
Índice de vazios	0,49	0,47	0,47
Método de compactação	Dinâmico	Estático	Dinâmico
Ângulo de atrito	31,84°	29,84°	31,45°
Coesão	14,80 kPa	24,04 kPa	21,79 kPa
Fator de segurança	1,973	2,18	2,186

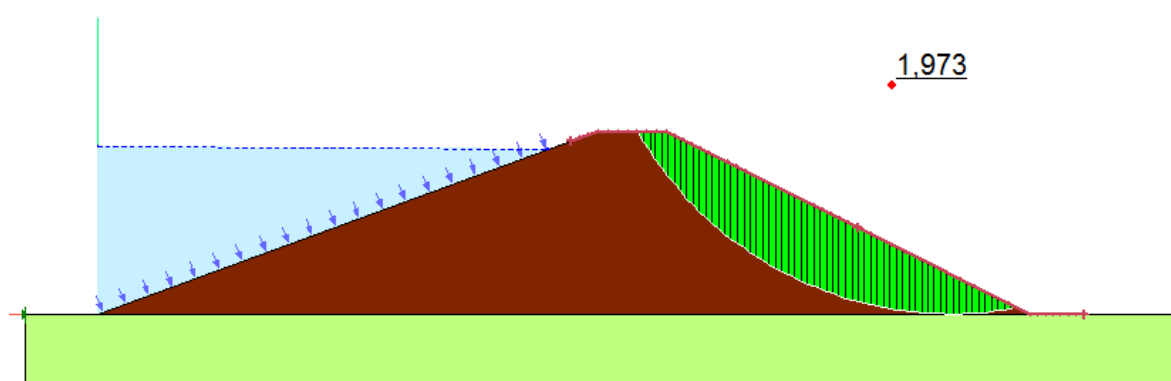
Fonte: Autoria própria.

Figura 47 – Análise para ângulo de atrito $29,84^\circ$ e coesão 24,04 kPa.



Fonte: Autoria própria.

Figura 48 – Análise para ângulo de atrito $31,84^\circ$ e coesão 14,80 kPa.



Fonte: Autoria própria.

Com o auxílio do software foi possível verificar que os fatores de segurança para menor e maior ângulo de atrito foram respectivamente 2,180 e 1,973. Os valores foram o contrário do esperado para maior e menor valor devido ao valor da coesão que era de 14,80 kPa para o valor do maior ângulo de atrito ($31,84^\circ$) e de 24,04 kPa para o menor valor de ângulo de atrito ($29,84^\circ$), uma diferença de 7 kPa na coesão para uma diferença de 2° no ângulo de atrito. Comparando com a outra análise realizada, com ângulo de atrito $31,45^\circ$ e coesão de 21,79 kPa, é possível perceber que os fatores de segurança foram praticamente os mesmos, com exceção da análise para o maior valor de ângulo de atrito.

Devido a pequena variação dos valores de ângulo de atrito e coesão para todas as amostras, os valores de fator de segurança devem oscilar entre os valores encontrados.

Com a análise fornecida pelo software, é possível verificar que a segurança da barragem analisada não foi prejudicada demasiadamente pelos valores encontrados, apresentado valores satisfatórios para os casos analisados.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES

Com base no estudo realizado, são passíveis algumas considerações finais sobre o estudo e sugestões de futuros trabalhos.

5.1 Considerações finais

- De maneira geral, para as variações analisadas, a umidade de compactação apresentou maior influência na resistência do que o grau de compactação na resistência ao cisalhamento de pico;
- Verificou-se variação no ângulo de atrito e coesão para valores de tensão normal inferiores a 50 kPa, porém não foi possível observar os fatores que levaram a essas variações;
- A medida que as tensões normais aumentam, a influência da umidade e grau de compactação passam a ser insignificantes;
- A amplitude de teores de umidade e grau de compactação analisados foi relativamente pequena para fosse possível realizar uma análise adequada e encontrar melhores conclusões;
- O método de compactação utilizado como dinâmico, não causou no solo deformações cisalhantes suficientes para que pudesse causar influência na resistência ao cisalhamento;
- A célula de ensaio escolhida não foi totalmente adequada, fazendo com que pequenos erros na massa de solo adicionada no momento da compactação apresentassem grande influência no resultado final;

5.2 Sugestões

Como sugestões para futuros estudos, podem ser citados:

- Realizar o ensaio de cisalhamento para uma amplitude maior de variação de teor de umidade e grau de compactação;
- Realizar o ensaio de cisalhamento direto com célula de ensaio maior;
- Realizar o ensaio para solos com maior teor de argila;
- Realizar o ensaio para solos com maior teor de areia;

- Realizar o ensaio triaxial UU;
- Encontrar a tensão de sobreadensamento do solo analisado;
- Analisar os resultados encontrados para a resistência ao cisalhamento em amostras compactadas com energia normal do Proctor, com amostras compactadas com energia intermediária e modificada do Proctor.

REFERÊNCIAS

- ABREU, R. R., **Dimensionamento e acompanhamento executivo de uma barragem de terra para irrigação – Um estudo de caso**. 2015, Trabalho de conclusão de curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pampa, curso de Engenharia Civil, Alegrete, 2015.
- ABU-FARSAKH, Murad; CORONEL, Julian; TAO, Mingjiang. **Effect of soil moisture content and dry density on cohesive soil–geosynthetic interactions using large direct shear tests**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 19, n. 7, p. 540-549, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: grãos de solos que passam na peneira de 4, 8 mm: determinação da massa específica: método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **NBR 6457: Amostras de solo-Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, 2016.
- BELL, J. R. **Compaction energy relationships of cohesive soils**. *Transportation Research Record*, v. 641, p. 29-34, 1977.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações–Vol. 1**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora SA, 1988.
- CRAIG, Robert F. **Craig, mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: LTC Editora, 2007.

DAFALLA, Muawia A. **Effects of clay and moisture content on direct shear tests for clay-sand mixtures**. Advances in Materials Science and Engineering, v. 2013, 2013.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

Food And Agriculture Organization Of The United Nations (FAO). **Manual sobre pequenas barragens de terra**. Roma, 2011.

FOSTER, Mark; FELL, Robin; SPANNAGLE, Matt. **The statistics of embankment dam failures and accidents**. Canadian Geotechnical Journal, v. 37, n. 5, p. 1000-1024, 2000.

G1. **Plano de ação estabelece vistoria em 418 barragens do RS em 2019**. Rio Grande do Sul. 14 de fevereiro de 2019.

HEAD, Ken H.; EPPS, Roger. **Permeability, shear strength and compressibility tests**. Caithness: CRC Press, 2011.

ICOLD - CIGB. **As barragens e a água do mundo**: Um livro educativo que explica como as barragens ajudam a administrar a água do mundo. Tradução Texto Faz Comunicação S/S Ltda. Curitiba: Núcleo regional do Paraná, 2008.

KRYZHANOVSKII, A. L. et al.. **Determination of the angle of friction of granular soils in triaxial apparatus and shear devices**. Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 20, n. 6, p. 260-265, 1983.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

MAIOLINO, Ana Lúcia Gonçalves. **Resistência ao cisalhamento de solos compactados: Uma proposta de tipificação**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro.1985. Disponível em: <http://hdl.handle.net/11422/3483>

MARSAL, R. J.; FUENTES DE LA ROSA, A. **Mechanical properties of rockfill soil mixtures**. In: Transactions of the 12th International Congress on Large Dams, Mexico City. 1976. p. 179-209.

MASSAD, Façal. **Curso Básico de Geotecnia-Obras de Terra**. Oficina de Textos, S. Paulo, Brasil, 2003.

MITCHELL, James K.. **"Panel discussion on compacting testing, and test results"**. **Compaction of Soils**. American Society for Testing and Materials, pp 80-135. Chicago. 1964.

MITCHELL, James K.; SOGA, Kenich. **Fundamentals of Soil Behavior**. New Jersey: John Eiley & Sons, 2005.

MORETTO, O. et al. **Propiedades y comportamiento de un suelo limoso de baja plasticidad**. In: Proc. II Panam. Conf. SoilMech and Found. Eng. Brasil. 1963. p. 131-146.

NEVES, E. M. **The Influence of Negative Pore Water Pressures on the Strength Characteristics of Compacted Soils**. National Laboratory of Civil Engineering Lisbon. 1971. Translated by: F. Amuchoisteghi and D.G. Fredlund.

OLIVEIRA, F. G. et al.. **ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO E DO GRAU DE COMPACTAÇÃO NA PERMEABILIDADE DE UM SOLO DO MUNICÍPIO DE ALEGRETE-RS**. X SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL. Santa Maria, RS. 2019.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de Mecânica dos Solos**. Oficina de Textos, 2006.

RAGHAVAN, G. S. V.; OHU, John O.. **Prediction of static equivalent pressure of Proctor compaction blows**. Transactions of the ASAE, v. 28, n. 5, p. 1398-1400, 1985.

RICO, A.; CASTILLO, H. del. **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas (Vol. I)**. Balderas: Limusa, 2005.

ROSCOE, K. H et al.. **An apparatus for the application of simple shear to soil samples**. In: Proc. 3rd ICSMFE. 1953. p. 186-191.

SCHRODER, Katjusa Rabe. **Determinação de parâmetros geotécnicos (c' e ϕ) de misturas de solo estabilizado por meio de cisalhamento direto e compressão triaxial**. 83p. 2017. Trabalho de Conclusão do Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pampa, Campus Alegrete, Alegrete, 2017.

SEED, Harry Bolton; CHAN, C. K. **Structure and strength characteristics of compacted clays**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 85, n. 5, p. 87-128, 1959.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. **Soil mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, 1967.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B.; MESRI, G. **Soil mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, 1996.

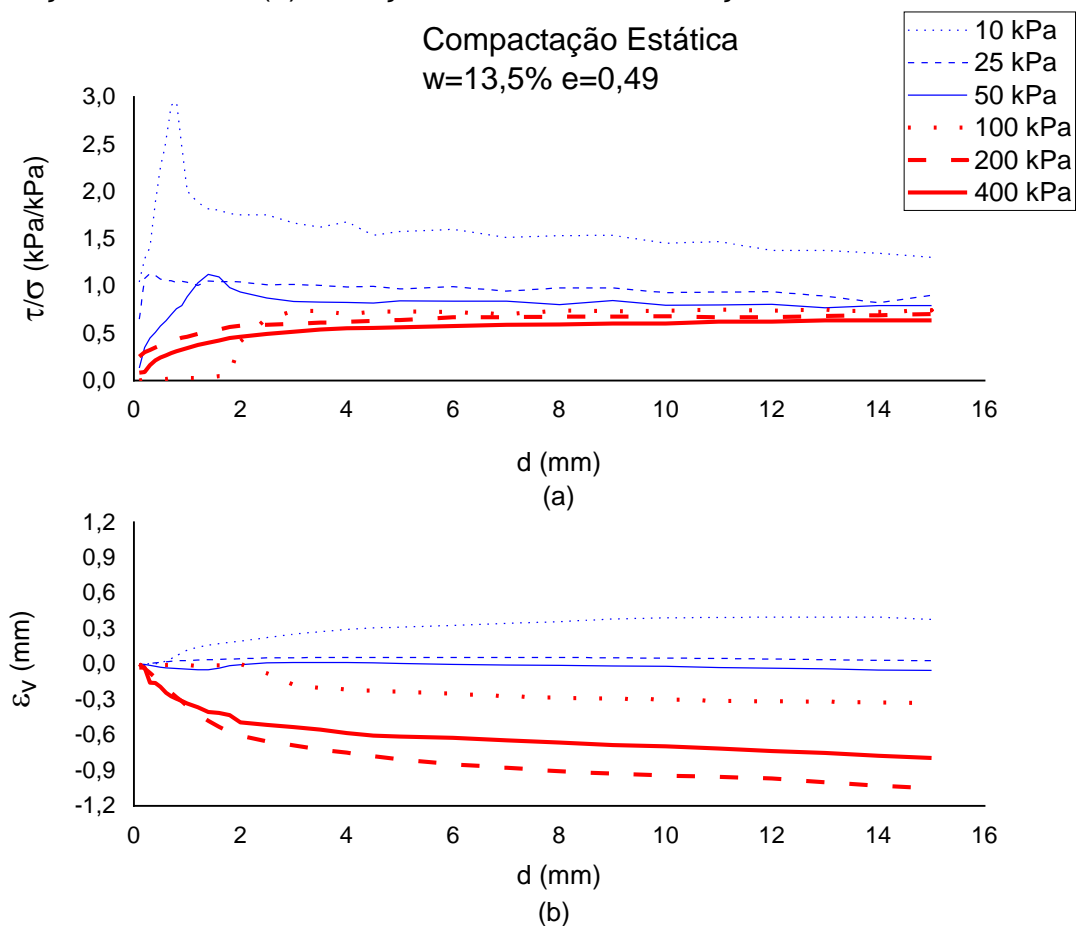
UEMURA, Sandra; MARTINS, José Rodolfo Scarati; FADIGA JR, Francisco Martins. **ROMPIMENTO DE BARRAGENS: Estudo de caso da Represa Guarapiranga em São Paulo**. Anais: Memórias técnicas, 2008.

