

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

LUARA FERNANDA GAITKOSKI

**ANÁLISE DA UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO
COMO BASE DE ARRIMO EM TERRA ARMADA NA RODOVIA BR 277 EM
CASCAVEL/PR**

CASCAVEL - PR

2018

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
LUARA FERNANDA GAITKOSKI

ANÁLISE DA UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO
COMO BASE DE ARRIMO EM TERRA ARMADA NA RODOVIA BR 277 EM
CASCABEL/PR

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Mestre, Engenheiro Civil
Maycon André de Almeida

CASCABEL-PR

2018

**CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG
LUARA FERNANDA GAITKOSKI**

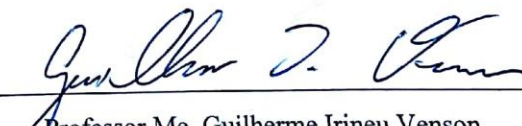
**ANÁLISE DA UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E
DEMOLIÇÃO COMO BASE DE ARRIMO EM TERRA ARMADA NA
RODOVIA BR 277 EM CASCAVEL/PR**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor **Me. Eng. Civil MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA**

BANCA EXAMINADORA



Orientador Professor Me. Maycon André de Almeida
Centro Universitário Assis Gurgacz - FAG
Engenheiro Civil



Professor Me. Guilherme Irineu Venson
Universidade Estadual do Oeste do Paraná - UNIOESTE
Engenheiro Civil



Professor Esp. Rodrigo Techio Bressan
Centro Universitário Assis Gurgacz - FAG
Engenheiro Civil

Cascavel, 06 de dezembro de 2018.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, por eles me tornei forte, por toda motivação, apoio e dedicação. Amo vocês.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, fonte suprema de todo saber, que está em meu caminho e permitiu que tudo isso acontecesse ao longo de minha vida, presente em todos os momentos.

À minha família responsável por este mérito, mãe Erenita, Valdir e meu irmão Rafael que em todos os momentos de minha ausência foram capazes de compreender e me apoiar para esta conquista, dando suporte e forças para enfrentar este caminho.

Ao meu pai, Valter José (*in memoriam*), por sonhar em me ver concluindo a graduação e me dar forças de chegar até aqui, tudo que sou e faço é por você, pai.

Ao meu amor, Carlos Henrique, por me aguentar e acompanhar nesses anos de faculdade, pelas inúmeras vezes que me acompanhou ao laboratório, leituras e entendimento para a realização deste trabalho, aprendeu junto comigo e me segurou todas as vezes que pensava em desistir, obrigada por tudo.

Meu imenso agradecimento ao professor e orientador Maycon André de Almeida, por todo conhecimento compartilhado, por acreditar em minha capacidade, por todo apoio, dedicação, confiança e incentivo a esta pesquisa.

A ECOCATARATAS pela disponibilização do laboratório para realização de ensaios e coleta de dados, aos meus colegas de trabalho por me aguentarem falar deste TCC tantas vezes, por entenderem o quão importante isto se tornou para mim, ao Engenheiro Luiz Fernando Moroni Mendes pela ideia do tema, pelo incentivo em pesquisar e por me acompanhar várias vezes em visita à obra, ao Sr. Davi Correia, grande profissional, por todo conhecimento compartilhado em alguns ensaios e atenção às inúmeras conversas durante o desenvolvimento deste trabalho.

Meus colegas que compartilharam muito conhecimento e ensinamento, em especial que me auxiliaram no laboratório se dispondo a ir me ajudar ou até mesmo por telefone, Karen, Caroline, Camila, Leticia e Erica, obrigada mesmo.

Equipe do laboratório do Centro Universitários Assis Gurgacz, aos professores e funcionários que de uma forma ou de outra ajudaram durante esta etapa. Professores sempre serão lembrados pelo conhecimento e sabedoria que transmitem, minha eterna gratidão a vocês.

EPÍGRAFE

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes”. (Marthin Luther King)

RESUMO

Com a preocupação em reaproveitar materiais residuais de construções, aumentam-se estudos e pesquisas sobre a utilização do resíduo de construção e demolição (RCD) aplicados na engenharia, como por exemplo, nas estruturas de solo reforçado e utilização em camadas de base e sub-base na pavimentação de estradas. O presente trabalho apresenta a comparação de materiais utilizados como base de arrimo em terra armada, com a intenção de mostrar qual solo apresenta maior resistência ao cisalhamento. As amostras de solo utilizadas para este estudo foram a argila coletada no terceiro metro de solo e o material reciclado assim que lançado sobre o local no km 583+600, trecho da obra de duplicação na BR 277 em Cascavel, Paraná. Foram coletadas amostras deformadas do campo e realizados ensaios de caracterização, ISC e triaxiais para determinação dos parâmetros. A análise da resistência ao cisalhamento se inicia em corpos de prova moldados em laboratório, a partir do aumento dos valores de coesão e ângulo de atrito entre as partículas no ensaio de compressão triaxial adensado não drenado. Este ensaio resultou em parâmetros com grande variação entre si devido às amostras apresentarem características distintas. Com os resultados foram simulados no software Geoslope 2018 R2 a estabilidade do arrimo com e sem a substituição da argila por RCD para fins de comparação através de 3 métodos de equilíbrio limite, foram constatados fatores de segurança para dois materiais. No método de Fellenius, os dois materiais apresentaram FS críticos, sendo de 0,925 para a argila e 1,354 para o material reciclado que, analisado pelo mínimo exigido na norma NBR 11682 (ABNT,2009), encontra-se abaixo do parâmetro. E no método Corps of Engineers, o RCD apresentou melhor resultado com FS de 1,506, assim mostrando uma alternativa interessante para descarte correto dos resíduos gerados nos canteiros de obra.

Palavras-chave: Resíduos de Construção e Demolição (RCD), ensaios de caracterização, simulação numérica.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Perfil esquemático exemplificando a ocorrência de solos em ambiente tropical. ...	18
Figura 2: Sistema unificado de classificação de solos.	19
Figura 3: Gráfico da plasticidade.	20
Figura 4: Classificação dos solos.	21
Figura 5: Força de atrito T evitando o deslocamento do bloco.	24
Figura 6: Gráfico de ensaio de Proctor.	27
Figura 7: Corpos de prova em expansão.	29
Figura 8: Representação esquemática da célula triaxial de amostra cilíndrica.	30
Figura 9: Envoltória de Mohr.	32
Figura 10: Localização da obra.	36
Figura 11: Locação furos de sondagem/área do aterro.	37
Figura 12: Material reciclado usado para os ensaios.	37
Figura 13: Seção projetado com argila.	38
Figura 14: Seção projetado material reciclado.	38
Figura 15: Moldagem corpo de prova ensaio compactação.	40
Figura 16: Compactação material.	40
Figura 17: Corpo de prova ensaio ISC.	41
Figura 18: Corpos de prova em embebição.	41
Figura 19: Prensa ISC.	41
Figura 20: Materiais utilizados.	43
Figura 21: Equipamento Harvard Miniatura.	43
Figura 22: Corpo de prova moldado com material reciclado.	44
Figura 23: Câmara triaxial com corpo de prova.	45
Figura 24: Corpo de prova após ensaio de cisalhamento.	47
Figura 25: Fitas metálicas colocadas na construção da terra armada.	48
Figura 26: Terra armada com base em argila.	50
Figura 27: Terra armada com base em material reciclado.	51
Figura 28: Dados inseridos para aplicação de carga na terra armada.	52
Figura 29: Superfície de pesquisa para análise da terra armada.	53

Figura 30: Terra armada analisada pelo método Bishop.....	53
Figura 31: Gráfico compactação Argila.	55
Figura 32: Gráfico de expansão argila.....	56
Figura 33: Índice de Suporte Califórnia para a argila.	56
Figura 34: Curva granulométrica RCD.	57
Figura 35: Gráfico compactação material reciclado.....	57
Figura 36: Expansão RCD.....	58
Figura 37: Índice de Suporte Califórnia – RCD.....	58
Figura 38: Resultado dos ensaios com argila.	59
Figura 39: Resultados dos ensaios com o material reciclado.....	60
Figura 40: Cunha Ruptura Argila.	63
Figura 41: Cunha Ruptura RCD.....	63
Figura 42: Dados aplicados para argila.....	65
Figura 43: Dados aplicados para RCD.....	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Energias de Compactação.....	27
Tabela 2: Valores de pressões para argila e RCD.....	46
Tabela 3: Fatores de Forma.	54
Tabela 4: Resultado ensaio cisalhamento argila.	60
Tabela 5: Resultado ensaio cisalhamento RCD.....	60
Tabela 6: Tensão efetiva/totais vertical na interface solo-reforço ($\sigma'v$).....	61
Tabela 7: Dados e cálculos da tensão arranchamento por metro de aterro.	62
Tabela 8: Resultado FS para os três métodos.	64

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1: Índice de Suporte Califórnia (ISC)	29
Equação 2: Resistência máxima de tração a fita	48
Equação 3: Taxa cobertura de reforço	49
Equação 4: Resistência reforço ao arranque.....	49
Equação 5: Fator de resistência ao arranque	49
Equação 6: Tensão efetiva vertical na interface solo reforço	49
Equação 7: Método de Terzaghi.....	54

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CBR – Califórnia Bearing Ratio

CONAMA - Conselho Nacional de Meio Ambiente

CD – Consolidado Drenado

CU – Consolidado não drenado

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

FAG – Faculdade Assis Gurgacz

FS – Fator de Segurança

IP – Índice de Plasticidade

HBR – Highway Research Board

ISC – Índice de Suporte Califórnia

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

RCC - Resíduos da Construção Civil

RCD - Resíduos da Construção e Demolição

RSU - Resíduos Sólidos Urbanos

UU – Não consolidado não drenado

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	13
1.1 INTRODUÇÃO	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.2.1. Objetivo geral	14
1.2.2. Objetivos específicos	14
1.3 JUSTIFICATIVA	14
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	15
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	15
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	15
CAPÍTULO 2	16
2.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.2. Solos	16
2.2.1. Tipos de Solos	17
2.2.2. Colapsíveis	17
2.2.3. Lateríticos	18
2.2.4. Classificação dos solos	19
2.2.4.1. Sistema unificado de classificação de solos (SUCS)	19
2.2.4.2. Transportation Research Board (TRB)	20
2.2.5. Resíduos de Construção e Demolição (RCD)	22
2.2.6. Resistência ao cisalhamento	23
2.2.7. Ensaio de caracterização em solos	25
2.2.7.1. Análise granulométrica	25
2.2.7.2. Ensaio compactação	26
2.2.7.3. Índice de Suporte Califórnia	28

2.2.7.4. Ensaio de compressão triaxial	30
2.2.8. Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em pavimento	33
2.2.9. Muro de Terra Armada.....	33
CAPÍTULO 3.....	35
3.1. METODOLOGIA	35
3.2.1. Tipo de estudo e local de pesquisa	35
3.2.2. Caracterização da amostra.....	36
3.2.3. Instrumentos e procedimentos para coleta de dados	38
3.2.4. Ensaio de caracterização.....	39
3.2.4.1. Granulometria.....	39
3.2.4.2. Ensaio de compactação de Proctor.....	39
3.2.4.3. Índice Suporte Califórnia	40
3.2.4.4. Ensaio triaxiais.....	42
3.2.5. Terra armada – Método convencional com uso de fitas galvanizadas.....	47
3.2.6. Simulação numérica em <i>Software</i>	49
3.2.7. Capacidade de Carga da fundação.	54
CAPÍTULO 4.....	55
4.1. RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
4.2.1. Caracterização Argila.....	55
4.2.2. Caracterização RCD.....	56
4.2.3. Resultados ensaio triaxial.....	59
4.2.4. Análise estabilidade global	61
4.2.5. Capacidade de carga.....	64
CAPÍTULO 5.....	66
CONSIDERAÇÕES FINAIS	66

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	68
REFERÊNCIAS	69
ANEXO	72

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

O crescimento no setor da construção civil destaca-se em todo lugar, mas nem sempre há a preocupação com a destinação adequada dos resíduos gerados. Segundo as estimativas de Pinto (1999), a massa de resíduos de construção civil para as cidades brasileiras de médio porte é de 41% a 70 % da massa total de resíduos sólidos urbanos.

Diante deste cenário, a construção civil vem propondo a realização de grandes obras de infraestrutura, construção de edificações, transformações e melhorias com a responsabilidade de causar o menor impacto possível ao meio ambiente.

Nesse sentido, a reciclagem dos resíduos de construção e demolição, além de minimizar os impactos gerados por sua deposição ao meio ambiente, também possibilita a substituição de agregados convencionais, proporcionando a preservação de jazidas minerais. Em locais onde essas jazidas se encontram distantes ou até escassas, o emprego de resíduos de construção e/ou demolição pode aumentar a disponibilidade de matéria-prima.

Com a preocupação em reaproveitar materiais residuais de construções, aumentam-se estudos e pesquisas sobre a utilização do resíduo de construção e demolição (RCD) aplicados na engenharia, como por exemplo, nas estruturas de solo reforçado e utilização em camadas de base e sub-base na pavimentação de estradas.

Segundo Carneiro *et al.* (2001), o uso de agregado reciclado em camadas de pavimentos urbanos tem sido uma das maneiras mais utilizadas para a destinação final dos resíduos. O aproveitamento deste material em pavimentação apresenta vantagens como a utilização de quantidade significativa de material reciclado, tanto na fração miúda quanto na graúda, e a simplicidade dos processos de execução do pavimento.

Sendo assim, este estudo pretende comparar a resistência ao cisalhamento e fator de segurança na estabilidade de uma contenção em terra armada localizada no km 583+600 na BR 277, comparando a utilização de solo natural e a utilização de resíduos de material de construção e demolição classe A triturado como subleito de fundação do aterro para a obra de duplicação na Rodovia BR 277 em Cascavel – PR.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo geral

Analisar o comportamento do resíduo de construção e demolição como base para execução de um aterro para um arrimo em terra armada, na BR 277, em Cascavel.

1.2.2. Objetivos específicos

- Avaliar a resistência ao cisalhamento por meio de ensaios triaxiais, de amostras compactadas solo natural argila e de amostras de RCD extraídas do local;
- Realizar análise de estabilidade do aterro em *software Geostudio*, considerando ou não o uso de RCD;
- Avaliar o ganho de capacidade de carga do terreno de fundação a partir de métodos teóricos, através dos fatores de segurança nos métodos Fellenius, Bishop e Corps Of Engineers.

1.3 JUSTIFICATIVA

A utilização do material reciclado em uma obra de grande porte, além de planejamento, envolve custo e tempo de execução a ser atendida, cabe à equipe de projeto ou execução encontrar uma melhor forma para atender à necessidade apresentada. A opção pela troca de solo surgiu quando, por meio de sondagens, constatou-se que o solo existente no local, devido à altura do aterro que seria executado acima do solo superficial da área, seria frágil. Sendo assim, para evitar deformações excessivas no terreno de fundação seria necessário realizar compactação do solo a fim de melhorar suas propriedades e seu índice de vazios e, assim, reduzir o efeito de adensamento que poderia vir a ocorrer.

A troca de argila pelo material RCD (componentes cerâmicos, argamassa e concreto) faz com que esta etapa de melhoramento de solo seja descartada. O material chega à obra pronto para a utilização, por meio de uma empresa que faz o serviço de armazenagem e preparo.

O benefício promissor, relativo ao emprego do RCD, é pouco divulgado no Brasil. A proposta apresentada neste trabalho, ou seja, a análise da troca de solo no subleito de pavimento,

é uma alternativa interessante que abrange aspectos técnicos, ambientais e econômicos, visto que é possível identificar outras áreas que possam absorvê-lo da forma mais sustentável.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Comparando a resistência dos materiais a troca do solo local pelo RCD é uma boa opção para obra de infraestrutura?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

A escolha pelo material reciclado destaca-se, pois, a granulometria deste é maior, gerando maior atrito entre os grãos e consequentemente maior resistência ao cisalhamento. Segundo Santos (2007), por meio de vários ensaios, o material RCD apresenta baixos coeficientes de variação nos resultados de caracterização, excelentes propriedades de resistência e comportamento mecânico que justifica sua utilização em várias aplicações geotécnicas.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A execução desta pesquisa será limitada a ensaios laboratoriais com a coleta dos materiais realizada no km 583+600 na BR 277, onde se concentra a troca de solo. A análise dos materiais coletados será feita por meio da moldagem de 5 corpos de provas de cada material, a argila coletada a aproximadamente 2 a 3 metros de profundidade e o material reciclado antes de ser compactado.

Serão realizados os ensaios de granulometria no material reciclado, ensaio de I.S.C (Índice de Suporte Califórnia) e Ensaio Triaxial nos dois materiais (RCD e Argila). A moldagem dos corpos de prova e os ensaios serão conduzidos no laboratório de mecânica dos solos do Centro Universitário Assis Gurgacz.

Por fim, terá continuidade com a coleta e análise dos dados resultantes dos ensaios, por meio de *software Geostudio 2018 R2*, para comparar a influência dos materiais na estabilidade do maciço e na capacidade de carga da fundação.

CAPÍTULO 2

2.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste tópico, são apresentados pesquisas e estudos sobre solos envolvendo caracterização, resistência ao cisalhamento e índice suporte Califórnia, conceitos sobre estabilidades de taludes e arrimos e caracterização de resíduos de construção e demolição, pavimento flexível e caracterização de resíduos de construção e demolição, contemplando um breve histórico sobre a utilização desse material.

2.2. Solos

Os solos são elementos complexos formados por partículas minerais, sendo que sua composição se altera de acordo com o tipo de rocha que o originou, gerando características e comportamentos diferentes em cada um. No campo da engenharia rodoviária, considera-se solo todo tipo de material orgânico ou inorgânico, inconsolidado ou parcialmente cimentado, encontrado na superfície da terra (DNIT, 2006).

Solos são materiais naturais não consolidados, isto é, constituídos de grãos separáveis por processo mecânico e hidráulicos, de fácil dispersão em água e que podem ser escavados com equipamentos comuns de terraplenagem. As características dos solos nas regiões tropicais são diversas, decorrentes das condições ambientais, como por exemplo lateríticos, saprolíticos e transportados que são comumente encontrados em regiões tropicais.

Segundo Pinto (2006), a classificação do solo é feita a partir de sua origem, que é um complemento importante para o acúmulo de conhecimento sobre ele para ser classificado sob o ponto de vista da sua constituição física. Devido a essas origens, o solo pode ser estabelecido como solos residuais, sedimentares e de formação orgânica. Quanto à cor, essa varia de acordo com o material de derivação, localização, organismos relacionados, conteúdo de matéria orgânica, dentre outros fatores. Solos ricos em matéria orgânica tendem a ser mais escuros em comparação a solos bem drenados que, por exemplo, tendem a possuir tonalidades acinzentadas.

Em relação às partículas de solo, são definidas de acordo com o tamanho relativo destas, sendo considerada: **Argila** - partículas com diâmetro inferior a 0,002mm; **Silte** - as partículas

com diâmetro entre 0,002mm e 0,06mm; **Areia fina** - as com diâmetro entre 0,06mm e 0,2mm; **Areia média** - entre 0,2mm e 0,6mm; **Areia grossa** - entre 0,6mm e 2 mm e, finalmente; **Pedregulho** - acima de 2mm.

2.2.1. Tipos de Solos

O Solo tem classificação devido à sua origem. Provenientes da deterioração da rocha por meio de um processo denominado intemperismo, ou seja, a ação do tempo, os solos que permanecem próximos à rocha que lhes deu origem são denominados residuais; os demais são sedimentares ou transportados.

Solos residuais são muito intemperizados e, conseqüentemente, muito finos. Segundo Júnior (1996), os solos lateríticos (residuais) em geral apresentam-se na condição de saturação parcial. Os perfis de variação do teor de umidade, e conseqüentemente de sucção, apresentam uma variabilidade no tempo e no espaço devido à grande heterogeneidade e às condições climáticas. Estes solos, em geral, podem ser muito compressíveis, mas apresentam deslocamento praticamente instantâneos após a aplicação do carregamento.

Solos transportados ou solos sedimentares são solos que não apresentam características semelhantes à rocha local, são solos que sofreram alteração devido a alguma forma de transporte, sendo os agentes transportadores aluvionares (transportados pela água), os coluvionares (transportados pela ação da gravidade), eólicos (transportados pelo vento) e os glaciares (Transportados pelas geleiras) (Marangon, 2008).

Os solos do tipo orgânico são os piores para apoio de fundações, apresentam na sua estrutura restos vegetais e animais. Esse tipo de solo é encontrado próximo a lagos e regiões de pântano, com coloração preta e um odor muito forte.

2.2.2. Colapsíveis

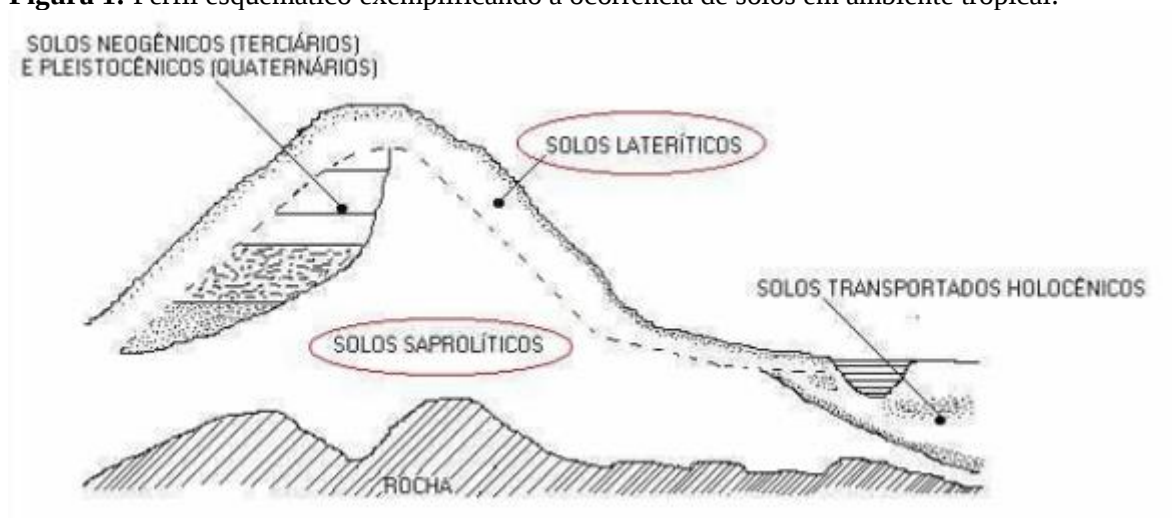
Solos colapsíveis são solos que possuem um alto índice de vazios, baixo grau de saturação, são aqueles que sofrem significativa redução de volume e queda repentina de resistência quando umedecidos e quando submetidos sobre grandes pressões, onde os vazios acabam sendo preenchidos e constantemente relacionados com a presença de areia e silte.

