



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS DE RUSSAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

AYRLE FREITAS DA COSTA

ESTUDO DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO COM APLICAÇÃO NA
ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDE DA CE-356

RUSSAS – CE

2021

AYRLE FREITAS DA COSTA

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO COM APLICAÇÃO NA
ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDE DA CE-356**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará - Campus Russas, como requisito para obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientadora: Prof^ª. Ms. Andriele Nascimento de Souza

RUSSAS – CE

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- C87e Costa, Ayrle Freitas da.
Estudo das propriedades geotécnicas de solo com aplicação na análise da estabilidade de talude da CE-356 / Ayrle Freitas da Costa. – 2021.
74 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas, Curso de Engenharia Civil, Russas, 2021.
Orientação: Profa. Ma. Andriele Nascimento de Souza.
1. estabilidade de taludes. 2. taludes rodoviários. 3. fator de segurança. 4. SLOPE/W. I. Título.
CDD 620
-

AYRLE FREITAS DA COSTA

ESTUDO DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE SOLO COM APLICAÇÃO NA
ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDE DA CE-356

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará - Campus Russas, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheira Civil.

Aprovada em: 06/09/2021.

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Ms. Andriele Nascimento de Souza (Orientadora)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof^o. Dr. Otávio Rangel de Oliveira e Cavalcante
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof^o. Dr. Rosiel Ferreira Leme
Universidade Federal do Ceará (UFC)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pela oportunidade de cursar Engenharia Civil em uma universidade pública, por toda a força para que eu nunca desistisse dos meus sonhos e por me proporcionar essa conquista importantíssima em minha vida.

Aos meus pais, Antônio Matias e Maria de Fátima, por nunca terem medido esforços para investir na minha educação e sempre acreditarem que eu era capaz. Vocês foram fundamentais nessa jornada por sempre estarem presentes, me apoiando. Muito obrigado por sonharem junto comigo. A vocês minha eterna gratidão.

Ao meu namorado, Jardes Vieira, que sempre esteve ao meu lado, me apoiando, acompanhando e ajudando. Pela compreensão, sendo paciente por todas as vezes que precisei me ausentar por conta da faculdade.

À minha amiga Daniele Fernandes, por todo o acolhimento assim que ingressei na UFC, por tantas noites em claro, estudando para provas ou fazendo trabalhos. Não menos importante, obrigada por me disponibilizar um lar em Fortaleza, para que eu pudesse ficar e conseguir realizar parte deste trabalho.

À minha família, por todo o incentivo ao longo desses anos.

À minha orientadora, Prof^a. Andriele Nascimento de Souza, por toda confiança, atenção, dedicação, acompanhamento, enfim por todo o suporte técnico dedicado durante toda a graduação, mais especificamente, nos últimos meses.

À todos que, direto ou indiretamente, contribuíram para a minha graduação e realização deste trabalho.

RESUMO

A segurança nas obras de Engenharia é sempre uma preocupação, principalmente devido às inúmeras variáveis envolvidas e à complexidade das obras. Na área Geotécnica, os projetos demandam ainda mais atenção e cuidados, como é o caso da análise da estabilidade de taludes, por exemplo. Com isso, essa problemática torna-se um tema de grande importância visto a necessidade de expansão urbana e, conseqüentemente, ocupação de locais desconhecidos. Porém, a análise da estabilidade de taludes também não é uma prática comum na operação das rodovias. Devido ao elevado fluxo de veículos, qualquer ruptura que ocorra em taludes rodoviários, demanda uma recuperação dessas áreas que, por muitas vezes, é bastante onerosa, assim como, terá conseqüências em grandes proporções, tanto ambientais quanto perdas de vida. Em muitos casos, essas rupturas poderiam ser evitadas ou minimizadas, se existisse um estudo prévio e contínuo sobre a estabilidade desses taludes rodoviários. Portanto, o presente trabalho tem como objetivo caracterizar o solo existente no talude da CE-356, trecho que liga Russas/CE a Baraúna/RN. Após essa caracterização, foi analisada a estabilidade do talude no software SLOPE/W, para obtenção do fator de segurança, realizando cinco simulações, uma para cada método de análise (Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price) a fim de comparar os resultados obtidos. Foi verificado que o FS em todos os métodos foi abaixo de 1,5, constatando uma instabilidade no talude e possibilidade de ruptura.

Palavras-chave: estabilidade de taludes; taludes rodoviários; fator de segurança; SLOPE/W.

ABSTRACT

Safety in engineering works is always a concern, mainly due to the numerous variables involved and the complexity of the works. In the Geotechnical area, projects demand even more attention and care, such as the analysis of slope stability, for example. Thus, this issue becomes a topic of great importance given the need for urban expansion and, consequently, occupation of unknown places. However, the analysis of slope stability is also not a common practice in the operation of highways. Due to the high flow of vehicles, any rupture that occurs on road slopes requires the recovery of these areas, which is often quite costly, as well as having large-scale consequences, both environmental and loss of life. In many cases, these ruptures could be avoided or minimized, if there were a previous and continuous study on the stability of these road slopes. Therefore, this work aims to characterize the existing soil on the slope of CE-356, a stretch that connects Russas/CE to Baraúna/RN. After this characterization, the slope stability was analyzed in the SLOPE/W software, to obtain the safety factor, performing five simulations, one for each analysis method (Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer and Morgenstern-Price) in order to compare The obtained results. It was verified that the FS in all methods was below 1.5, noting an instability on the slope and the possibility of rupture.

Keywords: slope stability; road slopes; safety factor; SLOPE/W.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Legenda para classificação SUCS.	17
Tabela 2: Classificação dos solos - SUCS.	18
Tabela 3: Classificação dos solos - AASHTO.	20
Tabela 4: Fatores de segurança mínimos.	22
Tabela 5: Resultado do peneiramento grosso.	50
Tabela 6: Leituras do densímetro durante um período de 24h - sedimentação.	51
Tabela 7: Resultado do peneiramento fino.	52
Tabela 8: Resumo, em %, da granulometria e sua distribuição.	53
Tabela 9: Dados dos ensaios para determinação do limite de liquidez e plasticidade.	53
Tabela 10: Dados do ensaio de compactação.	55
Tabela 11: Dados do ensaio de densidade real.	57
Tabela 12: Informações do ensaio de permeabilidade e determinação da umidade de compactação do corpo de prova.	57
Tabela 13: Determinação do coeficiente de permeabilidade de cada leitura.	58
Tabela 14: Resultados do ensaio de cisalhamento direto.	60

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Carta de plasticidade de Casagrande.....	18
Figura 2: Esquema de um escorregamento.....	23
Figura 3: Esquema de um espalhamento.....	24
Figura 4: Esquema de um escoamento.....	24
Figura 5: Esquema de um rastejo.....	25
Figura 6: Erosão causada por falha na linha de drenagem.	26
Figura 7: Localização da coleta das amostras.	30
Figura 8: Escavação para retirada das amostras.	30
Figura 9: Coleta das amostras.....	31
Figura 10: Amostra utilizada nos ensaios.	32
Figura 11: Peneiramento da amostra e retirada das impurezas do que ficou retido na peneira de 2mm.	33
Figura 12: Peneiramento grosso e pesagem.	33
Figura 13: Pesagem da amostra que será utilizada na sedimentação.....	34
Figura 14: Separação de 125 ml de hexametáfosfato de sódio.	35
Figura 15: Amostra de solo imersa no defloculante.	35
Figura 16: Aparelho de dispersão.	36
Figura 17: Transferência da mistura contida no copo dispersor para a proveta.	37
Figura 18: Transferência da mistura para a peneira de 0,075 mm para ser levada à estufa.	38
Figura 19: Conjunto de peneiras - peneiramento fino.....	38
Figura 20: Aparelho de Casagrande para a determinação do limite de liquidez.	39
Figura 21: Pesagem de amostra para determinação da umidade - LL.	40
Figura 22: Amostra fragmentada, após ser rolada, com 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento.....	41
Figura 23: Pesagem de amostra para determinação da umidade - LP.	41
Figura 24: Compactação com soquete em três camadas de solo no cilindro metálico.	42
Figura 25: Extrator de corpo de prova e pesagem de uma porção.....	43
Figura 26: Pesagem do picnômetro seco, P1 (à esquerda) e do picnômetro com a amostra, P2 (à direita).	44
Figura 27: Aquecimento do picnômetro (à esquerda) e o mesmo sendo enxugado (à direita).44	

Figura 28: Pesagem do conjunto (picnômetro+amostra+água), P3 (à esquerda) e adição de água destilada aos picnômetros (à direita).....	45
Figura 29: Pesagem do picnômetro com água, P4.....	45
Figura 30: Aplicação de uma camada de pedra sobre uma camada de solo na câmara do permeâmetro.....	46
Figura 31: Aparelhagem do permeâmetro.....	47
Figura 32: Preparação do corpo de prova e desmolde na célula de cisalhamento.....	48
Figura 33: Equipamento para o ensaio de cisalhamento direto e corpo de prova após a ruptura.....	48
Figura 34: Grãos retidos nas peneiras de 4,76 mm e 2 mm, respectivamente.	51
Figura 35: Grãos retidos nas peneiras de 1,2, 0,6, 0,42, 0,3, 0,15 e 0,075 mm, respectivamente.....	52
Figura 36: Gráfico da curva granulométrica para o solo estudado - Amostra 1.....	53
Figura 37: Gráfico da curva de fluidez para determinação do Limite de Liquidez.....	54
Figura 38: Gráfico da curva de compactação do solo estudado - Amostra 1.....	56
Figura 39: Gráfico da tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal.....	58
Figura 40: Gráfico da variação volumétrica versus deslocamento horizontal.....	59
Figura 41: Gráfico da tensão cisalhante versus tensão normal.....	59
Figura 42: Considerações quanto a geometria do talude.....	62
Figura 43: Informações sobre a geometria do talude no SLOPE/W.....	62
Figura 44: Análise da estabilidade de talude - Método de Fellenius.....	64
Figura 45: Análise da estabilidade de talude - Método de Bishop.....	64
Figura 46: Análise da estabilidade de talude - Método de Janbu.....	65
Figura 47: Análise da estabilidade de talude - Método de Spencer.....	65
Figura 48: Análise da estabilidade de talude - Método de Morgenstern-Price.....	66

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
CE	Rodovia Estadual do Ceará
DNIT	Departamento nacional de Infraestrutura de Transportes
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation
LL	Limite de Liquidez
IG	Índice de Grupo
IP	Índice de Plasticidade
FS	Fator de Segurança
LP	Limite de Plasticidade
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
ASTM	American Society for Testing and Materials

LISTA DE SÍMBOLOS

c'	Coesão
Ø	Ângulo de atrito
P	Peso próprio da fatia
b	Largura da fatia
l	Comprimento do arco na base da fatia
□	Ângulo de inclinação
u	Poropressão atuante na base da fatia
M	Momento existente na fatia
K	Coefficiente de permeabilidade
σ	Tensão normal
τ	Tensão de cisalhamento
w	Umidade ótima de compactação
L	Espessura do corpo de prova
A	Área da seção transversal do corpo de prova
a	Área da seção transversal da bureta
M	Massa úmida do corpo de prova
G	Grau de compactação
ΔV	Varição volumétrica

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	15
1.1.	JUSTIFICATIVA	16
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1.	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	17
2.1.1.	<i>Sistema Unificado de Classificação do Solo - SUCS</i>	17
2.1.2.	<i>Sistema de Classificação Rodoviário - AASHTO</i>	19
2.2.	ESTABILIDADE DE TALUDES	21
2.3.	AGENTES INSTABILIZANTES - MOVIMENTOS DE MASSA	22
2.4.	MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES	26
2.4.1.	<i>Método de Fellenius</i>	27
2.4.2.	<i>Método de Bishop Simplificado</i>	27
2.4.3.	<i>Método de Janbu Simplificado</i>	28
2.4.4.	<i>Método de Spencer</i>	28
2.4.5.	<i>Método de Morgenstern-Price</i>	28
3.	METODOLOGIA	30
3.1.	LOCALIZAÇÃO E COLETA DAS AMOSTRAS	30
3.2.	PREPARAÇÃO DA AMOSTRA	31
3.3.	ENSAIO DE GRANULOMETRIA	32
3.4.	ENSAIO DOS LIMITES DE ATTERBERG	39
3.4.1.	<i>Limite de liquidez (LL)</i>	39
3.4.2.	<i>Limite de plasticidade (LP)</i>	40
3.5.	ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	41
3.6.	ENSAIO DA DENSIDADE REAL	43
3.7.	ENSAIO DE PERMEABILIDADE	46
3.8.	ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO	47
3.9.	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES – SLOPE W	48
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	50
4.1.	RESULTADOS DA GRANULOMETRIA	50
4.2.	RESULTADOS DOS LIMITES DE ATTERBERG (LL E LP)	53
4.3.	RESULTADOS DA COMPACTAÇÃO	55

4.4.	RESULTADOS DA DENSIDADE REAL	56
4.5.	RESULTADOS DA PERMEABILIDADE.....	57
4.6.	RESULTADOS DO CISALHAMENTO DIRETO	58
4.7.	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO QUE COMPÕE O TALUDE	60
4.8.	RESULTADOS DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDE-SLOPE/W	61
5.	CONCLUSÃO	67
	REFERÊNCIAS	69
	APÊNDICE 1 - Ensaio de resistência ao cisalhamento direto ($\sigma = 50$ kPa)	72
	APÊNDICE 2 - Ensaio de resistência ao cisalhamento direto ($\sigma = 100$ kPa).....	73
	APÊNDICE 3 - Ensaio de resistência ao cisalhamento direto ($\sigma = 200$ kPa).....	74

1. INTRODUÇÃO

As obras de Engenharia Civil demandam uma preocupação sempre constante, no que diz respeito à segurança, sobretudo em função das inúmeras variáveis envolvidas, no tempo e no espaço, referente aos materiais envolvidos. Para Souza (2014), a muitos anos existem estes problemas com relação à segurança, principalmente envolvendo taludes de solo, movimentos de massa e fraturas.

No tocante ao sistema rodoviário brasileiro, com relação à estabilidade de taludes, Alves e Mateus (2018, p. 14) afirmam que

As rodovias exercem considerável influência no desenvolvimento de um país, e no Brasil não é diferente. Os órgãos rodoviários têm convivido com um número muito grande de passivos ambientais relacionados, principalmente, aos processos de instabilização de taludes, abrangendo os movimentos gravitacionais de massa e erosões. Esses processos podem se desenvolver devido à insuficiência de estudos geológicos-geotécnicos na fase de projeto, fatores construtivos ou à falta de manutenção. Assim, importantes rodovias brasileiras apresentam muitos taludes afetados por escorregamentos e erosões de diferentes portes.

Infelizmente, os sistemas viários sofrem, com frequência, algum tipo de interrupção, principalmente em períodos de muita chuva, considerado o principal agente causador de escorregamentos, devido, principalmente, à instabilidade dos taludes. Sendo assim, as consequências dessa instabilidade geram custos, entretanto, dificilmente essas consequências são consideradas na fase de projeto das rodovias (MARQUES et al., 2016).

Consideradas obras lineares e de grandes extensões, torna-se inevitável não passar por diversas regiões, com isso é provável encontrar diferentes relevo, vegetação, geologia e, principalmente, condições geotécnicas. Logo, é possível obter uma resposta para cada região no referente aos serviços de terraplenagem, ocasionando instabilização dos taludes de corte e aterro e algumas limitações relevantes para este tipo de obra, especificamente (COSTA e LEVINDO, 2013).