WERK, Sirlei Maribel Siconi de. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. Porto Alegre. 2000

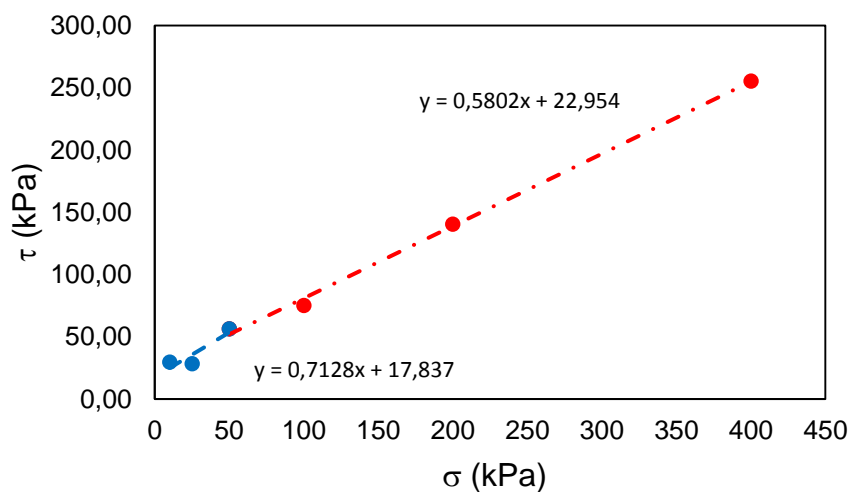
APÊNDICES

APÊNDICE A1 – Envoltória de ruptura, curvas tensão x deformação e variação de altura para o ensaio de cisalhamento direto em amostras com teor de umidade de 13,5% e índice de vazios de 0,49.

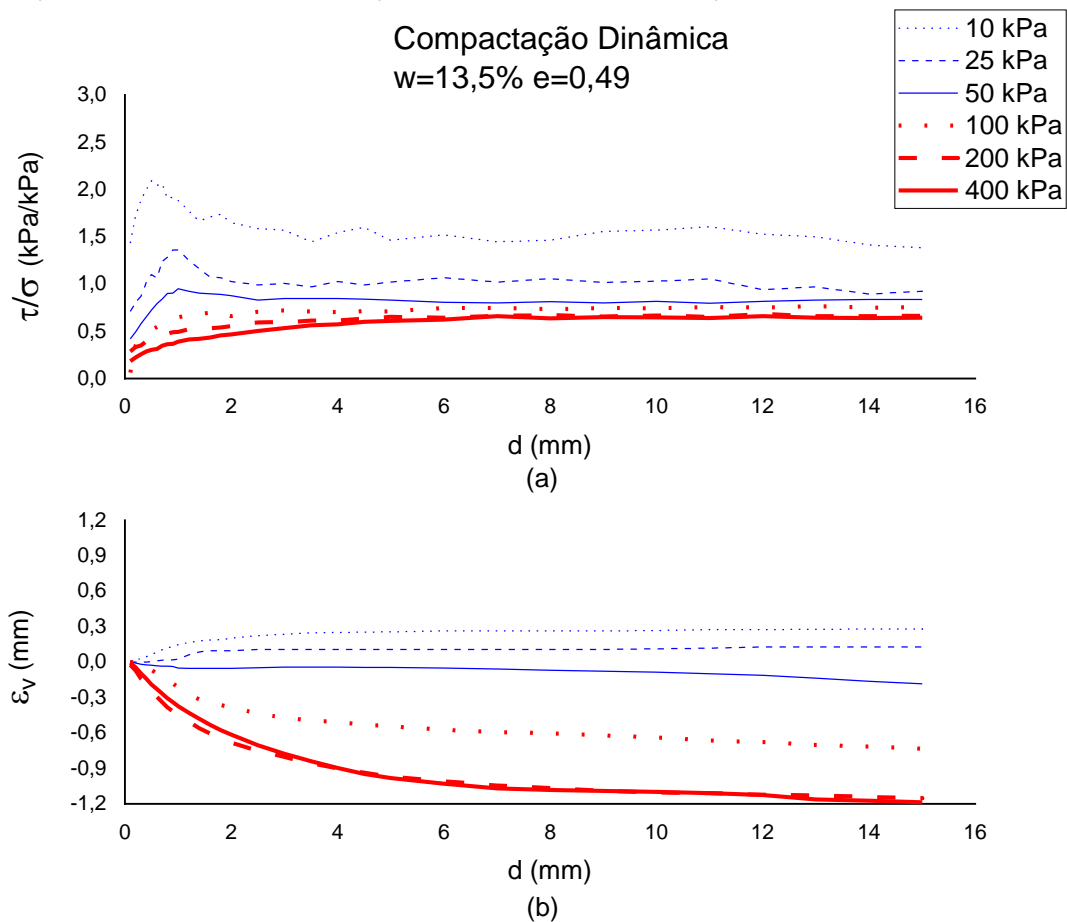
Apêndice A1.1: Curvas para compactação estática. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.



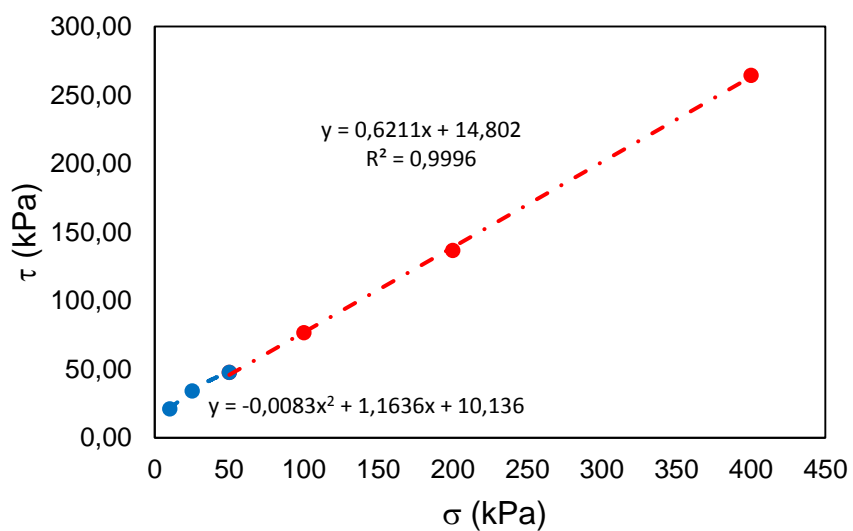
Apêndice A1.2: Envoltórias para compactação estática



Apêndice A1.3: Curvas para compactação dinâmica. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.