A redução de volume que ocorre nesse tipo de solo pode ser rápida ou gradual e está associada à perda estrutural dos vínculos de cimentação entre as partículas devido à saturação em que as partículas se deslizam umas sobre as outras, deslocando-se para os espaços vazios. Quando sofrem carregamento axial, a inundação do solo diminui a pressão de sucção ou amolece o cimento natural, causando assim a ruptura (Pinto, 2006).

2.2.3. Lateríticos

Lateríticos são os solos de regiões tropicais, muito intemperizados, formados por argilas que em função do clima apresentam alta porosidade. Os minerais encontrados nesses solos são ricos em óxido de alumínio e hidróxido de ferro, o que faz com que tenham a coloração avermelhada. A Figura 1 abaixo ilustra um perfil esquemático desses tipos de solos.

Figura 1: Perfil esquemático exemplificando a ocorrência de solos em ambiente tropical.



Fonte: Felten (2005).

O solo laterítico é uma variedade de solo do horizonte superficial laterítico, típico das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas (VILLIBOR e NOGAMI, 2009). Os solos lateríticos encontram-se na natureza, geralmente não saturados, composto por partículas finas, em geral argilas e siltes e muito intemperizado, com índice de vazios elevado e consequentemente pequena capacidade de suporte. Entretanto, a partir do processo de compactação, pode apresentar propriedades satisfatórias para emprego em diversas obras na engenharia (FREIRE *et. al*, 1999).

2.2.4. Classificação dos solos

2.2.4.1. Sistema unificado de classificação de solos (SUCS)

Os solos apresentados neste sistema são classificados em solos de granulação grossa (mais de 50% retido na peneira nº200), solos de granulação mais fina (mais de 50% em peso passando na peneira nº200) e solos altamente orgânicos (facilmente identificáveis pelo seu aspecto). Para a parcela grossa, foram mantidas as características granulométricas como parâmetros mais representativos para a sua classificação, enquanto para a parcela mais fina, o idealizador deste sistema, Casagrande, optou por usar os limites de consistência por serem critérios mais importante que o tamanho das partículas.

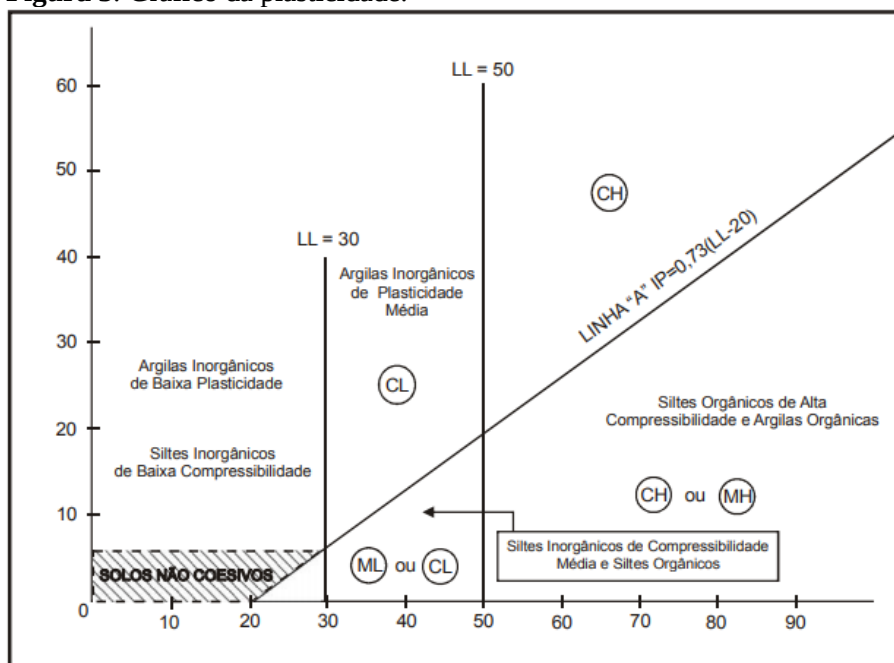
Cada tipo de solo tem um símbolo e um nome, os quais serão simbolizados por um par de letras referente a cada grupo, em que o prefixo é uma das subdivisões ligadas ao tipo de solo; e o sufixo, as características granulométricas e a plasticidade. A Figura 2 apresenta a tabela de classificação do sistema unificado.

Figura 2: Sistema unificado de classificação de solos.

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração 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 $LL \leq 50$		ML	Siltos inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.
			CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.
			OL	Siltos orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.
	SILTES e ARGILAS com $LL > 50$		MH	Siltos - Areias finas ou siltos micáceos - Siltos 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).

Quando um solo é composto por partículas finas (porcentagem passante na peneira #200>50%), utiliza-se o gráfico ilustrado na Figura 3 para determinar o tipo de solo, que pode ser argilas, siltes ou solos orgânicos de alta ou baixa compressibilidade.

Figura 3: Gráfico da plasticidade.

Fonte: DNIT (2006).

2.2.4.2. Transportation Research Board (TRB)

Nesta classificação, foram propostos 8 grupos (A-1 a A-8) em que o solo se compõe de acordo com sua granulometria, porém, entre 1943 e 1945, o sistema sofreu uma revisão, em que foram incluídos subgrupos e introduziu-se, então, o Índice de Grupo (IG). Na Figura 4, que consta no Manual de Pavimentação do DNER (2006), os grupos e subgrupos são apresentados:

Figura 4: Classificação dos solos.

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	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 max.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				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).

Segundo a DNIT (2006), os grupos são definidos da seguinte forma:

- A-1: materiais deste grupo são uma mistura bem graduada de fragmentos de rocha e pedregulho, areia grossa, areia fina e um aglutinante de solo não plástico ou fracamente plástico.
- A-2: este grupo inclui os materiais constituídos de misturas silte-argila dos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7, inclui todos os solos com 35% ou menos passando na peneira nº 200, mas que não podem ser classificados como A-1 ou A-3 devido ao teor de finos que contém ou à plasticidade, ou ambos excedendo os limites estabelecidos para os grupos citados.
- A-3: o material deste grupo é a areia fina, sem silte ou argila, ou possuindo pequena quantidade de silte não plástico. O grupo inclui também misturas de areia fina mal graduada e quantidades limitadas de areia grossa, além de pedregulhos depositados pelas correntes.
- A-4: o solo deste grupo é siltoso não plástico, ou moderadamente plástico, possuindo geralmente 5% ou mais passando na peneira nº 200. Inclui também misturas de solo fino siltoso com até 64% de areia e pedregulhos retidos na peneira nº 200.
- A-5: o solo típico deste grupo é semelhante ao descrito no grupo A-4, exceto que ele é, geralmente, de caráter diatomáceo ou micáceo, altamente elástico, conforme indica seu elevado Limite de Liquidez.

- A-6: o solo típico deste grupo é argiloso, plástico, tendo geralmente 75% ou mais de material passando na peneira nº 200. O grupo inclui também misturas de solos finos argilosos, podendo conter até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira nº 200. Os solos deste grupo comumente sofrem elevada mudança de volume entre os estados seco e úmido.
- A-7: o solo típico deste grupo é semelhante ao do grupo A-6, com a diferença que possui alto Limite de Liquidez do grupo A-5, podendo ainda ser elástico e estar sujeito a elevada mudança de volume.

2.2.5. Resíduos de Construção e Demolição (RCD)

Nos Canteiros de obras ocorrem constantes modificações, são executadas diversas atividades utilizando diferentes tecnologias e empregando materiais de diferentes naturezas. Essa diversificação de trabalho faz com que se reúna uma alta variabilidade de resíduos que podem ser enquadrados como RCD.

Conforme a definição da Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (Conama, 2002), os chamados resíduos da construção civil são:

[...]são os provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliça ou metralha.

Os resíduos da construção civil deverão ser classificados, conforme Art. 307/02, em I – Classe A, II – Classe B, III – Classe C e IV – Classe D, da seguinte forma:

I - Classe A - são os resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados, tais como:

a) de construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e de outras obras de infraestrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem.

b) de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento etc.), argamassa e concreto.

c) de processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meio-fio etc.) produzidas nos canteiros de obras.

II - Classe B - são os resíduos recicláveis para outras destinações, tais como: plásticos, papel/papelão, metais, vidros, madeiras e outros.

III - Classe C - são os resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/recuperação, tais como os produtos oriundos do gesso.

IV - Classe D: são resíduos perigosos oriundos do processo de construção, tais como tintas, solventes, óleos e outros ou aqueles contaminados ou prejudiciais à saúde oriundos de demolições, reformas e reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais e outros, bem como telhas e demais objetos e materiais que contenham amianto ou outros produtos nocivos à saúde.

As análises de Costa (2003) revelaram que as cidades mais propensas à reciclagem são as que apresentam melhores condições socioeconômicas e administrativas. Em pequenas cidades, o foco das ações está voltado para a geração de lixo doméstico, pois consideram mais importante no quadro de composição de resíduos sólidos urbanos (RSU), sem informação sobre a quantidade de RCD que é produzido, dificultando o estudo desse material.

O fato de o RCD ser gerado dentro das cidades pode resultar uma grande vantagem competitiva dos agregados com relação aos naturais porque suas jazidas ficam distantes dos grandes centros. Estima-se que 2/3 dos custos dos agregados naturais são relativos às despesas de transporte; mesmo assim, a produção dos agregados de RCD em larga escala é necessária para que a operação seja lucrativa (ANGULO *et al*, 2003). Requer-se, assim, uma análise criteriosa da viabilidade econômica.

Em diversos países, a reciclagem é vista como um mercado altamente rentável pela iniciativa privada. Várias empresas possuem equipamentos sofisticados para a separação dos materiais, o que acaba contribuindo com a qualidade do produto reciclado e a eficiência do sistema.

2.2.6. Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento do solo é a tensão cisalhante que ocorre no plano de ruptura no instante da ruptura, uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando, assim, a zona cisalhada.

A princípio, há a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Este método é bem caracterizado, tanto em ensaios de cisalhamento direto, como em escorregamentos de talude.

Esta resistência ao cisalhamento necessita, essencialmente, da contribuição das forças normais na união das partículas, tanto na sucção quanto os carregamentos externos, que colaboram com as forças de contato (atrito), sendo coerente admitir que uma variação em σ (tensão) seja correspondente a uma variante da sucção.

As causas fundamentais que influenciam na resistência ao cisalhamento dos solos coesivos argilas são: o estado de adensamento do solo, sensibilidade da sua estrutura, as condições de drenagem e a velocidade de aplicações das cargas.

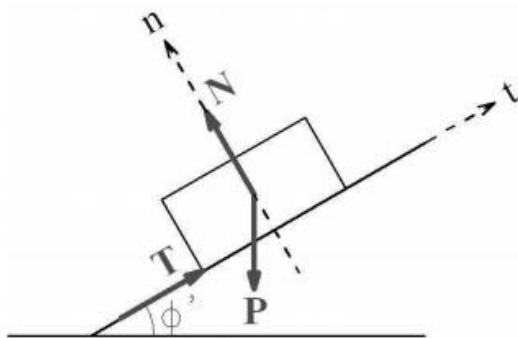
Segundo Oliveira (2004), a distinção fundamental entre as forças externas e a força aplicada internamente pela sucção é a forma como atuam entre as partículas do solo. As forças externas são transmitidas entre os grãos, o que não ocorre com a sucção, que apenas atrai um grão contra o outro.

A resistência dos solos é definida pelos parâmetros ângulo de atrito (ϕ) e intercepto de coesão (c) no critério de resistência de Mohr-Coulomb. O atrito está ligado à tensão normal aplicada ao solo. Há duas leis básicas sobre o atrito, sendo elas: a resistência ao cisalhamento entre dois corpos é proporcional à força normal entre esses dois corpos; e a resistência ao cisalhamento entre dois corpos é independente das dimensões desses dois corpos.

A coesão é uma fração de resistência independente da tensão normal aplicada ao solo. Geralmente, a resistência ao cisalhamento dos solos se deve principalmente ao atrito, tendo a coesão apenas uma pequena contribuição.

Para entender o ângulo de atrito, podemos fazer uma comparação a uma situação de física ilustrada na Figura 5, deslizamento de um corpo em um plano inclinado.

Figura 5: Força de atrito T evitando o deslocamento do bloco.



Fonte: Teles (2013).

Sendo o corpo de peso P apoiado sobre o plano inclinado e N a força normal ao plano, o deslizamento deve ser evitado pela força T , decorrente do atrito entre o corpo e o plano inclinado (Teles, 2013).

Isso mostra um equilíbrio entre a resistência por atrito e a tensão normal ponderada pela tangente do ângulo de atrito. A situação-limite da Figura 5 mostra a resistência máxima por atrito e essa inclinação máxima, por analogia, representa o ângulo de atrito.

O fenômeno de atrito nos solos é diferente do fenômeno de atrito entre dois corpos. Isso ocorre porque o solo é um sistema de partículas, composto por diversos grãos que deslizam entre si e rolam uns sobre os outros e há presença de vazios que vão sendo preenchidos por esses grãos. Entretanto, buscam-se formulações que descrevam de forma simplificada as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. O estudo da resistência ao cisalhamento do solo é baseado na análise do estado de tensão que provoca a ruptura.

Segundo Vargas (1977), de uma forma intuitiva, a coesão é aquela resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pelo qual ele se torna capaz de se manter coeso em forma de torrões ou blocos, ou pode ser cortado em formas diversas e manter esta forma. Os solos que têm essa propriedade chamam-se coesivos. Os solos não-coesivos, que são areias puras e pedregulhos, esboroam-se facilmente ao serem cortados ou escavados

2.2.7. Ensaios de caracterização em solos

2.2.7.1. Análise granulométrica

A distribuição granulométrica dos agregados é determinada usualmente por meio de uma análise por peneiramento. Nessa análise, uma amostra seca de agregado é fracionada por meio de uma série de peneiras com aberturas de malha progressivamente menores. Uma vez que a massa da fração de partículas retida em cada peneira é determinada e comparada com a massa total da amostra, a distribuição é expressa como porcentagem em massa em cada tamanho de malha de peneira (BERNUCCI *et al.*, 2006).

A sedimentação faz parte do processo para determinação da análise granulométrica do solo, que é baseada na Lei de Stokes, que relaciona o tamanho da partícula com a velocidade com a qual ela se sedimenta em um meio líquido. Portanto, quanto maior a partícula, mais rapidamente ela irá se depositar no fundo da proveta de ensaio. Então, a velocidade de queda das partículas depende diretamente da massa específica do material da esfera, massa específica e viscosidade do fluido e do diâmetro da esfera, ou seja, é a relação entre o diâmetro dos grãos e a sua velocidade de sedimentação em um meio líquido de viscosidade e peso específico conhecido. NBR 7181 - Método de ensaio - (ABNT, 1984).

A ABNT NBR 7181(2016) – Análise granulométrica prescreve o método de ensaio que é realizado por meio de peneiramento, manual ou mecânico, utilizando uma série de peneiras de abertura padronizada, segundo NBR. Esta análise se divide em peneiramento grosso, no qual a amostra é passada da peneira 1 ½ “até a peneira n°10 (2,0 mm) e peneiramento fino, no qual a amostra é passada da peneira n°16 (1,19 mm) até a peneira n° 200 (0,075 mm).

As peneiras normalmente utilizadas são 11/2”, 1”, 3/4”, 3/8”, n°4(4,75 mm), n° 10(2,00 mm), n° 16 (1,19 mm), n° 20 (0,85 mm), n° 30 (0,60 mm), n° 40 (0,42 mm), n° 60 (0,25 mm), n° 100 (0,15 mm) e n° 200 (0,075 mm).

2.2.7.2. Ensaio compactação

A compactação é um método de estabilização de solos que se dá por aplicação de alguma forma de energia (impacto, vibração, compressão estática ou dinâmica). Seu efeito confere ao solo um aumento de seu peso específico e resistência ao cisalhamento, além de uma diminuição do índice de vazios, permeabilidade e compressibilidade. A ABNT NBR 7182(2016) prescreve o método para determinar a relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca de solos quando compactados, de acordo com os processos especificados.

A partir do ensaio de compactação é possível obter a correlação entre o teor de umidade e o peso específico seco de um solo quando compactado com determinada energia. O ensaio mais comum é o de Proctor, que possui 3 energias de compactação especificada em norma, sendo elas normal, intermediária ou modificada. Na Tabela 1 estão especificadas as características inerentes de cada energia. O ensaio é realizado em laboratório por meio de sucessivos impactos de um soquete padronizado na amostra, que a cada energia aplicada será especificada o número de camadas e golpes por camada.

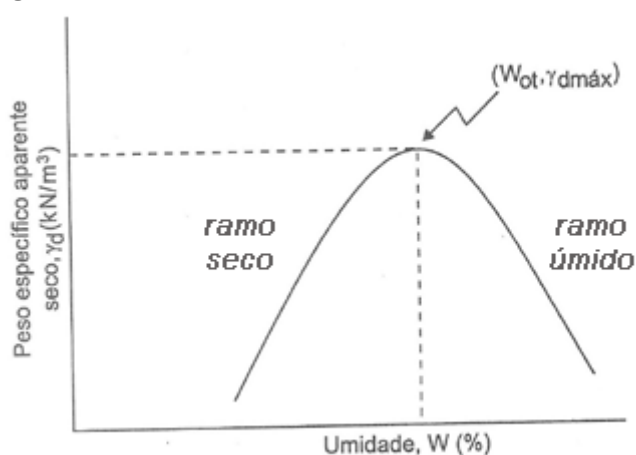
Tabela 1: Energias de Compactação.

Cilindro	Caraterísticas inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: ABNT NBR 7182 (2016).

Este ensaio realizado em laboratório auxilia a determinar experimentalmente a densidade máxima do solo, condição que otimiza o empreendimento com relação ao custo e ao desempenho hidráulico e estrutural. A compactação do solo em um cilindro de volume conhecido faz com que se tenha uma variação de umidade, de forma a obter o ponto de compactação máxima, no qual se obtém a umidade ótima de compactação, conforme ilustrado na Figura 6, em que na realização do ensaio com no mínimo três corpos de prova encontrar o teor de umidade ótimo e da massa específica aparente seca.

Figura 6: Gráfico de ensaio de Proctor.



Fonte: Pereira (2013).

Quando se compacta com umidade baixa, o atrito das partículas é muito alto e não se consegue uma significativa redução de vazios. Para umidades mais elevadas, a água provoca

um certo efeito de lubrificação entre as partículas, as quais deslizam entre si, acomodando-se num arranjo mais compacto.

A compactação dos solos tem uma grande importância para as obras geotécnicas, já que por meio do processo de compactação consegue-se promover no solo um aumento de sua resistência e uma redução de sua compressibilidade e permeabilidade.

A partir do ensaio, é possível determinar as propriedades do terreno por meio de processos manuais ou mecânicos. Na compactação, as quantidades de partículas e de água permanecem constantes e o aumento da massa específica corresponde à eliminação de ar dos vazios. Há, portanto, para a energia aplicada, um certo teor de umidade, denominado umidade ótima, que conduz a uma massa específica máxima ou uma densidade máxima.

2.2.7.3. Índice de Suporte Califórnia

O ISC (Índice de Suporte Califórnia) ou CBR (*Califórnia Bearing Ratio*) é um procedimento que, no Brasil, é regulamentado pela norma DNIT 172/2016 ME. O ISC determina o valor referente ao suporte de solos por meio de ensaios com amostras deformadas, moldadas na umidade ótima obtida do ensaio de compactação realizado previamente no material.

A resistência de suporte é medida após a compactação dos corpos de prova sob condições controladas de umidade e densidade, seguindo o padrão de energia normal, intermediária e modificada.

A moldagem dos corpos de prova segue o procedimento descrito na ABNT NBR 7182(2016) – Solo – Ensaio de compactação que recomenda a moldagem de, no mínimo, cinco corpos de prova com intervalos crescentes de umidade de compactação para caracterizar a curva de compactação.

Após a moldagem dos corpos de prova, pode-se realizar o ensaio de expansão, em que em cada corpo de prova será colocada uma haste de expansão com pesos anelares que simulam o peso do pavimento, em que esta sobrecarga não pode ser inferior a 4,536kg, juntamente com a haste de expansão um extensômetro fixo ao tripé porta-extensômetro fixado na borda superior do cilindro destinado a medir as expansões ocorridas.

A medida de expansão consiste na porcentagem da expansão relativa à altura inicial do corpo de prova, que é medida em um intervalo de 24 em 24 horas com extensômetro, onde os corpos de prova permanecem imersos em um período de 4 dias, como mostra a Figura 7. Esta

expansão varia dependendo da natureza do solo. DNIT 172/2016 ME – Índice de Suporte Califórnia.

Figura 7: Corpos de prova em expansão.



Fonte: Autor (2018).

A seguinte fase do ensaio a de penetração submete-se o solo compactado a um esforço de penetração. As tensões de penetração são lidas em um anel dinamométrico fixo que é ligado ao pistão. Para iniciar o ensaio, zeram-se os extensômetros deste anel, aplica-se a velocidade e assim iniciam as leituras. Estas leituras são feitas para valores pré-definidos de penetração do pistão no solo e de um tempo especificado para o ensaio.