Para Mendes (2018), é importante e indispensável conhecer como o solo se comporta mecanicamente, uma vez que, quando esse comportamento mecânico não for atendido, algumas técnicas devem ser aplicadas para melhorar as características geotécnicas e este solo se tornar viável de utilização. Com isso, segundo Alves e Mateus (2018), é imprescindível uma investigação geotécnica na área de interesse, a fim de verificar possíveis casos de instabilidade de taludes e, assim, estabelecer prováveis pontos de ruptura.

Portanto, Castro, Rodrigues e Bezerra (2015, p. 5) afirmam que

na Geotecnia, a estabilização de taludes pode ser considerada como um dos principais problemas a serem solucionados e controlados. Um talude compreende qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Pode ser natural, como no caso de encosta, ou artificial, como talude de corte e aterro. Os condicionantes naturais, tais como de ordem geológica, hidrológica ou geotécnica, tornam a estabilidade de um maciço de solo e rocha de grande complexidade. A importância de estudos de estabilidade de taludes deriva do crescente número de obras realizadas, dentre as quais a grande maioria necessita da regularização e contenção de terreno sobre o qual a obra será realizada. Construção de rodovias, ferrovias, barragens de água, aterros sanitários, subsolos, entre outros, necessitam constantemente de investigação geotécnica para garantir que o maciço não se rompa.

1.1. JUSTIFICATIVA

O talude em estudo mostra indícios de deslizamentos, assim como no ano de 2019, quando a CE-356 teve o tráfego interrompido e bloqueado, devido ao risco existente na via por conta desses movimentos de massa no talude.

Conhecer as características geotécnicas do solo é extremamente importante para entender e tentar prever seu comportamento, sempre com o propósito de escolher soluções viáveis e acertadas para os problemas que possam surgir.

Com isso, este trabalho se propôs a estudar as propriedades do solo que compõe o talude presente na rodovia já citada, assim como analisar a estabilidade desse talude, visto os prejuízos, não somente financeiros, de uma possível ruptura são de grandes proporções.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Por ser utilizado como material de construção ou como fundação, o solo precisa ser classificado de forma que os projetos de engenharia sejam elaborados com base nas propriedades de cada grupo. Com isso, surgiram alguns sistemas de classificação, cada um com suas especificações e adequações. Para a classificação geotécnica deste trabalho, foram adotados o Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS) e o Sistema Rodoviário de Classificação (AASHTO).

2.1.1. Sistema Unificado de Classificação do Solo - SUCS

Segundo o DNIT (2006), o Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS) fundamenta-se nas qualidades de textura e plasticidade dos solos, que são agrupados de acordo com seu comportamento. Neste sistema, os solos são representados por duas letras, cujos significados estão descritos na Tabela 1. O SUCS considera as seguintes características: porcentagens de pedregulhos, areias e finos, curva granulométrica, plasticidade e compressibilidade, iniciando a divisão em solos de graduação grossa e fina, Tabela 2.

Tabela 1: Legenda para classificação SUCS.

G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo orgânico
W	Bem graduado
P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade
Pt	Turfas

Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

Tabela 2: Classificação dos solos - SUCS.

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda graúda retida na peneira nº 4	Pedregulho sem finos	GW Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.
			GP Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.
		Pedregulho com finos	GM Pedregulhos siltosos ou misturas de ped.areia e silte.
			GC Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped.areia e argila.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Areias sem finos	SW Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		Areias com finos	SM Areias siltosas - Misturas de areia e silte.
			SC Areias argilosas - Misturas de areia e argila.
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira nº 200	SILTES e ARGILAS com LL ≤ 50	ML Siltes inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.	
		CL Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.	
		OL Siltes orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.	
	SILTES e ARGILAS com LL > 50	MH Siltes - Areias finas ou siltes micáceos - Siltes elásticos.	
		CH Argilas inorgânicas de alta plasticidade.	
		OH Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.	
	Solos Altamente Orgânicos		PT Turfas e outros solos altamente orgânicos.

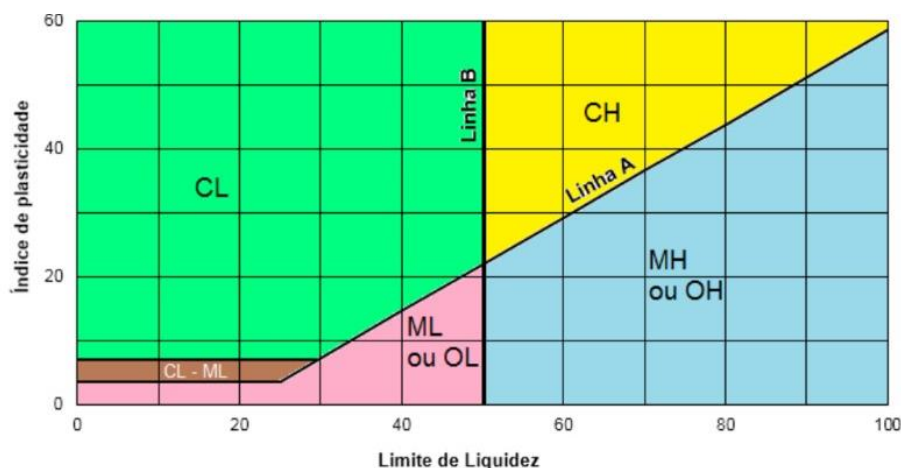
Fonte: DNIT (2006).

Segundo Pinto (2006), os solos finos são classificados quanto à compressibilidade, de acordo com o limite de liquidez (LL), da seguinte forma:

- $LL < 50$ - solo com baixa compressibilidade
- $LL > 50$ - solo com alta compressibilidade

Caso a granulometria do solo possua uma grande quantidade de finos, recomenda-se utilizar a carta de plasticidade, Figura 1, para melhor classificar o solo. Ela correlaciona o índice de plasticidade no eixo das ordenadas com o limite de liquidez no eixo das abcissas.

Figura 1: Carta de plasticidade de Casagrande..



Fonte: Guia da engenharia (2020).

São traçadas duas linhas, uma inclinada, chamada Linha A, e outra vertical, chamada Linha B. A primeira linha separa as argilas sem matéria orgânica (em geral acima dessa linha), dos colóides orgânicos e siltes sem matéria orgânica. Enquanto a segunda separa os siltes de argilas de baixo LL (à esquerda da linha) daqueles que possuem alto LL (à direita da linha), (DNIT, 2006).

Segundo o DNIT (2006), na parte inferior, com $LL < 30$ e IP entre 4 e 7, é possível verificar uma superposição das propriedades dos solos argilosos e siltosos. Com isso, os solos que estão situados neste região são classificados como limítrofes, que é o caso dos solos CL e ML.

2.1.2. Sistema de Classificação Rodoviário - AASHTO

Neste sistema, a classificação ocorre em grupos e subgrupos, e baseia-se na granulometria e nos limites de Atterberg. Essa classificação ocorre por eliminação da esquerda para a direita, seguindo a Tabela 3, (DNIT, 2006).

Tabela 3: Classificação dos solos - AASHTO.

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Fonte: DNIT (2006).

De acordo com o DNIT (2006), além da granulometria e dos limites de Atterberg, o índice de grupo também é parâmetro para a classificação dos solos segundo o sistema rodoviário. Essa variável indica a capacidade de suporte do material, deste modo:

- IG = 0 - solo ótimo;
- IG = 20 - solo péssimo;

Em outras palavras, o índice de grupo é um valor numérico que varia de 0 a 20, e que descreve a relação entre plasticidade e a dimensão granulométrica das partículas do solo. Esse índice de grupo é calculado pela Equação 1, abaixo:

$$IG = 0,2 * a + 0,005 * a * c + 0,01 * b * d \quad (1)$$

Onde, segundo o DNIT (2006):

- a. é a porcentagem do material passante na peneira de 0,075 mm, menos 35. Caso a porcentagem obtida seja maior que 75, adota-se 75 e se for menor que 35, adota-se 35. O “a” pode variar de 0 a 40.
- b. é a porcentagem do material passante na peneira de 0,075 mm, menos 15. Caso a porcentagem obtida seja maior que 55, adota-se 55 e se for menor que 15, adota-se 15. O “b” pode variar de 0 a 40.
- c. é o LL menos 40. Caso o LL seja maior que 60, adota-se 60 e se for menor que 40, adota-se 40. O “c” pode variar de 0 a 20.
- d. é o IP menos 10. Caso o IP seja maior que 30, adota-se 30 e se for menor que 10, adota-se 10. O “d” varia de 0 a 20.

2.2. ESTABILIDADE DE TALUDES

Os taludes podem ser definidos como superfícies que possuem uma inclinação e que delimitam um maciço terroso ou rochoso. Eles podem ser naturais, quando são formados pela própria natureza, ação geológica ou intempéries, ou artificiais, quando são construídos pela ação humana.

Sobre os taludes naturais, Gerscovich (2012, apud Souza 2014, p. 33) afirma que

estão sempre sujeitos a problema de instabilidade, porque as ações das forças gravitacionais contribuem naturalmente para a deflagração do movimento. Encostas que se mantinham estáveis por muitos anos, comumente sofrem processos de movimentação, pois determinados fatores alteram o estado de tensões da massa e provocam tensões cisalhantes que se igualam à resistência ao cisalhamento do solo.

Segundo Ayala (2018), a estabilidade de taludes é um assunto bastante discutido na engenharia civil, especificamente, na área geotécnica. Com isso, a busca por ações preventivas e/ou corretivas em áreas urbanas, principalmente, torna-se constante, visto que as ocorrências de movimentações de terra podem acarretar perdas econômicas, ambientais e humanas.

A instabilidade dos taludes, que gera, conseqüentemente, ruptura e escorregamento, será desencadeada, normalmente, devido aos esforços de cisalhamento. Sendo assim, a resistência ao cisalhamento de um solo pode ser estabelecida como a máxima tensão cisalhante que o solo consegue suportar sem que sofra ruptura ou, ainda, como a tensão cisalhante do solo no plano em que ocorre a ruptura, que ocorrerá quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualam à resistência ao cisalhamento (ROCHA, 2019).

Segundo Castro, Rodrigues e Bezerra (2015), quando existe ruptura em um maciço, especialmente em obras urbanas ou de grande fluxo, como as rodovias, recuperar essas áreas exige custos muito elevados, mas que poderiam se evitados ou, pelo menos, minimizados, se

fosse realizado um estudo adequado, considerando todos os parâmetros referentes à estabilização.

Para Jesus (2015), a determinação da segurança de taludes não constitui uma tarefa fácil, visto que são muitas variáveis envolvidas, o que torna o problema ainda mais complexo. Entretanto, apesar das dificuldades encontradas, a análise da estabilidade de taludes possui como resultado o fator de segurança (que consiste na relação entre forças resistentes e solicitantes) e a superfície de ruptura.

As rupturas ocorrem quando esse valor atinge a unidade. Essa é a condição conhecida como equilíbrio limite, na qual as forças solicitantes igualam as forças resistentes (MAFFRA et al., 2017, p. 138).

Os valores mínimos admissíveis para o fator de segurança (FS) de uma determinada obra são determinados levando em consideração as consequências para vidas humanas, prejuízos econômicos e ambientais (JESUS, 2015), e podem ser observadas na Tabela 4.

Tabela 4: Fatores de segurança mínimos.

Fator de Segurança - FS	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: Adaptado da NBR 11682 (2009).

2.3. AGENTES INSTABILIZANTES - MOVIMENTOS DE MASSA

O Brasil é considerado muito suscetível às movimentações de massa devido às condições climáticas. Para Alves e Mateus (2018), movimentos de massa são considerados quaisquer movimentos de volume, seja de solo ou rocha, e que estão associados à instabilidade de um talude. Essa movimentação, em sua grande maioria, ocorre devido a vários fatores, podendo ser resultado de ações internas e/ou externas.

Estes fenômenos naturais geram consequências imediatas tanto para o ambiente quanto para a população. É notório que a ocorrência de deslizamentos coincide com o período chuvoso, visto que o solo absorve parte da água e a outra se torna escoamento superficial. Quando o solo atinge a saturação, a água não consegue mais infiltrar e desloca para outro ponto. Dessa forma, o solo não suporta mais e se rompe, provocando deslizamentos de terra nas encostas.

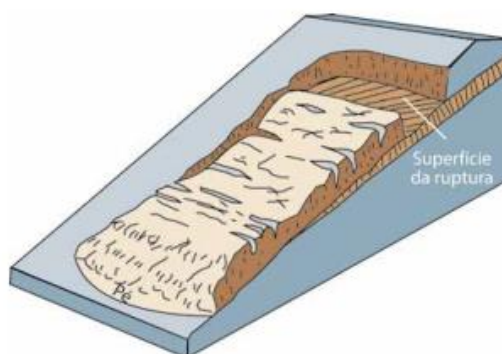
Por isso, segundo Rocha (2019), estudar esses movimentos é muito importante para se entender como eles acontecem e como podem ser evitados e/ou monitorados. No entanto, existem vários métodos de classificação quanto aos movimentos de massa, dentre eles serão apresentados alguns neste trabalho.

- Escorregamento;

Consiste em um movimento de massa bem definido, mas que ocorre de forma rápida em um curto intervalo de tempo. Possui como principal influência a chuva, que promove a saturação dos taludes e aumento da água no interior do solo.

Ainda sobre esse movimento, Costa e Levindo (2013), afirmam que os escorregamentos são fáceis de serem previstos, uma vez que, a grande maioria desses movimentos de massa ocorrem em áreas que já foram afetadas anteriormente. Um indicador que pode auxiliar na verificação de um possível escorregamento, seria: abertura de fissuras no cume ou na base do talude. Esse movimento de massa pode ser verificado na Figura 2.

Figura 2: Esquema de um escorregamento.

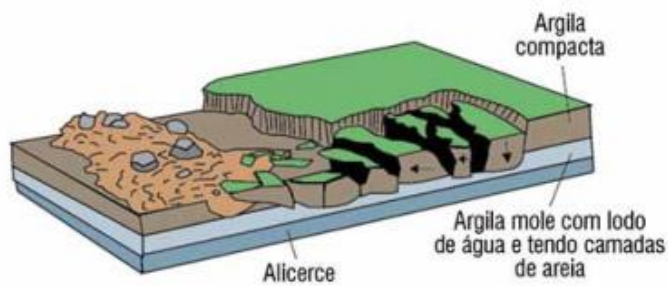


Fonte: Costa e Levindo (2013).

- Espalhamento;

Consiste em uma extensão de massa coesiva, formada por solo ou rocha, combinada a um generalizado afundamento da superfície da massa fraturada de material coesivo para uma camada inferior, de material menos rígido (COSTA e LEVINDO, 2013, p. 21), como mostra a Figura 3. Logo, segundo Varnes (1978, apud Souza, 2014, p. 40), o espalhamento que ocorre em rochas são movimentos que não possuem superfícies de rupturas bem definidas, enquanto que em solos ocorrem por liquefação dos materiais que estão presentes em camadas mais encobertas.

Figura 3: Esquema de um espalhamento.



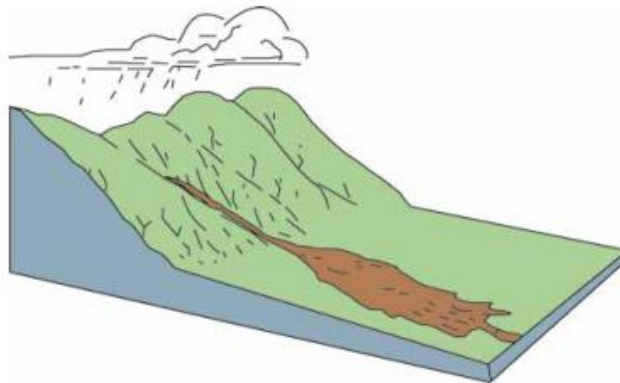
Fonte: Costa e Levindo (2013).