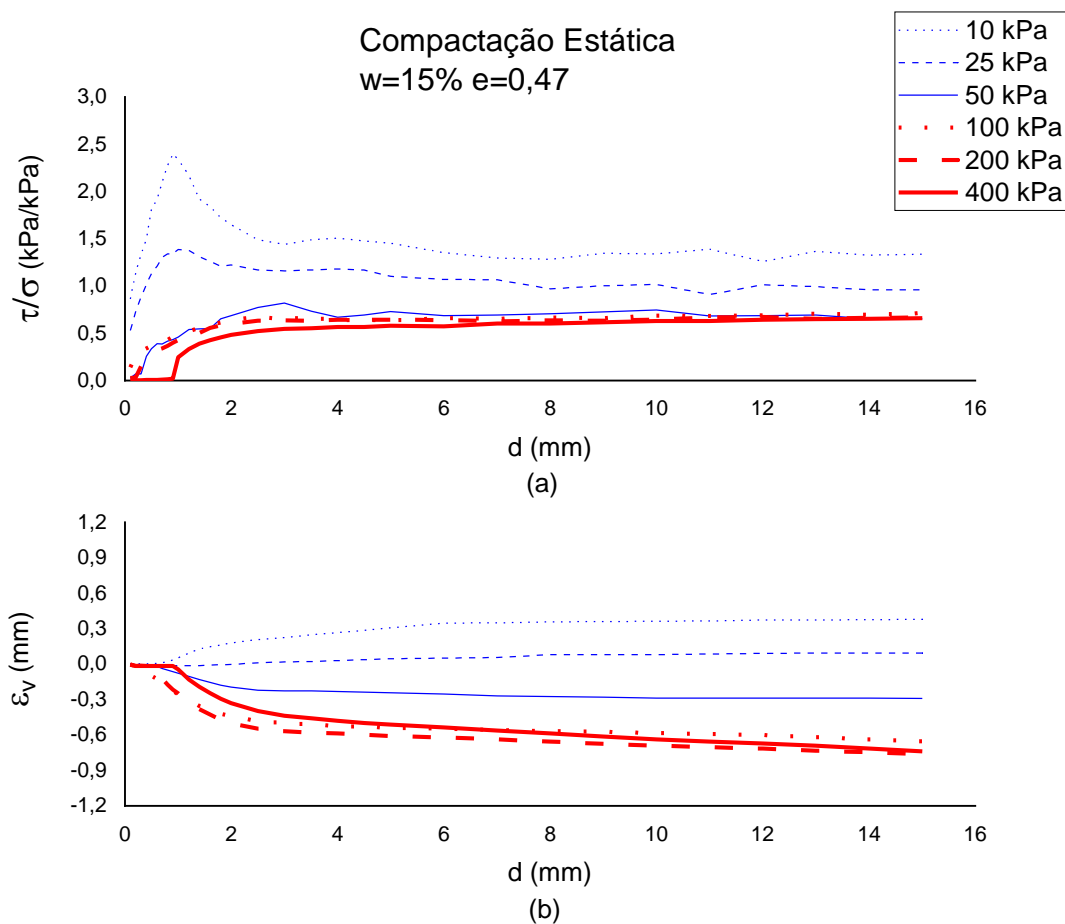


Apêndice A1.4: Envoltórias para compactação dinâmica

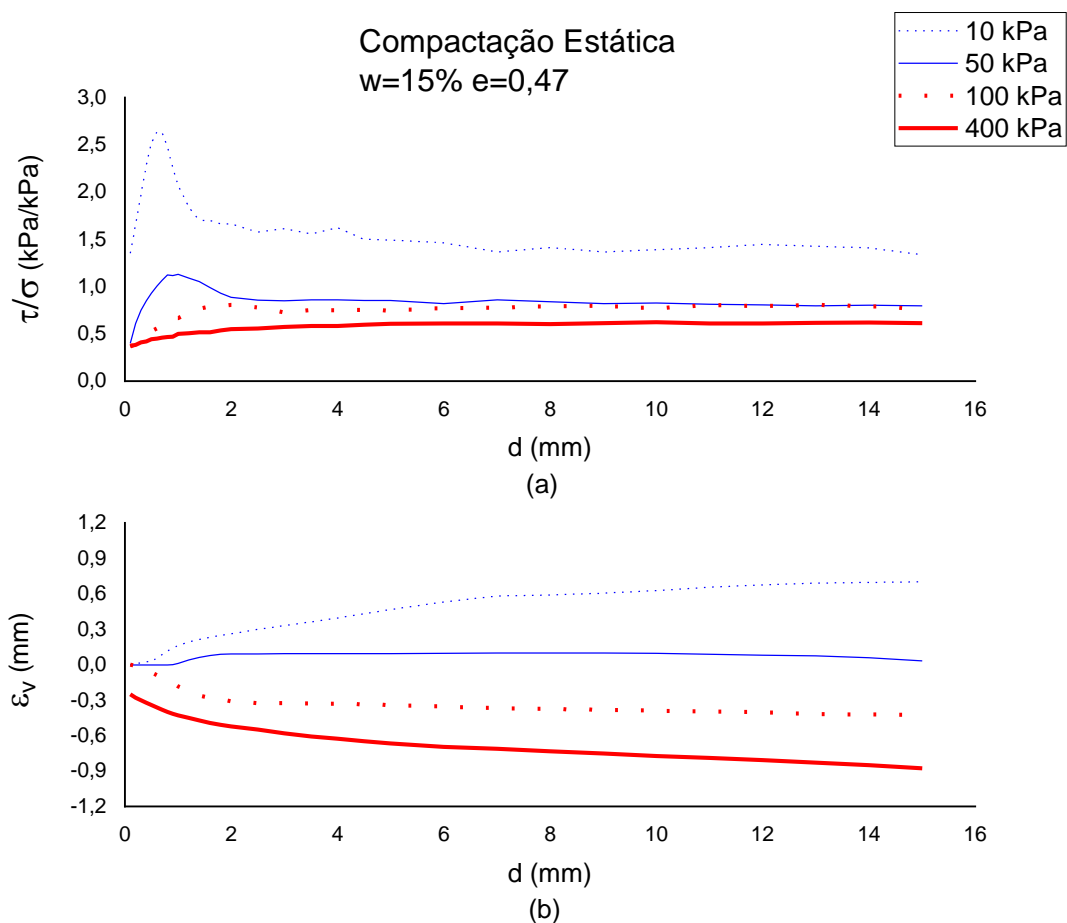


APÊNDICE A2 – Envoltória de ruptura, curvas tensão x deformação e variação de altura para o ensaio de cisalhamento direto em amostras com teor de umidade de 15% e índice de vazios de 0,47.

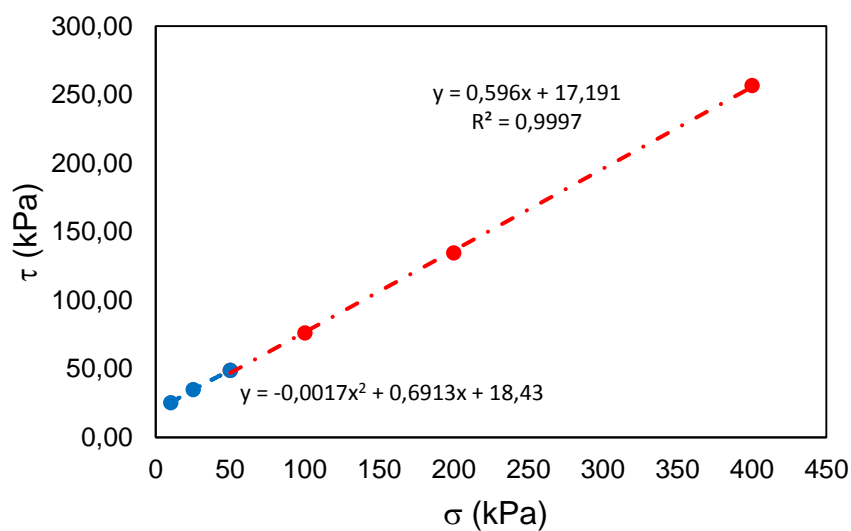
Apêndice A2.1: Curvas para compactação estática, primeira amostragem. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.



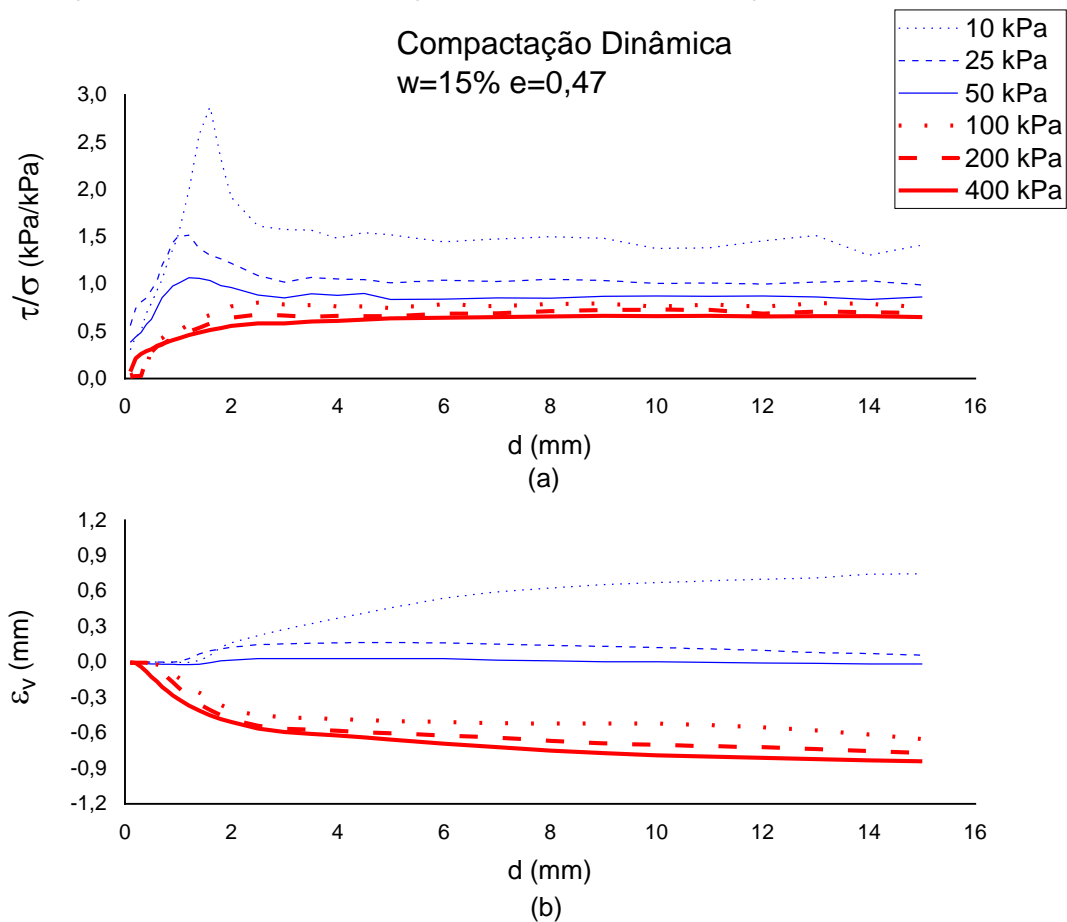
Apêndice A2.2: Curvas para compactação estática, segunda amostragem. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.



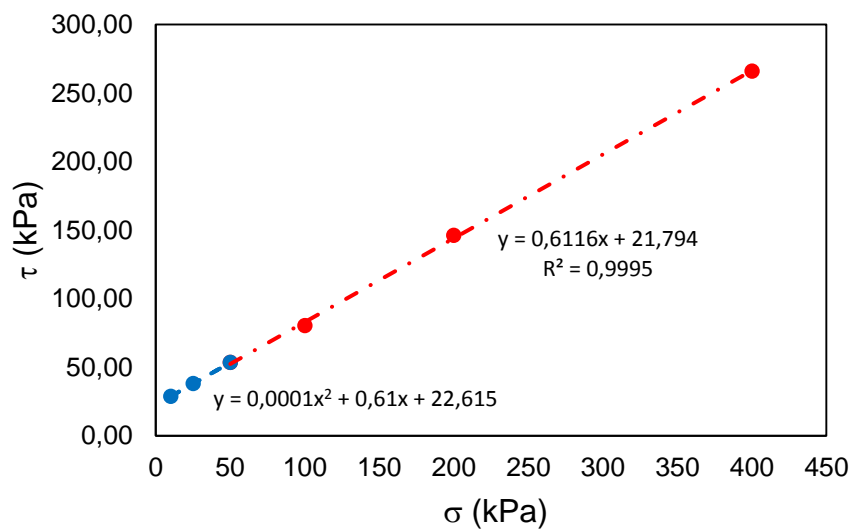
Apêndice A2.3: Envoltórias para compactação estática.



Apêndice A2.4: Curvas para compactação dinâmica. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.

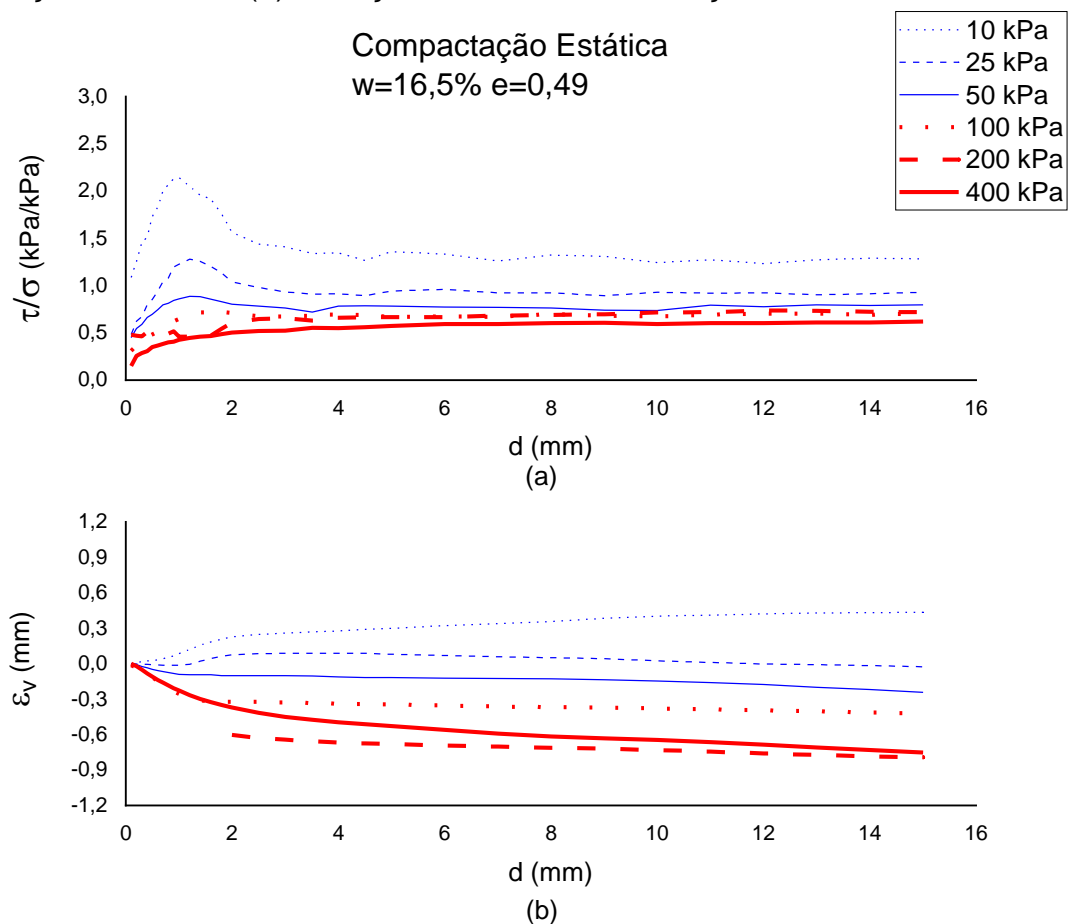


Apêndice A2.5: Envoltórias para compactação dinâmica.