A penetração do pistão acarreta uma ruptura localizada na superfície da amostra proveniente da atuação das cargas. O Índice de Suporte Califórnia (ISC), em porcentagem, para cada corpo de prova é obtido pela Equação 1

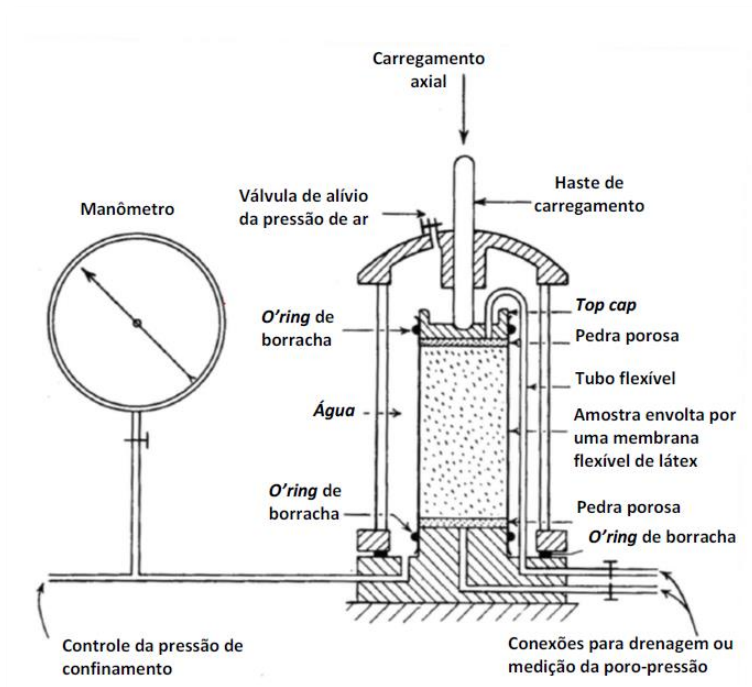
$$ISC = \frac{\text{Pressão calculada ou pressão corrigida} \cdot 100}{\text{pressão padrão}} \quad (1)$$

2.2.7.4. Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial consiste em submeter tensões e/ou deformações em amostras deformadas ou indeformadas por meio de corpos de prova que simulam aquelas tensões existentes ou que irão existir no campo.

O corpo de prova em formato cilíndrico é colocado dentro de uma câmara de ensaio e envolto por uma membrana de borracha, que é preenchida com água, como ilustra na Figura 8, à qual se aplica uma pressão, que é chamada de pressão confiante ou pressão de confinamento de ensaio.

Figura 8: Representação esquemática da célula triaxial de amostra cilíndrica.



Fonte: Dieguez (2016).

A pressão confiante atua em todas as direções, inclusive na direção vertical. O corpo de prova fica sob um estado hidrostático de tensões e o carregamento axial é feito por meio da aplicação de forças no pistão que penetra a câmara. Para provocar a ruptura por cisalhamento no corpo de prova, deve-se aplicar uma tensão axial (σ_1 e σ_3) por meio de uma haste de carregamento vertical. Essa tensão ocorre com a aplicação da carga axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica. Esse é um ensaio de deformação controlada.

A carga axial aplicada pela haste de carregamento correspondente a uma dada deformação axial e é medida por um anel dinamométrico ou célula de carga fixada à haste.

Um ensaio triaxial quando realizado simula várias condições: a pressão na célula correspondendo à pressão lateral do elemento de campo, a carga axial gera tensões cisalhantes, as quais simulam as tensões cisalhantes no campo, a drenagem da amostra pode ser medida ou controlada, a pressão neutra no interior da amostra pode ser calculada ou medida. Por estes motivos, o ensaio triaxial tornou-se uma ferramenta muito utilizada para determinação de resistência de solos.

Há três tipos padrão de ensaios triaxiais que são geralmente realizados, sendo eles ensaio consolidado drenado, ensaio consolidado não drenado, não consolidado não drenado.

Consolidado drenado (CD) - logo após aplicar a pressão confinante, espera-se que a pressão neutra se dissipe (fase de consolidação ou adensamento da amostra) para assim iniciar a compressão axial. No decorrer da execução do ensaio, a compressão axial é feita calmamente para permitir a drenagem e a dissipação da pressão neutra. Desse modo, a pressão neutra durante todo o carregamento é praticamente nula, e as tensões totais aplicadas indicam as tensões efetivas que ocorrem, estando os parâmetros determinados em termos de tensões efetivas.

Consolidado não drenado (CU) – espera-se que a pressão neutra se dissipe após aplicar a pressão confinante e, durante a execução do ensaio, não é feita a drenagem. Se as pressões neutras forem medidas, a resistência em termos de tensões efetivas também é definida, por isso acaba sendo muito usual, pois permite determinar a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas em um prazo menor que o ensaio CD ou ainda em termos de tensões totais.

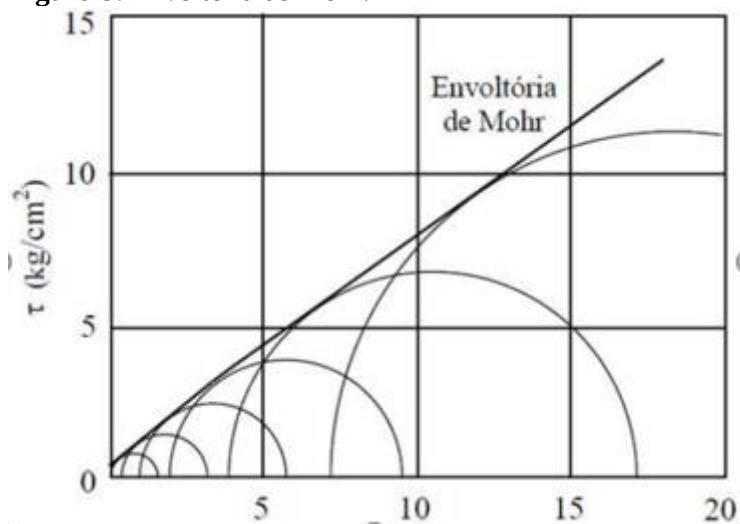
Não consolidado não drenado (UU) - após a aplicação da tensão confinante é iniciada a compressão triaxial, sem esperar a dissipação da pressão neutra. Durante o andamento do ensaio não é feita a drenagem. Não se conhecem as pressões efetivas em nenhuma das fases da execução deste ensaio, tampouco sua distribuição, o qual geralmente é interpretado em termos de tensões totais.

Analisando critérios de ruptura, conhecido como critério de Rankine, a ruptura ocorre quando a tensão de tração se assemelha à tensão normal máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$), reconhecida em ensaio de tração não confinada. Já no critério de Mohr, a ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais cisalhantes (σ) é tal como a tensão de cisalhamento máximo (Gerscovich, 2016).

A tensão correspondente ao carregamento axial é denominada como acréscimo de tensão axial ou tensão desviadora. Estas tensões desviadoras (acrécimos verticais) durante o carregamento axial permitem o traçado dos círculos de Mohr correspondentes, representados

em função da deformação específica, que indica o valor máximo, o qual se refere à ruptura, a partir do qual fica definido o círculo de Mohr, correspondente à situação de ruptura. Círculos de Mohr de ensaios, feitos em outros corpos de prova, permitem a determinação da envoltória de resistência conforme o critério de Mohr, como na Figura 9, ou ainda pode-se obter a envoltória de Mohr-Coulomb.

Figura 9: Envoltória de Mohr.



Fonte: Faro (2015).

Segundo Pinto (2000), as argilas se diferenciam das areias. Por um lado, pela sua baixa permeabilidade, razão pela qual se faz importante o conhecimento de sua resistência, tanto em termos de carregamento drenado como de carregamento não drenado. Por outro lado, o comportamento de tensão-deformação das argilas quando submetidas a um carregamento hidrostático ou a um carregamento típico de adensamento edométrico é bem distinto do comportamento das areias. As argilas apresentam curvas de tensão-deformação independentes para cada índice de vazios em que estejam originalmente.

Carregamentos posteriores, que não criem tensões desviadoras elevadas, não produzem grandes reduções de índices de vazios. Uma areia fofa permanece fofa ainda que submetida à elevada carga. Para que esteja compacta, ela deve se formar compacta ou ser levada a esta situação pelo efeito de vibrações que provocam escorregamento das partículas, já que o índice de vazios da areia é decorrente das condições de sua deposição na natureza.

A resistência de uma argila depende do índice de vazios em que ela se encontra, que é fruto das tensões atuais, passadas e da estrutura da argila. Em relação ao comportamento de tensão-deformação das argilas quando submetidas a um carregamento hidrostático, estas

apresentam curvas tensão-deformação independente para cada índice de vazios em que estejam originalmente.

2.2.8. Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em pavimento

O uso do agregado reciclado em pavimentação é uma alternativa muito atraente para substituir materiais naturais, não renováveis, principalmente para os inúmeros quilômetros de vias brasileiras não pavimentadas. Após o processo de britagem executado em usina recicladora ou britador convencional, os resíduos de construção e demolição dão origem ao agregado reciclado de resíduos sólidos de construção civil (LEITE, 2007).

Com o crescimento das técnicas em consequência da normatização dos procedimentos para o uso do RCD em pavimentação, o aproveitamento destes resíduos ainda é muito abaixo do ideal. O Brasil até 2004 possuía apenas 14 usinas de reciclagem de RCD (GRUBBA, 2009).

A camada base e sub-base de pavimentação é destinada a resistir esforços verticais causados pelos veículos. Esforços estes que são distribuídos adequadamente na camada subjacente, sustentada pela camada de subleito, que se apresenta como uma área bem compactada, funcionando como a fundação da estrutura do pavimento.

Para a utilização do RCD como base e sub-base de pavimentação de estradas, é necessário, obrigatoriamente, passar por um prévio processo de seleção, com o objetivo de não haver mistura de materiais considerados de qualidade inferior que possam interferir na vida útil e no perfeito funcionamento do pavimento.

2.2.9. Muro de Terra Armada

Os muros em Terra Armada, conhecidos também como solo reforçado, são estruturas de contenção flexíveis, do tipo gravidade, que associam aterro selecionado e compactado a elementos lineares de reforço que serão submetidos à tração e a elementos modulares pré-fabricados de revestimento. Este tipo de estrutura normalmente é utilizado em obras rodoviárias, ferroviárias e em outras funcionalidades da engenharia civil.

Esse método consiste em aumentar a capacidade do solo para resistir à tração interna, por meio da colocação de elementos de amarração usando fitas que podem ser de geotêxtil ou metálicas podendo ter 1 ou 2 a cada camada, que fazem a distribuição destes esforços, por meio

do atrito da área maior do solo, fazendo com que o conjunto aja como corpo sólido. Também resistem a esforços de cargas excepcionais.

O método/técnica de construção da Terra Armada é simples e rápido: primeiramente são colocadas as escamas (painéis pré-moldados de revestimento), as quais devem ser instaladas formando uma superfície vertical com o auxílio máquinas para montagem destas contenções.

A primeira linha de placas geralmente é colocada sobre uma base de concreto, que serve como elemento de fundação para o parâmetro externo chamada soleira, tal soleira deve ser apoiada em material resistente como, por exemplo, solo compactado, solo-cimento etc.; Em princípio, a fundação da base das escamas de concreto e do aterro deve ser de mesma natureza, a fim de se evitar recalques diferenciais e esforços de tração não previstos nas tiras metálicas; A colocação das escamas deve se desenvolver em linhas horizontais sucessivas, sendo o aterro executado juntamente com a elevação das escamas.

O espalhamento e compactação das diversas camadas do aterro devem ser feitos obedecendo as especificações de projeto, não danificando ou comprometendo a posição original das armadas ou escamas.

Os componentes que compõem o muro de terra armada são:

- Escamas ou paramentos verticais: na maioria das vezes são feitos de concreto armado ou escamas metálicas flexíveis, como blocos articuláveis que têm o objetivo de suportar os esforços provenientes das armaduras;
- Armaduras de ferro zincado ou geossintéticos: sua função é distribuir os esforços cisalhantes a uma grande área do solo e transferir às escamas, onde as armaduras são fixadas. Essas devem ter grande resistência à tração. São normalmente feitas de aço de galvanização especial e algumas vezes de alumínio.
- Aterro compactado: a compactação tem por objetivo evitar recalques posteriores e aumentar a força de atrito entre o solo e as armaduras. Processo de montagem: Colocação de escamas; (painéis pré-moldados de concreto); Fixação de uma camada de armadura; Espalhamento e compactação das camadas de aterro.

O princípio de funcionamento é a interação entre o aterro e os reforços – armadura de alta resistência – que, corretamente dimensionados, produzem um maciço integrado, no qual as armaduras resistem aos esforços internos de tração desenvolvidos no seu interior. Esses maciços armados passam a se comportar como um corpo coesivo monolítico, suportando, além de seu peso próprio, as cargas externas para o qual foram projetados.

CAPÍTULO 3

3.1. METODOLOGIA

3.2.1. Tipo de estudo e local de pesquisa

A presente pesquisa é classificada como qualitativa, pois apresenta aplicação prática e dirigida à solução de problemas específicos; de abordagem qualitativa, o desenvolvimento baseou-se em ensaios de laboratório e uso de *software* para verificação de análises de segurança de situação real em campo, por observar e considerar aspectos peculiares, enquadrando-se também como pesquisa exploratória, pois pretende-se buscar maior aprofundamento sobre o tema em questão.(Markoni e Lakatos,2017)

A execução desta pesquisa foi restrita ao meio laboratorial, estudo concentrado na análise do comportamento dos materiais argila e RCD. Tal análise aconteceu por meio de corpos de prova, aplicação de métodos de ensaio, análise e avaliação dos resultados deste trabalho.

Os corpos de prova foram moldados no laboratório de pavimentação da empresa Rodovia das Cataratas S.A. e no laboratório de mecânica dos solos do Centro Universitário Assis Gurgacz, com a intenção de representar a tensão que os materiais da base da terra armada suportam e a deformação da tensão cisalhante de cada material, tanto da argila quanto do RCD.

O estudo aborda a análise de material de subleito que serviu como fundação de contenção rodoviária em terra armada de um muro de arrimo no km 583+600, local ilustrado na Figura 10, o qual faz parte da obra de duplicação da BR 277, a parte da obra que contempla este estudo tem a extensão de aproximadamente 350 metros, onde foi executada pista dupla nos dois sentidos do fluxo, Cascavel e Curitiba.

Figura 10: Localização da obra.



Fonte: Google Earth Pro (2018).

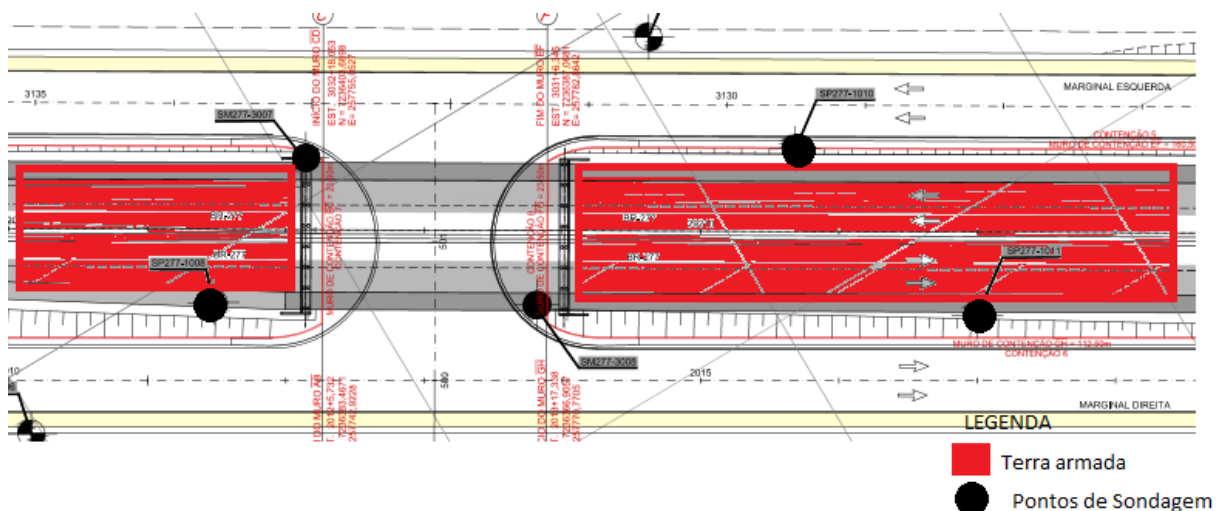
A troca de solo foi a opção encontrada por projetistas e executores da obra quando, por meio de sondagens, constatou-se que o solo existente no local precisaria passar por um tratamento para atribuí-lo um alto grau de compactação, a fim de suportar as altas cargas do pavimento e da terra armada, sem sofrer deformações.

A região onde Cascavel está localizada é constituída por solos lateríticos segundo EMBRAPA (2015), o que significa que é um solo altamente poroso e permeável, o qual representa 30% de todo território do Paranaense, sendo a principal classe do estado. Este apresenta alta estabilidade, com baixos riscos de erosão, entretanto possuem grande capacidade para suportar grandes construções, estradas, além de favorecer a implantação de aterros sanitários.

3.2.2. Caracterização da amostra

O solo existente no local verificado por meio de sondagens é argila siltosa marrom com alguns pontos de argila siltosa vermelha, de acordo com o boletim de sondagens fornecido pela empresa Rodovia das Cataratas S/A, Anexo A. A Figura 11 apresenta os pontos em que foram realizadas as sondagens. As argilas apresentam coesão e plasticidade. Suas propriedades dominantes são devido à parte constituída pela fração argila. Quando suficientemente úmidas, moldam-se facilmente e quando secas formam torrões de difícil desagregação pelos dedos. Caracterizam-se por sua plasticidade, textura, sensibilidade e consistência em sua umidade natural.

Figura 11: Locação furos de sondagem/área do aterro.



Fonte: Rodovia das Cataratas, adaptado (2018).

Já o RCD utilizado para os ensaios é de classe A, que são: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento etc.), argamassa e concreto, produzidas nos canteiros de obras (CONAMA, 2002). Este material possui três granulometrias: brita 0, brita 1 e brita 2 e também em forma de pó. A Figura 12 ilustra a amostra desse material coletada para moldagem dos corpos de prova.

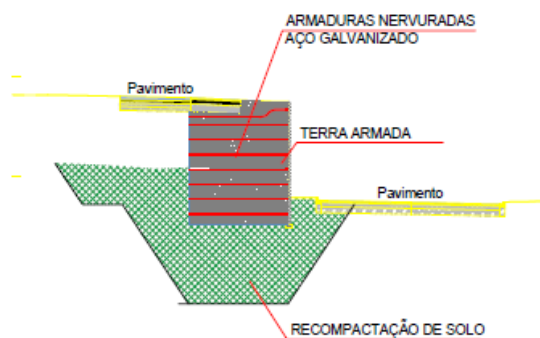
Figura 12: Material reciclado usado para os ensaios.



Fonte: Autor (2018).

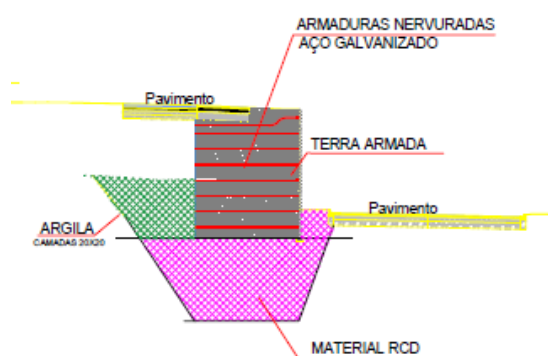
As Figuras 13 e 14 apresentam a diferença que teria a execução da obra. A seção “argila” mostra um maior ângulo de inclinação, já a seção “material reciclado” uma menor ocupação de volume do RCD.

Figura 13: Seção projetado com argila.



Fonte: Rodovia das Cataratas S/A (2015).

Figura 14: Seção projetado material reciclado.



Fonte: Rodovia das Cataratas S/A (2015).

Do lado direito das figuras acima, existiu um desvio de tráfego, não podendo haver interrupção do trânsito devido à obra nesse local, por esse motivo se justifica o ângulo de inclinação dessa escavação, a qual comprometeria a base do pavimento e a pista do tráfego. Este desvio da obra agora é a marginal da BR 277.

3.2.3. Instrumentos e procedimentos para coleta de dados

Para este estudo, a argila siltosa utilizada foi coletada da área de escavação da obra, localizada dentro da faixa de domínio na BR 277, a aproximadamente 4 metros de profundidade e o material reciclado utilizado para análise foi adquirido de uma empresa de reciclagem de RCD da cidade de Cascavel.

Foram realizados três ensaios para coleta de dados dessa pesquisa, com amostra dos dois materiais: argila e material reciclado, que são eles: Ensaio de ISC e granulometria, que foram realizados no laboratório da empresa Rodovia das Cataratas S/A e o ensaio de compressão triaxial que foi realizado no laboratório de mecânica dos solos do Centro Universitário Assis Gurgacz.

3.2.4. Ensaios de caracterização

3.2.4.1. Granulometria

Inicialmente, foi realizado o ensaio de análise granulométrica com os dois materiais: argila e o material reciclado, de acordo com a norma método de ensaio do DNER 083/98, os ensaios foram realizados com as amostras em estado natural. No laboratório, a amostra é reduzida e separada por quarteamento e uma quantidade é levada à estufa a 105°C, em seguida, a amostra é resfriada em temperatura ambiente e, então, determinada a massa total. Posteriormente, são encaixadas as peneiras no agitador, de modo a formar um único conjunto de peneiras, com abertura de malha em ordem crescente da base para o topo. Uma vez que a massa da fração de partículas retida em cada peneira é determinada e comparada com a massa total da amostra, a distribuição é dada em porcentagem de massa em cada tamanho de malha das peneiras.

O peneiramento foi contínuo até que não mais que 1% da massa total da amostra passasse em qualquer peneira durante um minuto. O somatório de todas as massas retidas não deve deferir mais de 0,3% da massa seca, inicialmente introduzida no conjunto de peneiras e com as massas retiradas em cada peneira é determinada a porcentagem que passou acumulada por estas.

Coletada uma quantidade de amostra em cápsulas para determinar o teor de umidade e determinar a curva granulométrica do material e feita sua classificação, com a tabela apresentada no Anexo B.

