

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

EVERTON FABRÍCIO VIANA REZENDE

MATERIAIS ALTERNATIVOS PARA ATERRO EM ECSR COM GEOSSINTÉTICO

Caçapava do Sul

2016

EVERTON FABRÍCIO VIANA REZENDE

MATERIAIS ALTERNATIVOS PARA ATERRO EM ECSR COM GEOSSINTÉTICO

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

Orientador: Prof. Dr. José Waldomiro Jiménez Rojas

Caçapava do Sul

2016

Ficha catalográfica elaborada automaticamente com os dados
fornecidos pelo autor através do Módulo de Biblioteca do Sistema
GURI (Gestão Unificada de Recursos Institucionais).

R467m Rezende, Everton Fabrício Viana
Materiais Alternativos para Aterro em ECSR com
Geossintético / Everton Fabrício Viana Rezende.
122 p.

Trabalho de Conclusão de Curso
(Graduação) -- Universidade Federal do
Pampa, GEOLOGIA, 2016.
"Orientação: José Waldomiro Jiménez Rojas".

1. Estrutura de Contenção em Solo Reforçado.
2. Agregado Reciclado de Concreto. 3. Reciclado
de Pavimento Asfáltico. 4. Geossintéticos. 5.
Aterro Alternativo. I. Título.

EVERTON FABRÍCIO VIANA REZENDE

MATERIAIS ALTERNATIVOS PARA ATERRO EM ECSR COM GEOSSINTÉTICO

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

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em 09 de dezembro de 2016.

Banca examinadora:

Prof. Dr. José Waldomiro Jiménez Rojas
Orientador
UNIPAMPA

Prof. Msc. Luíz Delfino Teixeira Albarnaz
UNIPAMPA

Prof. Dr. Raul Oliveira Neto
UNIPAMPA

Dedico este trabalho aos meus pais e a
minha irmã.

AGRADECIMENTO

À Universidade Federal do Pampa-Caçapava do Sul pela oportunidade de estudo.

À University of Wisconsin-Madison por propiciar laboratório de alto nível para a realização dos ensaios.

Ao Wisconsin Department of Transportation (WisDOT) pelo subsídio dessa pesquisa.

À Capes, pelo apoio financeiro durante meu período no exterior.

À Tensar, em Alpharetta, Georgia, EUA, pela doação das geogrelhas.

À Thrace-LINK, em Summerville, Carolina do Sul, EUA, pela doação dos geotêxteis.

Ao Mandt Sandfill, em Fitchburg, Wisconsin, EUA, pela doação do Agregado Reciclado de Concreto (ARC).

Ao Payne and Dolan, em Fitchburg, Wisconsin, EUA, pela doação do Reciclado de Pavimento Asfáltico (RPA).

Aos professores W. Likos e A. Soleimanbeigi, e ao aluno mestrando P. Florio pela oportunidade da pesquisa.

Ao professor J. Rojas e ao técnico do Laboratório de Geotecnia Xiadong Wang pelo apoio técnico científico.

A todos os “Geofriends”.

“Unfortunately, soils are made by nature and not by man, and the products of nature are complex...Natural soil is never uniform. Its properties change from point to point while our knowledge of its properties are limited to those few spots at which the samples have been collected. In Soil Mechanics the accuracy of computed results never exceeds that of a crude estimate, and the principal function of theory consists in teaching us what and how to observe in the field.”

Karl von Terzaghi

RESUMO

Este estudo objetiva facilitar o uso de Agregado Reciclado de Concreto (ARC) e o Reciclado de Pavimento Asfáltico (RPA) em substituição a agregados naturais como aterro alternativo para Estrutura de Contenção em Solo Reforçado (ECSR). Embora vários estudos com ARC e RPA tem sido conduzido para uso em aplicações de estradas (FHWA 2004a; Anderson et al. 2009; Soleimanbeigi 2012; Soleimanbeigi et al. 2015), apenas poucos trabalhos têm sido executados para avaliar ARC e RPA para uso específico como aterro de ECSR. A seleção de ARC, RPA e reforço de Geossintético considera custos e benefícios ambientais. O uso de ARC e RPA como aterro pode reduzir os custos associados a mineração e transporte de agregados naturais, o qual apresenta um fator importante no custo total da ECSR. Ressalta-se que o descarte de ARC e RPA em bota-foras é dispendioso e pode colocar em risco ambiental o ar e a água subterrânea. A aptidão do ARC e RPA como aterro para ECSR com geossintético é investigado nesse estudo. A interação mecânica entre esses agregados reciclados e 4 tipos de geossintéticos será apresentada, destacando as propriedades mecânicas do ARC e RPA. Outro fator importante estudado é a resistência ao cisalhamento entre os geossintéticos e os materiais reciclados, os quais foram medidos usando um equipamento para ensaio de arrancamento e uma máquina de cisalhamento direto de larga escala. Dois tipos de geotêxteis (tecido e não tecido) e 2 tipos de geogrelhas (uniaxial e biaxial) foram usados. Os resultados dos testes laboratoriais conduzidos neste estudo providenciam a projetistas dados para conduzir cálculos preliminares para avaliação da eficácia do uso de ARC e RPA em obras geotécnicas. Parâmetros de projeto recomendados para ARC são: 48° para ângulo de atrito (Φ'), 0 kPa para coesão (c'); 0,41, 0,30, 0,62 e 0,55 para fatores de eficiência (E_ϕ), para geotêxtil tecido, não tecido, geogrelha uniaxial e biaxial respectivamente; coeficiente de interação (C_i) para geogrelha de 0,52 à tensão normal < 20 kPa, e 0,29 à tensão normal > 20 kPa, e para geotêxtil os valores são de 0,13 à tensão normal < 20 kPa e 0,24 à tensão normal > 20 kPa. Já os parâmetros recomendados para RPA são: $29,2^\circ$ para Φ' , 0 kPa de c' ; 0,77, 0,62, 1,15 e 1,41 para E_ϕ , em geotêxtil tecido, não tecido, geogrelha uniaxial e biaxial respectivamente; C_i de 0,16 para geogrelha à tensão normal < 20 kPa, e 0,18 à tensão normal > 20 kPa, e para geotêxtil os valores são de 0,21 à tensão normal < 20 kPa e 0,22 à tensão