- Escoamento;

Segundo Alves e Mateus (2018), o escoamento é caracterizado por desencadear deformações ou movimentos contínuos que, com o passar do tempo, podem ser visíveis ou não na estrutura. Visto isso, de acordo com Guidicini (1983, apud Alves e Mateus, 2018, p. 28), existem dois tipos principais de escoamento: rastejos e corrida de detritos.

Esse movimento ocorre de forma lenta, se estende por grandes extensões e é estreito, com isso os detritos acumulam-se na base dos taludes (COSTA e LEVINDO, 2013), Figura 4.

Figura 4: Esquema de um escoamento.



Fonte: Costa e Levindo (2013)

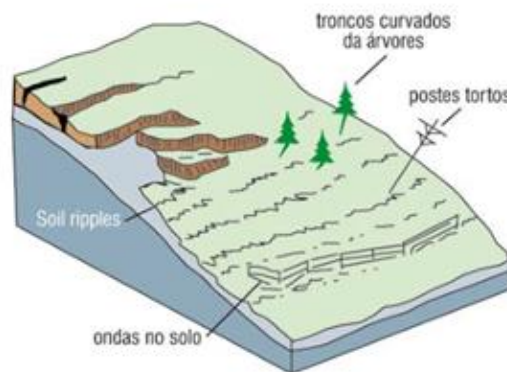
a) Rastejo

Segundo Guidicini e Nieble (1984, apud Rocha, 2019, p.6)

rastejos são movimentos lentos e contínuos do material da encosta, geralmente sem uma superfície de ruptura bem definida, que podem englobar grandes áreas sem que haja uma diferenciação clara entre a massa do solo em movimento e a região estável; evidenciando-se, quando na superfície, por mudança na verticalidade ou encurvamento de postes, cercas ou árvores.

Esse movimento de massa pode ser demonstrado na Figura 5 que segue.

Figura 5: Esquema de um rastejo.



Fonte: Costa e Levindo (2013).

De acordo com Costa e Levindo (2013), o rastejo é o tipo de movimento de massa mais comum, sendo difícil definir o limite do rastejo. Não é facilmente detectado, tendo sua previsão através de curvas nos troncos das árvores ou de cercas que perderam parte do alinhamento, assim como inclinação de muros e postes.

b) Corrida de detritos

Diferentemente das corridas, que de acordo com Souza (2014), são movimentos com velocidade ≥ 10 km/h e perdem todas as características de resistência do solo, com isso o solo passa a ter um comportamento mais fluido gerando deslocamentos com maiores extensões. Segundo Rocha (2019), essa característica de fluidificação pode ocorrer devido a adição de água, no caso solos granulares, esforços dinâmicos ou amolgamento de argilas sensíveis.

- Erosão.

A erosão possui como principal característica a destruição da estrutura do solo e sua remoção, sendo depositado sempre nas áreas mais baixas do relevo e pode-se apresentar por escoamento laminar ou concentrado. Esse movimento de massa pode ocorrer devido a várias causas, dentre elas, escoamento de água superficial, ausência de dissipadores de energia e de vegetação, assim como falhas nos sistemas de drenagem (COSTA e LEVINDO, 2013), Figura 6.

Figura 6: Erosão causada por falha na linha de drenagem.



Fonte: Costa e Levindo (2013).

2.4. MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

Segundo Dyminski (2010, apud Alves e Mateus, 2018, p. 34), a estabilidade de taludes depende se o projeto está associado com as condições das propriedades do solo e fluxos locais, assim como a inclinação e altura correta, sendo que taludes naturais demandam maiores cuidados, fiscalização e controle.

Para isso, existem métodos matemáticos e numéricos que são utilizados para realizar a análise da estabilidade de um talude, que tem como objetivo, “avaliar a possibilidade de ocorrência de movimento de massa” (AYALA, 2018, p.77). Por isso, a NBR 11682/2009 considera que o fator de segurança (FS), parâmetro de saída da análise, relaciona-se diretamente com a resistência ao cisalhamento do material presente no talude, no caso do presente trabalho, o solo.

Portanto, devido a complexidade e variabilidade dos solos, a segurança do talude pode reduzir significativamente, aumentando assim a probabilidade de ocorrer alguma ruptura. Segundo AYALA (2018), caso o $FS > 1$, o talude pode ser considerado estável, porém se $FS=1$, o talude está na iminência de ruptura.

Sobre os métodos de análise da estabilidade de taludes, Castro, Rodrigues e Bezerra (2015), afirmam que

consistem em calcular as tensões em todos os pontos do meio e compará-las com as tensões resistentes (método de análise de tensões) e ou em isolar massas arbitrárias e estudar as condições de equilíbrio, pesquisando o equilíbrio mais desfavorável (método de equilíbrio limite).

Vale salientar que os métodos de análise são classificados de acordo com a quantidade de equações de equilíbrio (forças horizontais e verticais e momentos) consideradas nos cálculos, como rigorosos e não rigorosos (SOUZA, 2019). Esses métodos se diferenciam pelas hipóteses e simplificações adotadas por cada um, assim como a forma da superfície de ruptura. De acordo com Souza (2014), podemos citar os seguintes métodos: Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price.

2.4.1. Método de Fellenius

Este método determina o FS com ajuda de uma equação linear, sendo assim não é necessário utilizar um processo iterativo. Além disso, a superfície de ruptura considerada é circular.

As forças entre as fatias são consideradas paralelas à base da fatia e, neste caso, são negligenciadas. Entretanto, para Fredlund (1977, apud Alves e Mateus, 2018, p. 40), esta afirmação não é verdadeira, visto que ao passar de uma fatia para a outra ocorre uma mudança considerável na inclinação das forças.

O cálculo do fator de segurança é realizado através da Equação 2, segundo Alves e Mateus (2018), e envolve como variáveis a coesão (c'), ângulo de atrito (ϕ), peso próprio da fatia (P), largura (b), altura (h), comprimento do arco na base da fatia (l), poropressão (u) e o ângulo de inclinação da base da fatia com a horizontal (α).

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot l + tg\phi' \cdot (P \cdot \cos\alpha - u \cdot l)]}{\sum P \cdot \sin\alpha} \quad (2)$$

Segundo Fiori (2015, apud Alves e Mateus, 2018, p. 41), este método superestima o FS, tendendo a valores baixos.

2.4.2. Método de Bishop Simplificado

Este método iniciou no ano de 1955 e desde então tem o propósito de realizar análise de superfícies circulares, apesar de que sua aplicação também poderia ser direcionada para ocorrer em superfícies que não eram consideradas circulares (FERREIRA, 2012).

Segundo Alves e Mateus (2018), o cálculo do fator de segurança no método de Bishop é realizado por um processo iterativo e através de uma equação que leva em consideração a força atuante no centro da base da fatia (Equação 3), e também despreza as forças existentes

entre o corte que acontece entre as fatias, correspondendo de forma satisfatória somente o equilíbrio de momentos.

$$FS = \frac{\sum [c'.b + (P - u.b) \operatorname{tg} \varphi'] \frac{1}{M\alpha}}{\sum P \cdot \sin \alpha} \quad (3)$$

Para Duncan e Wright (1980, apud Souza, 2019, p. 24), “esse método pode ser considerado simples e eficaz para analisar superfícies de deslizamento circulares”, por isso é um método bastante utilizado. Isso ocorre por apresentar bons resultados, chegando a valores próximos dos obtidos em métodos considerados mais complexos e rigorosos.

2.4.3. Método de Janbu Simplificado

Para Ferreira (2012, apud Souza, 2019, p. 25), este método “satisfaz as três equações de equilíbrio apenas na sua forma generalizada”, assim como Souza (2014), que considera qualquer superfície de ruptura e a existência de uma linha de empuxo assumida, responsável por determinar a resultante das forças entre as fatias.

Por ser um método iterativo e exigir um esforço computacional considerável, decidiu-se realizar algumas simplificações, tais como desprezar as forças entre as fatias (SILVA, 2011 apud SOUZA, 2019, p. 26). Sendo assim, Gerscovich (2013, apud Souza, p. 26) sugere que o método de Janbu Simplificado seja utilizado somente em taludes homogêneos.

2.4.4. Método de Spencer

Segundo Ferreira (2012), este método foi apresentado inicialmente em 1967 e satisfaz tanto equilíbrio de forças quanto de momento, sendo assim, considerado um método rigoroso e, de acordo com Silva (2011, apud Souza, 2019, p. 26), a razão entre as forças interlamelares tangenciais e normais será de inclinação constante ao longo de todo o talude.

Para Silva (2013, p. 21), “devido a sua complexidade, a verificação analítica do Método de Spencer se torna inviável, o que requer utilização de programas computacionais para execução dos cálculos”.

2.4.5. Método de Morgenstern-Price

Este método surgiu em 1965 e é considerado um dos métodos rigorosos de análise, visto que satisfaz as condições de equilíbrio tanto de forças quanto de momentos (FERREIRA,

2012). Todavia, apesar de ser mais simples que o método de Janbu, Souza (2019) avalia-o como um método mais geral, considerando uma superfície de ruptura qualquer.

Segundo Souza (2019), “as forças de interação entre as fatias de largura infinitesimal são aproximadas por uma função, $f(x)$, que é multiplicada por um fator adimensional, λ , especificado previamente”. A escolha dessa função ocorrerá após o responsável técnico, engenheiro(a), no caso, realizar alguma avaliação previamente, levando em consideração a variação da inclinação da resultante das forças entre as fatias ao longo de todo o maciço do talude (GERSCOVICH, 2013 apud SOUZA, 2019, p. 27).

Para analisar a estabilidade de taludes, alguns programas computacionais de estabilidade são utilizados. Eles auxiliam nos cálculos e mostram uma maior precisão nos resultados. Para o presente trabalho, foi utilizado o software SLOPE/W 2019 e comparações serão efetuadas entre os resultados de cada método para a análise da estabilidade do talude em estudo.

3. METODOLOGIA

3.1. LOCALIZAÇÃO E COLETA DAS AMOSTRAS

A área de estudo refere-se a um talude natural localizado na CE-356, como mostra a Figura 7, trecho que liga o município de Russas/CE ao município de Baraúna/RN, que apresenta indícios de deslizamentos e, conseqüentemente, prejuízos com relação à estabilidade.

Figura 7: Localização da coleta das amostras.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Foram coletadas duas amostras deformadas de solo, chamadas de amostra 1 e amostra 8. Essa coleta foi realizada no dia 30 de julho de 2021 com o auxílio de: enxada e alavanca, Figura 4.

Figura 8: Escavação para retirada das amostras.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Ambas as amostras foram depositadas em sacos plásticos transparentes e em seguida, colocadas em recipientes de, aproximadamente, 3 kg, totalizando 6 kg de solo coletado, como

mostra a Figura 9. No momento da escavação, tentou-se evitar ao máximo coletar solo com raízes, vegetação ou qualquer outra forma de interferência na qualidade da amostra.

Figura 9: Coleta das amostras.



Fonte: Autoria Própria (2021).

3.2. PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

De acordo com a NBR 6457/86, para os ensaios de compactação e de caracterização, dentre eles análise granulométrica e determinação dos limites de liquidez e plasticidade, há métodos de preparação das amostras de solo. Para o início dos ensaios utilizou-se a amostra 1, como mostra a Figura 10, que por recomendação normativa passou pela secagem prévia.

Figura 10: Amostra utilizada nos ensaios.



Fonte: Autoria Própria (2021).

3.3. ENSAIO DE GRANULOMETRIA

Para a preparação de amostras para os ensaios de caracterização, ainda segundo a NBR 6457/86, dois processos podem ser utilizados, um com secagem prévia e outro sem secagem prévia da amostra. Entretanto, para o ensaio de granulometria, a amostra deve ser preparada com secagem prévia.

Depois da secagem, a amostra foi passada na peneira de 2,0mm, conforme a NBR 7181/2016, tomando-se bastante cuidado para assegurar a retenção na peneira apenas dos grãos maiores que a abertura da malha. Em seguida, foi lavada a porção que ficou retida na peneira de 2,0mm e colocada na estufa a 105°C ou 110°C. O material obtido foi utilizado no peneiramento grosso. Esses processos estão mostrados nas Figuras 11 e 12, respectivamente.

Figura 11: Peneiramento da amostra e retirada das impurezas do que ficou retido na peneira de 2mm.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

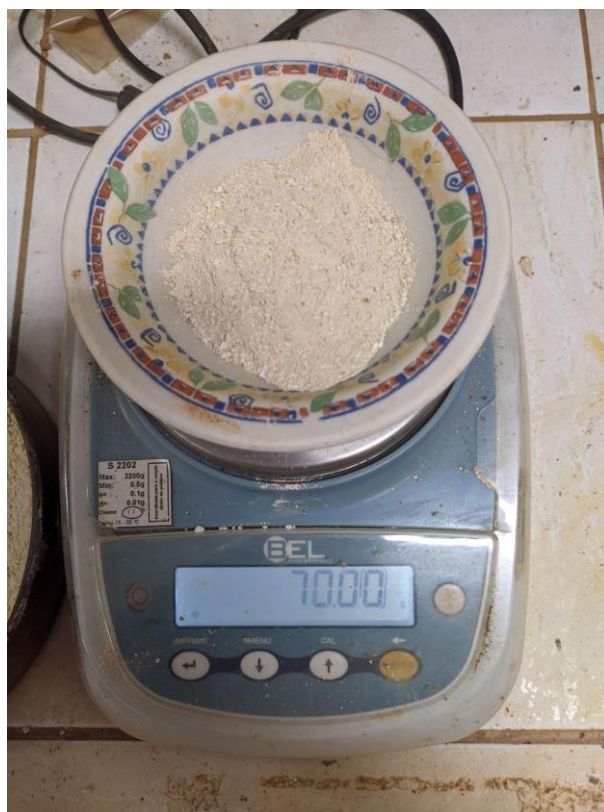
Figura 12: Peneiramento grosso e pesagem.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

Por se tratar de um solo muito fino, é necessário realizar o ensaio de granulometria conjunta, que engloba as fases de peneiramento e sedimentação. Com isso, do material que passou na peneira de 2,0 mm, de acordo com a NBR 7181/2016, separa-se 70 g da amostra, por se tratar de um solo argiloso, como na Figura 13, para iniciar a sedimentação.

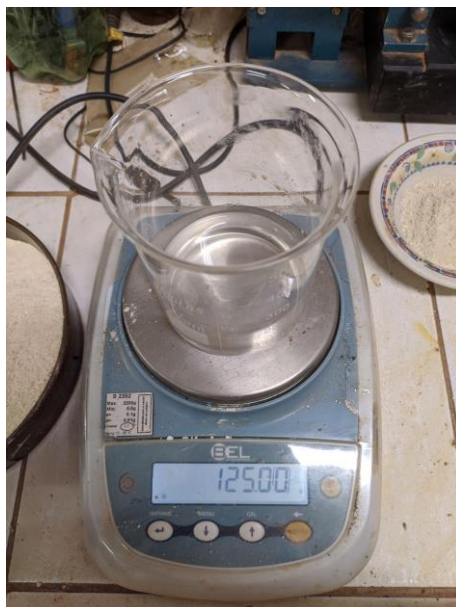
Figura 13: Pesagem da amostra que será utilizada na sedimentação.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Em seguida, toma-se 125 ml de solução de hexametafosfato de sódio em um béquer para agir como um defloculante, como mostrado na Figura 14, visto sua importância para separar as partículas do solo, para assim os grãos sedimentarem isoladamente e não todos juntos em um torrão, o que poderia afetar os resultados do ensaio.

Figura 14: Separação de 125 ml de hexametáfosfato de sódio.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Segundo a norma recomendada para este ensaio, todo o material deve ficar imerso no defloculante, assim como na Figura 15, e em repouso por no mínimo 12h. Para o presente trabalho, ficou imerso por aproximadamente 24h.