3.2.4.2. Ensaio de compactação de Proctor

Este ensaio foi realizado para se encontrar a umidade ótima da argila siltosa e do material reciclado que estava sendo substituído na obra. Foram moldados 5 corpos de prova, conforme ilustrado na figura 15, usando um cilindro grande, energia de compactação normal, com total de 12 golpes por camada, totalizando 5 camadas. Foi acrescentado para cada corpo de prova gradativamente 100g de água por amostra moldada.

Figura 15: Moldagem corpo de prova ensaio compactação.



Fonte: Autor (2018).

A partir do ensaio é possível determinar as propriedades do terreno por meio de processos manuais ou mecânicos. Na compactação, as quantidades de partículas e de água permanecem constantes e o aumento da massa específica corresponde à eliminação de ar dos vazios. Há, portanto, para a energia aplicada, um certo teor de umidade. Ao final de cada ensaio traçaram-se gráficos com a relação entre massa específica seca e umidade dos materiais, determinando o ponto de ápice da parábola de 2 graus formada, determinando o valor de umidade ótima e a massa específica máxima ou uma densidade máxima.

3.2.4.3. Índice Suporte Califórnia

Para a realização do ensaio Índice Suporte Califórnia, foram moldados 5 corpos de prova para cada tipo de material, porém levaram-se em conta apenas três resultados deste ensaio. Os materiais se encontravam em estado natural e para cada corpo de prova teve um intervalo crescente de 100g de água, para a compactação foi utilizada cilindro grande, como mostra a Figura 16, moldados na energia normal com total de 12 golpes, respectivamente, por camada, totalizando 5 camadas. Após a moldagem adaptou-se, ainda, na haste de expansão, um extensômetro fixo ao tripé porta-extensômetro, colocado na borda superior do cilindro, destinado a medir as expansões ocorridas em porcentagens da altura inicial do corpo de prova.

Figura 16: Compactação material.

Fonte: Autor (2018).

Figura 17: Corpo de prova ensaio ISC.

Fonte: Autor (2018).

Os corpos de prova permaneceram imersos em água durante 96 horas (quatro dias), conforme ilustra a Figura 18. Terminado o período de embebição, cada molde, com o corpo de prova, foi retirado da imersão e posto para escoamento da água durante 15 minutos. Terminando isso, o corpo de prova foi preparado para a penetração, encaixando a uma prensa, ilustrada na Figura 19, seguindo a norma DNER ME 172/2016.

Figura 18: Corpos de prova em embebição.

Fonte: Autor (2018).

Figura 19: Prensa ISC.

Fonte: Autor (2018).

Encaixado o conjunto ao prato da prensa, fez-se o assentamento do pistão de penetração no solo por meio da aplicação de uma carga de, aproximadamente, 45N, controlada pelo deslocamento do ponteiro do extensômetro do anel dinamométrico; zerou-se o extensômetro do anel dinamométrico e o que mede a penetração do pistão no solo. Acionando a manivela da prensa (dispositivo micrométrico) com a velocidade de 1,27 mm/min (0,05 pol/min.).

Cada leitura considerada no extensômetro do anel é função de uma penetração do pistão no solo e de um tempo em minutos especificado para o ensaio conforme norma DNIT 172/2016 ME.

As leituras efetuadas no extensômetro do anel mediram encurtamentos diametrais provenientes da atuação das cargas. No gráfico de aferição do anel tem-se a correspondência entre as leituras no extensômetro do anel e as cargas atuantes. O cálculo da massa específica aparente do solo seco compactado de cada corpo de prova moldado, na umidade w , foi realizado conforme a norma. Traçando a curva penetração escala logarítmica x pressão aplicada do pistão.

Deve-se realizar a correção da pressão obtida pela correção da curva pressão-penetração. Consiste em ajustar o ponto zero da curva a fim de corrigir os efeitos provenientes da irregularidade da superfície do corpo de prova.

3.2.4.4. Ensaios triaxiais

Para a realização do ensaio de compressão triaxial foram utilizadas amostras deformadas, as quais foram moldadas no laboratório de Mecânica dos Solos II do Centro Universitário FAG. As amostras de solos foram coletadas no local da obra e levadas para estufa por 24h. Na Figura 20 pode-se visualizar os dois materiais, o material de cor mais clara é o material reciclado e o outro a argila siltosa.

Para moldagem dos corpos de prova, foi realizado o método de compactação dinâmica por pisoteamento, utilizando o equipamento conhecido como *Harvard Miniatura*, ilustrado na Figura 21. Este cilindro possui diâmetro de 2'' e altura igual a 11cm, segundo Cotenco (2015), a compactação é realizada em 7 camadas, usando-se o pisoteador com sapata de $\frac{3}{4}$ '' de diâmetro e aplicando 50 golpes por camada. A compactação de cada camada deve ser procedida de uma ligeira escarificação da camada subjacente.

Figura 20: Materiais utilizados.

Fonte: Autor (2018).

Figura 21: Equipamento Harvard Miniatura.

Fonte: Autor (2018).

Os materiais ficaram na estufa durante 24h a 105 °C, então foram separados 1500g de argila e 2100g do material reciclado para a moldagem dos corpos de prova. O teor de umidade utilizado na moldagem dos corpos de prova de argila siltosa foi de 32%, dado este obtido do ensaio de compactação de proctor.

Já o teor de umidade do material reciclado em um primeiro momento foi utilizado o que foi encontrado também no ensaio de proctor, que foi de 14,1%. A moldagem do corpo de prova com esta umidade estava de acordo, até a hora de remover o corpo de prova do cilindro com o extrator a qual não se encontrava homogênea e se desmanchava com muita facilidade. Com isso, optou-se em aumentar o teor de umidade em 4% deixando no final com 18,1% de umidade, porcentagem esta suficiente para que a amostra ficasse homogênea após a extração como ilustra Figura 22.

Figura 22: Corpo de prova moldado com material reciclado.



Fonte: Autor (2018).

Após a moldagem e a extração de cada corpo de prova, eles eram embrulhados com papel filme para que não perdessem a umidade até a realização do ensaio triaxial.

O ensaio de compressão triaxial foi realizado no laboratório de Mecânica dos Solos II, do Centro Universitário FAG, ensaio que tem o objetivo de apresentar a resistência ao cisalhamento das amostras de solo argila e material reciclado.

Para a determinação da resistência das amostras, os ensaios foram do tipo compressão triaxial consolidado não drenado (CU), a circunstância fundamental deste ensaio é não permitir nenhum adensamento adicional na amostra durante a fase de aplicação da carga axial até a ruptura (σ_1), permite-se definir a envoltória de resistência em um prazo menor, tendo um adensamento inicial e logo após o ensaio de cisalhamento para se obter os dados característicos dos solos. Com este método de análise é possível apresentar resultados mais próximos ao comportamento do solo em geral.

Foram moldados cinco corpos de prova de cada material, os quais estavam guardados embalados em papel filme. Para iniciar a montagem do ensaio, foram pesados os corpos de prova para ajudar na determinação do peso específico do solo.

O ensaio foi realizado em aparelho constituído de câmara cilíndrica, de parede transparente, sendo que em seu interior se acomoda a amostra talhada deformada, envolvido

por uma membrana de borracha, montado sobre um disco poroso saturado que se apoia no pedestal da base da célula, colocada dentro desta câmara como mostra Figura 23. Logo após esta montagem, encaixou-se a câmara em sua base, foi enchida com água para que todo ar que estivesse dentro da câmara fosse expelido pelo extravasor superior, logo após ser acoplado na prensa conforme ilustra a Figura 20.

Figura 23: Câmara triaxial com corpo de prova.



Fonte: Autor (2018).

Após o encaixe da câmara na prensa, foi realizado controle das pressões, conectando o equipamento ao notebook e então se iniciou o *software* e foi verificado se todos os transdutores estavam lendo, os dados de entrada foram: altura e diâmetro do corpo de prova, massa específica do solo, teor de umidade e os valores importantes para a realização do ensaio, a pressão neutra e pressão confinante.

Para dar continuidade na realização do ensaio, após realizar sangria da mangueira no transdutor de pressão externa e com o registro aberto, aplicou-se pressão seguindo o mesmo procedimento: o transdutor da pressão neutra e o transdutor do volume. Para o adensamento foi utilizado um a pressão confinante $1,5 \text{ Kgf/m}^2$ e a contrapressão $1,0 \text{ Kgf/m}^2$. A pressão neutra precisava ficar com o mesmo valor da pressão interna. Para o material reciclado, assim que era aplicada a pressão interna, a pressão neutra acompanhava drenando por ser um material mais poroso, já a argila precisava de mais tempo para que esta ficasse com o mesmo valor da interna.

Depois de conferidas as pressões no *software*, localizou-se a aba de adensamento, verificaram-se as pressões e então foram fechados os registros da pressão de controle, volume e pressão neutra. Iniciando a primeira parte do ensaio o adensamento, é preciso simultaneamente abrir o registro de mensuração do volume e iniciar no *software*, para que a medição de volume seja mais precisa. Alguns dos ensaios foram finalizados quando havia três pontos ou mais sem variação de volume, ou apresentava no *software* uma variação negativa.

Salvando os dados apresentados nesta parte do adensamento, após encerrada esta primeira parte, foi fechado o registro de medição de volume. Na aba em que mostrava leitura das pressões e dados da amostra, foram colocados os valores de pressão confinante que é a subtração da pressão da câmara pelo da contrapressão que foi especificado para cada corpo de prova apresentados na Tabela 6, valores estes que foram adotados para os dois materiais argila e RCD.

Tabela 2: Valores de pressões para argila e RCD.

Argila e RCD	CP 01	CP 02	CP 03
Câmara (Kgf/cm ²)	1,5	2,0	2,5
Contrapressão (Kgf/cm ²)	1,0	1,0	1,0
σ_3 confinante (Kgf/cm ²)	0,5	1,0	1,5

Fonte: Autor (2018).

Para a realização da segunda parte deste ensaio, a ruptura dos corpos de prova, abriu-se a aba do cisalhamento, informando a velocidade da execução dos ensaios que foi 0,112 mm/min. A velocidade a recomendável é de 0,064mm/min, mas devido a demanda do equipamento durante o semestre e problemas com velocidades maiores que apresentou o equipamento, com perda de dados, optou-se em realizar o ensaio com velocidade menor, e o corpo de prova é ensaiado com velocidade constante de deformação. Posicionando o leitor do deslocamento e da carga axial, foram abertos todos os outros registros, continuando o registro do volume fechado para assim que se iniciasse esta segunda parte.

A base superior do cilindro é atravessada por um pistão, que por intermédio de uma placa rígida, aplica uma pressão à amostra. Durante o carregamento, em diversos intervalos de tempo, mediu-se o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova.

Assim que a deformação dos corpos de prova atinge 20% da sua altura inicial, a máquina finaliza os ensaios. Na Figura 24 pode-se ver um corpo de prova após o cisalhamento,

deformação ocorrida e amostra conservada. O ensaio triaxial durava em torno de 4h, após isso era possível visualizar os dados mais precisos do ensaio.

Figura 24: Corpo de prova após ensaio de cisalhamento.



Fonte: Autor (2018).

Para cada ensaio é determinado um círculo de Mohr, é possível, então, determinar a envoltória de resistência do solo em análise e consequentemente a envoltória de Coulomb.

3.2.5. Terra armada – Método convencional com uso de fitas galvanizadas.

Foi utilizada para análise a seção em que o aterro possuía altura de 9 m e largura de 10 m, considerando a parte onde houve a troca de solo. O conjunto todo da terra armada é responsável pela resistência do maciço para que ela suporte as tensões e não tombe.

As principais funções dos reforços de um maciço de terra armada são a mobilização por atrito de tensões tangenciais ao longo da sua superfície e a resistência aos esforços de tração. Usando fitas metálicas de aço galvanizado para reforço desta contenção com comprimento de 6 m, espessura de 0,004 m, largura de 0,05 m e distância de 0,565 horizontal distribuídos nas placas, fixadas com parafusos nos elementos das escamas de concreto, que funcionam como face da contenção.

Estas fitas trabalham em atrito com o solo do aterro, as quais são responsáveis por grande parte da resistência interna do maciço e devem ter boa resistência e durabilidade. A Figura 25 ilustra as fitas implantadas na obra.

Figura 25: Fitas metálicas colocadas na construção da terra armada.



Fonte: Autor (2018).

A terra armada, por ter esse reforço lateral, necessita calcular a tensão causada pelas fitas em cada escama. O princípio do método consiste em calcular a força de tração máxima nas armaduras $\sigma_{m\acute{a}x}$ a partir das tensões que ocorrem dentro do maciço.

O cálculo da Equação 2, é utilizado para relacionar a força por unidade de largura de reforço com a força por unidade de largura necessária em toda a estrutura, resistência máxima de tração à fita.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\Phi \cdot R_c \cdot F_y \cdot A_c}{b} \quad (2)$$

Onde: F_y : Rendimento de força do aço.

R_c : taxa de cobertura de reforço Equação 3.

A_c : área da fita.

b : largura bruta da faixa, folha ou grade.

Tal: Resistência à tração a longo prazo nominal do reforço (força/largura do reforço da unidade)

Φ : para grade de aço e face rígida 0,65;

Φ : para parâmetros flexíveis – pele metálica 0,75;

Φ : para parâmetros em escamas típicas de concreto 0,85;

$$R_c = b / s_h \quad (3)$$

Onde: b = largura bruta da faixa, folha ou grade.

s_h = espaçamento horizontal de centro a centro entre faixas, folhas ou grades.

A resistência dos reforços ao arranque é dada pela Equação 4.

$$\left(\frac{F}{A}\right) = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot C \quad (4)$$

Onde: F^* : Fator de resistência ao arranque Equação 5.

α : Fator de correção do efeito de escala para ter em conta a redução não linear de tensões ao longo do comprimento dos reforços, este fator é igual a 1 para reforços inextensíveis e igual a 0.6 para extensíveis;

σ_v : Tensão efetiva vertical na interface solo-reforço Equação 6.

C : Fator de área geométrica do reforço, igual a 2 tanto para os reforços inextensíveis como extensíveis;

h : altura;

γ argila: peso específico da argila

$$F^* = \tan \phi \quad (5)$$

Onde: ϕ : ângulo de atrito do solo.

$$\sigma_v = h - (2 \cdot s_h) \cdot \gamma_{argila} \quad (6)$$

3.2.6. Simulação numérica em *Software*

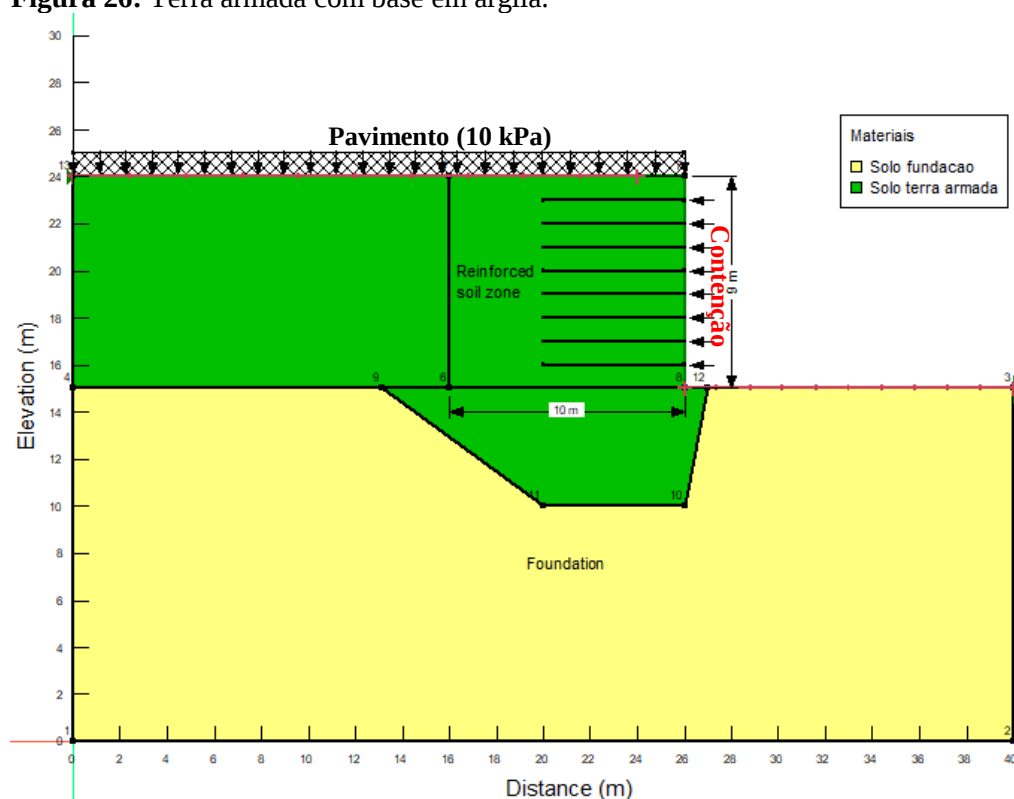
Para realizar análise de reforços de terra armada, utilizou-se o programa Geostudio 2018 R2, programa de cálculo automático, no módulo de Slope/w, com resultados fornecidos pelo ensaio de compressão triaxial e cálculos das tensões causadas pelo reforço da terra armada e as fitas que a compõem, sendo este programa utilizado como apoio mundialmente na área da Geotecnia.

O módulo Slope/w pode ser utilizado para analisar a estabilidade de massas deslizantes, podendo passar fora ou pela zona reforçada, que neste caso foi utilizado para analisar uma

parede mecanicamente estabilizada MSE (Mechanically stabilized earth), a qual teve sua base substituída por outro material. Nas Figuras 26 e 27 pode-se visualizar a simulação montada no programa diferenciando o material utilizado na base da terra armada.

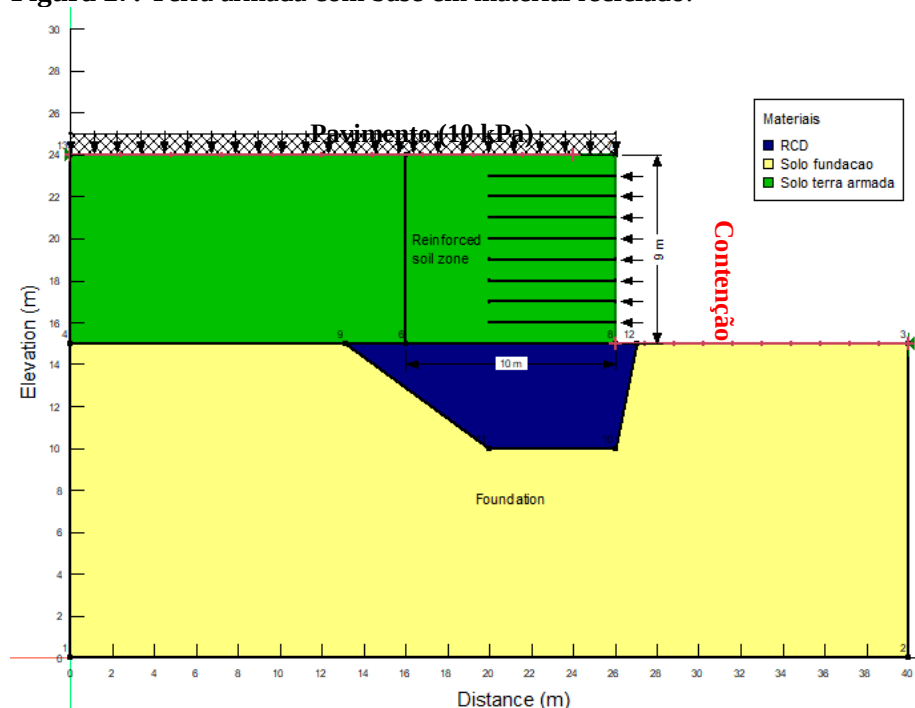
A análise da estabilidade de estruturas de contenção é a análise numérica mais antiga na engenharia geotécnica. A ideia da discretização de uma potencial massa de deslizamento em fatias foi introduzida no início do século 20 por Fellenius (1936) e desenvolvida mais tarde por Janbu (1954) e Bishop (1955).

Figura 26: Terra armada com base em argila.



Fonte: Autor (2018).

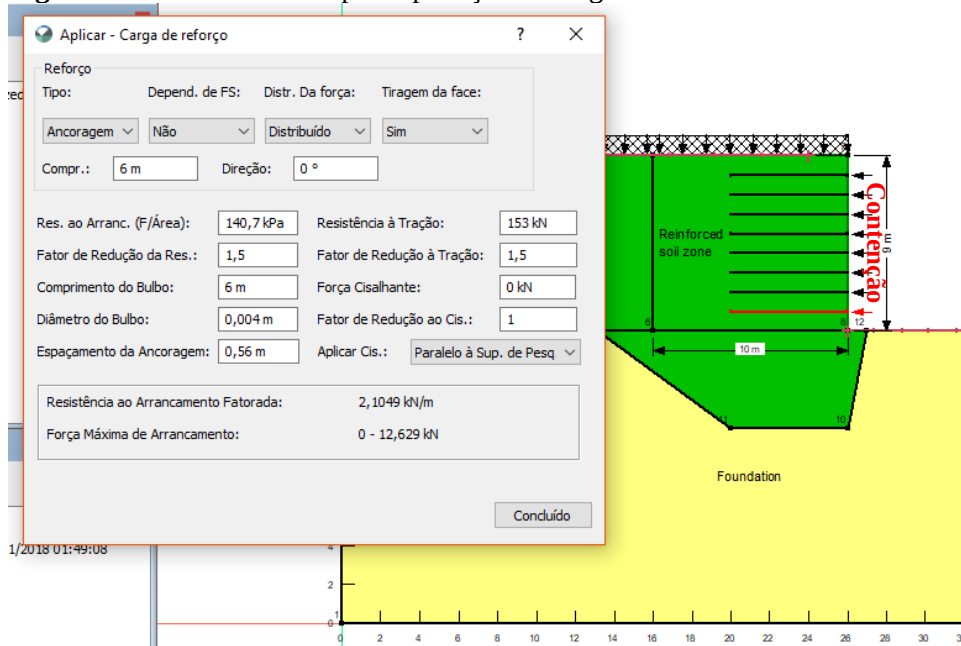
Figura 27: Terra armada com base em material reciclado.