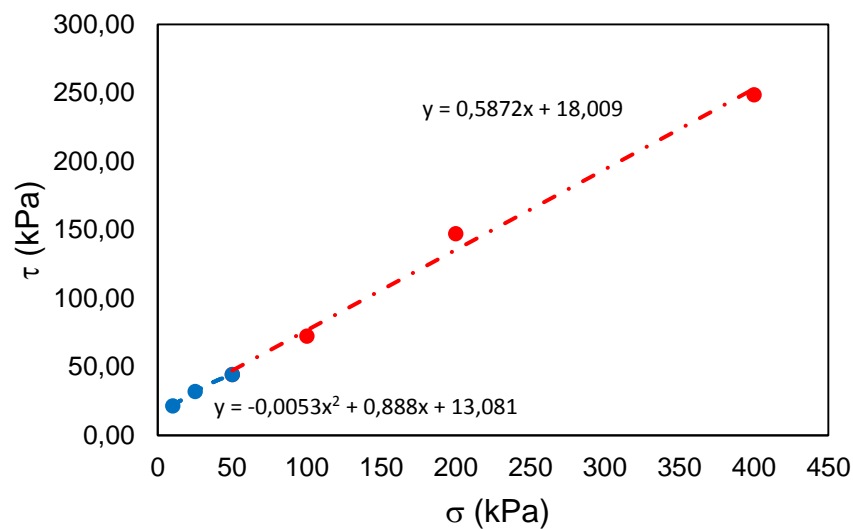


APÊNDICE A3 – Envoltória de ruptura, curvas tensão x deformação e variação de altura para o ensaio de cisalhamento direto em amostras com teor de umidade de 16,5% e índice de vazios de 0,49.

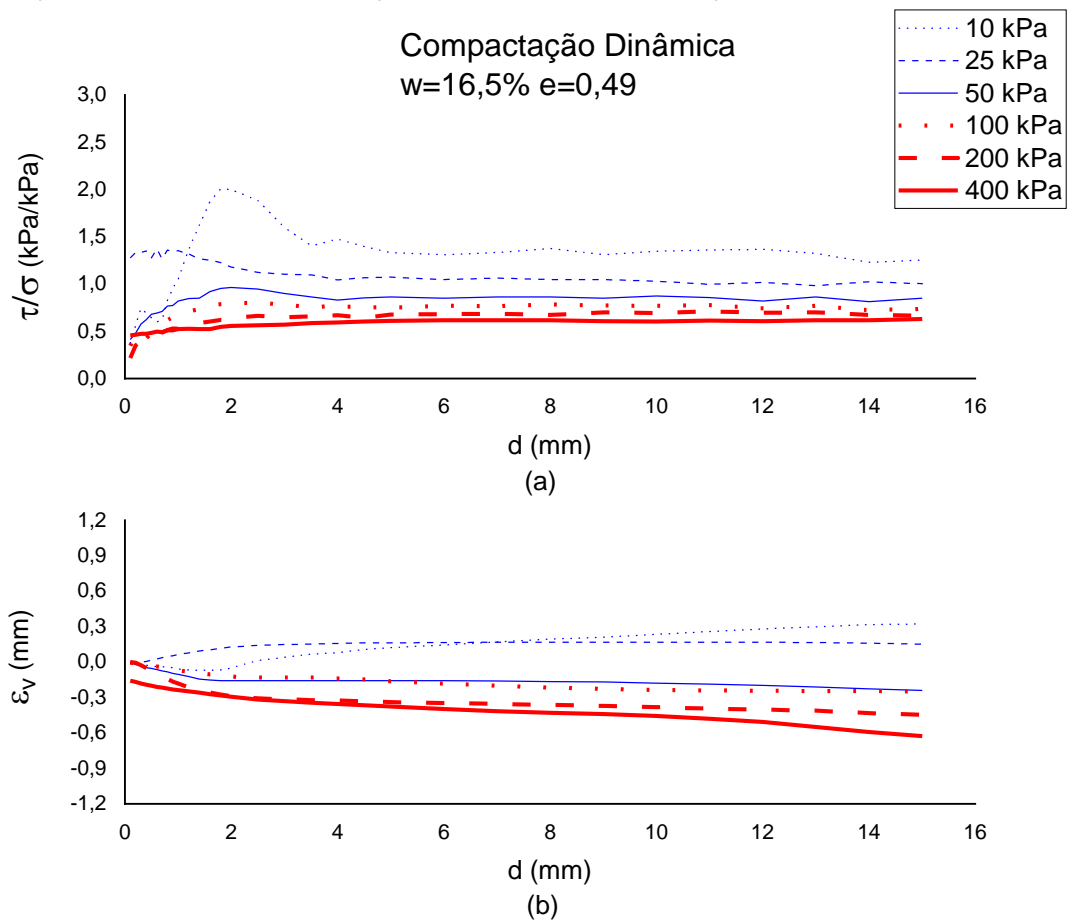
Apêndice A3.1: Curvas para compactação estática. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.



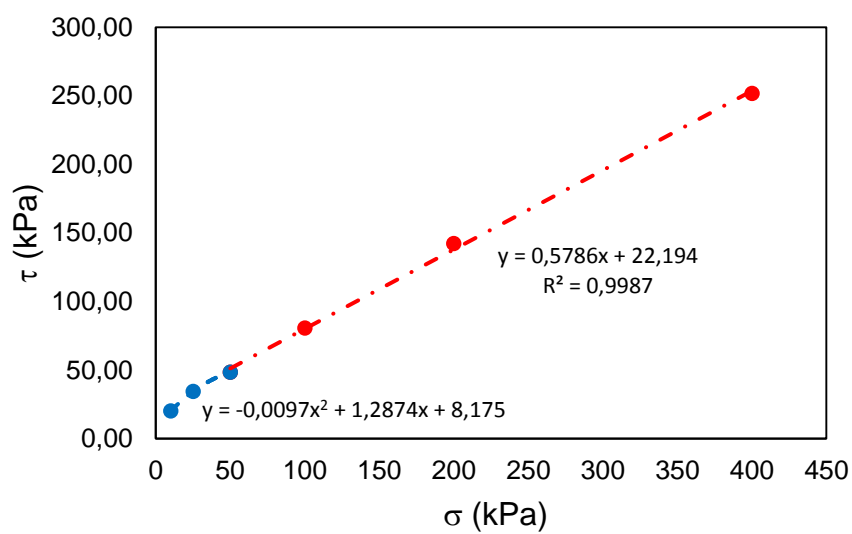
Apêndice A3.2: Envoltórias para compactação estática.



Apêndice A3.3: Curvas para compactação dinâmica. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.

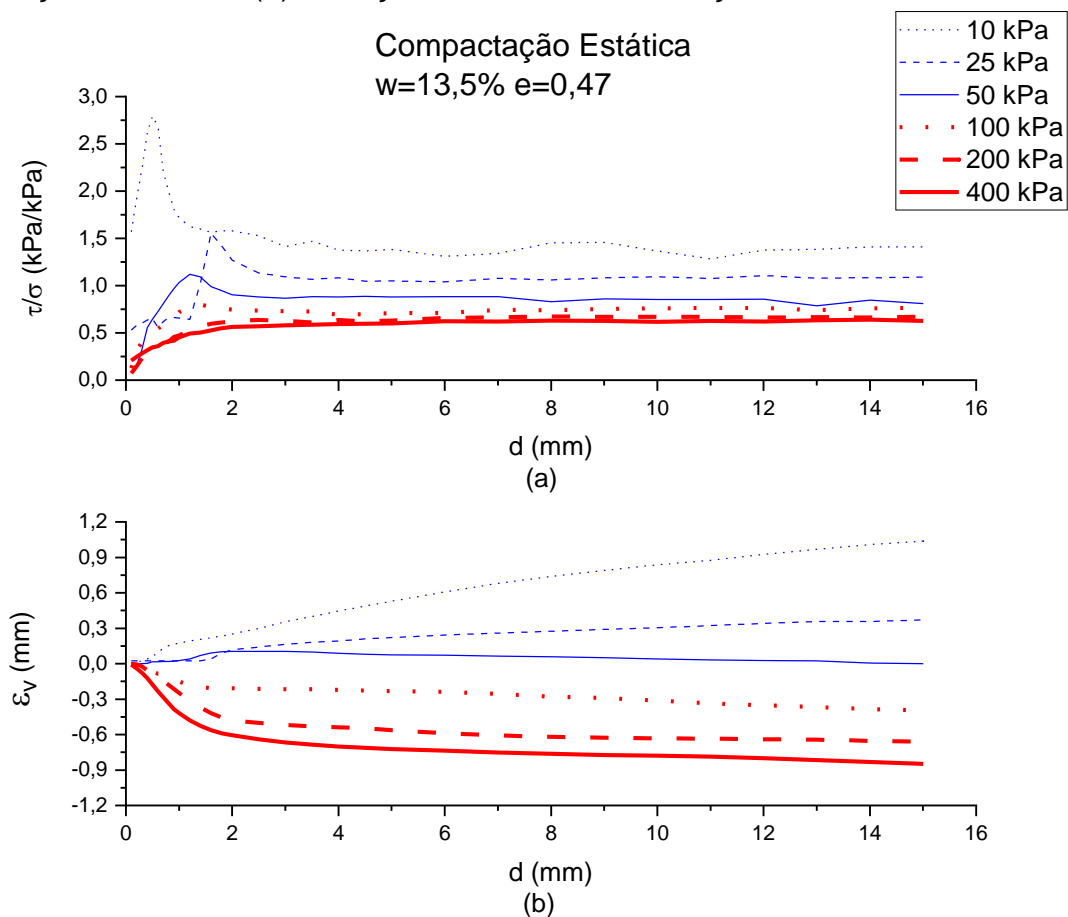


Apêndice A3.4: Envoltórias para compactação dinâmica.