Figura 15: Amostra de solo imersa no defloculante.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Após o período de repouso, esta mistura deve ser disposta em um copo de dispersão, removendo todo o material que ficar aderido no béquer, com auxílio de água destilada, e submeter à ação do aparelho dispersor durante 15 minutos, como na Figura 16.

Figura 16: Aparelho de dispersão.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Concluído o processo de dispersão, a mistura foi transferida para uma proveta e removida com água destilada (Figura 17), que deve ser utilizada até que a proveta alcance o volume de 1000 ml. Em seguida, a proveta foi agitada, tapando-a com uma das mãos e, com auxílio da outra, realizou-se movimentos leves de rotação, por 1 minuto. Logo após a agitação, a proveta foi colocada sobre uma bancada, em repouso, e com auxílio de um cronômetro foram efetuadas leituras no densímetro referentes aos tempos de sedimentação de 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h e 24h.

Figura 17: Transferência da mistura contida no copo dispersor para a proveta.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Assim que o cronômetro é iniciado, o densímetro foi colocado cuidadosamente na dispersão e foram realizadas as três primeiras leituras, a partir disso o densímetro foi retirado da dispersão de forma lenta e cuidadosa para não agitar a mistura. Cerca de 20s antes de cada leitura subsequente, o densímetro era mergulhado na dispersão. A temperatura da dispersão também foi verificada durante o ensaio.

Finalizada a última leitura do densímetro, o material da proveta foi transportado na peneira de 0,075 mm, como na Figura 18, sendo utilizado água para a remoção de toda a mistura que tenha ficada aderida às paredes da proveta, e o retido foi colocado na estufa a 105°C ou 110°C.

Figura 18: Transferência da mistura para a peneira de 0,075 mm para ser levada à estufa.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Após a secagem, foi realizado o peneiramento fino, passando o material nas peneiras de 1,2mm, 0,6mm, 0,42mm, 0,25mm, 0,15mm e 0,075mm, respectivamente, as quais estão dispostas na Figura 19, finalizando assim o ensaio de granulometria.

Figura 19: Conjunto de peneiras - peneiramento fino.



Fonte: Autoria Própria (2021).

3.4. ENSAIO DOS LIMITES DE ATTERBERG

3.4.1. Limite de liquidez (LL)

O solo estudado neste trabalho apresenta muitos finos, com isso, segundo Viegas (2017), a variação do teor de água pode afetar o comportamento do solo. Portanto, realizou-se o ensaio do limite de liquidez de acordo com a NBR 6459/2016, visto que se trata do teor de umidade que limita os estados plástico e líquido, ou seja, umidade abaixo do LL, o solo possui uma característica plástica e resiste ao cisalhamento, enquanto umidade acima do LL, o solo entra no seu estado líquido.

Seguindo a norma já citada anteriormente, tomou-se parte da amostra, preparada de acordo com a NBR 6457, e em uma cápsula foi adicionada água destilada em pequenos incrementos, com o intuito de se obter uma pasta homogênea. Com auxílio de uma espátula, parte da mistura foi transferida para a concha do aparelho de Casagrande, de modo que na parte central a espessura seja da ordem de 10 mm. Todo o excesso de solo retorna para a cápsula e, em seguida, utilizando um cinzel, a massa de solo presente na concha foi dividida em duas partes, de modo a fazer uma ranhura na parte central, como mostra a Figura 20.

Figura 20: Aparelho de Casagrande para a determinação do limite de liquidez.



Fonte: Autoria Própria (2021).

A concha foi golpeada contra a base do aparelho e tem como objetivo fazer com que uma lateral de solo toque a outra, sendo assim foi anotado o número de golpes necessários para alcançar esse objetivo. Em média, a quantidade de golpes para atingir esse objetivo são 25

golpes, dessa forma realizou-se esse ensaio quatro vezes, sendo dois com a quantidade inferior a 25 golpes e dois com a quantidade superior a 25 golpes. Após anotar o número de golpes, foi retirado, imediatamente, uma pequena quantidade do material próximo das bordas, com auxílio de uma espátula, para a pesagem e determinação da umidade, Figura 21.

Figura 21: Pesagem de amostra para determinação da umidade - LL.



Fonte: Autoria Própria (2021).

3.4.2. Limite de plasticidade (LP)

Para Barreto (2015), o limite de plasticidade consiste na passagem do solo do seu estado semi-sólido para o estado plástico, e este ensaio foi realizado segundo a NBR 7180/2016. Para início do ensaio, tomou-se parte da amostra, preparada de acordo com a NBR 6457/86, e em uma cápsula foi adicionada água destilada em pequenos incrementos, com o intuito de se obter uma pasta homogênea.

Em seguida, forma-se uma pequena bola de solo, que deve ser rolada sobre uma placa de vidro com a palma da mão para lhe conferir a forma de cilindro. O intuito do ensaio de plasticidade é fazer com que o cilindro se fragmente com diâmetro de 3 mm e comprimento da ordem de 100 mm, como na Figura 22. A norma regulamenta que seja obtido, no mínimo, três valores de umidade, logo, para este trabalho foram obtidos quatro valores de umidade.

Figura 22: Amostra fragmentada, após ser rolada, com 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

Imediatamente após a fragmentação do material, transferir partes deste para uma cápsula, realizar sua pesagem e determinar a umidade, como mostra a Figura 23 abaixo.

Figura 23: Pesagem de amostra para determinação da umidade - LP.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

3.5. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

É normatizado pela NBR 7182/2016 e possui como principal objetivo obter a correlação entre o teor de umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima. Este

ensaio é realizado com uso de um cilindro metálico, que segundo Barreto (2015), pode ser pequeno com volume de 1000 cm³, aproximadamente, ou grande com volume de 2085 cm³, aproximadamente. Para o presente trabalho, foi utilizado o cilindro pequeno com volume de 997 cm³.

O cilindro foi fixado a sua base, o cilindro complementar foi acoplado e em seguida o conjunto foi conectado em uma base rígida. A quantidade de solo a ser utilizada é de acordo com a NBR 6457/86, que para o cilindro pequeno e reúso de material, é indicado serem tomados 3 kg da amostra. Essa quantidade de material foi disposta em uma bandeja metálica e adicionou-se água destilada, de forma gradativa, até se obter uma mistura uniforme e homogênea. Após a completa homogeneização do material, iniciou-se o processo de compactação, propriamente dito, utilizando-se 3 camadas de solo e aplicando 26 golpes por camada, como mostra a Figura 24.

Figura 24: Compactação com soquete em três camadas de solo no cilindro metálico.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Após a compactação da última camada, o cilindro complementar foi retirado depois de escarificar o material em contato com a parede do cilindro com auxílio de uma espátula. Depois de removido o molde cilíndrico, foi percebido um excesso de solo compactado que precisou ser retirado e rasado com auxílio de uma régua. Feito isso, o cilindro metálico juntamente com o solo compactado foi pesado e, em seguida, com auxílio de um extrator, o corpo de prova foi retirado do molde. Depois de extraído o solo, foi retirada uma pequena porção da amostra e transferida para uma cápsula, que foi pesada e colocada em estufa para determinação da umidade, como na Figura 25.

Figura 25: Extrator de corpo de prova e pesagem de uma porção.



Fonte: Autoria Própria (2021).

O ensaio de compactação neste trabalho foi realizado cinco vezes, com o intuito de obter dois pontos no ramo seco, um próximo a umidade ótima e dois no ramo úmido da curva de compactação.

3.6. ENSAIO DA DENSIDADE REAL

As obras de engenharia, de alguma forma, apoiam-se sobre o solo e, muitas delas, utilizam o próprio solo como principal material de construção, como é o caso dos taludes naturais, por exemplo. Com isso, percebe-se a importância do ensaio da densidade real, visto que ela é definida pela relação entre o peso específico dos grãos e o peso específico da água.

Este ensaio é regulamentado pela DNER-ME 093/94, uma norma rodoviária do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, atual DNIT. Ela recomenda fazer, no mínimo, duas determinações, entretanto, buscando os resultados mais exatos e confiáveis, utilizou-se quatro picnômetros e, conseqüentemente, realizamos quatro determinações.

Inicialmente, tomou-se, aproximadamente, 10 g de solo seco como amostra. Um dos materiais utilizados no ensaio da densidade real é o picnômetro, que foi pesado, vazio, seco e limpo, atribuindo esse peso a variável P1. Em seguida, a amostra foi colocada no picnômetro e pesou-se o conjunto (amostra+picnômetro), P2, como mostra a Figura 26.

Figura 26: Pesagem do picnômetro seco, P1 (à esquerda) e do picnômetro com a amostra, P2 (à direita).



Fonte: Autoria Própria (2021).

Depois disso, foi colocado água destilada no picnômetro, até deixar a amostra completamente imersa. A seguir, o picnômetro foi aquecido, entre 20 e 30 minutos, agitando-o para evitar superaquecimento. Após retirar do fogo, o picnômetro esfriou ao ambiente. Depois de frio, enche-se completamente o picnômetro com água destilada, coloca-se a rolha perfurada e deixa em um banho de água à temperatura ambiente. A temperatura do banho foi anotada e, em seguida, o picnômetro foi retirado, enxugando-o com um pano limpo e seco, Figura 27.

Figura 27: Aquecimento do picnômetro (à esquerda) e o mesmo sendo enxugado (à direita).



Fonte: Autoria Própria (2021).

Feito isso, pesou-se o conjunto (amostra+água+picnômetro), P3. Depois da pesagem, foi retirado todo o material de dentro do picnômetro e, em seguida, lavado. Para finalizar o ensaio, o picnômetro foi enchido completamente com água destilada e colocada a rolha perfurada, como na Figura 28 abaixo. Por fim, enxuga-se o picnômetro com pano limpo e seco e pesa-o, atribuindo esse peso à variável P4, como exposto na Figura 29.

Figura 28: Pesagem do conjunto (picnômetro+amostra+água), P3 (à esquerda) e adição de água destilada aos picnômetros (à direita).



Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 29: Pesagem do picnômetro com água, P4.



Fonte: Autoria Própria (2021).

A norma que regulamenta este ensaio, exige no mínimo duas determinações da densidade real, deste modo, realizou-se quatro determinações. As figuras acima apresentam o passa-a-passo que foi realizado no ensaio da densidade real.

3.7. ENSAIO DE PERMEABILIDADE

A permeabilidade do solo é a propriedade que representa o quão difícil é a percolação da água através dos poros do solo. Sendo assim, ela é representada por um coeficiente de permeabilidade, K , e que pode ser obtido em laboratório. Logo, para a execução deste ensaio seguiu-se a NBR 14545/2000.

A base do permeâmetro foi preparada e adicionada uma camada de solo de 2,5 cm de altura, compactando-a para evitar o aparecimento de caminhos no solo ou entre o solo e as paredes internas do permeâmetro. Em seguida, foi aplicada uma camada de pedras para diminuir o impacto da água sobre o solo, durante o ensaio, como mostra a Figura 30.

Figura 30: Aplicação de uma camada de pedra sobre uma camada de solo na câmara do permeâmetro.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Uma mangueira saturada que partia da base da bureta graduada foi conectada ao cabeçote e, com isso, iniciou-se a adição de água dentro da câmara do permeâmetro, realizando o processo de saturação durante, pelo menos, 24h, Figura 31. O ensaio, propriamente dito, foi realizado em seguida, anotando a variação da carga hidráulica cronometrando o tempo. Para este trabalho, foram realizadas quatro leituras na bureta.

Figura 31: Aparelhagem do permeômetro.



Fonte: Autoria Própria (2021).

3.8. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Um dos ensaios mais antigos, o cisalhamento direto consiste na determinação da resistência ao corte de uma amostra de solo e tem como base o critério de Coulomb. Este ensaio, tem como objetivo definir os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, sendo regulamentado pela norma americana ASTM D3080-98.

Para Souza (2014), a resistência de um solo ao cisalhamento equivale à máxima tensão de cisalhamento que este solo consegue suportar sem sofrer ruptura.

Antes de iniciar o ensaio, a amostra de solo foi preparada e transferida para um corpo de prova de seção transversal quadrada de 5 cm de lado e 2 cm de altura, para em seguida realizar a pesagem. Depois de anotado este peso, o corpo de prova foi colocado em uma caixa bipartida, onde o solo foi compactado e espalhado pela caixa até preencher completamente. Com a amostra restante, foi determinado o teor de umidade.

A seguir, o corpo de prova foi colocado na prensa de cisalhamento direto e houve adição de água destilada para saturação do solo. Neste ensaio, foram aplicadas três tensões normais, de 50, 100 e 200 kPa sobre o corpo de prova, sendo utilizado um corpo de prova para cada tensão normal.

As leituras de deformação, através de extensômetros, foram realizadas durante 7 min, com intervalos de 0,25s, para cada tensão aplicada. Com isso, o critério de parada das leituras, ou seja, a ruptura do corpo de prova, foi o valor máximo da tensão cisalhante, visto que essa

tensão aumentava até um certo valor e depois começava a decrescer. As Figuras 32 e 33 apresentam algumas etapas do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 32: Preparação do corpo de prova e desmolde na célula de cisalhamento.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 33: Equipamento para o ensaio de cisalhamento direto e corpo de prova após a ruptura.



Fonte: Autoria Própria (2021).

3.9. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES – SLOPE W

Os programas computacionais estão sendo cada vez mais utilizados para solucionar problemas da Engenharia Civil, mais especificamente na área Geotécnica. O GeoStudio é um pacote de softwares que foi desenvolvido com o intuito de auxiliar e agilizar as soluções de alguns problemas.

Neste trabalho, foi utilizado um desses softwares, o SLOPE/W 2019, como já mencionado no item 2.4. É um software moderno para aplicação da análise da estabilidade de taludes. Baseia-se no método de equilíbrio-limite e, conseqüentemente, no método das fatias.

O SLOPE/W analisa problemas simples e complexos de forma efetiva e eficaz, considerando vários formatos de superfície potencial de ruptura, condições de poropressão, propriedades do solo e condições de carregamento.

Para a modelagem do talude em estudo, foram necessárias algumas considerações. Inicialmente, foi estimada uma fundação com profundidade de 2m. Em seguida, foi estipulada a altura do talude, com base em visualização realizada no dia da coleta das amostras de solo. Além disso, foi analisada a distância horizontal, com relação ao pé do talude. Essas duas últimas estimativas foram 10 e 3m, respectivamente.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios descritos no capítulo anterior, assim como, será realizada a classificação do solo utilizado neste trabalho.

4.1. RESULTADOS DA GRANULOMETRIA

Após ter realizado o peneiramento grosso, com a porção da amostra que ficou retida na peneira de 2 mm, como já mencionado no item 3.3, obtemos 2,92 g de solo retido na peneira de 4,76 mm e 5,48 g na de 2 mm, como mostra a Tabela 5.

Tabela 5: Resultado do peneiramento grosso.

PENEIRAMENTO DO SOLO GRAUDO				
PENEIRA		PESO(g)	PESO(g)	% PASSA
POLEG.	mm	RETIDO	PASSA	AM. TOTAL
2"	50.80	0,00	800,09	100
1 1/2"	38.10	0,00	800,09	100
1"	25.40	0,00	800,09	100
3/4"	19.10	0,00	800,09	100
1/2"	12.27	0,00	800,09	100
3/8"	9.52	0,00	800,09	100
No. 4	4.76	2,92	797,17	100
No. 10	2.00	5,48	791,69	99

Fonte: Autoria Própria (2021).

Na Figura 34, é possível observar a granulometria da porção de solo resultante do peneiramento grosso, sendo os grãos da esquerda os retidos na peneira de 4,76 mm e da direita os retidos na peneira de 2 mm.