Fonte: Autor (2018).

No programa foram selecionados os métodos de Bishop, Fellenius e Corps of Engineers recomendados para a análise da superfície de deslizamento da terra armada, os reforços foram simulados por meio da introdução de forças ao nível de cada reforço, que simulam o efeito dos reforços diretamente nas fatias. A estabilidade global, por sua vez, pode ser analisada onde o programa permite desenhar a estrutura em análise, chegando mais próximo das condições reais da obra.

Figura 28: Dados inseridos para aplicação de carga na terra armada.

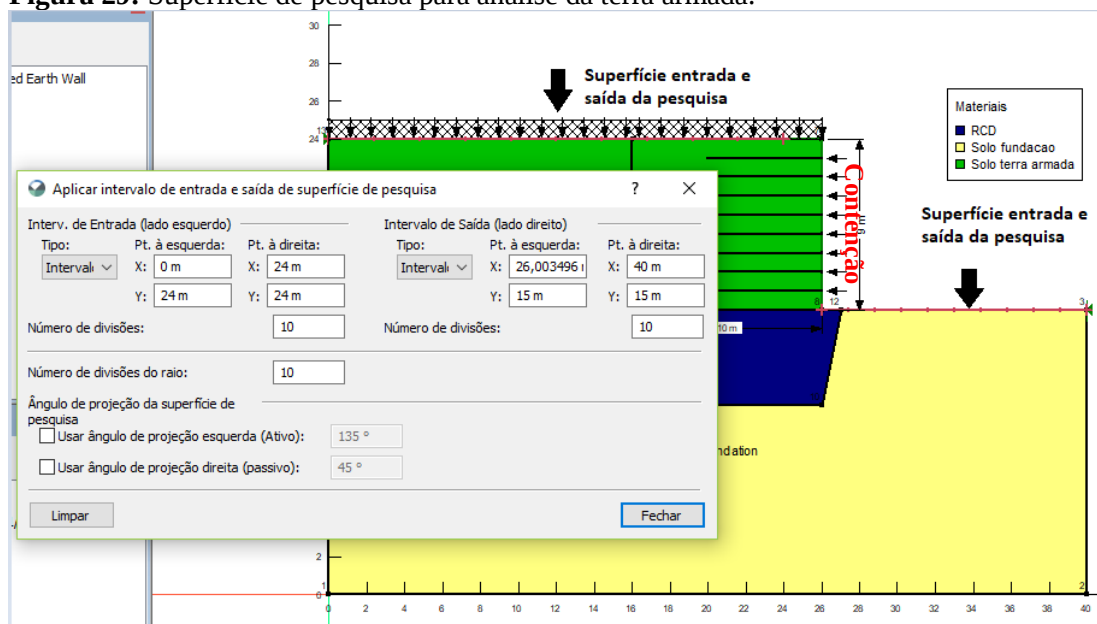


Fonte: Autor (2018).

A análise da estabilidade global refere-se à verificação da estabilidade de estruturas de contenção, tais como os muros de terra armada. Esta análise trata-se de uma verificação que envolve a zona da obra e a sua vizinhança bem como a determinação e comparação da tensão de corte desenvolvida ao longo da superfície de deslizamento mais provável com a tensão de corte do solo.

Considerando a tensão das fitas de aço galvanizado que faz parte da contenção da terra armada, também foi considerada a carga distribuída de 10kN/m² do pavimento por se tratar de uma obra rodoviária. Por fim, é necessário delimitar a área de pesquisa para a análise de estabilidade, para que o *software* trace as cunhas de deslizamento prováveis, indicando o trecho de entrada e saída da terra armada, como ilustra a Figura 29.

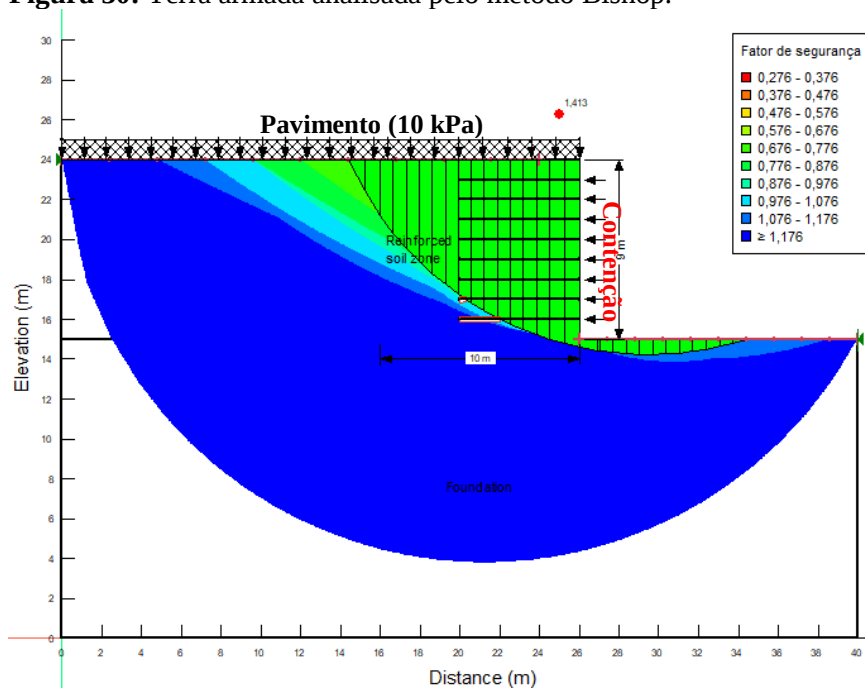
Figura 29: Superfície de pesquisa para análise da terra armada.



Fonte: Autor (2018).

Em seguida, com todas as informações inseridas, as características dos solos e dos reforços, finalmente, foram gerados os coeficientes de segurança parciais e as superfícies de deslizamento críticas, apresentadas na Figura 30 para base em material reciclado.

Figura 30: Terra armada analisada pelo método Bishop.



Fonte: Autor (2018).

3.2.7. Capacidade de Carga da fundação.

Para avaliar-se a capacidade de carga do solo, e foram baseadas basicamente nas propriedades de resistência ao cisalhamento e na compressibilidade do solo, dados obtidos na realização do ensaio triaxial e cálculos de tensão efetiva anterior a obra. Para o cálculo da tensão admissível posterior a troca de solo foi usado o método de Terzaghi que é dado pela Equação 7.

$$\sigma_r = c N_c S_c \pm q N_q S_q + 1/2 \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (7)$$

Onde:

σ_r : tensão de ruptura do solo;

c: coesão efetiva;

γ : peso específico dos solos;

q: tensão efetiva na cota de apoio;

N_c, N_q, N_γ : fatores de carga;

S_c, S_q, S_γ : fatores de forma;

O fatores de capacidade de carga (N_c, N_q, N_γ), são especificados por $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$, $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ e $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$. E o fatores de forma determinados pela forma de fundação como apresenta a Tabela 3.

Tabela 3: Fatores de Forma.

Forma da Fundação	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: Adaptado Santos (2007).

CAPÍTULO 4

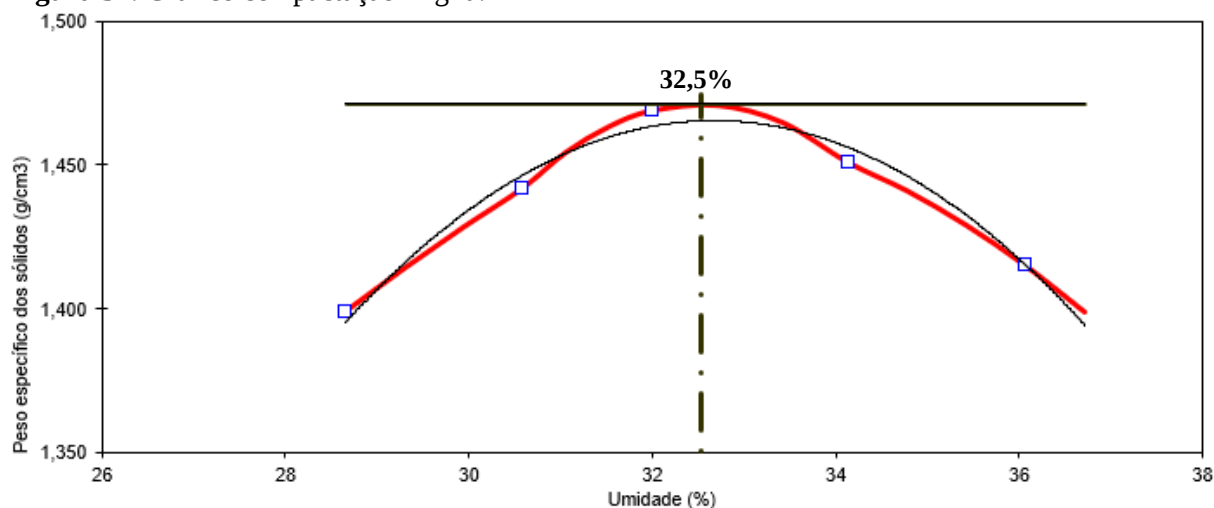
4.1. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, serão apresentados os resultados e dados coletados dos ensaios ISC e Triaxial, mostrando resultados a partir dos gráficos representativos dos ensaios, a resistência suportada por cada material, a capacidade, entre outras características de suma importância para a finalização deste trabalho. Além disso, fator de segurança obtido com o *software* de cálculo automático Geostudio nos três métodos avaliados Bishop, Fellenius e Corps of engineer.

4.2.1. Caracterização Argila

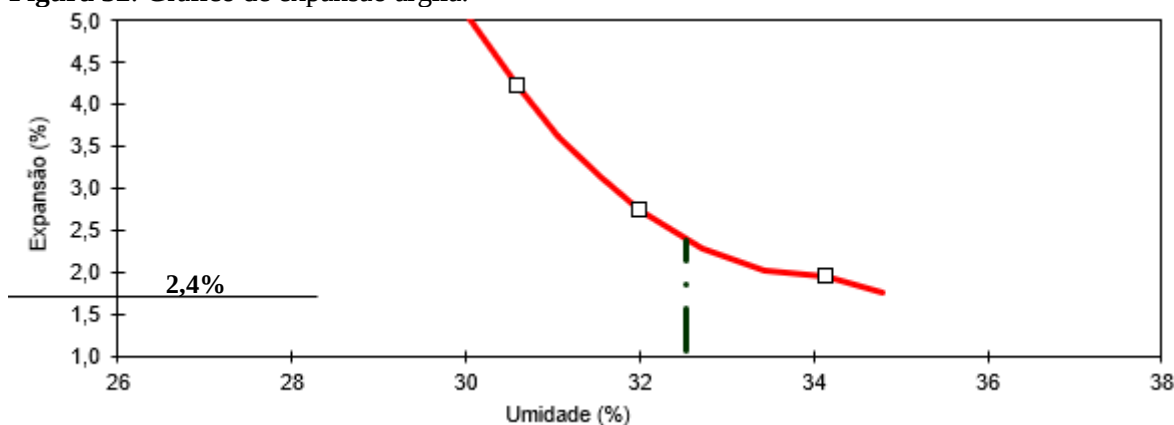
Ao realizar o ensaio de compactação na energia normal, a fim de se obter a umidade utilizada para a moldagem dos corpos de prova empregados no ensaio triaxial e também o ISC desta pesquisa. A Figura 31 apresenta a curva de compactação da argila, a qual teve sua umidade ótima igual a 32,5%.

Figura 31: Gráfico compactação Argila.



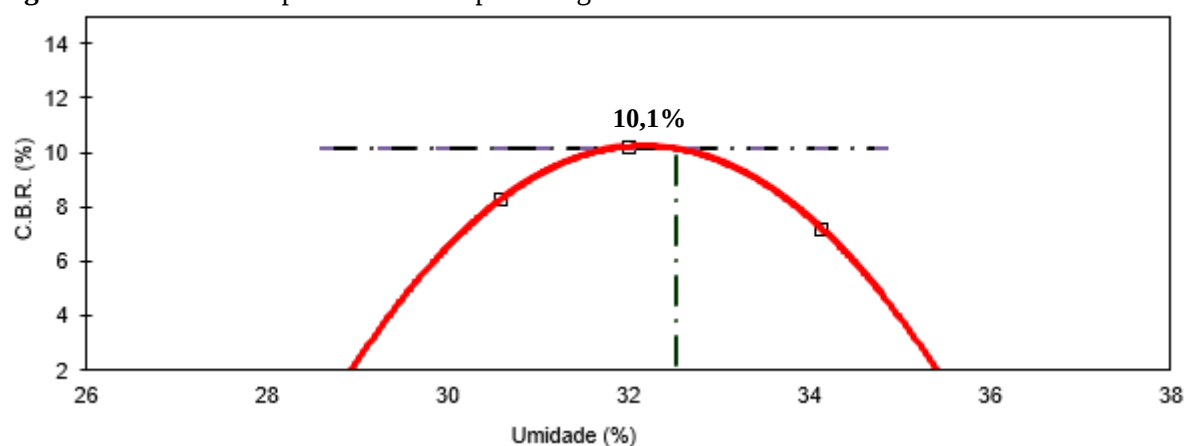
Fonte: Autor (2018).

A partir das leituras analisadas no ensaio de Índice de Suporte Califórnia, em 96h de imersão dos corpos de prova, houve uma expansão de 2,4%, conforme ilustra a Figura 32.

Figura 32: Gráfico de expansão argila.

Fonte: Autor (2018).

As argilas, por se tratar de um solo mais fino, apresentam valores de I.S.C entre 8% e 20%, neste ensaio a amostra argilosa apresentou suporte de capacidade igual a 10,1% como poder ser visto na Figura 33.

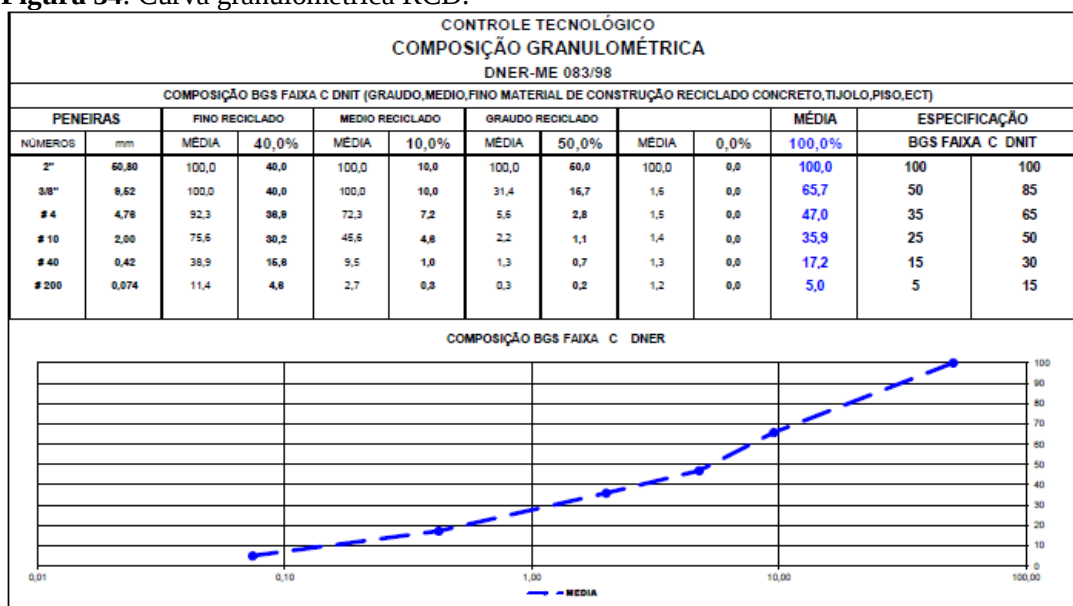
Figura 33: Índice de Suporte Califórnia para a argila.

Fonte: Autor (2018).

4.2.2. Caracterização RCD

A análise granulométrica define que a maior porcentagem na amostra deste material corresponde a pedregulho 60% > 2mm de espessura, como apresentado na Figura 34, a curva granulométrica e as porcentagens de análise em fino, média e grosso.

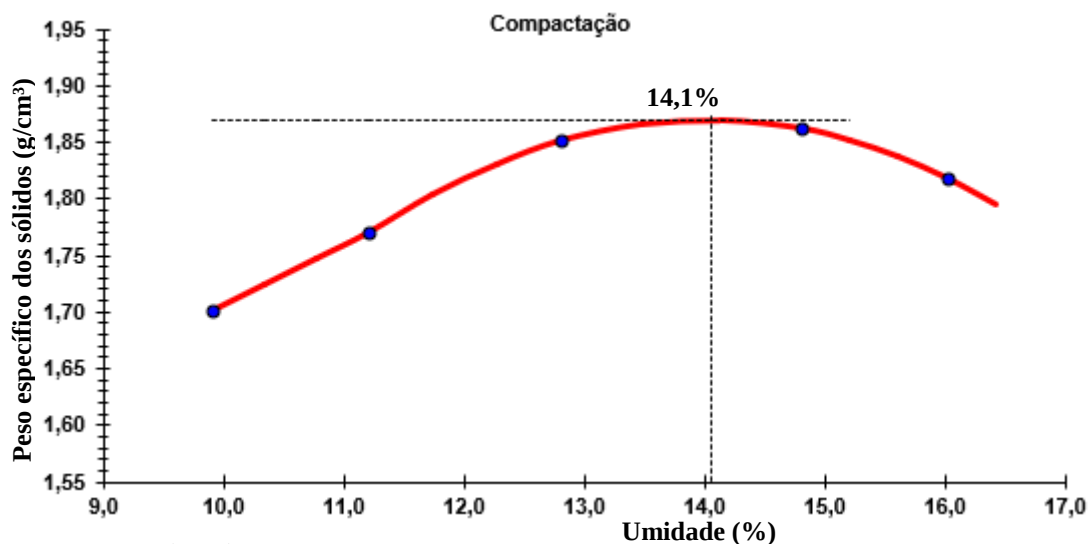
Figura 34: Curva granulométrica RCD.



Fonte: Autor (2018).

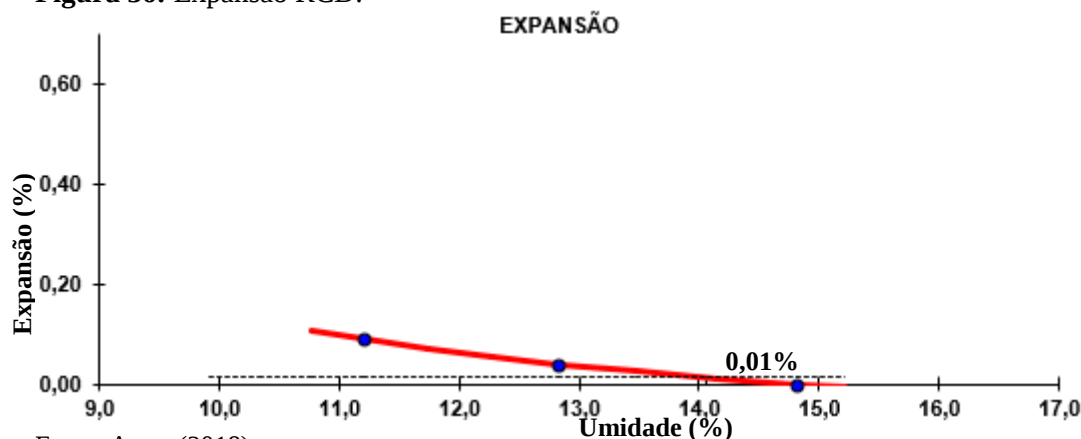
O ensaio de compactação também realizado em energia normal resultou numa umidade de 14,1%, como apresenta a Figura 35.

Figura 35: Gráfico compactação material reciclado.



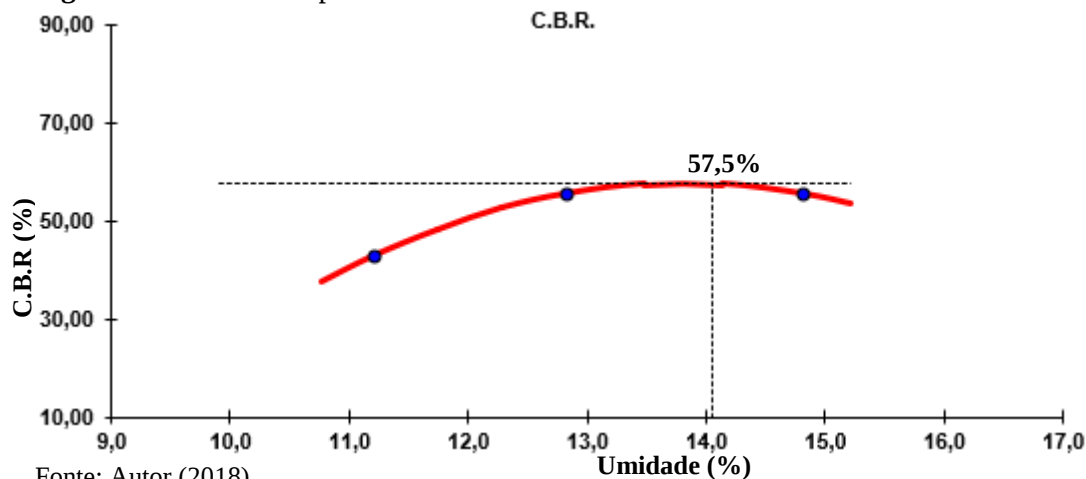
Fonte: Autor (2018).

Como pode se observar na Figura 36, a expansão verificada no ensaio foi de 0,01%, valor este praticamente desprezível, fator se comparado a critérios utilizados em bases com agregados minerais naturais que não devem ultrapassar 1%. Segundo Leite (2007), expansibilidade baixa ou nula de resíduos de construção e demolição é um dos grandes atrativos para utilização deste material na pavimentação.

Figura 36: Expansão RCD.

Fonte: Autor (2018).