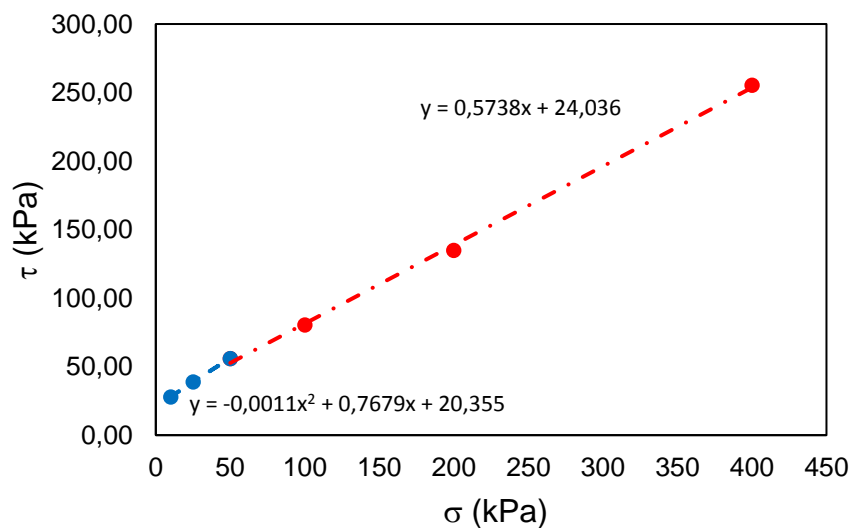


APÊNDICE A4 – Envoltória de ruptura, curvas tensão x deformação e variação de altura para o ensaio de cisalhamento direto em amostras com teor de umidade de 13,5% e índice de vazios de 0,47.

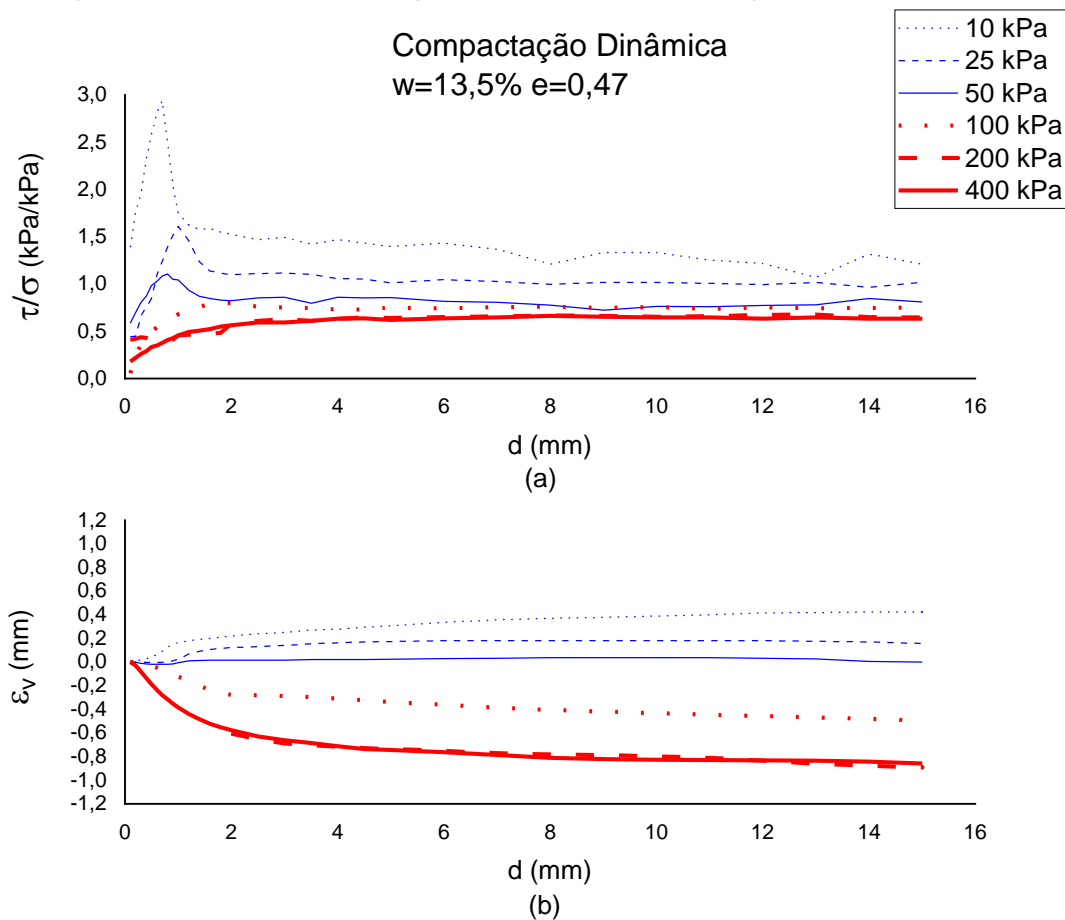
Apêndice A4.1: Curvas para compactação estática. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.



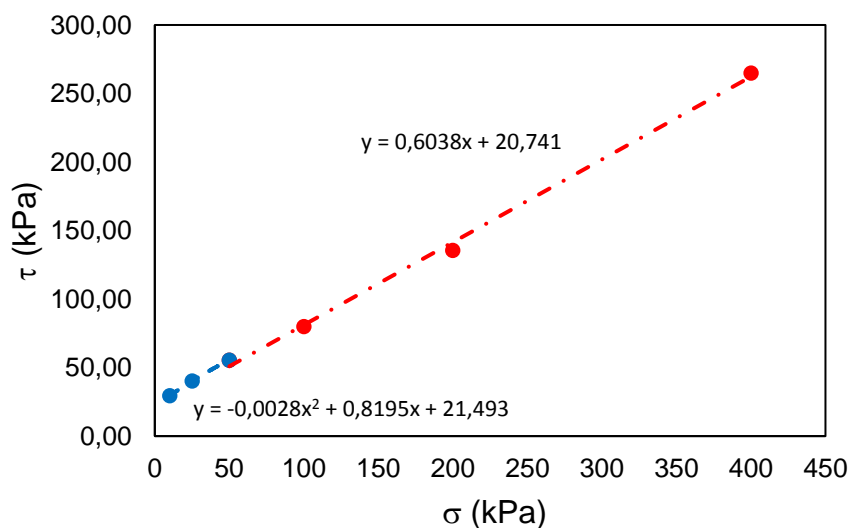
Apêndice A4.2: Envoltórias para compactação estática.



Apêndice A4.3: Curvas para compactação dinâmica. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.

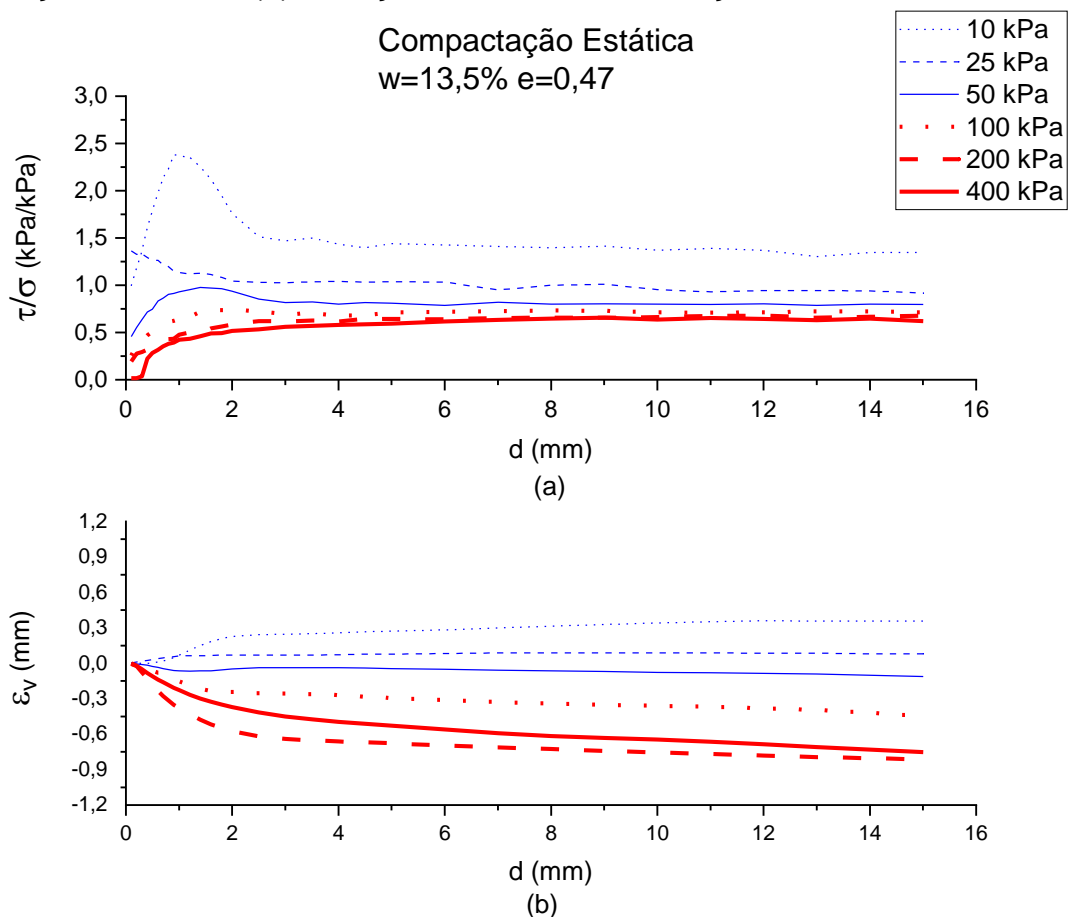


Apêndice A4.4: Envoltórias para compactação dinâmica.

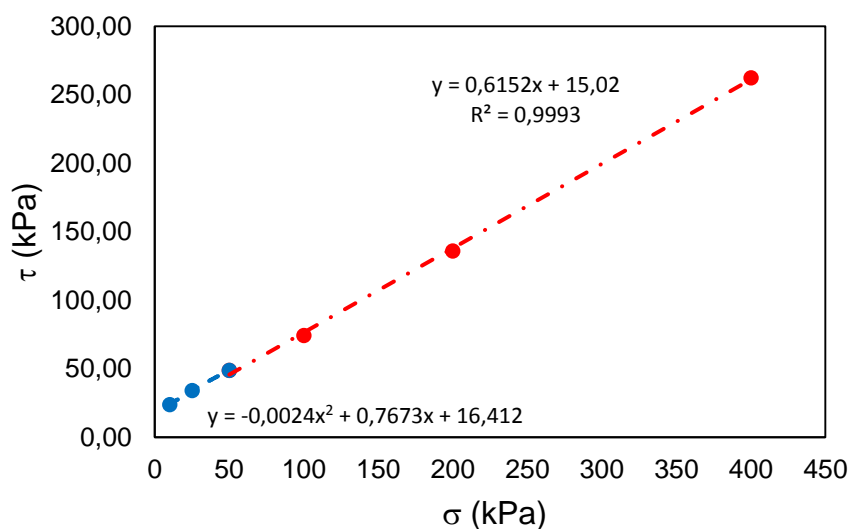


APÊNDICE A5 – Envoltória de ruptura, curvas tensão x deformação e variação de altura para o ensaio de cisalhamento direto em amostras com teor de umidade de 16,5% e índice de vazios de 0,47.