normal > 20 kPa. Esses parâmetros de projeto são apresentados apenas para uso de cálculos preliminares. O projeto final deve usar as propriedades medidas de ARC, RPA e geossintéticos que serão usados. Condições de campo devem ser simuladas o mais próximo da realidade quando conduzido os testes para o projeto final.

Palavras-Chave: ECSR, ARC, RPA, Geossintéticos, Aterro alternativo, Materiais Reciclados.

ABSTRACT

This study aims to facilitate the use of Recycled Concrete Aggregate (RCA) and Recycled Asphalt Pavement (RAP) in lieu of natural aggregates as alternative backfill for Mechanically Stabilized Earth (MSE) walls. Although several studies on RCA and RAP have been conducted for use in roadway construction applications (FHWA 2004a; Anderson et al. 2009; Soleimanbeigi 2012; Soleimanbeigi et al. 2015), only a few studies have been conducted to evaluate RCA and RAP for specific use as MSE wall backfill. The selection of RCA, RAP and Geosynthetic reinforcements considered costs and environmental benefits. The use of RCA and RAP as backfill can reduce the costs associated with mining and transportation of natural aggregates, which can dominate the total cost of a MSE wall. In addition, the disposal of RCA and RAP into landfills is costly and can pose environmental risks to air and groundwater alike. The suitability of RCA and RAP as backfill for geosynthetically reinforced MSE walls is investigated in this study. Mechanical interaction between these recycled aggregates with four types of geosynthetic will be presented. The index and mechanical properties of RCA and RAP were measured. Interface shear resistance between geosynthetics and the recycled materials were measured using a pullout table and a large-scale direct shear machine. Two types of geotextiles (woven and non-woven) and two types of geogrids (uniaxial and biaxial) were used. The results conducted from laboratory tests in this study provide designers with the data to conduct preliminary design calculations to evaluate the efficacy of RCA and RAP in geotechnical construction. Recommended design parameters for RCA are: 48° for friction angle (Φ'), 0 kPa for cohesion (c'); 0.41, 0.30, 0.62 and 0.55 for efficiency factor (E_ϕ), for woven and non-woven geotextile, and uniaxial and biaxial geogrid respectively; interaction coefficient (C_i) for geogrid 0.52 at normal stress < 20 kPa, and 0.29 at normal stress > 20 kPa and for geotextile 0.13 at normal stress < 20 kPa and 0.24 at normal stress > 20 kPa. In the other hand, the parameters recommended for RAP are: 29.2 for Φ' , 0 kPa for c' ; 0.77, 0.62, 1.15 and 1.41 for E_ϕ , in woven and non-woven geotextile, uniaxial and biaxial geogrid respectively; C_i value of 0.16 for geogrid at normal stress < 20 kPa and 0.18 at normal stress > 20 kPa, and for geotextile the values are 0.21 at normal stress < 20 kPa and 0.22 at normal stress > 20 kPa. These design parameters are intended for preliminary design calculations. The final project should be conducted using measured properties

for RCA, RAP and geosynthetics to be used. Field conditions should be simulated as closely as possible when conducting tests for final design.