Os resultados do I.S.C são variáveis de acordo com a granulometria, como esperado, o material reciclado apresentou melhor ISC, sendo de 57,5% que, para granulometrias maiores comparados a pedregulhos bem graduados a qual ele se encaixa, situam-se em patamares de 40% a 80%, segundo manual e pavimentação Dnit (2006), podendo atingir valores mais elevados, conforme Figura 37 apresenta curva do material reciclado no ensaio ISC. O Anexo C apresenta todos os dados coletados e analisados para a formação dos gráficos.

Figura 37: Índice de Suporte Califórnia – RCD

Fonte: Autor (2018).

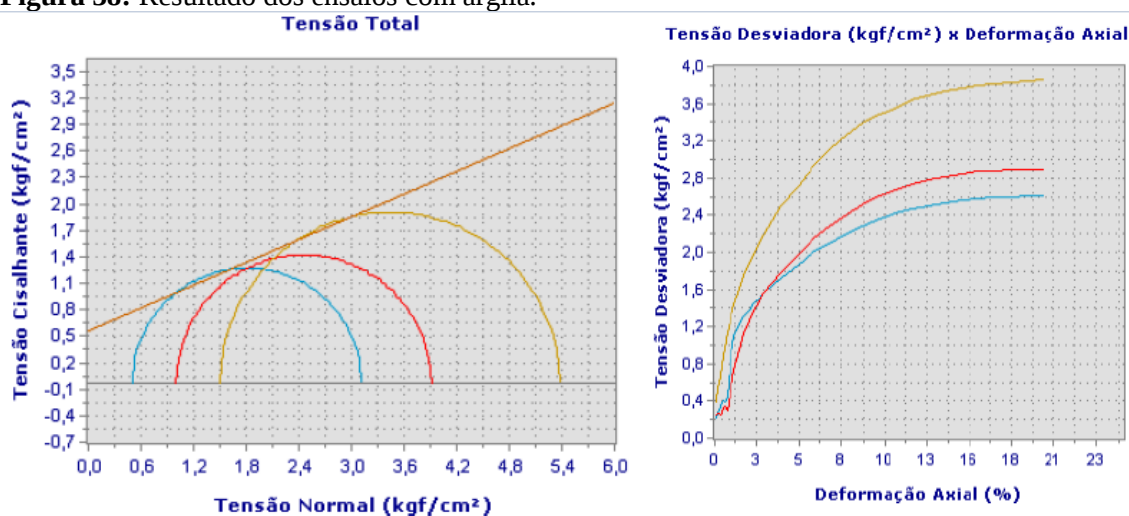
4.2.3. Resultados ensaio triaxial

Para este ensaio, foram moldados 5 corpos de prova de cada material, dos quais apenas 3 tiveram seus dados utilizados, tendo em vista que as outras amostras apresentaram erros de ensaios.

Utilizando o *software* para a realização do ensaio de compressão triaxial, foi definido o ângulo de atrito, a coesão e o intercepto de coesão das amostras de cada material analisado, cada semicírculo representa uma amostra que foi ensaiada, definindo a envoltória de resistência do solo.

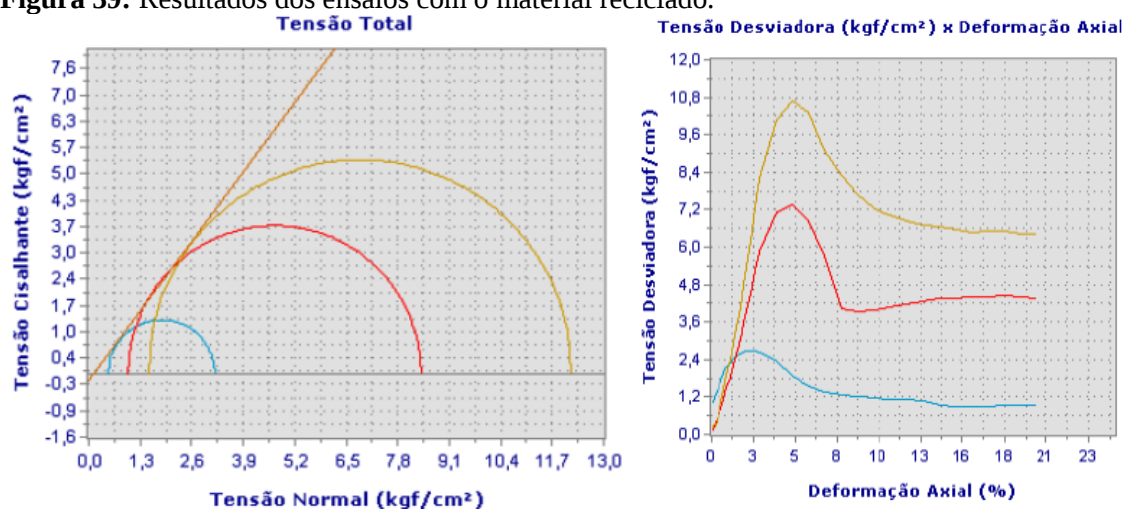
As Figuras 38 e 39 estão representando os gráficos referentes à tensão normal e desviadora obtida no ensaio e também as envoltórias de Mohr e Coulomb, cada envoltória realizada com uma tensão confinante diferente, que mostra seu aumento gradativamente devido à diferença aplicada nesta tensão.

Figura 38: Resultado dos ensaios com argila.



Fonte: Autor (2018).

Figura 39: Resultados dos ensaios com o material reciclado.



Fonte: Autor (2018).

Para as duas amostras de solo foram utilizadas as mesmas tensões confinantes, mas o material reciclado, por se tratar de um solo poroso e possuir nível maior de atrito entre as partículas, o ângulo de atrito praticamente duplicou e obteve uma coesão mais próxima de 0.

Tabela 4: Resultado ensaio cisalhamento argila.

Tensão normal			
CP	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kgf/cm ²)
1	0,5	3,12	1,80
2	1,0	3,91	2,73
5	1,5	5,38	4,13
Ângulo de atrito (°)			23,25°
Intercepto de Coesão (kPa)			60 kPa

Fonte: Autor (2018).

Tabela 5: Resultado ensaio cisalhamento RCD.

Tensão normal			
CP	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kgf/cm ²)
1	0,5	3,18	2,14
2	1,0	8,40	7,40
5	1,5	12,20	10,96
Ângulo de atrito (°)			53,29°
Intercepto de Coesão (kPa)			19 kPa

Fonte: Autor (2018).

4.2.4. Análise estabilidade global

As armaduras, no processo “terra armada” convencional, são peças lineares que em conjunto com o maciço do solo trabalham por atrito, resistindo a maior parte da tração interna do aterro. São, portanto, componentes que apresentam boa resistência à tração com ruptura do tipo não frágil, flexibilidade, pequena deformabilidade sob cargas de serviço, bom coeficiente de atrito com o material de aterro e boa durabilidade.

Os elementos de face têm apenas função estrutural secundária, equilibrando tensões periféricas, mantendo o sistema estável e com boa forma. São, geralmente, peças pré-moldadas de concreto armado.

As características das fitas metálicas utilizadas foram de: comprimento 6m, largura 0,05m, espessura de 0,004m, foi considerado 2 fitas de aço galvanizado por escama de concreto, com uma distância de 0,565m entre as duas. Características estas importantes para os cálculos da força por unidade de largura da fita, de tensão máxima, usando as equações 2 e 3 no capítulo 3 deste trabalho. b : 0,05m; Sh : 0,565m; F_y : 50 Mpa; Φ : 0,85; A_c : $2 \cdot 10^{-4} m^2$; Assim temos $R_c=0,09m$ e $\sigma_{m\acute{a}x} = 153 \text{ Kn.m}$.

Parâmetros utilizados de peso específico da argila e ângulo de atrito obtido pelo ensaio triaxial, para então ser encontrada a tensão de arrancamento foram usadas equações 4, 5 e 6, valores e cálculos a seguir. A Tabela 5 apresenta a tensão efetiva calculada para cada altura do aterro.

Tabela 6: Tensão efetiva/totais vertical na interface solo-reforço ($\sigma'v$)

Altura aterro sob a fita	2 fitas a cada 1m. (Sh)	γ argila (kN/m^3)	$\sigma'v$ (kPa)
9	0,73	19,78	163,6
8	0,73	19,78	143,8
7	0,73	19,78	124,0
6	0,73	19,78	104,2
5	0,73	19,78	84,5
4	0,73	19,78	64,7
3	0,73	19,78	44,9
2	0,73	19,78	25,1

Fonte: Autor (2018).

A terra armada foi construída em argila. Ângulo e peso específicos utilizados foram os deste material, resultados obtidos no ensaio triaxial ângulo de atrito $23,25^\circ$ e peso específico da argila compactada $19,78 \text{ (kN/m}^3\text{)}$.

Tabela 7: Dados e cálculos da tensão arrancamento por metro de aterro.

Altura aterro	F*	α	$\sigma'v$	C	Tensão arrancamento por metro de aterro
1	0,43	1	163,6	2	1.177,5
2	0,43	1	143,8	2	1.016,9
3	0,43	1	124,0	2	854,8
4	0,43	1	104,2	2	692,6
5	0,43	1	84,5	2	530,4
6	0,43	1	64,7	2	368,2
7	0,43	1	44,9	2	205,9
8	0,43	1	25,1	2	43,8

Fonte: Autor (2018).

Após determinados os valores da tensão máxima de $153 \text{ kN.m}^2/\text{m}$ e a tensão de arrancamento para cada altura do aterro como mostra a Tabela 6, dados de fator de resistência ao arranque, fator de correção, tensão efetiva, não tendo a determinação do nível d'água na região foram consideradas σ totais, fator de área geométrica, foi acrescentada a carga distribuída de $10 \text{ kN/m}^2/\text{m}$, valor este considerado como força do pavimento que passa em cima da terra armada, determinando assim a tensão de arrancamento por metro de aterro. Para analisar a estabilidade da terra armada, foi utilizado o *software* Geostudio, com o módulo de análise Slope/W.

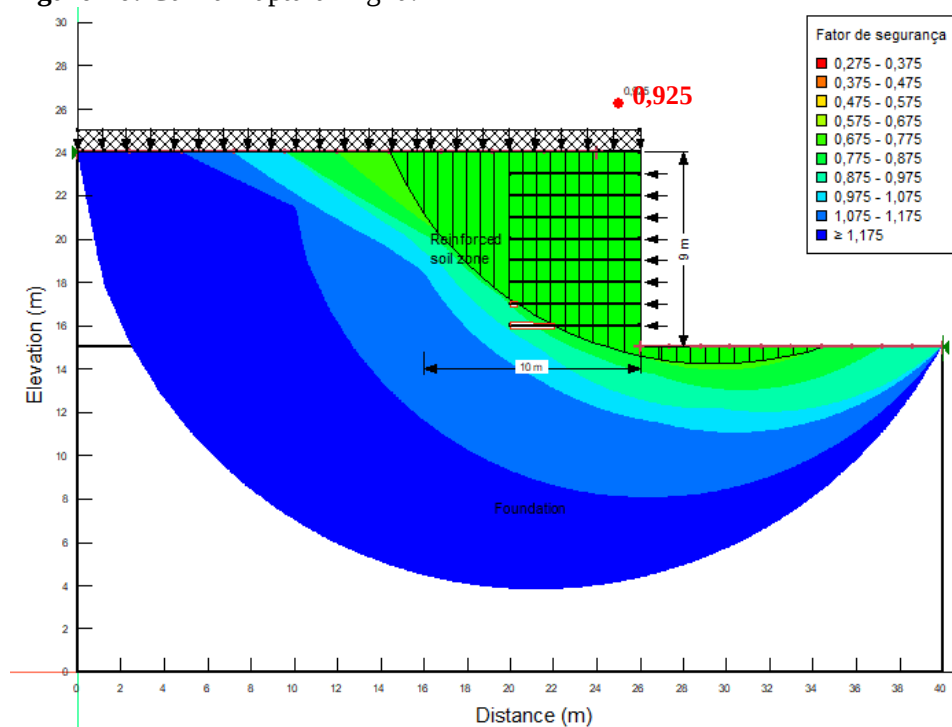
Inseridos os valores das tensões, a largura da fita de aço usada na terra armada, foram criados dois modelos, cada um obtendo as informações referentes a qual solo se tratava sua base. Para o modelo de argila foi utilizado um ângulo de atrito de $25,23^\circ$ e uma coesão de 60 kPa ; para o modelo do material reciclado utilizado o ângulo de atrito de $53,29^\circ$ e coesão de 19 kPa .

Posteriormente, foram determinados quais métodos seriam analisados, que foram o de Bishop, Fellenius e Corps of Engineers, para obter os fatores de segurança (FS) que possa ser conferido com fatores encontrados em norma e com fatores resultados com os dois modelos de base para a terra armada apresentada.

Na Tabela 7 é possível constatar todos os resultados de FS para a análise de estabilidade da terra armada. Notando que o método mais crítico em análise de estabilidade de terra armada está o Fellenius nos dois materiais foi o menor FS calculado Figuras 40 e 41, já para argila o

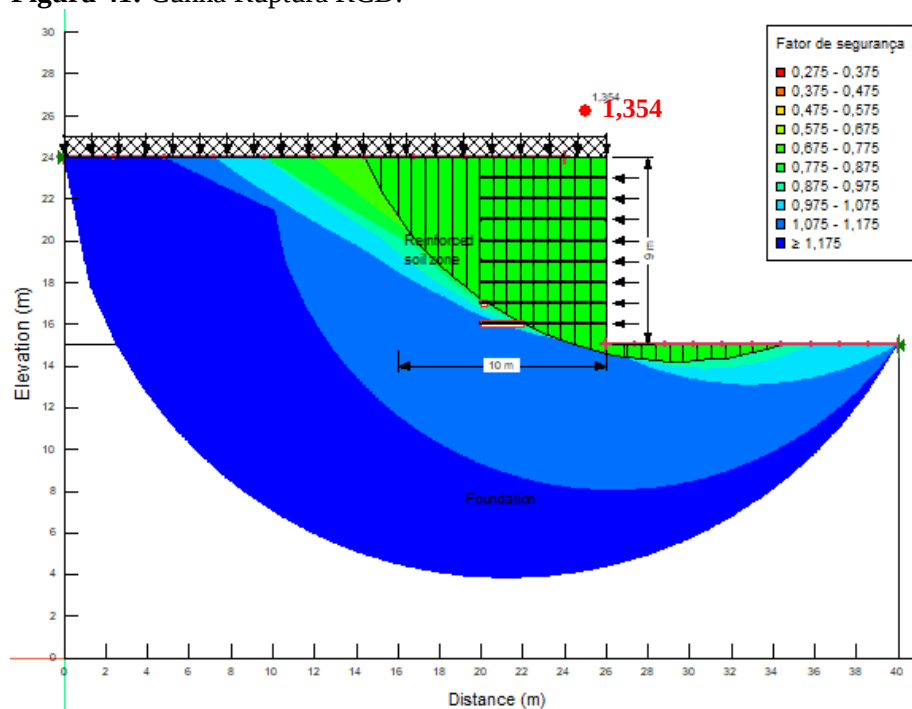
que teve melhor resultado foi o método Bishop, enquanto no material reciclado o melhor FS foi no método Corps of Engineers.

Figura 40: Cunha Ruptura Argila.



Fonte: Autor (2018).

Figura 41: Cunha Ruptura RCD.



Fonte: Autor (2018).

Tabela 8: Resultado FS para os três métodos.

Método	Argila	RCD
	FS	FS
Bishop	1,020	1,413
Fellenius	0,925	1,354
Corps of Engineers	1,009	1,506

Fonte: Autor (2018).

Com base na ABNT NBR 11.682 (2009), avaliando o local da construção da terra armada, foi considerado grau alto em relação à perda de vidas humanas por se tratar de uma rodovia de tráfego intenso. Em relação a materiais e ambientais também foi considerado como grau alto por ser um local com inúmeras indústrias de médio e grande porte aos arredores da obra, resultando em um FS de 1,5.

A análise concretizada neste estudo é feita sob a possibilidade de recalque deste montante de material e por esse motivo é necessário averiguar as possibilidades de estabilidade. Dessa forma, com base na norma, a base em material reciclado apresenta um FS mais alto que o valor recomendado, não apresentando assim riscos de ruptura, enquanto a argila apresenta um FS abaixo da norma, comparando no critério de obras de contenção da NBR.

Na mesma norma citada anteriormente, para estabilidade de muro de arrimo para deslizamento o FS é de 1,5, assim também apenas um dos métodos analisados encontra-se acima desse valor, sendo ele Corps of Engineers.

4.2.5. Capacidade de carga

Com auxílio do programa FundCalc, *software* acadêmico desenvolvido por Fernando Luís Poletto em 2018, foram realizados cálculos automáticos com a inserção de dados como coesão, ângulo de atrito, peso específico do material na cota de apoio, e a tensão efetiva do solo, considerando que se continuasse usando a argila a tensão efetiva de 90 kPa era do aterro e do pavimento que já existia no local antes da obra.

Para auxiliar no cálculo da tensão admissível considerando que seria executado uma sapata corrida para não depender de dimensões para aplicação do método e com tipo de sapata flexível. Na Figura 40 e 41, pode-se observar que os fatores de carga e de forma, são calculados automaticamente.

A tensão efetiva para a argila de 90kPa era a tensão submetida antes da troca de solo por um pequeno aterro com pavimento da rodovia, do material reciclado 0kPa por que o material não estava submetido a nenhuma tensão em campo.

Figura 42: Dados aplicados para argila.

MÉTODO DE TERZAGHI

Forma da Sapata

☒ Corrida ☐ Circular ☐ Quadrada ☐ Retangular

Diâmetro (m): Lado 1 (m): Lado 2 (m):

Dados do Solo

Tipo de Solo: ☐ Arenoso ☒ Argiloso

Coesão do solo na cota de apoio (kPa):

Ângulo de atrito (graus):

Peso específico do solo na cota de apoio (kN/m³):

Tensão efetiva do solo na cota de apoio (kPa):

Fatores de Carga

Nc: Nq: Ny:

Fatores de Forma

Sc: Sq: Sy:

Fonte: Autor (2018).

Figura 43: Dados aplicados para RCD.

MÉTODO DE TERZAGHI

Forma da Sapata

☒ Corrida ☐ Circular ☐ Quadrada ☐ Retangular

Diâmetro (m): Lado 1 (m): Lado 2 (m):

Dados do Solo

Tipo de Solo: ☒ Arenoso ☐ Argiloso

Coesão do solo na cota de apoio (kPa):

Ângulo de atrito (graus):

Peso específico do solo na cota de apoio (kN/m³):

Tensão efetiva do solo na cota de apoio (kPa):

Fatores de Carga

Nc: Nq: Ny:

Fatores de Forma

Sc: Sq: Sy:

Fonte: Autor (2018).

Para análise de fundação em argila foi considerando a cota -9m e para ambos os materiais, utilizando. Os cálculos pelo método de Terzaghi não determina a tensão de ruptura, a qual é dividida pelo fator de segurança de 3,0 assim nos resulta na tensão admissível, qual o programa nos fornece este cálculo automático da tensão admissível. Para argila obteve-se uma tensão admissível de 264 kPa e para o material reciclado 1690 kPa, essa diferença entre os materiais se deve principalmente ao ângulo de atrito que reflete o contato entre os grãos já compactados, onde a resistência do material RCD é muito maior que material natural.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos na realização dos ensaios I.S.C e triaxial, durante toda a pesquisa, determinaram que o uso do material RCD tem um módulo de compressão e resistência ao cisalhamento maior que a argila. O material reciclado demonstra melhor desempenho pelo atrito que as partículas se encontram, quanto mais rugoso o material, mais atrito ele terá. Apresenta uma excelente, o que confirma que a troca de solo foi uma opção bem apresentada para utilização deste material como base de arrimo para terra armada.

O uso do material reciclado na fundação de uma terra armada diminuiu o ângulo de escavação, resultando na não interferência no tráfego da rodovia, que se fosse preciso apenas fazer a compactação da argila esse ângulo aumentaria, e que o material RCD apresente as melhores características para ser aproveitado como uma opção em locais com solos mais frágeis.

Com os ensaios triaxiais foi possível verificar a alta rigidez que o material reciclado possui contribuindo com a capacidade de carga, tendo um ângulo de atrito de $53,29^\circ$ e argila apenas $23,29^\circ$, por esse atrito a coesão do material reciclado diminuiu ficando em 19kPa e a argila 60kPa.

Os resultados mostram que os materiais apresentam uma excelente alternativa para uso na pavimentação em camadas de reforço e sub-base. A expansão do material reciclado estudado é praticamente nula, podendo assim ser empregado em locais onde o lençol freático é elevado, pois não gera lama.

Pelo método de Fellenius os fatores de segurança mais crítico para argila 0,925 e para o material reciclado 1,354, tendo como mais conservador o método Corps of Engineers com fator de segurança de 1,506, conclui-se que, ao comparar as análises de FS entre os dois materiais, o material reciclado teve apenas um FS nos métodos analisados maiores que o mínimo por norma NBR 11682 (ABNT, 2009), enquanto a argila teve todos FS inferiores ao valor de 1,5.

A substituição foi boa para a estabilidade quanto a ruptura global do maciço pelos métodos de estabilidade, onde a argila apresentou fatores abaixo de 1,5. Analisando a troca de material a argila já suportaria uma resistência grande porém a troca pelo material reciclado para verificação de ruptura por cisalhamento método de Terzaghi a substituição já não se justificaria economicamente pois o solo natural já suportaria uma tensão de 264kPa.

Face aos resultados obtidos, pode-se afirmar que a alternativa é bastante promissora, gerando materiais alternativos, reduzindo, assim, as explorações de jazidas e aumentando a vida útil dos aterros sanitários. Há, todavia, a necessidade de se fazer uma reciclagem prévia do entulho para se ter um melhor desempenho. Precisando realização de estudos para aplicação dele em diversas e obras relacionadas a engenharia.