Figura 34: Grãos retidos nas peneiras de 4,76 mm e 2 mm, respectivamente.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Do material que passou na peneira de 2 mm, foram utilizados 70 g, como já informado no item 3.3, para o processo de sedimentação. Após 24h fazendo leituras com o densímetro e verificando a temperatura, a Tabela 6 foi elaborada. Quanto a variável de correção do meio dispersor, esta depende diretamente da temperatura presente durante a sedimentação.

Tabela 6: Leituras do densímetro durante um período de 24h - sedimentação.

TEMPO DECORRIDO s	LEITURA (L)	TEMPERAT. (o C)	CORREC. MEIO DISPERSOR	LEITURA CORRIGIDA	ALT. DE QUEDA (cm)	LEIT. COR. FINAL	"d" DOS GRAOS (mm)	% <d AM. TOTAL(Q)
30	35	28,00	1,62	33,38	11,95	34,58	0,0588	77
60	32	28,00	1,62	30,38	12,46	31,58	0,0425	70
120	30	28,00	1,62	28,38	12,81	29,58	0,0304	66
240	29	28,00	1,62	27,38	12,07	28,58	0,0209	64
460	27	28,00	1,62	25,38	12,41	26,58	0,0153	59
900	23	28,00	1,62	21,38	13,11	22,58	0,0112	50
1800	18	28,00	1,62	16,38	13,97	17,58	0,0082	39
3600	13	28,00	1,62	11,38	14,84	12,58	0,0060	28
7200	7	28,00	1,62	5,38	15,87	6,58	0,0044	15
14400	5	28,00	1,62	3,38	16,22	4,58	0,0031	10
28800	4	28,00	1,62	2,38	16,39	3,58	0,0022	8
86400	4	28,00	1,62	2,38	16,39	3,58	0,0013	8

Fonte: Autoria Própria (2021).

Finalizada a sedimentação, foi realizado o peneiramento fino e anotados os pesos retidos nas peneiras, como mostra a Tabela 7.

Tabela 7: Resultado do peneiramento fino.

PENEIRAMENTO DO SOLO MIUDO				
PENEIRA		PESO(g)	PESO(g)	% PASSA
POLEGADA	mm	RETIDO	PASSA	AM. TOTAL
No. 16	1.2	0,30	69,70	99
No. 30	0.6	0,61	69,09	98
No. 40	0.42	0,50	68,59	97
No. 50	0.30	0,66	67,93	96
No. 100	0.15	1,46	66,47	94
No. 200	0.075	2,04	64,43	91

Fonte: Aatoria Própria (2021).

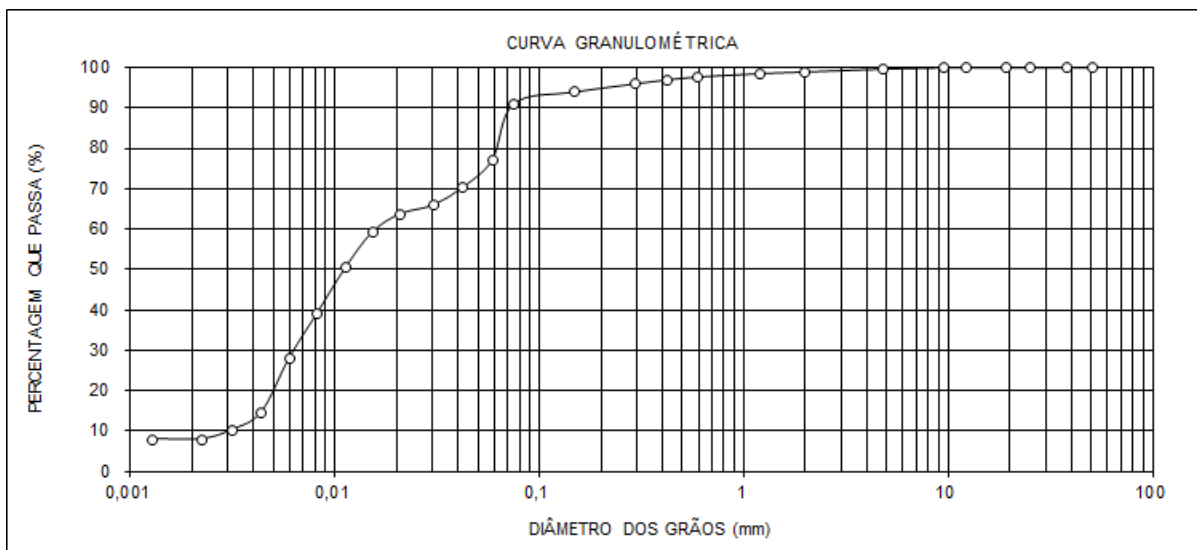
Na Figura 35, observa-se a granulometria do peneiramento fino, sendo os grãos da esquerda para a direita os retidos nas peneiras de 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,3 mm, 0,15 mm e 0,075 mm. Realizado o ensaio de granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação), torna-se viável traçar a curva granulométrica do solo, conforme a Figura 36. Através da curva acima, consegue-se fazer a distribuição da dimensão dos grãos presentes no solo, como mostra a Tabela 8.

Figura 35: Grãos retidos nas peneiras de 1,2, 0,6, 0,42, 0,3, 0,15 e 0,075 mm, respectivamente.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

Figura 36: Gráfico da curva granulométrica para o solo estudado - Amostra 1.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Tabela 8: Resumo, em %, da granulometria e sua distribuição.

RESUMO DA GRANULOMETRIA			(%)
PEDREGULHO	ACIMA DE 4,8	mm	0,36
AREIA GROSSA	2,00 - 0,60	mm	1,29
AREIA MÉDIA	0,60 - 0,20	mm	1,64
AREIA FINA	0,20 - 0,06	mm	18,89
SILTE	0,06 - 0,002	mm	69,15
ARGILA	ABAIXO DE 0,002	mm	7,99
ARGILA COLOIDAL	ABAIXO DE 0,001	mm	99,32

Fonte: Autoria Própria (2021).

4.2. RESULTADOS DOS LIMITES DE ATTERBERG (LL E LP)

Como mencionado no item 3.4.1, o ensaio do limite de liquidez foi realizado quatro vezes e, em cada um deles foi verificada a umidade. Para isso é necessário anotar alguns dados, como número de golpes, número da cápsula, pbh (solo+tara+cápsula), pbs (solo+tara) e a tara da cápsula.

Com base no descrito no item 3.4.2, o ensaio de plasticidade foi realizado quatro vezes para obtenção da umidade e foram notadas as variáveis, assim como no ensaio do limite de liquidez, com exceção apenas do número de golpes. A Tabela 9, detalha todos os dados alcançados em ambos os ensaios, LL e LP.

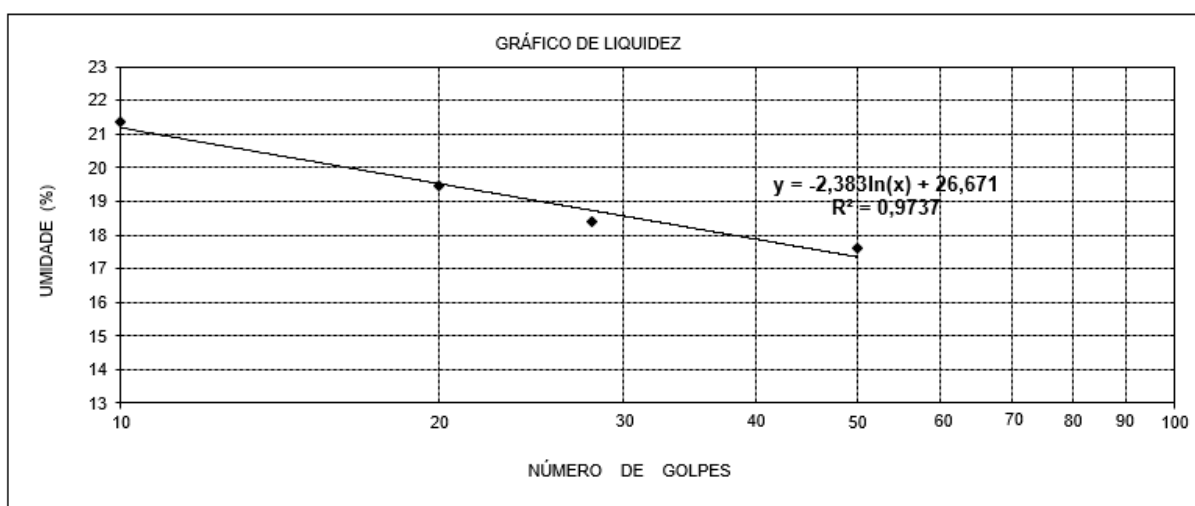
Tabela 9: Dados dos ensaios para determinação do limite de liquidez e plasticidade.

	LIMITE DE LIQUIDEZ				LIMITE DE PLASTICIDADE			
	10	20	28	50				
No. DE GOLPES								
No. CÁPSULA	91	76	S 16	109	11	3	26	17
SOLO+TARA+AGUA (g)	17,18	19,56	17,31	15,43	8,39	8,42	7,91	8,31
SOLO+TARA (g)	15,24	17,42	15,51	14,04	8,16	8,15	7,67	8,10
TARA (g)	6,15	6,43	5,72	6,14	6,45	6,31	5,88	6,53
ÁGUA (g)	1,94	2,14	1,80	1,39	0,23	0,27	0,24	0,21
SOLO (g)	9,09	10,99	9,79	7,90	1,71	1,84	1,79	1,57
UMIDADE (%)	21,34	19,47	18,39	17,59	13,45	14,67	13,41	13,38

Fonte: Autoria Própria (2021).

Com relação ao limite de liquidez, traça-se um gráfico, número de golpes x umidade, e verifica-se qual umidade corresponde a 25 golpes, que é o limite de liquidez do solo, como mostra a Figura 37.

Figura 37: Gráfico da curva de fluidez para determinação do Limite de Liquidez.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Observando a Figura 37, é possível perceber que o limite de liquidez resultou em 19%. Já o limite de plasticidade, é calculado como sendo a média entre as umidades obtidas no ensaio, conforme a Tabela 9. Com isso, obteve-se como resultado 14%.

Depois de calculado LL e LP, tornou-se necessário calcular o índice de plasticidade (IP), para que se consiga classificar o solo quanto a sua plasticidade. O IP é dado pela diferença entre o LL e o LP (IP = LL - LP) e, portanto, temos os seguintes resultados com os ensaios dos limites de Atterberg:

- Limite de liquidez (LL) - 19%
- Limite de plasticidade (LP) - 14%
- Índice de plasticidade - 5%

Segundo Osterne (2015), os solos podem ser classificados quanto ao IP da seguinte forma:

- $IP < 7$ - plasticidade baixa
- $7 < IP < 15$ - plasticidade média
- $IP > 15$ - plasticidade alta

4.3. RESULTADOS DA COMPACTAÇÃO

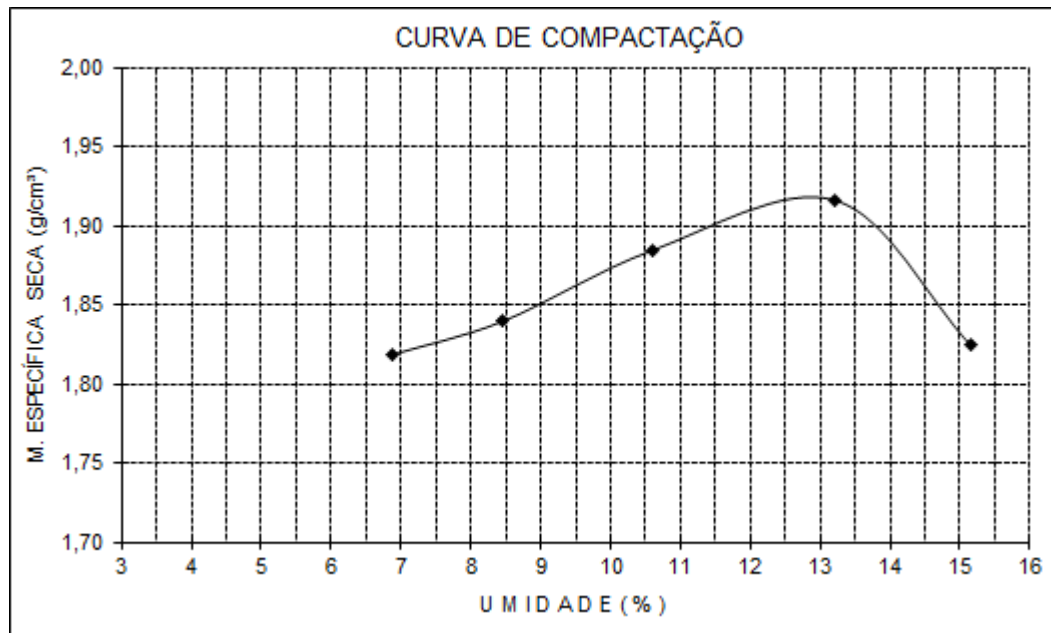
Finalizado o ensaio de compactação, que foi realizado cinco vezes, como descrito no item 3.5, foi possível gerar a curva de compactação do solo. Através dessa curva obtém-se a massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima. Porém, para se conseguir esses valores, é preciso antes conhecer as variáveis listadas na Tabela 10. Neste trabalho, os resultados da massa específica e da umidade ótima foram $1,92 \text{ g/cm}^3$ e 13%, respectivamente, como na Figura 38.

Tabela 10: Dados do ensaio de compactação.

CILINDRO No.	1	VOLUME	997	cm^3	PESO	2100	g
No. DE GOLPES	26	P.DA AMOSTRA	3000	g			
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)	4038	4090	4178	4263	4195		
PESO DA AMOSTRA (g)	1938	1990	2078	2163	2095		
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm^3)	1,944	1,996	2,084	2,170	2,101		
CÁPSULA No.	1	29	64	0	8		
P. BRUTO ÚMIDO (g)	80,25	83,94	61,32	70,25	74,91		
P. BRUTO SECO (g)	76,00	79,12	56,79	63,56	66,80		
P.DA CÁPSULA (g)	14,16	22,19	14,04	12,96	13,33		
ÁGUA (g)	4,25	4,82	4,53	6,69	8,11		
SOLO (g)	61,84	56,93	42,75	50,60	53,47		
UMIDADE (%)	6,87	8,47	10,60	13,22	15,17		
MASSA ESP. SECA (g/cm^3)	1,819	1,840	1,885	1,916	1,825		

Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 38: Gráfico da curva de compactação do solo estudado - Amostra 1.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Observa-se com a Figura 38 que a umidade e a massa específica aparente seca são variáveis proporcionais, visto que a medida que a primeira aumenta a segunda também cresce. Entretanto, isso ocorre até que o solo atinja a umidade ótima, pois a partir desse ponto ao passo que a umidade cresce a massa específica aparente seca começa a diminuir.

Para Barreto (2015), esse processo pode ser explicado devido ao ar presente nos vazios do solo, que ao ser compactado, o ar é expulso com o aumento da umidade. Depois da umidade ótima, a umidade continua aumentando, mas o ar não consegue mais ser expulso do solo, o que diminui a massa específica aparente seca.

4.4. RESULTADOS DA DENSIDADE REAL

Como descrito no item 3.6, foram realizadas quatro determinações de densidade e, em seguida, foi verificado se essas determinações diferiam, ou não, 0,009 duas a duas. Caso, encontre-se uma diferença entre duas densidades menor que 0,009, o resultado do ensaio é considerado a média dessas duas determinações.

Portanto, das quatro determinações, foram consideradas as densidades dos picnômetros 32 e 17, visto que diferem 0,005. Sendo assim, a densidade real do solo estudado é 2,73, como na Tabela 11 abaixo.

Tabela 11: Dados do ensaio de densidade real.