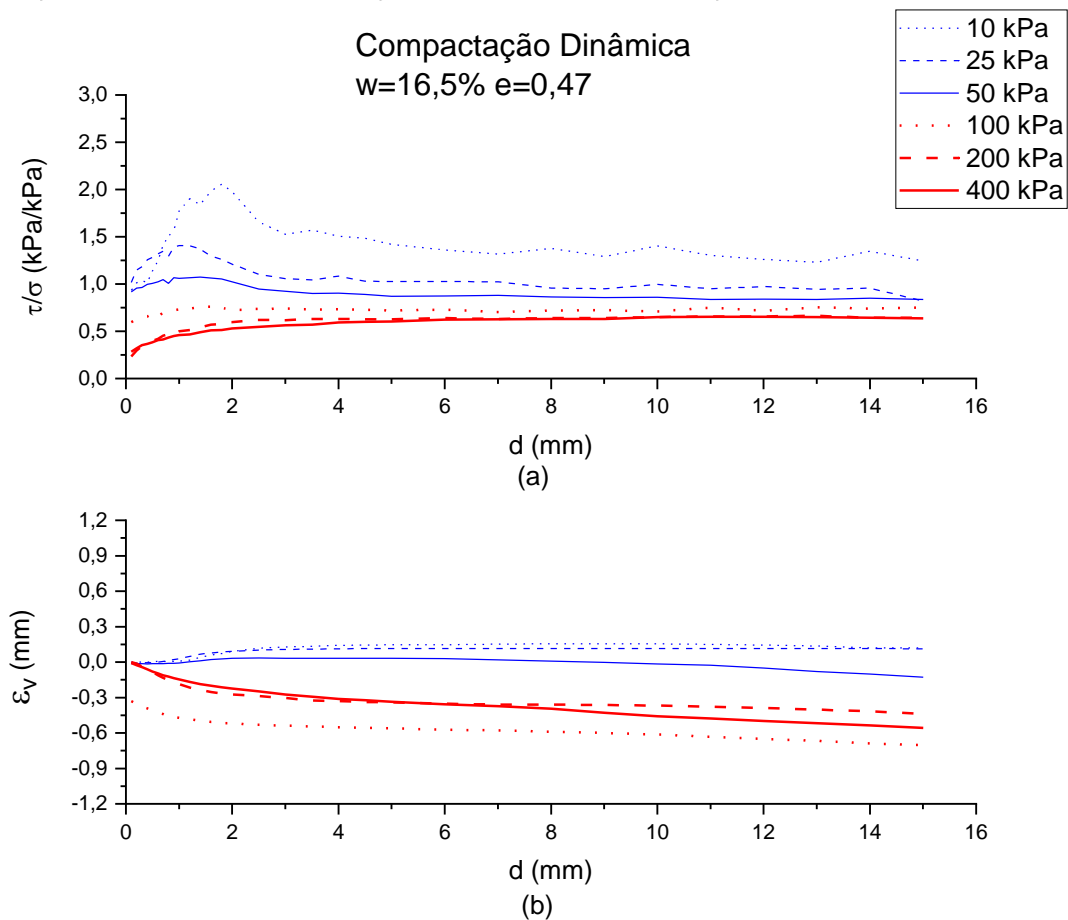
Apêndice A5.1: Curvas para compactação estática. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.



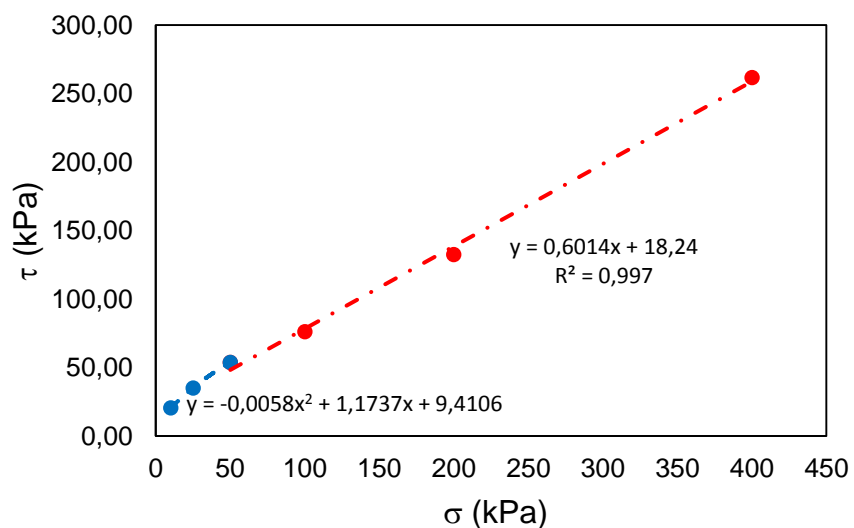
Apêndice A5.2: Envoltórias para compactação estática.



Apêndice A5.3: Curvas para compactação dinâmica. (a) Curva normalizada tensão x deformação horizontal. (b) Variação de altura x deformação horizontal.

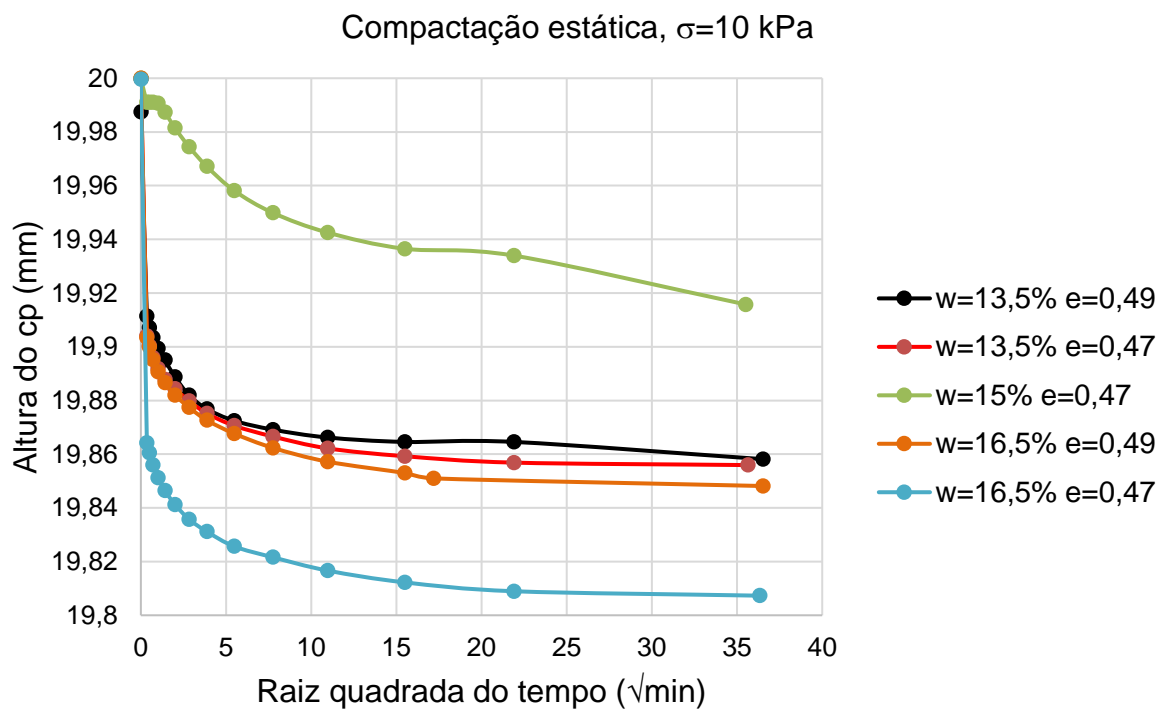


Apêndice A5.4: Envoltórias para compactação dinâmica.

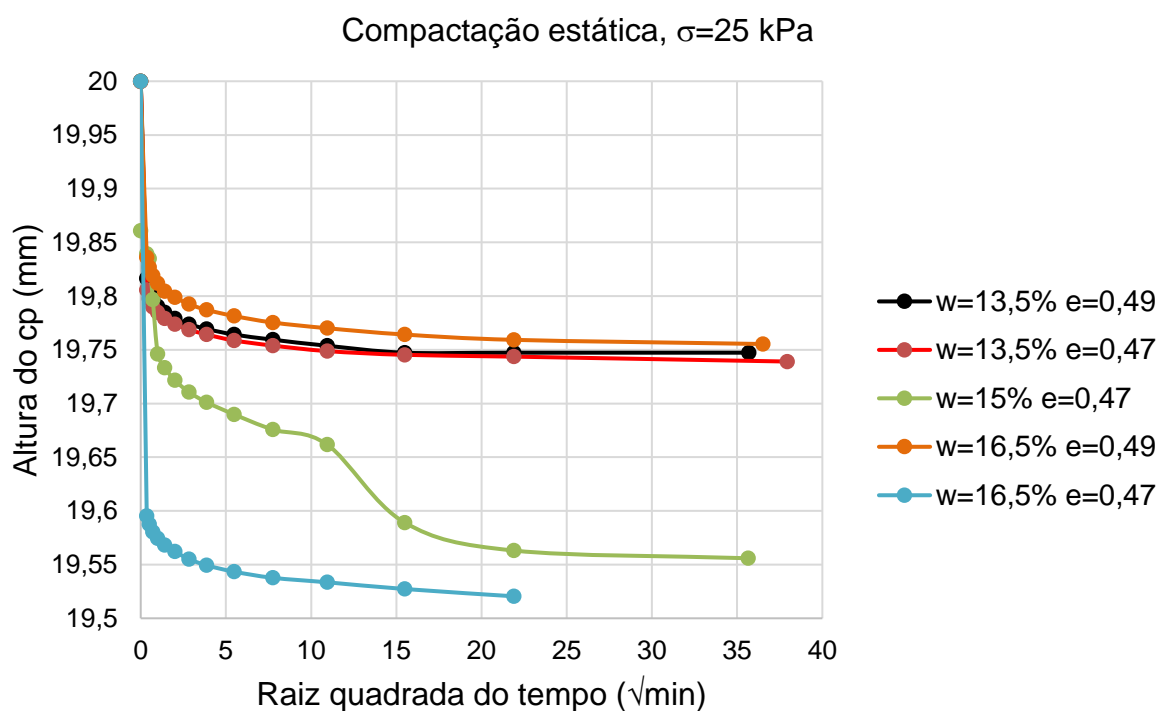


APÊNDICE A6 – Curvas altura do cp x raiz quadrada do tempo, para compactação estática, durante o período de adensamento realizado anteriormente ao ensaio de cisalhamento direto.

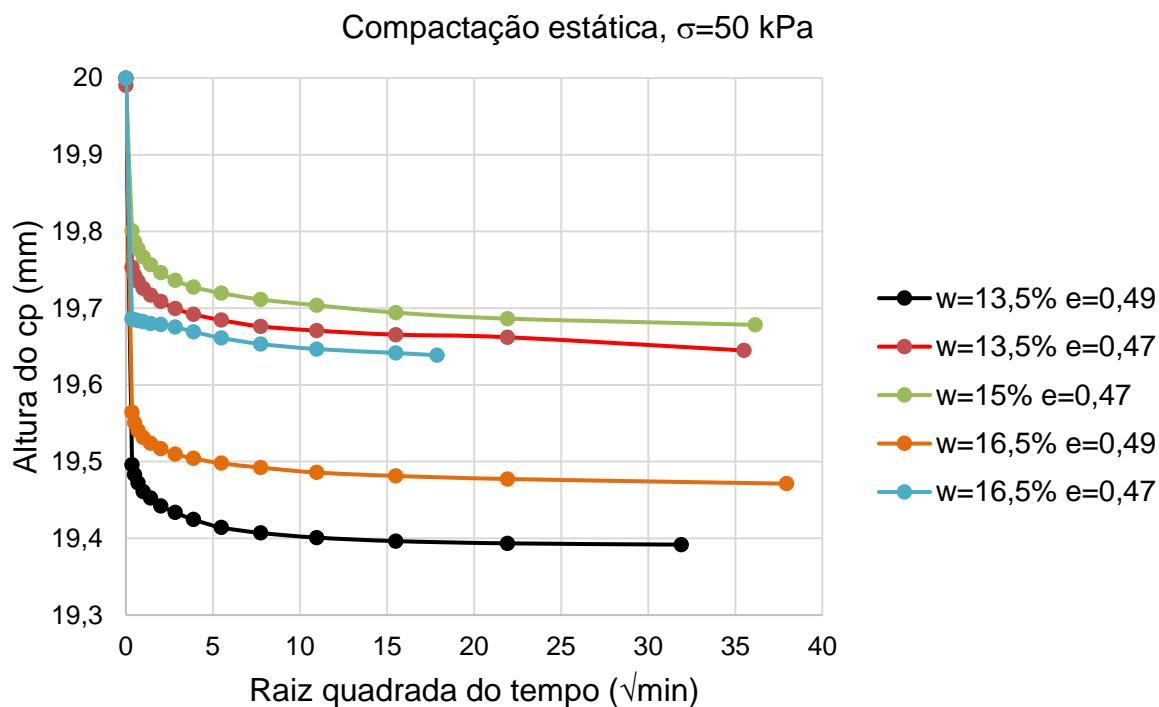
Apêndice A6.1: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação estática e tensão normal de 10 kPa.