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar avaliações econômicas sobre o emprego de material reciclado de camadas de base e sub-base de pavimentos;
- Resistência ao cisalhamento usando porcentagens de materiais reciclados junto com a argila;
- Elaboração de quantitativos de geração de resíduos de construção civil na cidade de Cascavel – PR.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo - ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 9895**: Solo Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 11682** : Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ALMEIDA, E.C.M., MENDONÇA, F.C.F E LAPERCHE, R. B. **Estudo de diferentes soluções de muro de solo estabilizado mecanicamente (MSE) para a construção de um viaduto na cidade de Goiânia**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação Engenharia Civil) Universidade Federal de Goiás – Escola de Engenharia Civil.

ANGULO, S.C. et al. **Metodologia de caracterização de resíduos de construção e demolição**. 2003. In: VI Seminário de Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem na Construção Civil. São Paulo.

ANGULO S. C. **Caracterização de agregados de resíduos sólidos de construção e demolição e a influência de suas características no comportamento mecânico de concretos**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

BERNUCCI, L.B; [et al.] **PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA – FORMAÇÃO BÁSICA PARA ENGENHEIROS**. Rio de Janeiro, PETROBRAS: ABEDA 2006.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Portaria nº 326, de 5 de julho de 2002. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. Publicada no Diário da União em 17 de Julho de 2002.

CORREA, J. **VERIFICAÇÃO DO ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA DE UMA MISTURA GRANULAR DE RESÍDUOS DE CONTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD) E SOLO PARA USO EM BASE E SUB BASE DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**. 2011 Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, Cascavel.

COSTA, N.A.A. **A reciclagem do resíduo de construção e demolição: uma aplicação da análise multivariada**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) – Universidade Federal Santa Catarina, Santa Catarina.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER- ME 035/98** Agregados – determinação da abrasão “ Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **DNER – ME 049**: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER- ME 083**: Agregados – Análise granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL E INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 172: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.** Brasília, 2016.

_____. **IPR -719 – Manual de Pavimentação.** Rio de Janeiro. 2006.

DIEGUEZ, C. A. **Estudo da resistência e do comportamento tensão-deformação de um solo residual fino compactado, utilizando ensaios triaxiais convencionais e de deformação plana.** 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

FELTEN, D. **Estudo sobre solos finos lateríticos da planície costeira sul do RS para emprego em pavimentação econômica.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) – Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande do Sul.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes.** 2. ed. 1ª reimpressão. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GRUBBA, D. P. **Estudo do comportamento mecânico de um agregado reciclado de concreto pra utilização na construção rodoviária.** 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.

LEITE, F C. **Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduos sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimento.** 2007. Dissertação (Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

MARKONI, M.A. e LAKATOS, E.M **Metodologia Científica, 7ª Edição – Editora Grupo GEN - 2017**

MAPARAGEM, A. S. **Avaliação da interação solo-fitas metálicas e poliméricas para solução em terra armada em solos não convencionais.** 2011. (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo.

MARANGON, M. **Mecânica dos solos II. Notas de aulas.**2013. Faculdade de Engenharia – NuGeo/ Núcleo de Geotécnica. Universidade Federal de Juiz de Fora, Minas Gerais.

NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias.** 1995. São Paulo. 213p.

PINTO, T. P. **Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana.** 1999. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

PINTO, T. P. **Gestão dos resíduos de construção e demolição em áreas urbanas – da ineficácia a um modelo de gestão sustentável.** 2000. In: Reciclagem de Entulho para a produção. Editora da UFBA, Salvador.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **ETS 001**: amadas de reforço do subleito, sub-base e base mista de pavimento e agregado reciclado de resíduos sólidos da construção civil – Especificação de serviço. São Paulo, 2003.

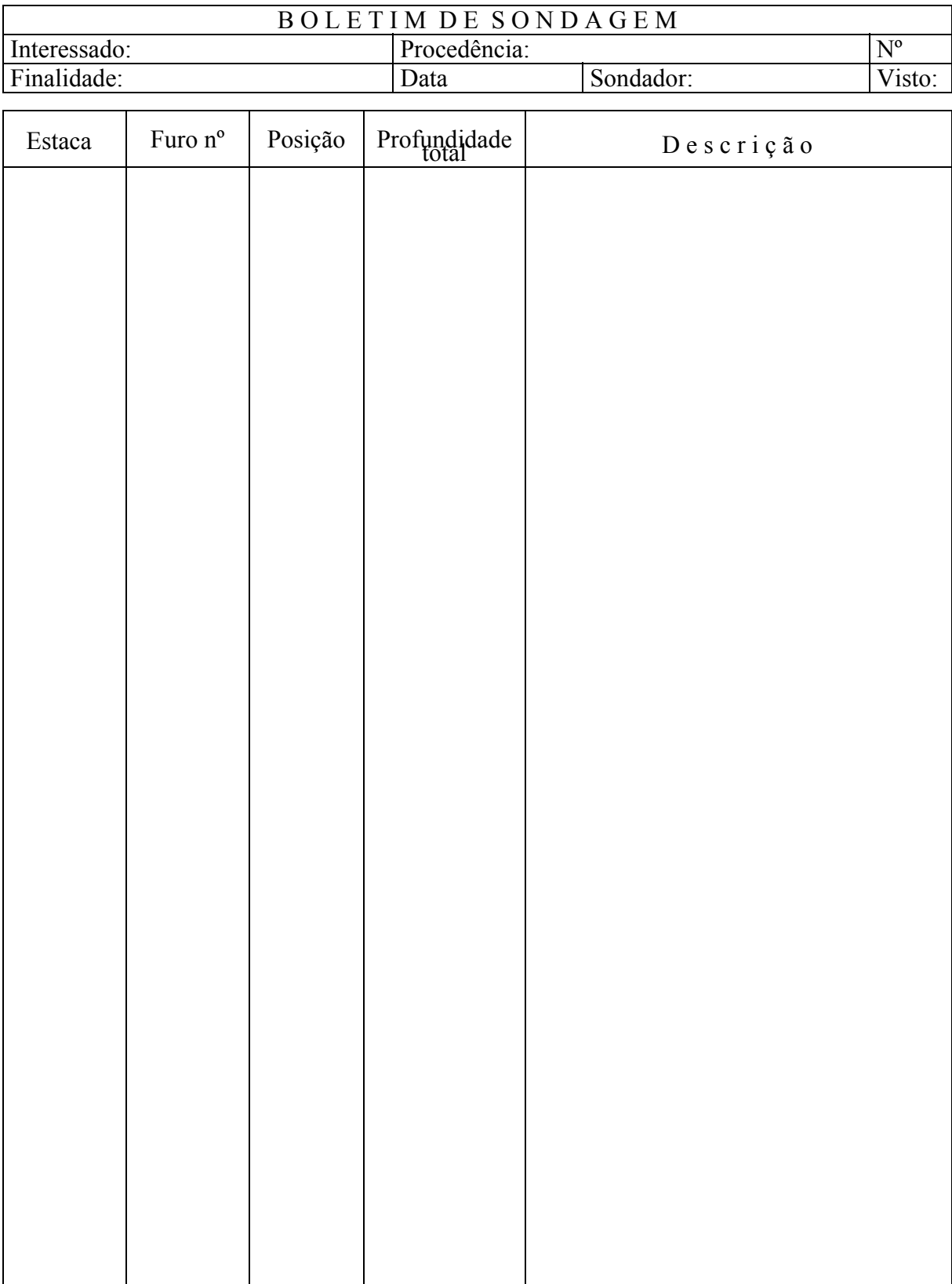
SANTOS, E. **Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado**. 2007. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, São Carlos.

SILVA, N. H. **Muros de terra armada – Verificação da segurança**. 2012. (Mestrado em Estruturas e Geotecnia) – Faculdade de Ciências e Tecnologia- Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Autor Desconhecido. **Terra armada**- Portal VirtuHab – Soluções integradas. Universidade Federal de Santa Catarina. Disponível em <<http://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/terra-armada/>> Acesso em 28 de outubro de 2018.

TRICHES E KRYCKYJ. **APROVEITAMENTO DE ENTULHO DA CONSTRUÇÃO CIVIL NA PAVIMENTAÇÃO URBANA**. 1999. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

ANEXO A



SONDAGEM



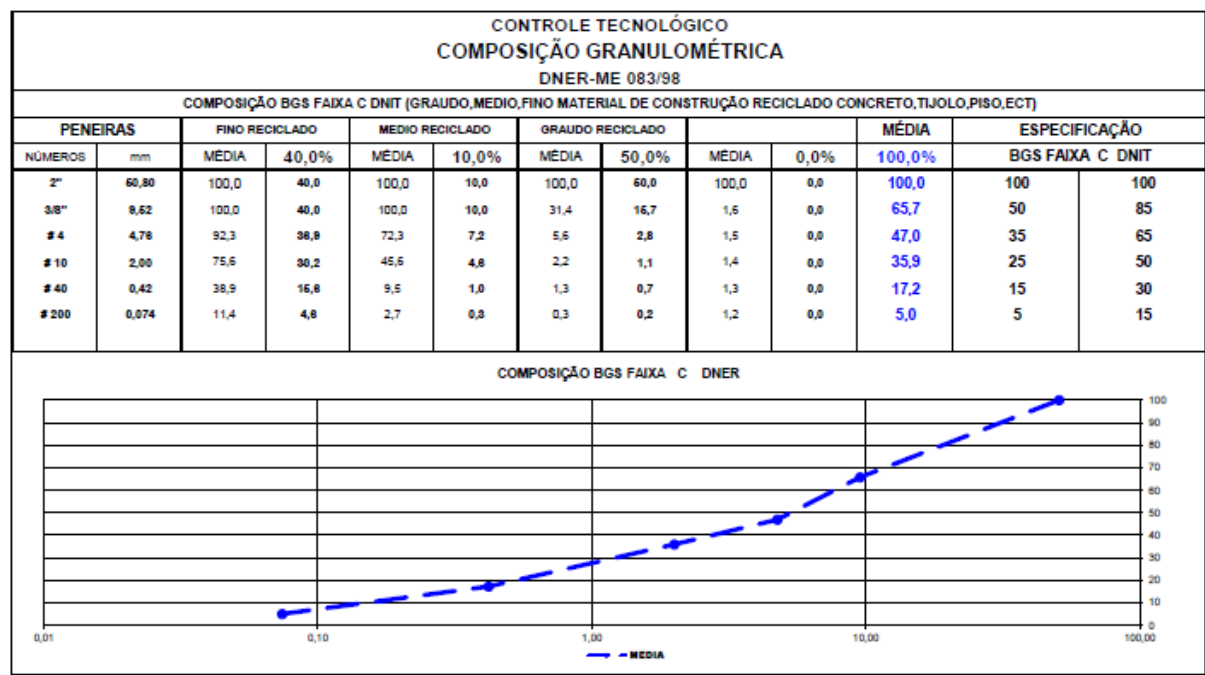
BOLETIM DE SONDA GEM

Interessado:	Procedência:		Nº
Finalidade:	Data	Sondador:	Visto:

Estaca	Furo nº	Posição	Profundidade total	Descrição

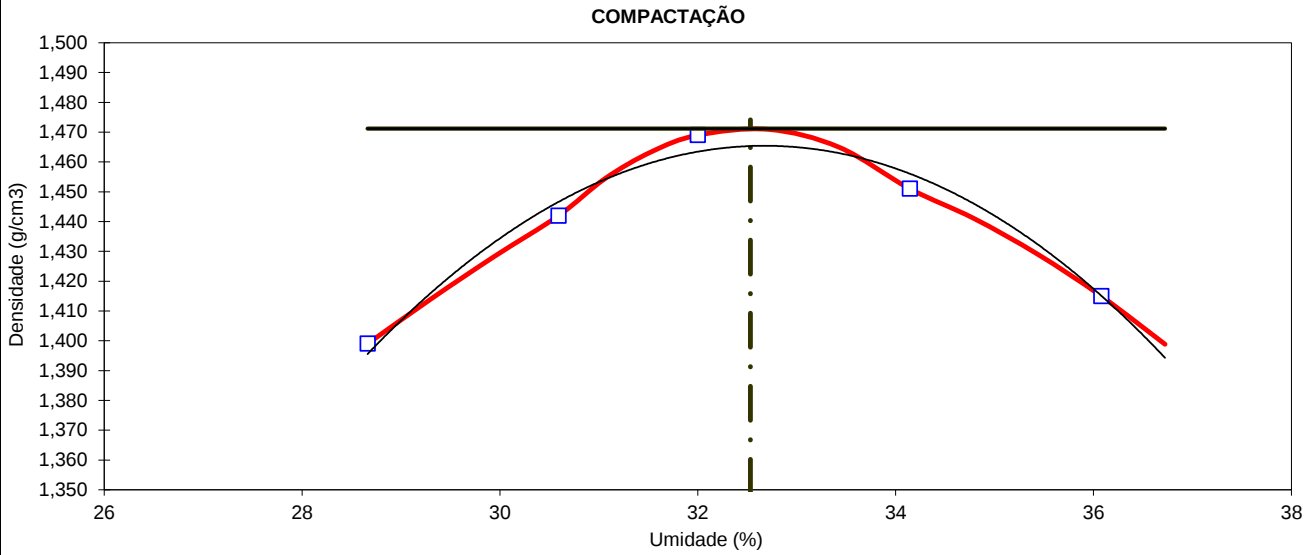
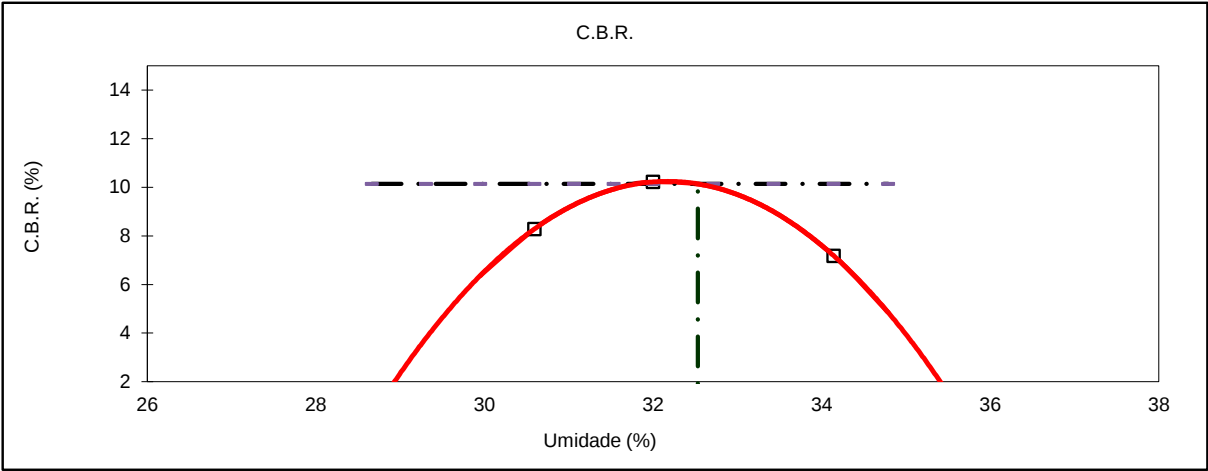
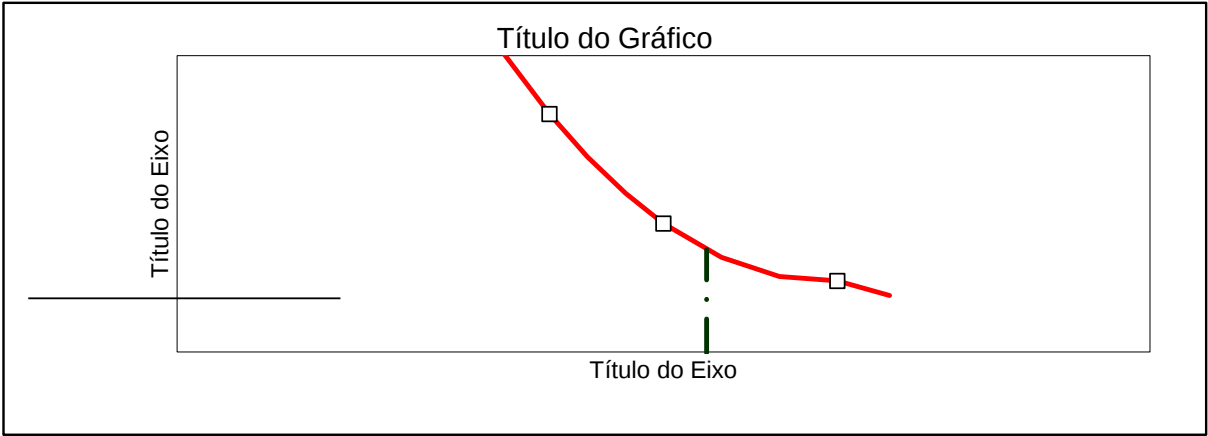
SONDAGEM

ANEXO B



ANEXO C

ENSAIO DE I.S.C - Índice de Suporte Califórnia											
LOCAL DA COLETA: Km 583+600 LD			MATERIAL: ARGILA SILTOSA				ESTUDO: COMPACTAÇÃO e CBR.				
COMPACTAÇÃO											
ÁGUA ACRESCENTADA	300	400	500	600	700	CONDIÇÕES DO ENSAIO					
CILINDRO N°.	08	21	03	17	23						
CILINDRO + SOLO ÚMIDO	7862	8156	8277	8240	8226	ENERGIA		NORMAL			
PESO DO CILINDRO	4070	4230	4210	4170	4170	N. GOLPES		12			
SOLO ÚMIDO	3792	3926	4067	4070	4056	N. CAMADAS		5			
VOLUME DO CILINDRO	2107	2085	2097	2091	2106	H. INICIAL (cm)		115,3			
DENSIDADE ÚMIDA	1,800	1,883	1,939	1,946	1,926	SOQUETE		GRANDE			
CAPSULA N°.	48	23	145	37	45	CILINDRO		GRANDE			
CAPSULA + SOLO ÚMIDO	89,43	91,46	96,74	73,47	75,02	NORMA DNER-ME049/94 NBR9895 Hot32,5% Dmax1,471g/cm3					
CAPSULA + SOLO SECO	72,70	73,30	79,70	58,30	59,20						
PESO DA ÁGUA	16,73	18,16	17,04	15,17	15,82						
TARA DA CAPSULA	14,13	13,94	26,40	13,87	15,35						
PESO DO SOLO SECO	58,37	59,36	53,30	44,43	43,85						
TEOR DE UMIDADE	28,7	30,6	32,0	34,1	36,1						
DENSIDADE SECA	1,399	1,442	1,469	1,451	1,415						
ENSAIO DE EXPANSÃO											
DATA	TEMPO	Leitura	Leitura	Leitura	Leitura	Leitura	NORMA DNER-ME049/94 OBS :				
06/ago/18	0 h		100,000	100,000	100,000						
07/ago/18	24 h										
08/ago/18	48 h										
09/ago/18	72 h										
10/ago/18	96 h		586,000	415,000	325,000						
% de Expansão			4,211	2,734	1,958						
ENSAIO DE PENETRAÇÃO											
						No. PRENSA		0,97			
Tempo min	Penetração mn	Leitura	Pressão	Leitura	Pressão	Leitura	Pressão	Leitura	Pressão	Leitura	Pressão
0.5	0.63			35,000	3,399	20,000	1,94	12	1,16532		
1	1,27			47,000	4,564	50,000	4,86	30	2,9133		
1,5	1,9			54,000	5,244	64,000	6,22	43	4,17573		
2	2,54			60,000	5,827	74,000	7,19	52	5,04972		
3	3,81			67,000	6,506	85,000	8,25	60	5,8266		
4	5,08			72,000	6,992	91,000	8,84	68	6,60348		
6	7,62			83,000	8,060	99,000	9,61	80	7,7688		
8	10,16										
PRESSÃO P/ 2.54 mm				PC=	5,8266	PC=	7,18614	PC=	5,04972		
CORRIGID P/ 5.08 mm				PC'='	6,99192	PC'='	8,83701	PC'='	6,60348		
PC/ 0.7031				ISC=	8,28701	ISC=	10,2207	ISC=	7,18208		
I.S.C. PC/ 1.0546				ISC'='	6,62993	ISC'='	8,37949	ISC'='	6,2616		
ADOTADO				8,29		10,22		7,18			