Picnômetro	P1 (g)	P2 (g)	P3 (g)	P4 (g)	δ	$\Delta\delta$	δ	T°	K ₂₀	δ_{-20°
32	40,54	50,54	98,59	92,24	2,740	0,005	2,737	28	0,9980	2,73
21	41,48	51,47	99,12	92,76	2,752					
17	43,91	53,92	101,80	95,45	2,735					
22	39,29	49,27	95,38	89,99	2,174					

Fonte: Autoria Própria (2021).

4.5. RESULTADOS DA PERMEABILIDADE

Após finalizado o ensaio de permeabilidade, a Tabela 12 foi elaborada com alguns dados importantes e que serão utilizados nos cálculos para obtenção do coeficiente de permeabilidade (K). Além disso, foi calculado o teor de umidade do solo que foi utilizado no ensaio e verificou-se uma condição positiva, visto que a umidade encontrada foi de 12,67%, e a ótima, já mencionada anteriormente neste trabalho, de 13%.

Tabela 12: Informações do ensaio de permeabilidade e determinação da umidade de compactação do corpo de prova.

gs - MASSA ESPECÍFICA SECA MÁXIMA (g/cm ³)	1,92	
w - UMIDADE ÓTIMA DE COMPACTAÇÃO (%)	13,00	
M - MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)	993,92	
L - ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)	2,5	
A - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)	177	
gs - MASSA ESPECÍFICA SECA DO CORPO DE PROVA (g/cm ³)	1,994	
G - GRAU DE COMPACTAÇÃO (%)	1,038	
a - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)	5,62	
CALCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA	TARA	13,31
	P.B.H	27,98
	P.B.S.	26,33
	UMIDADE (%)	12,67

Fonte: Autoria Própria (2021).

Feito isso, em cada leitura durante o ensaio foi verificada a altura inicial do nível d'água (ho) e a altura final do nível d'água (hf), ambas em cm, assim como o tempo decorrido para cada leitura (t), em segundos, e a temperatura do ensaio que influencia diretamente no fator de correção. Todas essas informações estão dispostas na Tabela 13, bem como o coeficiente de permeabilidade de cada leitura.

Tabela 13: Determinação do coeficiente de permeabilidade de cada leitura.

LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h_o (cm)	h_f (cm)	t (seg)	K_{20} (cm/s)
01	26	0,9986	145,00	139,40	3180	9,8E-07
02	26	0,9986	145,00	139,60	3180	9,4E-07
03	26	0,9986	145,00	134,40	7200	8,3E-07
04	26	0,9986	145,00	128,80	11760	8,0E-07

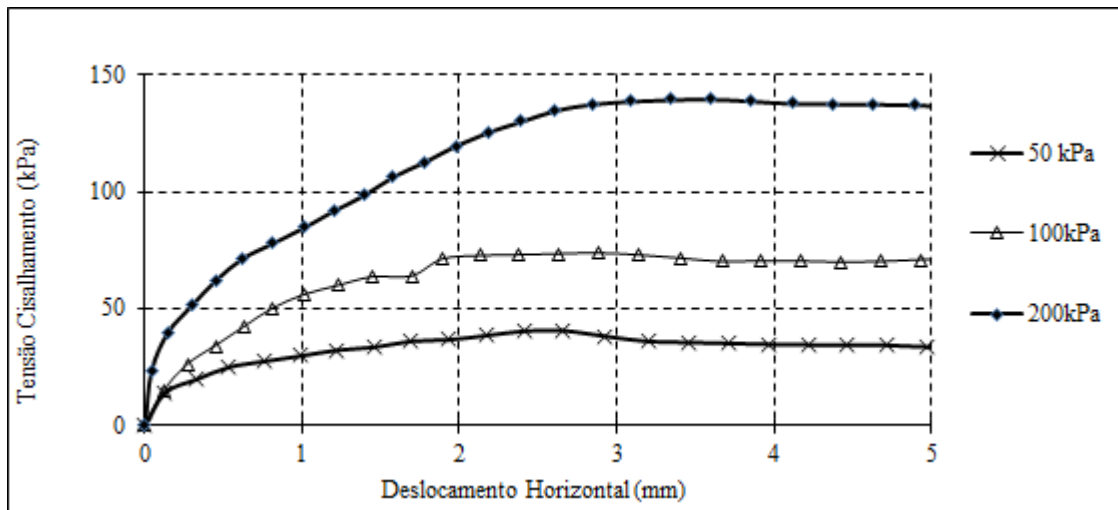
Fonte: Autoria Própria (2021).

Com isso, foi calculada a média desses coeficientes e o resultado obtido foi um coeficiente de permeabilidade de $8,9 \times 10^{-9}$ m/s para o solo estudado.

4.6. RESULTADOS DO CISALHAMENTO DIRETO

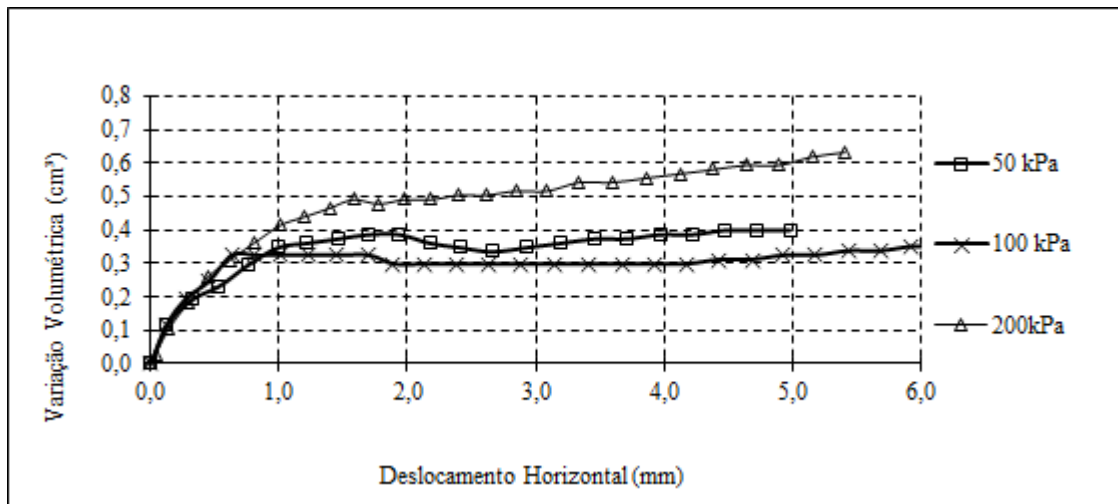
A partir do ensaio de cisalhamento direto, foram gerados os gráficos de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal, Figura 39, variação volumétrica *versus* deslocamento horizontal, Figura 40, e as envoltórias de ruptura (tensão cisalhante *versus* tensão normal), Figura 41, que fornecem o ângulo de atrito e a coesão da amostra, de acordo com Mendes (2018).

Figura 39: Gráfico da tensão de cisalhamento *versus* deslocamento horizontal.



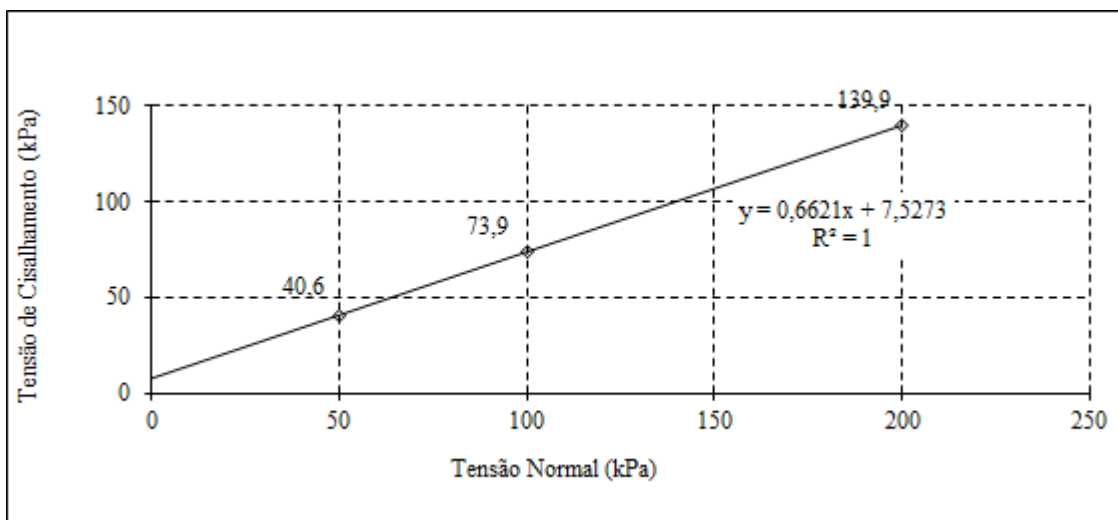
Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 40: Gráfico da variação volumétrica versus deslocamento horizontal.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

Figura 41: Gráfico da tensão cisalhante versus tensão normal.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

Observando o gráfico de tensão x deformação, segundo Souza (2014), nota-se que não há picos bem definidos para tensões de 50, 100 e 200 kPa, comprovando um comportamento de solos que possuem rupturas plásticas ou elastoplástica, dessa forma o solo se deforma elasticamente até determinado valor de tensão e, a partir disso, toda e qualquer deformação passa a ser não elástica. Sendo assim, as tensões de cisalhamento crescem à medida que os deslocamentos também crescem, mas tendem a atingir um valor máximo e que se torna, praticamente, constante após certos deslocamentos.

Na Figura 40, observa-se inicialmente uma rápida expansão dos corpos de prova. Para as tensões de 50 e 100 kPa, após esse aumento de volume inicial, percebe-se que a variação volumétrica se torna praticamente constante, o que não acontece para a curva referente a tensão normal de 200 kPa.

Os resultados de resistência do solo, coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ), obtidos através da Figura 38, assim como, massa específica aparente seca, umidade e tensão de cisalhamento máxima, para as tensões normais aplicadas de 50, 100 e 200 kPa, respectivamente, encontram-se na Tabela 14.

Tabela 14: Resultados do ensaio de cisalhamento direto.

CORPO DE PROVA	MASSA ESP. APAR. SECA (g/cm ³)	UMIDADE %	TENSÃO NORMAL (kPa)	TENSÃO CIS. MÁX. (kPa)	COESÃO (kPa)	ATRITO (Graus)
1	1,849	13,2	50	40,6	7,53	33,5
2	1,894	13,2	100	73,9		
3	1,891	13,2	200	139,9		

Fonte: Autoria Própria (2021).

4.7. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO QUE COMPÕE O TALUDE

Após realizados os ensaios e obtido os resultados, tornou-se possível classificar o solo por meio dos dois métodos mencionados neste trabalho, o Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS) e o Sistema de Classificação Rodoviário (AASHTO).

Observando a Figura 33, é notório que mais de 50% da amostra de solo passa pela peneira de 0,075 mm, com isso, através do SUCS, pela Tabela 2, tem-se um solo de graduação fina. A seguir, o parâmetro a ser verificado é o LL, que neste trabalho foi de 19%, desta forma, temos silte ou argila com $LL \leq 50$.

De acordo com a Tabela 1, exposta no item 2.1.1, a classificação do solo fica entre ML, CL e OL. Entretanto, o solo estudado não é orgânico, o que descarta a opção OL. Deste modo, devido a análise granulométrica ter mostrado uma porcentagem maior de silte, Tabela 7, deduz-se que o solo seja um siltes inorgânicos.

Porém, também pode ser percebido através da Figura 1, que quando relacionamos o LL de 19% com o IP de 5%, nota-se que o solo estudado tanto pode ser do tipo ML (silte inorgânico de baixa compressibilidade) quanto CL (argila inorgânica de baixa e média plasticidade).

Com relação ao sistema rodoviário, sabendo que mais de 50% da amostra passou na peneira de 0,075 mm, temos um material silto-argiloso. A próxima característica analisada foi

o LL, com valor de 19%. Sendo assim, por eliminação restam duas classificações possíveis, A-4 ou A-6.

Seguimos assim, para verificar o resultado do IP, que foi de 5%. Com isso, o solo é classificado como tipo A-4. Mesmo assim, para confirmar essa classificação, foi calculado o IG. Para isso, determinamos inicialmente os parâmetros a, b, c e d.

Visto que a percentagem de material passante na peneira de 0,075 mm foi 91%, adota-se 75, para o cálculo de 'a' e 55 para o cálculo de 'b'. Como o LL foi 19%, adota-se 40, no cálculo de 'c', assim como IP que foi 5% e adotou-se 10.

$$a = 75 - 35 = 40$$

$$b = 55 - 15 = 40$$

$$c = 40 - 40 = 0$$

$$d = 10 - 10 = 0$$

Sendo assim:

$$PI = 0,2 * a + 0,005 * b * c + 0,01 * c * d$$

$$PI = 0,2 * 40 + 0,05 * 40 * 0 + 0,01 * 40 * 0$$

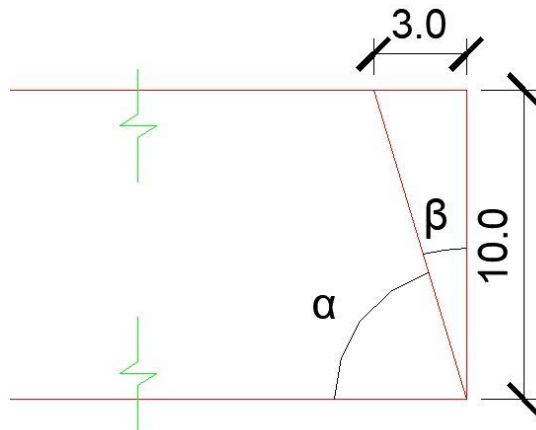
$$PI = 8$$

Portanto, confirma-se a classificação do solo, segundo a AASHTO, como A-4, solo siltoso com baixa plasticidade.

4.8. RESULTADOS DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDE-SLOPE/W

Realizados os ensaios, analisados os resultados e verificadas as considerações mencionadas no item 3.9, é possível calcular a inclinação do talude, através de uma análise trigonométrica simples, Figura 42.

Figura 42: Considerações quanto a geometria do talude.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

$$\tan \beta = \frac{3,0}{10,0} = \frac{3}{10}$$

$$\tan \beta = 0,3$$

$$\beta = 16,7^\circ$$

Sendo assim, sabendo que dois ângulos são complementares quando a soma de seus ângulos é igual a 90° , o ângulo de inclinação do talude será:

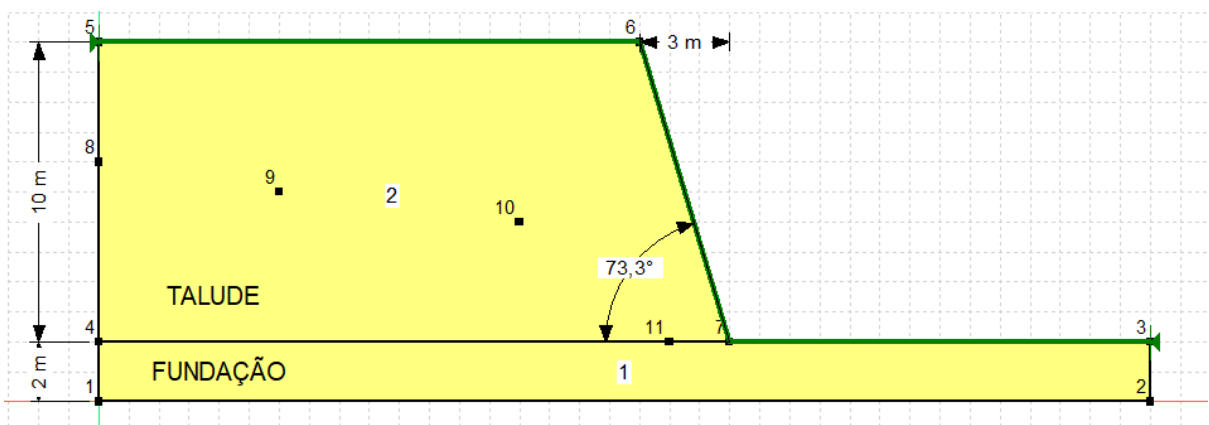
$$\alpha + \beta = 90^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ - 16,7^\circ$$

$$\alpha = 73,3^\circ$$

Dessa forma, o talude em estudo ficou caracterizado como mostra a Figura 43.