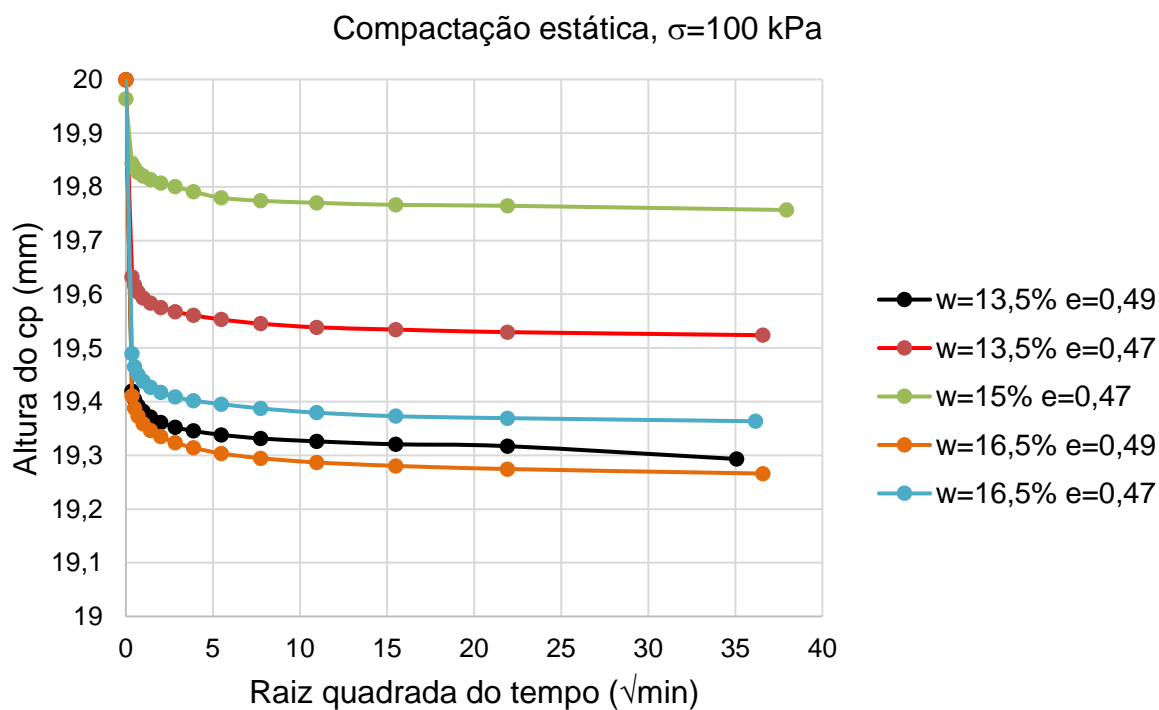
Apêndice A6.2: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação estática e tensão normal de 25 kPa.



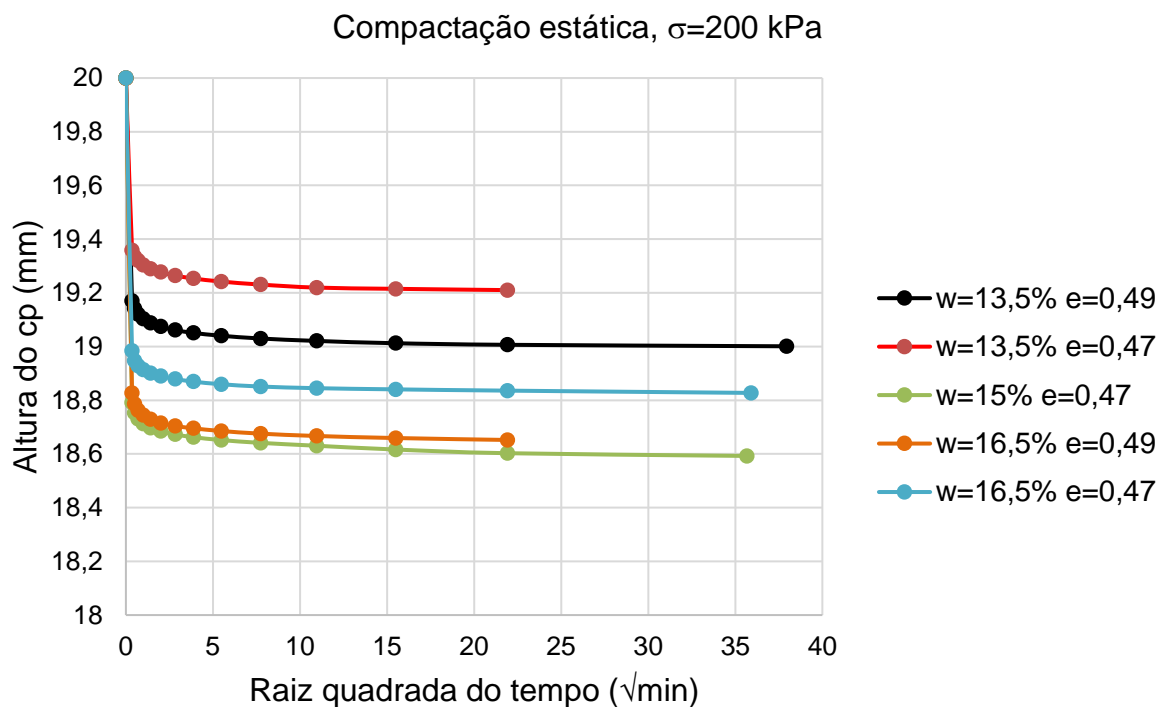
Apêndice A6.3: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação estática e tensão normal de 50 kPa.



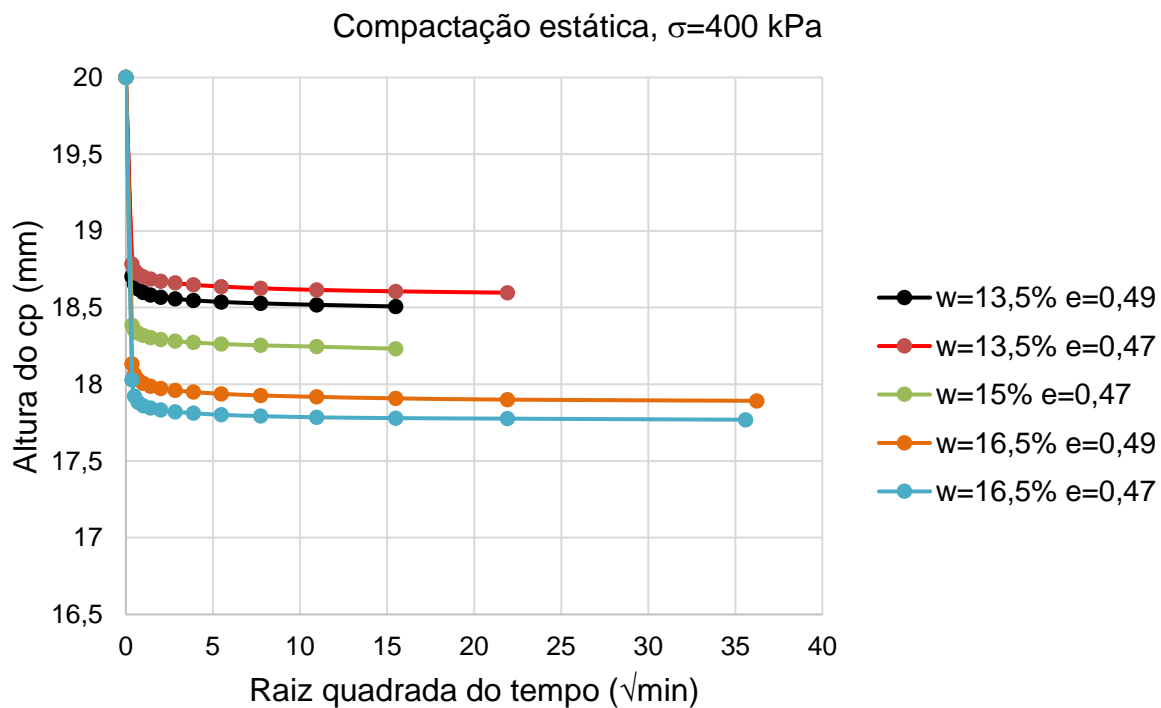
Apêndice A6.4: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação estática e tensão normal de 100 kPa.



Apêndice A6.5: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação estática e tensão normal de 200 kPa.

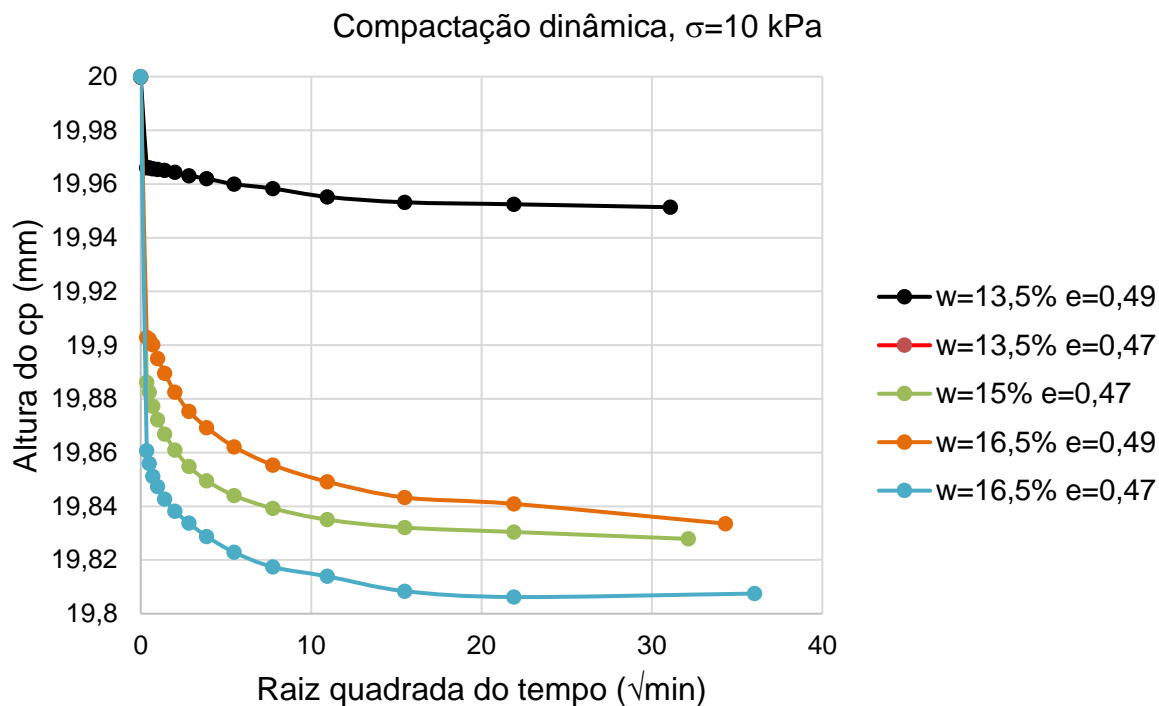


Apêndice A6.6: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação estática e tensão normal de 400 kPa.