RESULTADOS

Hot
Dmax

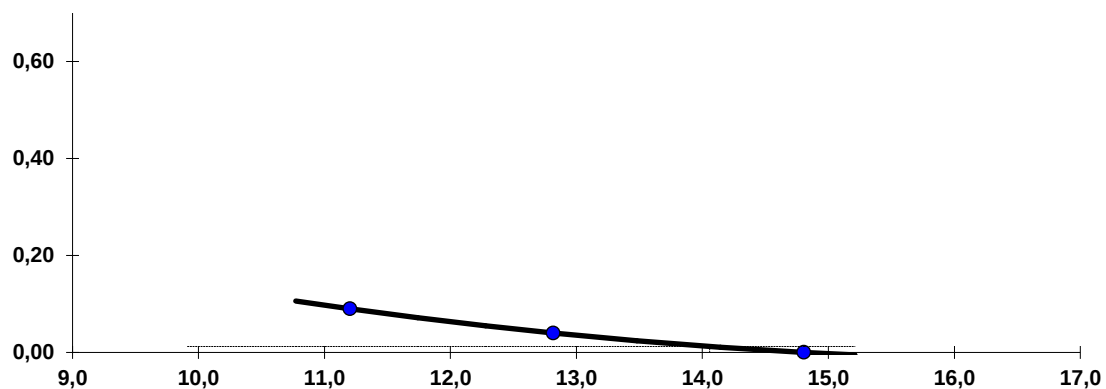
32,5 %
1,471 g/cm³

I.S.C. 10,1 %
Exp. 2,4 %

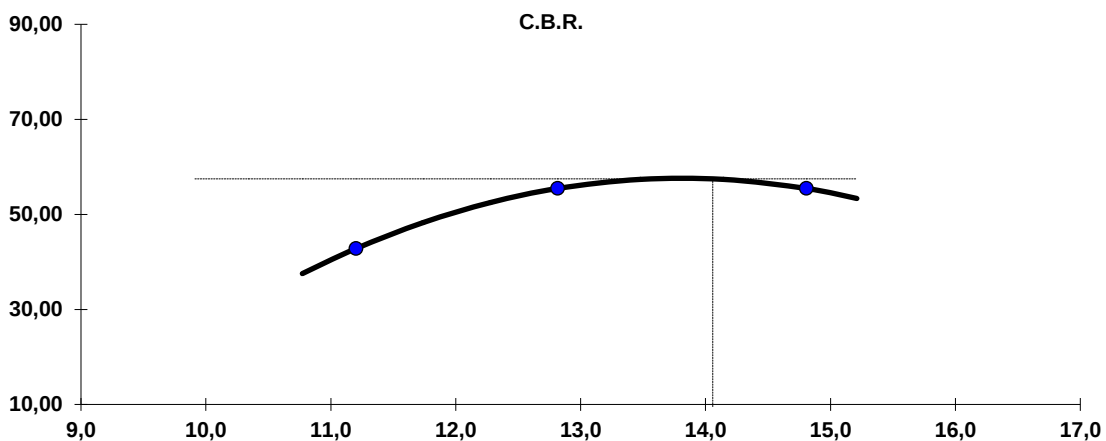
ENSAIO DE I.S.C DNER-ME 049/94 BGS (BRITA GRADUADA SIMPLES) DNIT 141/2010-ES													
Data: 28/06/2018								MATERIAL					
								BGS FX C DNIT					
COMPACTAÇÃO													
ÁGUA ACRESCENTADA	0	0	0	0	0								
CILINDRO No.	8	17	12	6	1	CONDIÇÕES DO ENSAIO							
CILINDRO + SOLO ÚMIDO	8678	8872	9034	9182	9967	ENERGIA		NORMAL					
PESO DO CILINDRO	4866	4800	4776	4822	5616	N. GOLPES		12					
SOLO ÚMIDO	3812	4072	4258	4360	4351	N. CAMADAS		5					
VOLUME DO CILINDRO	2039	2069	2039	2039	2062	H. INICIAL		11,48		cm			
DENSIDADE ÚMIDA	1,870	1,968	2,088	2,138	2,110	SOQUETE		GRANDE					
CÁPSULA No.	1	2	3	4	5	DISCO		2 1/2"					
CÁPSULA + SOLO ÚMIDO	694,90	766,56	803,23	723,34	712,22	NORMA DNER-ME 049/94 NBR 9895 Hot 14,1 % Dmax 1,870 g/cm3							
CÁPSULA + SOLO SECO	632,23	689,34	711,98	630,05	613,88								
PESO DA ÁGUA	62,67	77,22	91,25	93,29	98,34								
TARA DA CÁPSULA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00								
PESO DO SOLO SECO	632,23	689,34	711,98	630,05	613,88								
TEOR DE UMIDADE	9,9	11,2	12,8	14,8	16,0								
DENSIDADE SECA	1,701	1,770	1,851	1,863	1,819								
ENSAIO DE EXPANSÃO													
DATA	TEMPO	LEIT	LEIT	LEIT	LEIT	LEIT	NORMA DNER-ME 049/94 OBS :						
#REF!	0 h		0	0	0								
#REF!	24 h		0,00	0,00	0,00								
#REF!	48 h		0,00	0,00	0,00								
#REF!	72 h		0,00	0,00	0,00								
#REF!	96 h		0,10	0,05	0,00								
% de Expansão			0,1	0,0	0,0								
ENSAIO DE PENETRAÇÃO													
										No. PRENSA		K	0,086000
TEMPO	PENETRAÇÃO	LEIT.	PRESS.	LEIT.	PRESS.	LEIT	PRESS.	LEIT.	PRESS.	LEIT.	PRESS.		
0.5 MIN	0.63 mm			80,00	6,88	100,00	8,60	110,00	9,46				
1	1,27			201,00	17,29	200,00	17,20	220,00	18,92				
1,5	1,90			290,00	24,94	390,00	33,54	370,00	31,82				
2	2,54			350,00	30,10	430,00	36,98	430,00	36,98				
3	3,81			420,00	36,12	520,00	44,72	520,00	44,72				
4	5,08			480,00	41,28	680,00	58,48	680,00	58,48				
6	7,62			590,00	50,74	725,00	62,35	725,00	62,35				
8	10,16			645,00	55,47	845,00	72,67	845,00	72,67				
PRESSÃO	P/ 2.54 mm			PC=	30,10	PC=	36,98	PC=	36,98				
CORRIG.	P/ 5.08 mm			PC'=	41,28	PC'=	58,48	PC'=	58,48				
	PC/0.7031			ISC=	42,81	ISC=	52,60	ISC=	52,60				
I.S.C.	PC'/1.0546			ISC'=	39,14	ISC'=	55,45	ISC'=	55,45				
ADOTADO				42,8		55,5		55,5					

GRÁFICOS

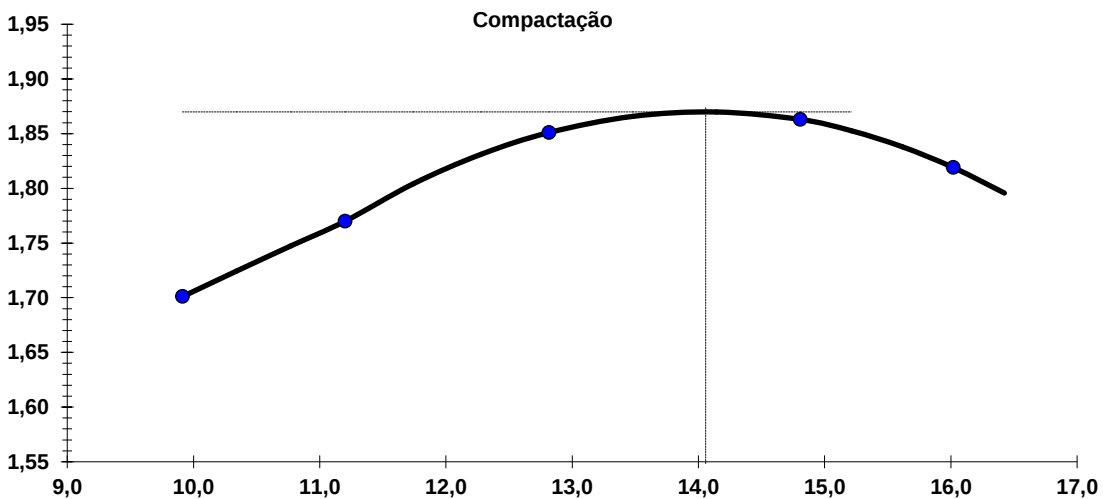
EXPANSÃO



C.B.R.



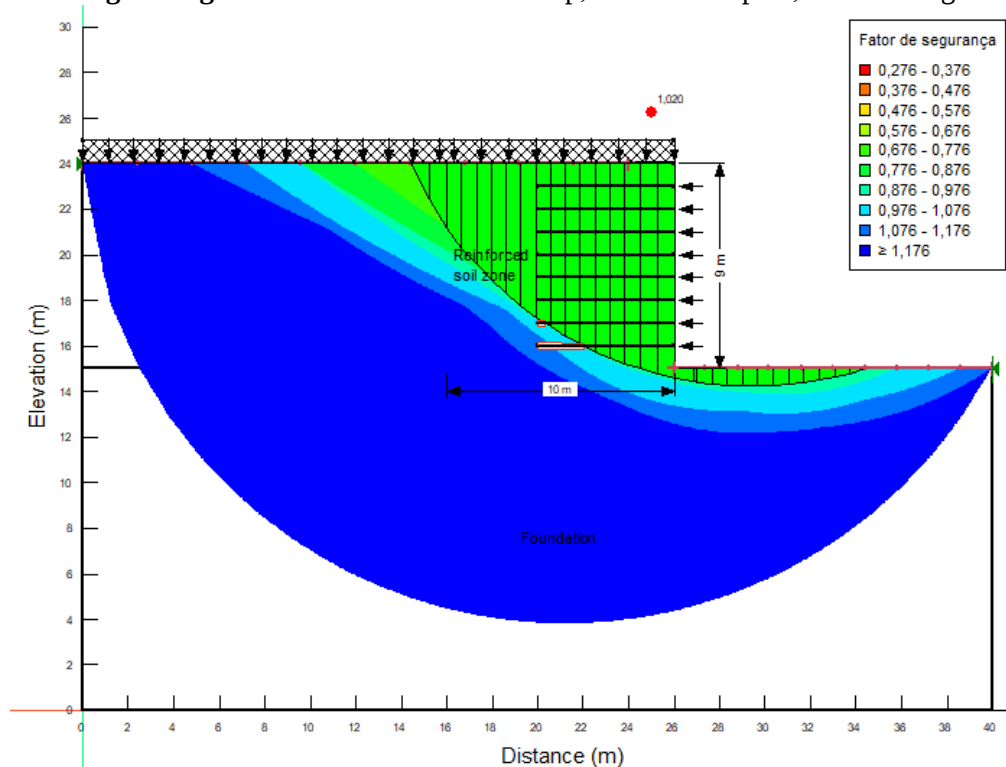
Compactação



RESULTADOS	<i>Hot</i>	14,1	%	<i>I.S.C.</i>	57,5	%
<i>RG-BGS-001/2017</i>	<i>Dmax</i>	1,870	g/cm ³	<i>Exp.</i>	0,01	%
Pag.						

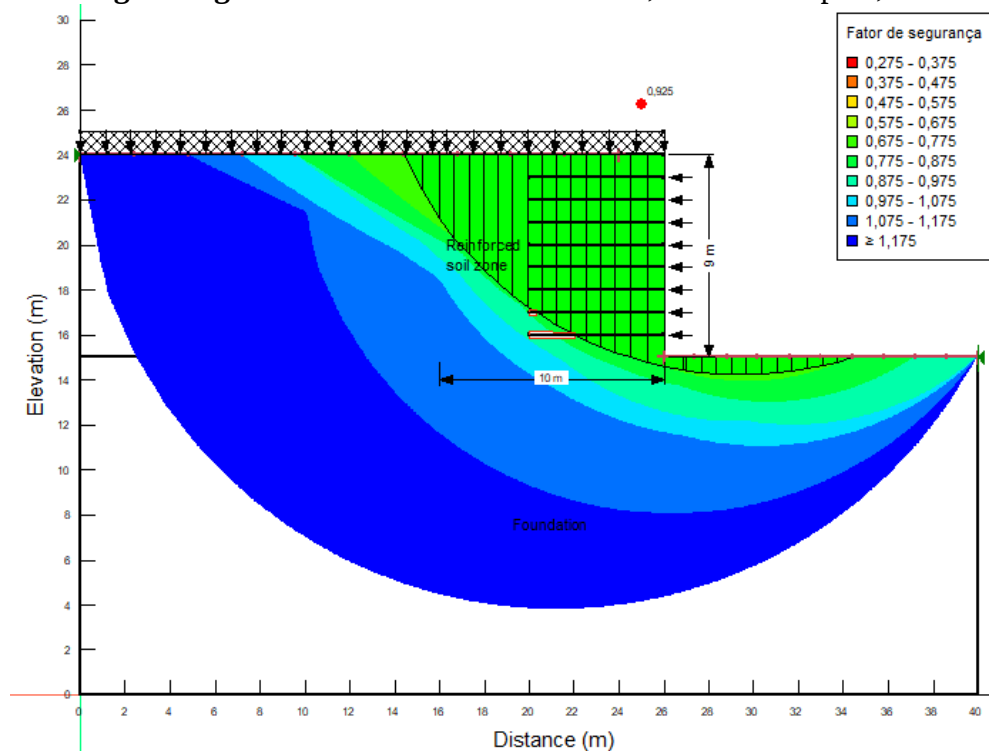
ANEXO D

Modelagem Argila – Método de análise Bishop, software Slop/W, Fator de Segurança: 1,020



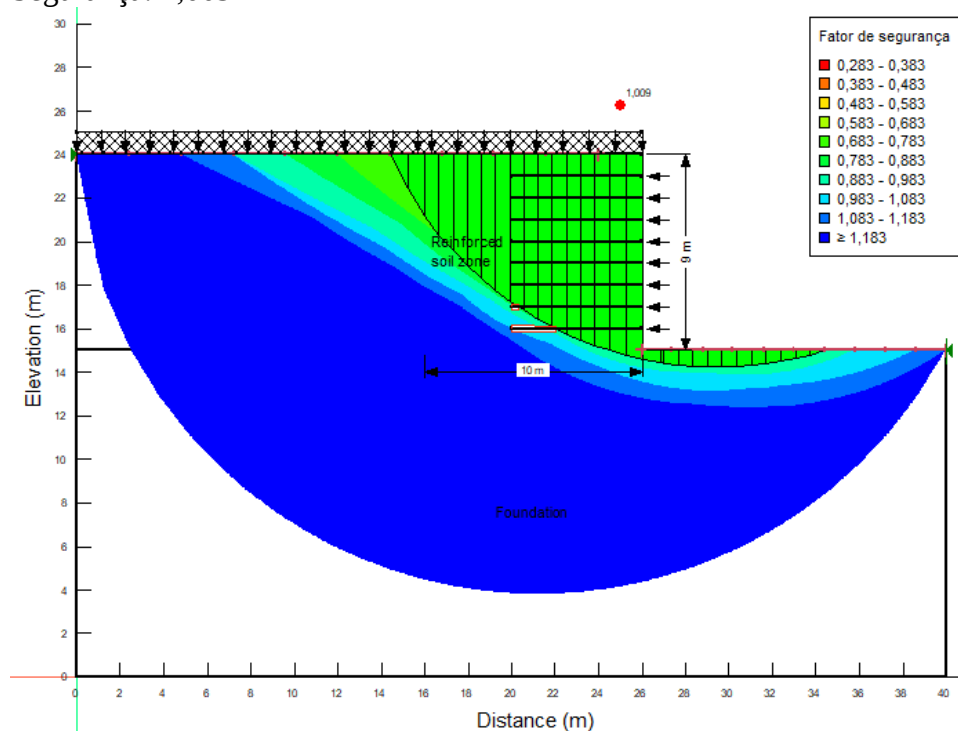
Fonte: Autor (2018).

Modelagem Argila – Método de análise Fellenius, software Slop/W, Fator de Segurança: 0,925



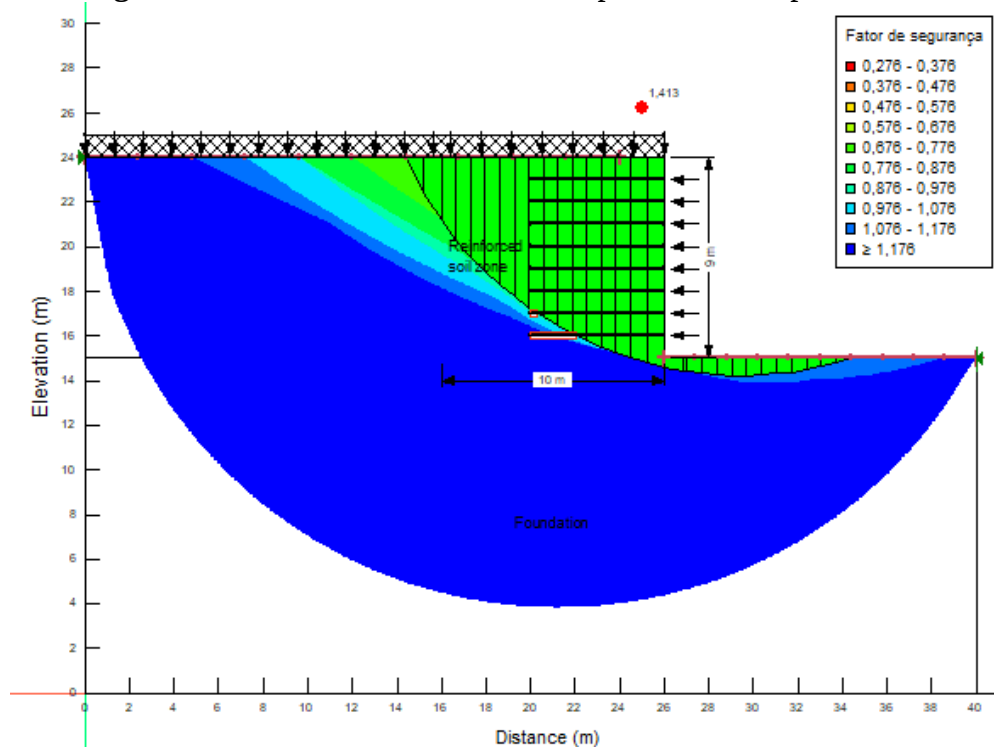
Fonte: Autor (2018).

Modelagem Argila – Método de análise Corps of Engineers, software Slop/W, Fator de Segurança: 1,009



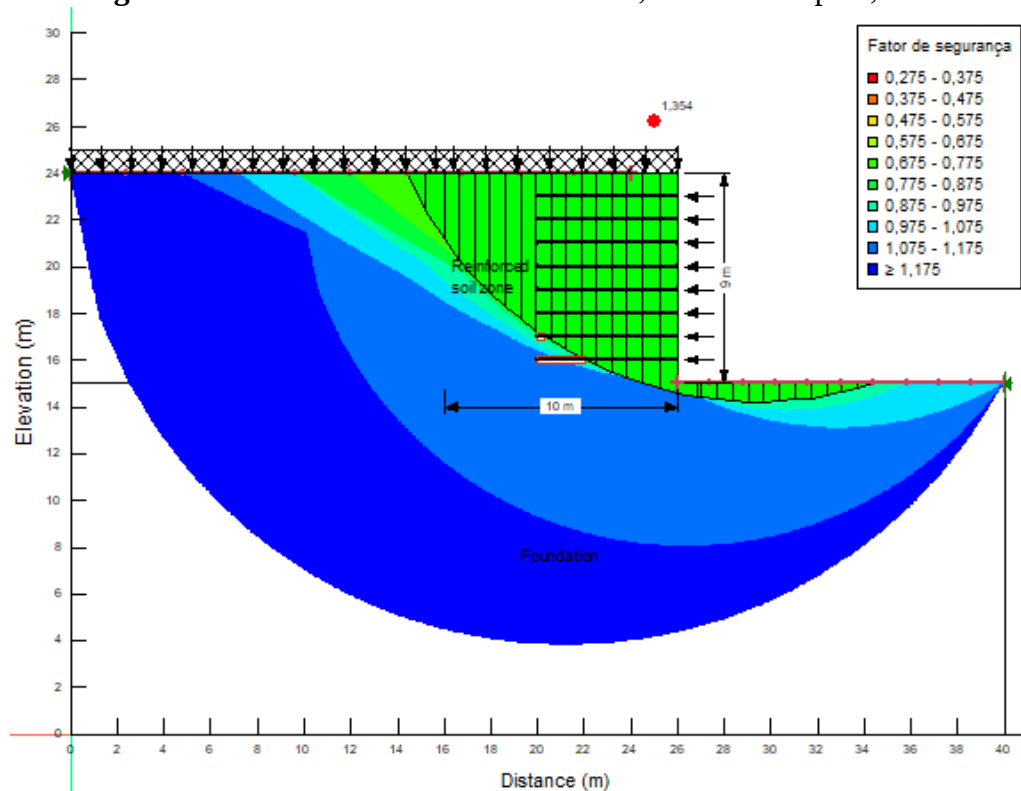
Fonte: Autor (2018).

Modelagem RCD – Método de análise Bishop, software Slop/W, Fator de Segurança: 1,413



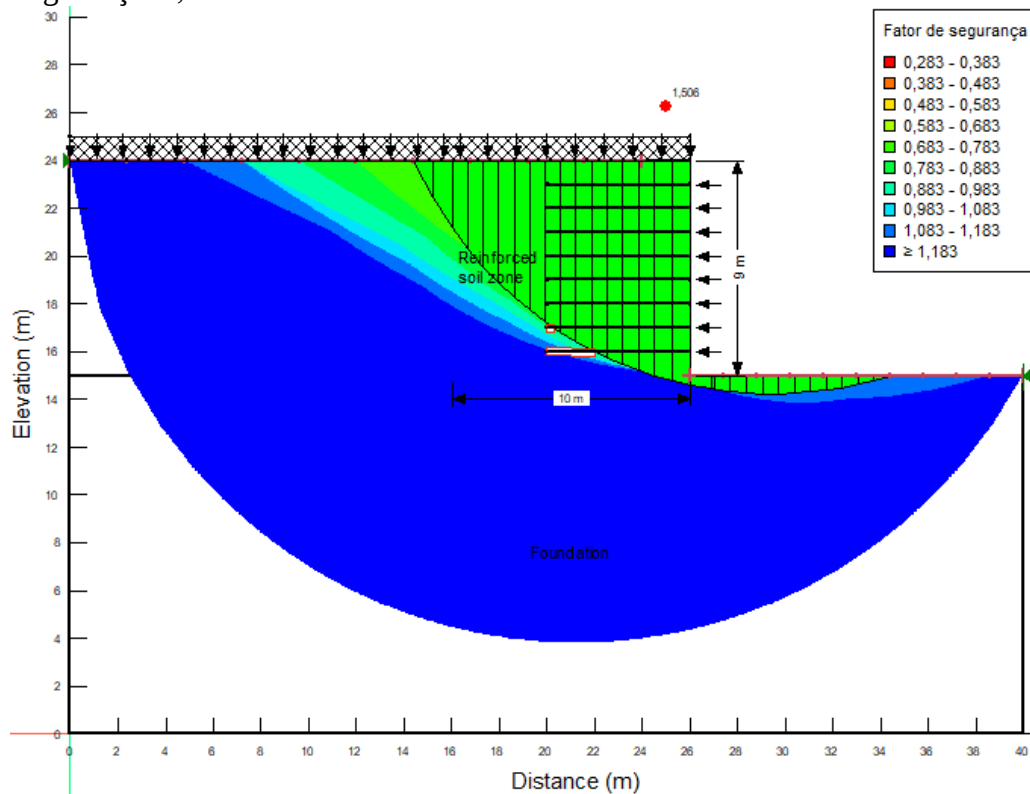
Fonte: Autor (2018).

Modelagem RCD – Método de análise Fellenius, software Slop/W, Fator de Segurança: 1,354



Fonte: Autor (2018).

Modelagem RCD – Método de análise Corps of Engineers, software Slop/W, Fator de Segurança: 1,506



Fonte: Autor (2018).