Figura 43: Informações sobre a geometria do talude no SLOPE/W.



Fonte: Aatoria Própria (2021).

Com esses dados, foi dado início a modelagem. Ao abrir o software, abre-se a primeira aba, referente aos dados de projeto, onde é escolhido o método de análise. Nessa aba, encontram-se quatro tópicos importantes: configurações, superfície de pesquisa, distribuição e avançado. Dessa forma, os dados de projeto para o presente trabalho foram configurados da seguinte maneira:

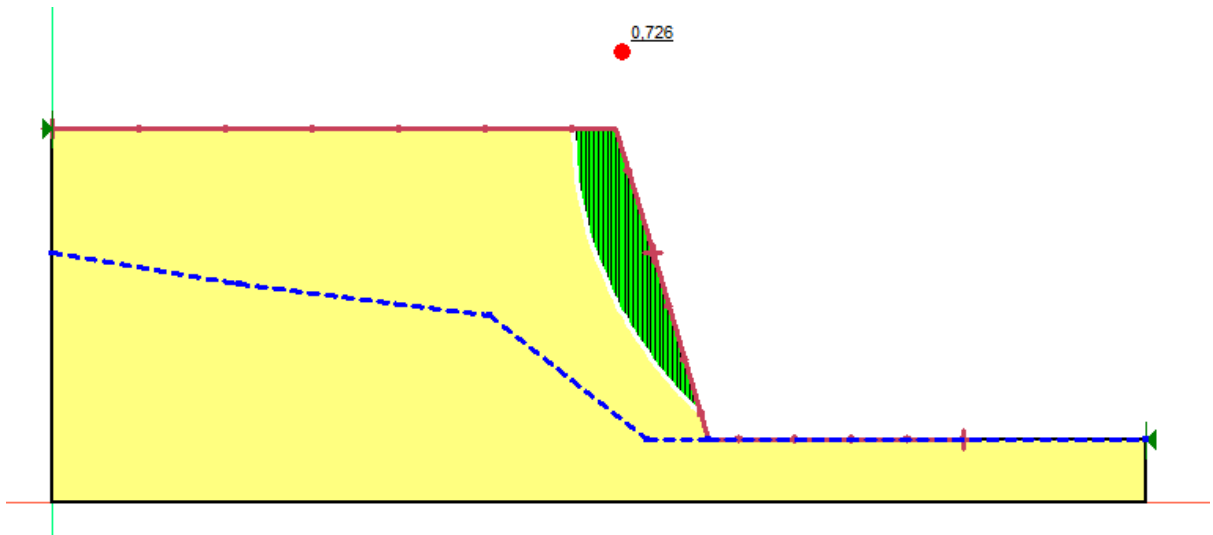
- Configurações - foi escolhida a condição de poropressão como sendo a linha piezométrica. Para isso, foram aplicados quatro pontos no interior do talude, estimados aleatoriamente.
- Superfície de pesquisa - nesse tópico foi determinada a direção do movimento da superfície de ruptura, da esquerda para a direita, por se tratar de um talude de jusante. Quanto à opção da forma que a superfície de ruptura seria lançada, tínhamos duas disponíveis: entrada e saída e grade e raios. Escolheu-se entrada e saída por considerar os resultados mais precisos e confiáveis, visto que há menor influência do projetista durante a modelagem.
- Distribuição - optou-se por escolher a forma de distribuição constante do cálculo do fator de segurança.
- Avançado - este tópico não foi alterado, permanecendo as configurações do próprio software.

Após esses dados de entrada, distribuí-se os pontos para em seguida aplicar as regiões 1 (fundação) e 2 (talude). Depois informamos os dados dos materiais, que neste caso, foi considerado o mesmo solo para fundação e talude. Foi adicionado o peso específico ($19,2 \text{ Kn/m}^3$), coesão ($7,53 \text{ kPa}$) e ângulo de atrito ($33,5^\circ$), obtidos nos ensaios de compactação e cisalhamento direto. O critério para representar o comportamento do solo utilizado foi o de Mohr-Coulomb.

Em seguida, foi traçada a linha piezométrica, que neste caso foi estimada, no interior do talude percorrendo os pontos 8, 9, 10, 11, 7 e 3, dispostos na Figura 41. Por fim, foi estabelecida a superfície de entrada e saída no contorno do talude. Na superfície de entrada, foi traçada uma linha desde o ponto inicial esquerdo da crista até metade do talude e a superfície de saída da metade do talude para baixo, indo além do pé do talude, seguindo até pouco mais da metade da fundação.

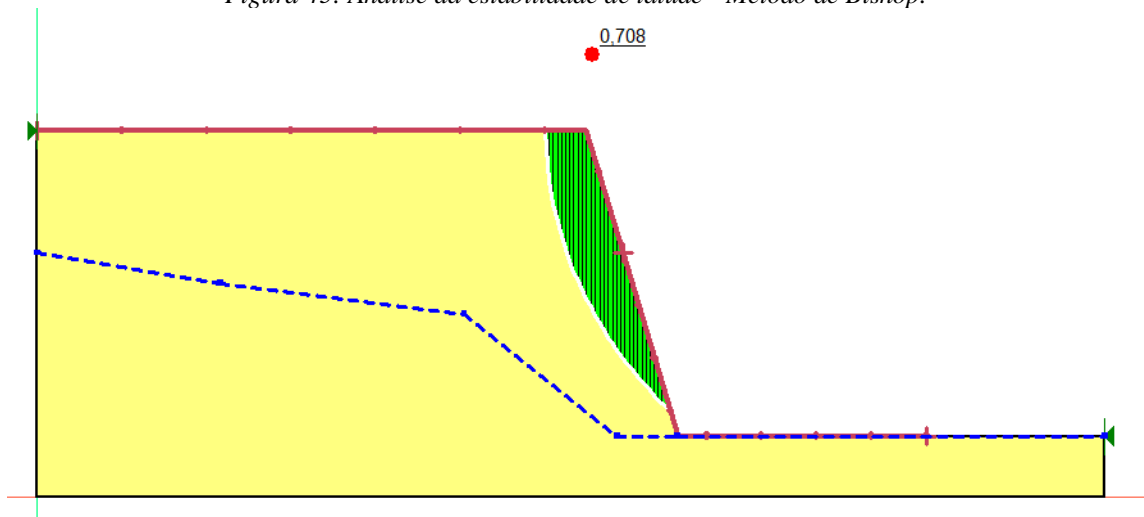
Neste trabalho, realizou-se a modelagem cinco vezes, cada uma referente a um dos métodos de análise e estabilidade. Ao final será possível realizar uma comparação entre os resultados de cada método, resultados esses que estão apresentados das Figuras 44 a 48.

Figura 44: Análise da estabilidade de talude - Método de Fellenius.



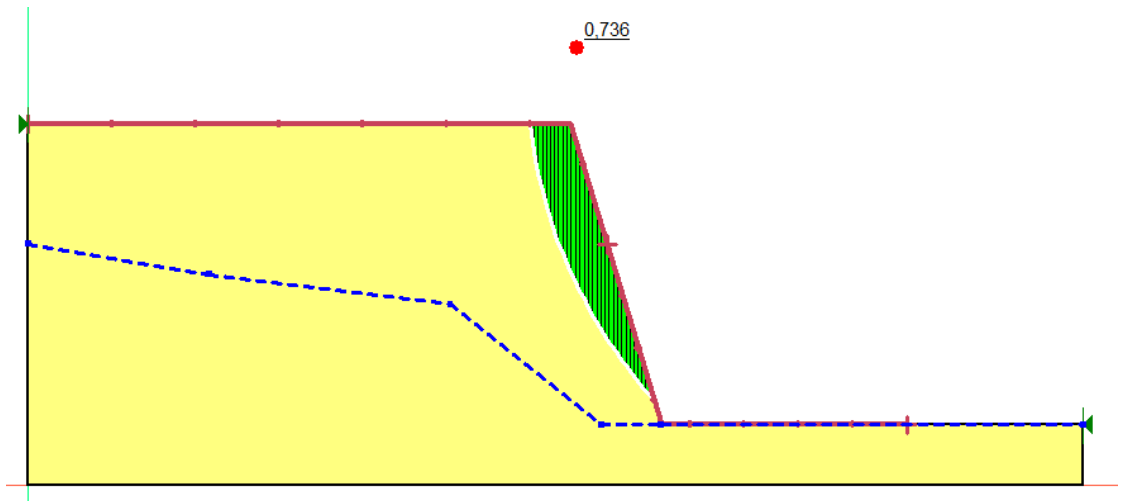
Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 45: Análise da estabilidade de talude - Método de Bishop.



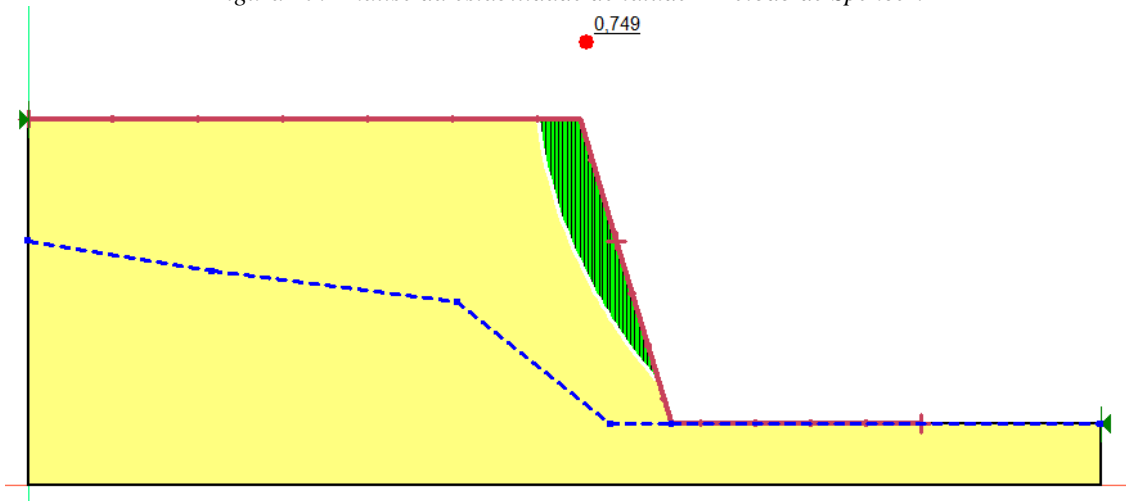
Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 46: Análise da estabilidade de talude - Método de Janbu.



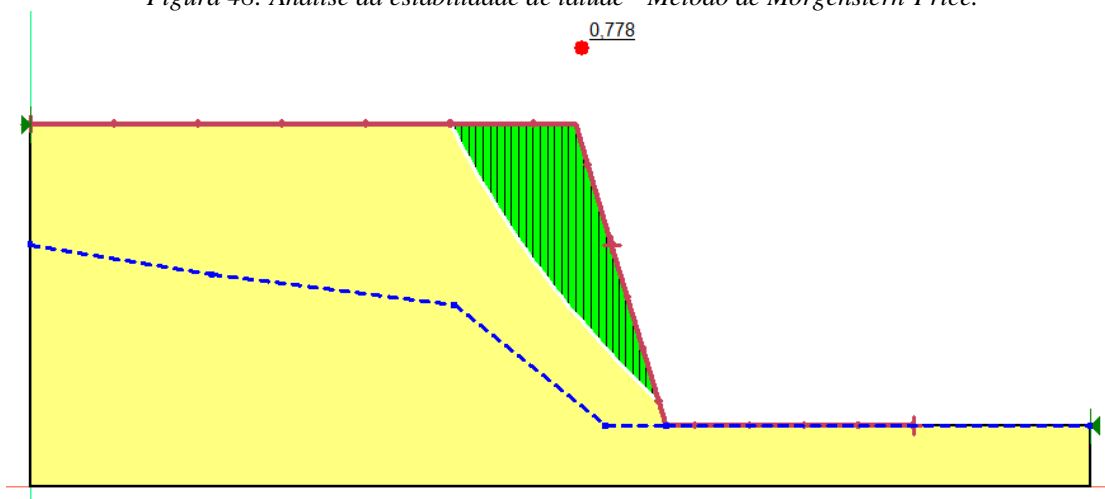
Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 47: Análise da estabilidade de talude - Método de Spencer.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 48: Análise da estabilidade de talude - Método de Morgenstern-Price.



Fonte: A autoria Própria (2021).

Portanto, foi possível observar que os resultados não diferiram muito um do outro, sendo o menor valor de FS encontrado, 0,708, quando foi utilizado o método de Bishop e o maior, 0,778, para o método de Morgenstern-Price.

Entretanto, todos os métodos mostram que o talude está na iminência de uma ruptura ou já rompeu, devido aos fatores de segurança serem menores que um ($FS < 1$) e, portanto, considerado instável.

5. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo conhecer uma amostra de solo, através dos resultados dos ensaios de caracterização, compactação e cisalhamento direto. Além disso, utilizar esses resultados para analisar a estabilidade do talude na CE-356, trecho que liga as cidades de Russas/CE e Baraúna/RN.

A amostra coletada é constituída, em sua maioria, por silte (69,15%) e areia fina (18,89%), obtendo um limite de liquidez de 19%, limite de plasticidade de 14% e, consequentemente índice de plasticidade de 5%. Determinou-se também uma massa específica de 1,92 g/cm³ para uma umidade ótima de 13%. Ainda com relação aos ensaios, obteve-se uma densidade real dos grãos de 2,73 e permeabilidade de 8,9x10⁻⁹ m/s.

Dessa forma, deduz-se que a amostra possui baixa permeabilidade, ou melhor, apresenta uma certa resistência à penetração da água, absorvendo-a de forma lenta e gradativa. Entretanto, devido à grande quantidade de finos, ao entrar em contato com a água, o solo tende a se tornar uma pasta, como uma lama, motivo esse que pode interferir na ocorrência de deslizamentos no talude. Por último, o ensaio de cisalhamento direto apresentou tensões de cisalhamento máximas de 40,6, 73,9 e 139,9 kPa, quando foram aplicadas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa, respectivamente.

Pela classificação do SUCS, este solo corresponde a um silte com baixa compressibilidade, visto que houve pouca variação volumétrica de solo. Já com relação ao sistema rodoviário (AASHTO), a amostra refere-se a um solo siltoso de baixa plasticidade, em outras palavras, que tende a se deformar muito pouco antes de romper.

A coesão e o ângulo de atrito são parâmetros importantes, obtidos com o ensaio de cisalhamento. Os valores foram: 7,53 kPa e 33,5°, respectivamente. Essa coesão torna-se um valor intermediário, quando comparada a das areias e argilas, uma vez que há interação entre as partículas do solo, assim como nas argilas, porém em menor proporção. Sendo assim, o solo estudado fragmenta-se com certa facilidade.

Com essas informações disponíveis, foi realizada a análise da estabilidade do talude através do software SLOPE/W 2019. Na aba de propriedades dos materiais, foram adicionados os resultados de massa específica, coesão e ângulo de atrito. A modelagem foi executada com os métodos de Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price, com o intuito de realizar uma análise comparativa entre os fatores de segurança obtidos.