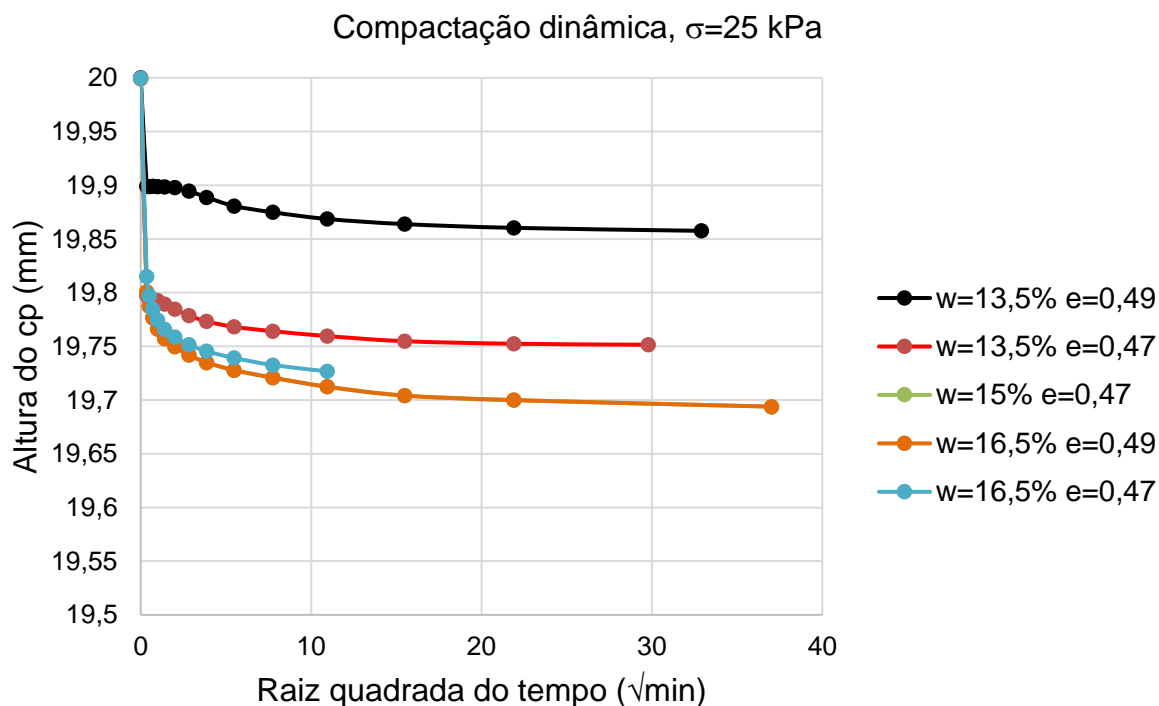


APÊNDICE A7 – Curvas altura do cp x raiz quadrada do tempo, para compactação dinâmica, durante o período de adensamento realizado anteriormente ao ensaio de cisalhamento direto.

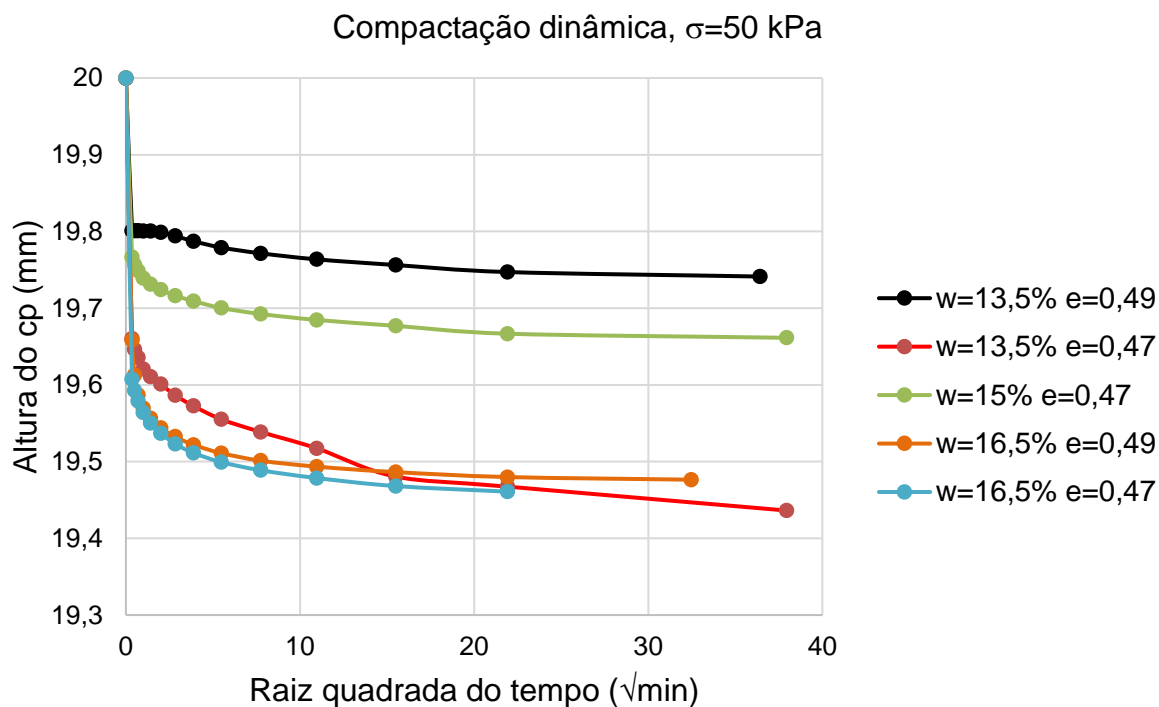
Apêndice A7.1: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação dinâmica e tensão normal de 10 kPa.



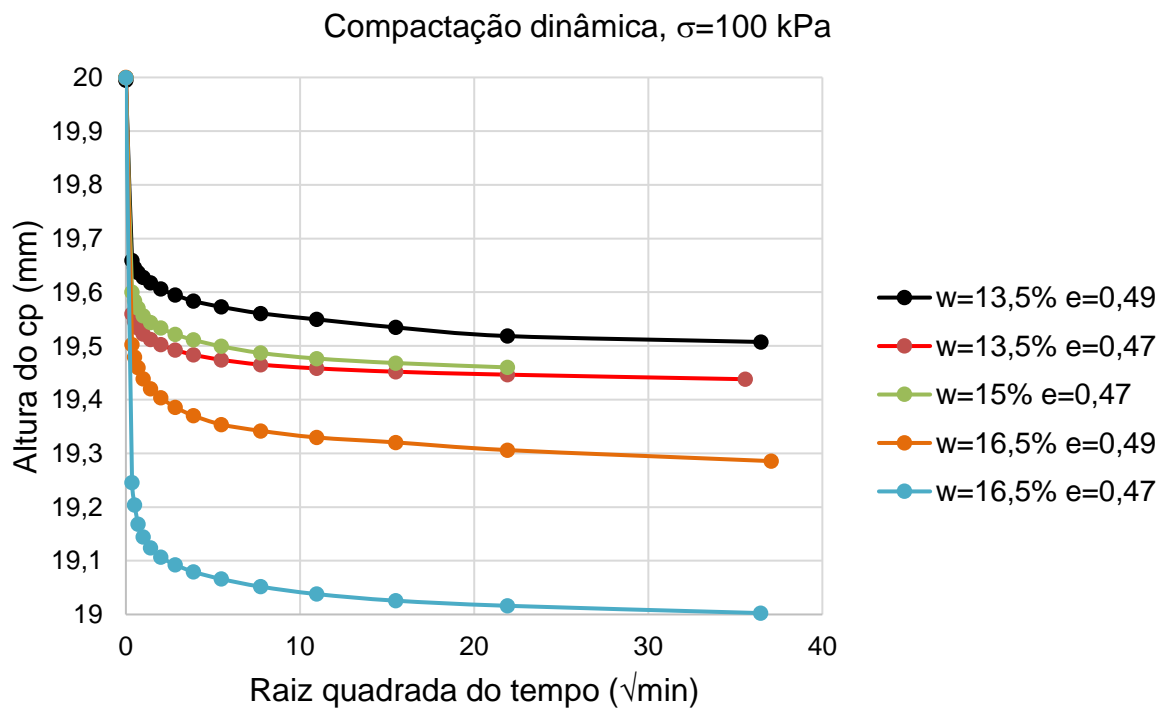
Apêndice A7.2: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação dinâmica e tensão normal de 25 kPa.



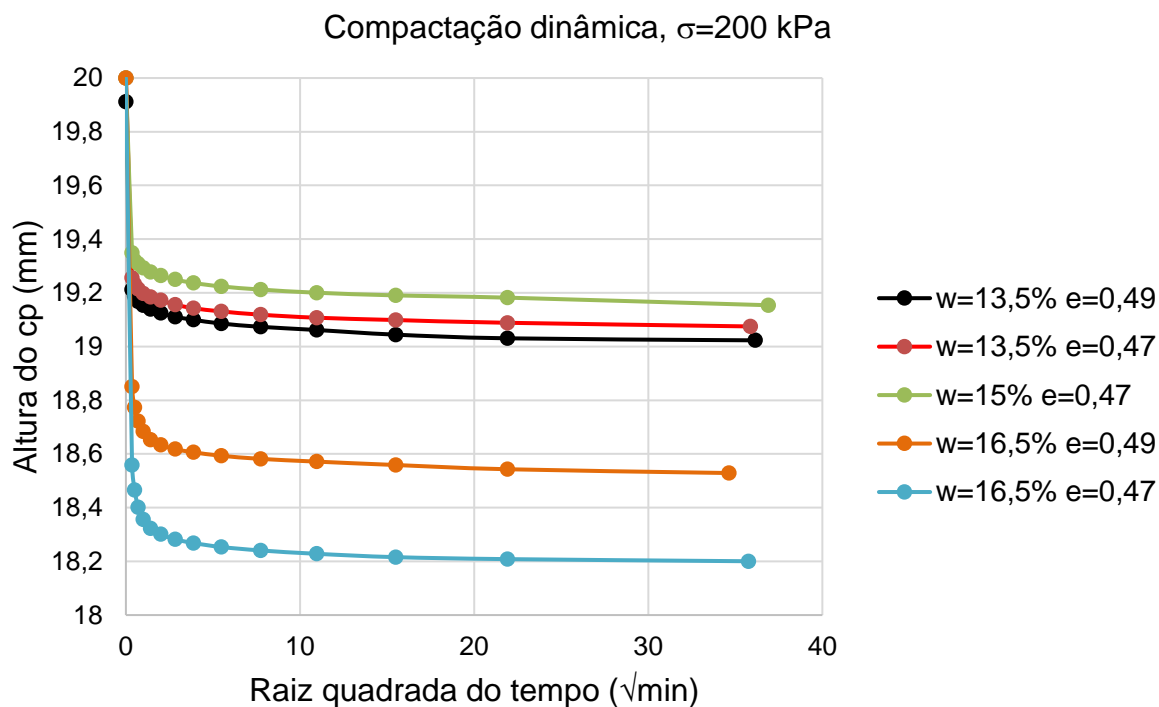
Apêndice A7.3: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação dinâmica e tensão normal de 50 kPa.



Apêndice A7.4: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação dinâmica e tensão normal de 100 kPa.



Apêndice A7.5: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação dinâmica e tensão normal de 200 kPa.



Apêndice A7.6: Curva altura x raiz quadrada do tempo para compactação dinâmica e tensão normal de 400 kPa.