Foi possível observar que os valores foram coerentes entre si, visto que a diferença de um quando comparado aos demais é quase insignificante. Entretanto, nenhum dos métodos obteve $FS > 1,5$, valor mínimo quando o risco de perdas econômicas e de vidas humanas são considerados elevados, principalmente por se tratar de um talude rodoviário. Isso evidencia a instabilidade do talude, que já sofreu alguns deslizamentos recentes. Esse fator de segurança inferior a um, pode está associado a geometria do talude, por possuir ângulo de inclinação muito elevado. Essa geometria gera instabilidade no talude.

É importante perceber que as medidas utilizadas na modelagem foram medidas médias, estimadas, tendo em vista a variação da configuração do talude. Por isso, os resultados obtidos caracterizam uma situação de instabilidade do talude e, conseqüentemente, a ideia de que o talude já tivesse rompido, o que não mostra total sentido, visto que o talude, apesar de instável, na realidade ainda não rompeu.

Por esta razão e pela importância do talude, que se localiza à margem da rodovia CE-356, sugere-se uma análise mais aprofundada, incluindo sondagens e ensaios de caracterização dos diversos tipos de solos existentes no maciço, bem como a análise da localização real da linha piezométrica. Algumas ações diretas que podem ser realizadas são o retaludamento ou a utilização de uma estrutura de contenção. Ambas as soluções buscam fornecer maior estabilidade ao talude e, conseqüentemente, deixá-lo menos suscetível à ocorrência de movimentos de massa.

REFERÊNCIAS

- ALVES, Camila Adriana Oliveira; MATEUS, Thiago Vaz. **Estabilidade de taludes: estudo das condições de estabilização em taludes naturais**. 2018. 76f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade Doctum de João Monlevade, João Monlevade, 2018.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080 - 98**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. In: Annual Book of ASTM Standards, 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545**: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro: ABNT, 2000.
- AYALA, Grover Romer Llanque. **Verificação da estabilidade da estabilidade do talude de montante em barragem de terra submetida a rebaixamento rápido realizada com ensaios em solos não saturados e modelagem numérica**. 2018. 136 f. Dissertação – Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.
- BARRETO, Alisson Cabral. **Análise do índice de suporte califórnia do solo da ufersa – campus angicos**. 2015. 51f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Angicos, 2015.
- CASTRO, A. P. A. de; RODRIGUES, R. A; BEZERRA, B. S. Proposição de um checklist para gestão de taludes em projetos rodoviários. **Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades**, São Paulo. vol. 03, n. 14, p. 01-13, 2015.
- COSTA, Eduardo José da Silva; LEVINDO, Walter de Andrade. **Retaludamento e cobertura vegetal na estabilidade de taludes rodoviários**. 2013. 53f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Doctum de Minas Gerais, Minas Gerais, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGENS - MÉTODO DE ENSAIO. **DNER-ME 093: Solos** - determinação da densidade real. DNER-ME, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT - IPR 719. **Manual de Pavimentação**. 3ª Edição. Rio de Janeiro, 2006.

FERREIRA, João Luís Ferrás. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer**. 2012. 144 f. Dissertação – Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia) - Universidade do Porto, Porto, 2012.

JESUS, Luiz Gustavo de Souza. **Análise probabilística de estabilidade de taludes de barragem de terra**. 2015. 67f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

MAFFRA, C. R. B. et al. Métodos de avaliação da influência e contribuição das plantas sobre a estabilidade de taludes. **Scientia Agraria**, Curitiba, vol. 18, n. 4, p. 129-143, out/dez, 2017.

MARINHO, Filipe. Classificação dos solos. **Guia da engenharia**, 19 de mai. de 2020. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/classificacao-solos/>. Acesso em: 04 set. 2021.

MARQUES, G. S. et al. **Análise da influência de um período intenso de chuva na estabilidade de um talude de rodovia**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., 2016. Anais [...] Belo Horizonte: COBRAMSEG, 2016.

MENDES, Ana Jéssica Freitas. **Solo arenoso artificialmente cimentado: mecanismos de resistência e aplicações**. 2018. 70f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de Fortaleza, Fortaleza, 2018.

OSTERNE, Alyne Karla Nogueira. **Resistência ao cisalhamento de uma amostra de solo da ufersa campus angicos/rn**. 2015. 83f. Monografia (Graduação em Ciência e Tecnologia) - Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Angicos, 2015.

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

ROCHA, Stéfano Lucca. **Análise das intervenções feitas para reabilitação de taludes no morro santa terezinha – fortaleza/ce**. 2019. 58f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.

SILVA, Vanessa Coutinho. **Métodos analíticos para avaliar a contribuição de estacas para o fator de segurança de taludes**. 2013. 84f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SOUZA, Anna Paula Leopoldo de. **Estudos geotécnicos e de estabilidade de taludes da encosta do alto do padre cícerio no município de camaragibe-pe**. 2014. 177 f. Dissertação – Mestrado – (Pós Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2014.

SOUZA, Guilherme de Oliveira. **Análise comparativa entre métodos de análise de estabilidade de taludes**. 2019. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2019.

VIEGAS, Maria Luísa Carrusca. **Estabilidade de taludes naturais**. 2017. 82 f. Dissertação – Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia) - Universidade de Coimbra, Coimbra, 2017.

APÊNDICES

APÊNDICE 1 - Ensaio de resistência ao cisalhamento direto ($\sigma = 50$ kPa)

Anel nº 1	Área: 25,806 cm ²		Tara: 82,06 g		Dens. Real	2,73			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		190,06		
Cápsula N ^o	1		2		Peso do C.P.+água (g)		108		
Solo+Tara+água (g)	27,16		140,73		Altura do C.P. (cm)		2		
Solo+Tara (g)	25,58		127,58		Volume (cm ³)		51,61		
Tara (g)	13,59		40,72		Dens. Úmida (g/cm ³)		2,09		
Água (g)	1,58		13,15		Dens. Seca (g/cm ³)		1,849		
Solo (g)	11,99		86,86		Grau de saturação (%)				
Umidade (%)	13,18		15,14		Constante do anel (kgf/mm)		29		
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
-	6,285	0,000	0,000	0,00	25,806	0,000	0,000	0,000	0,00
-	6,240	0,250	0,125	3,63	25,743	0,125	14,082	0,045	0,12
-	6,210	0,500	0,175	5,08	25,641	0,325	19,793	0,075	0,19
-	6,195	0,750	0,220	6,38	25,537	0,530	24,984	0,090	0,23
-	6,170	1,000	0,241	6,99	25,420	0,759	27,494	0,115	0,30
-	6,150	1,250	0,260	7,54	25,303	0,990	29,799	0,135	0,35
-	6,145	1,500	0,280	8,12	25,186	1,220	32,240	0,140	0,36
-	6,140	1,750	0,290	8,41	25,064	1,460	33,554	0,145	0,37
-	6,135	2,000	0,310	8,99	24,947	1,690	36,036	0,150	0,39
-	6,135	2,250	0,314	9,11	24,823	1,936	36,684	0,150	0,39
-	6,145	2,500	0,328	9,51	24,703	2,172	38,506	0,140	0,36
-	6,150	2,750	0,342	9,92	24,583	2,408	40,345	0,135	0,35
-	6,155	3,000	0,342	9,92	24,456	2,658	40,555	0,130	0,34
-	6,150	3,250	0,320	9,28	24,318	2,930	38,162	0,135	0,35
-	6,145	3,500	0,300	8,70	24,180	3,200	35,980	0,140	0,36
-	6,140	3,750	0,295	8,56	24,051	3,455	35,570	0,145	0,37
-	6,140	4,000	0,290	8,41	23,921	3,710	35,157	0,145	0,37
-	6,135	4,250	0,285	8,27	23,792	3,965	34,739	0,150	0,39
-	6,135	4,500	0,282	8,18	23,663	4,218	34,560	0,150	0,39
-	6,130	4,750	0,279	8,09	23,535	4,471	34,379	0,155	0,40
-	6,130	5,000	0,277	8,03	23,407	4,723	34,319	0,155	0,40
-	6,130	5,250	0,270	7,83	23,276	4,980	33,640	0,155	0,40
-	6,125	5,500	0,272	7,89	23,150	5,228	34,073	0,160	0,41
-	6,120	5,750	0,267	7,74	23,021	5,483	33,635	0,165	0,43
-	6,120	6,000	0,270	7,83	22,895	5,730	34,199	0,165	0,43
-	6,120	6,250	0,270	7,83	22,768	5,980	34,390	0,165	0,43
-	6,120	6,500	0,269	7,80	22,641	6,231	34,456	0,165	0,43
-	6,115	6,750	0,267	7,74	22,513	6,483	34,394	0,170	0,44
-	6,115	7,000	0,267	7,74	22,386	6,733	34,589	0,170	0,44

APÊNDICE 2 - Ensaio de resistência ao cisalhamento direto ($\sigma = 100$ kPa)

Anel nº 1		Área: 25,806 cm ²		Tara: 82,06 g		Dens. Real		2,73	
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		192,72	
Cápsula N ^o		1		2,0		Peso do C.P.+água (g)		110,66	
Solo+Tara+água (g)		27,16		144,91		Altura do C.P. (cm)		2	
Solo+Tara (g)		25,58		131,61		Volume (cm ³)		51,61	
Tara (g)		13,59		40,72		Dens. Úmida (g/cm ³)		2,14	
Água (g)		1,58		13,30		Dens. Seca (g/cm ³)		1,894	
Solo (g)		11,99		90,89		Grau de saturação (%)			
Umidade (%)		13,18		14,63		Constante do anel (kgf/mm)		29	
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Desl. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Desl. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
-	5,575	0,000	0,000	0,00	25,806	0,000	0,00	0,000	0,00
-	5,530	0,250	0,130	3,77	25,745	0,120	14,64	0,045	0,12
-	5,500	0,500	0,230	6,67	25,669	0,270	25,98	0,075	0,19
-	5,480	0,750	0,300	8,70	25,577	0,450	34,01	0,095	0,25
-	5,450	1,000	0,370	10,73	25,486	0,630	42,10	0,125	0,32
-	5,450	1,250	0,438	12,70	25,394	0,812	50,02	0,125	0,32
-	5,450	1,500	0,488	14,15	25,292	1,012	55,95	0,125	0,32
-	5,450	1,750	0,520	15,08	25,181	1,230	59,89	0,125	0,32
-	5,450	2,000	0,550	15,95	25,069	1,450	63,62	0,125	0,32
-	5,450	2,250	0,550	15,95	24,942	1,700	63,95	0,125	0,32
-	5,460	2,500	0,610	17,69	24,846	1,890	71,20	0,115	0,30
-	5,460	2,750	0,620	17,98	24,724	2,130	72,72	0,115	0,30
-	5,460	3,000	0,620	17,98	24,597	2,380	73,10	0,115	0,30
-	5,460	3,250	0,620	17,98	24,470	2,630	73,48	0,115	0,30
-	5,460	3,500	0,620	17,98	24,343	2,880	73,86	0,115	0,30
-	5,460	3,750	0,610	17,69	24,211	3,140	73,07	0,115	0,30
-	5,460	4,000	0,595	17,26	24,076	3,405	71,67	0,115	0,30
-	5,460	4,250	0,579	16,79	23,941	3,671	70,13	0,115	0,30
-	5,460	4,500	0,579	16,79	23,814	3,921	70,51	0,115	0,30
-	5,460	4,750	0,575	16,68	23,685	4,175	70,40	0,115	0,30
-	5,455	5,000	0,568	16,47	23,555	4,432	69,93	0,120	0,31
-	5,455	5,250	0,567	16,44	23,427	4,683	70,19	0,120	0,31
-	5,450	5,500	0,570	16,53	23,302	4,930	70,94	0,125	0,32
-	5,450	5,750	0,570	16,53	23,175	5,180	71,33	0,125	0,32
-	5,445	6,000	0,568	16,472	23,047	5,432	71,47	0,130	0,34
-	5,445	6,250	0,567	16,443	22,919	5,683	71,74	0,130	0,34
-	5,440	6,500	0,571	16,559	22,794	5,929	72,646	0,135	0,35
-	5,440	6,750	0,567	16,443	22,665	6,183	72,548	0,135	0,35
-	5,430	7,000	0,568	16,472	22,539	6,432	73,084	0,145	0,37

APÊNDICE 3 - Ensaio de resistência ao cisalhamento direto ($\sigma = 200$ kPa)

Anel nº 1	Área: 25,806 cm ²		Tara: 82,06 g		Dens. Real	2,73			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		192,51		
Cápsula N ^o	1		02		Peso do C.P.+água (g)		110,45		
Solo+Tara+água (g)	27,16		143,16		Altura do C.P. (cm)		2		
Solo+Tara (g)	25,58		130,51		Volume (cm ³)		51,61		
Tara (g)	13,59		40,72		Dens. Úmida (g/cm ³)		2,14		
Água (g)	1,58		12,65		Dens. Seca (g/cm ³)		1,891		
Solo (g)	11,99		89,79		Grau de saturação (%)				
Umidade (%)	13,18		14,09		Constante do anel (kgf/mm)		29		
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Desl. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Desl. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
-	6,310	0,000	0,000	0,00	25,806	0,000	0,000	0,000	0,00
-	6,300	0,250	0,210	6,09	25,786	0,040	23,618	0,010	0,03
-	6,270	0,500	0,355	10,30	25,732	0,145	40,008	0,040	0,10
-	6,240	0,750	0,455	13,20	25,656	0,295	51,430	0,070	0,18
-	6,210	1,000	0,550	15,95	25,577	0,450	62,360	0,100	0,26
-	6,190	1,250	0,630	18,27	25,491	0,620	71,672	0,120	0,31
-	6,170	1,500	0,685	19,87	25,392	0,815	78,233	0,140	0,36
-	6,150	1,750	0,740	21,46	25,293	1,010	84,846	0,160	0,41
-	6,140	2,000	0,800	23,20	25,196	1,200	92,077	0,170	0,44
-	6,130	2,250	0,855	24,80	25,097	1,395	98,795	0,180	0,46
-	6,120	2,500	0,920	26,68	25,003	1,580	106,706	0,190	0,49
-	6,125	2,750	0,970	28,13	24,902	1,780	112,964	0,185	0,48
-	6,120	3,000	1,025	29,73	24,803	1,975	119,846	0,190	0,49
-	6,120	3,250	1,070	31,03	24,699	2,180	125,635	0,190	0,49
-	6,115	3,500	1,105	32,05	24,589	2,395	130,321	0,195	0,50
-	6,115	3,750	1,140	33,06	24,480	2,610	135,048	0,195	0,50
-	6,110	4,000	1,157	33,55	24,362	2,843	137,728	0,200	0,52
-	6,110	4,250	1,162	33,70	24,237	3,088	139,034	0,200	0,52
-	6,100	4,500	1,161	33,67	24,110	3,339	139,649	0,210	0,54
-	6,100	4,750	1,157	33,55	23,981	3,593	139,916	0,210	0,54
-	6,095	5,000	1,144	33,18	23,847	3,856	139,119	0,215	0,55
-	6,090	5,250	1,129	32,74	23,713	4,121	138,075	0,220	0,57
-	6,085	5,500	1,121	32,51	23,581	4,379	137,858	0,225	0,58
-	6,080	5,750	1,114	32,31	23,451	4,636	137,760	0,230	0,59
-	6,080	6,000	1,105	32,05	23,319	4,895	137,418	0,230	0,59
-	6,070	6,250	1,095	31,76	23,187	5,155	136,950	0,240	0,62
-	6,065	6,500	1,093	31,70	23,059	5,407	137,459	0,245	0,63
-	6,060	6,750	1,080	31,32	22,926	5,670	136,615	0,250	0,65
-	6,040	7,000	1,072	31,09	22,795	5,928	136,383	0,270	0,70