Keywords: MSE Wall, Geosynthetics, RCA, RAP, Alternative Backfill, Recycled Materials

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Visão esquemática em seção de uma ECSR.	33
Figura 2.2 - Projeção do custo vs. altura de estruturas de contenção.....	34
Figura 2.3 - Amostras de reforços geossintéticos: (a) geotêxtil não tecido, (b) geotêxtil tecido, (c) geogrelha biaxial, e (d) geogrelha uniaxial.	39
Figura 2.4 - Vista esquemática da interação solo-reforço.	40
Figura 2.5 – Esquemas de falhas na estabilidade interna em ECSR.....	45
Figura 2.6 - Esquema de falhas na estabilidade externa em ECSR.....	49
Figura 3.1 – Mecanismos de falha em ECSR.....	70
Figura 3.2 - Seção da ECSR em Siskyou National Forest, Oregon.	71
Figura 3.3 – Seção da ECSR com Geogrelha, London, Ontario.	72
Figura 3.4 – Seção da ECSR de face envolvida com geogrelha em Devils Punch Bowl State Park, Oregon.....	73
Figura 3.5 - Seção da ECSR com geogrelha de painel de concreto pré –fabricado, Tucson, Arizona.	74
Figura 3.6 - Escarpas localizadas no topo da estrutura.	75
Figura 3.7 – Abaulamento visível e separação entre blocos da face.	75
Figura 3.8 - Seção da ECSR no SW da Virginia.	76
Figura 3.9 - Falha na ECSR no SW da Virginia mostra superfície de falha rasa atrás da face do muro.	77
Figura 3.10 - Seção da ECSR no leste do Tennessee.....	78

Figura 4.1 – Amostra de ARC do Mandt Sandfill, Fitchburg, WI (a) e impurezas achadas na amostra de ARC incluem vidro quebrado, madeira, pedaços e lascas de azulejo (b).....	80
Figura 4.2 – Amostra de RPA do Payne and Dolan, Fitchburg, WI.	81
Figura 4.3 – (a) Geogrelha uniaxial TensarUX-1500MSE, (b) Geogrelha biaxial Tensar BX-4200, (c) Geotêxtil tecido Thrace-LINQ GTF570, (d) Geotêxtil não tecido Thrace-LINK 160EX.....	83
Figura 4.4 - (a) Amostra de ARC envolvida com membrana de borracha durante a configuração do ensaio triaxial. (b) Amostra sob pressão confinante e carga vertical durante teste.	87
Figura 4.5 - Desenho esquemático da máquina de cisalhamento direto de interface de larga escala.....	87
Figura 4.6 - Esquema do equipamento do Teste de Arrancamento. Vista superior (figura superior) e vista lateral (figura inferior).....	91
Figura 5.1 – Distribuição granulométrica e índices de gradação para ARC e RPA...93	
Figura 5.2 – Curva de compactação do ARC (a) e do RPA (b).....	95
Figura 5.3 - Curvas de Tensão-deformação para amostras de ARC do teste de compressão triaxial drenado.	97
Figura 5.4 - Envoltórias de falha de Mohr-Coulomb do ARC.....	98
Figura 5.5 - Plano de falha para amostra de ARC.....	98
Figura 5.6 - Curvas dos testes triaxiais de larga escala drenados a diferentes tensões confinantes.....	99
Figura 5.7 – Envoltórias de falha de Mohr-Coulomb para o RPA.....	100
Figura 5.8 – Corpo de prova de RPA demonstrando deformação axial convexa.....	100

Figura 5.9 – Resultados do cisalhamento direto de interface entre ARC-Geossintético e respectivas envoltórias de falha de Mohr-Coulomb.....	102
Figura 5.10 – Deformação tensional excessiva do geotêxtil não tecido em perfil (esquerda), e na conexão com as agarras (direita).....	105
Figura 5.11 – Extensão da largura (esquerda), e da altura (direita) dos nódulos localizados nos vértices das aberturas da geogrelha biaxial.....	106
Figura 5.12 – Resultados dos testes de cisalhamento direto de interface para interação RPA-geossintético e envoltórias de falha de Mohr-Coulomb.	107
Figura 5.13 - Resultados dos testes de arrancamento para ARC reforçado com geotêxtil tecido (esquerda), e geogrelha uniaxial (direita).	111
Figura 5.14 – Resultados dos testes de arrancamento para RPA reforçados com geotêxtil tecido (esquerda), e geogrelha uniaxial (direita).	112

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades Índices e Geotécnicas dos Materiais Reciclados.	31
Tabela 2.2 - Aplicações urbanas da ECSR.	35
Tabela 2.3 - Aplicações como apoio e em áreas alagadas da ECSR.	36
Tabela 2.4 – Valores de coeficiente de cisalhamento direto de interface para diferentes tipos de solo-reforço.	41
Tabela 2.5 – Valores de ângulo de atrito do solo, ângulo de atrito de interface, eficiência ao atrito e coeficientes de interação relatados na literatura.	44
Tabela 2.6 – Fatores de Redução por Dano de Instalação.	46
Tabela 2.7 – Fatores de Redução por Fluência.	47
Tabela 2.8 – Fatores de Redução de Durabilidade.	47
Tabela 2.9 - Fatores de Resistência para Resistência a Tração e Arrancamento em ECSR.	48
Tabela 2.10 – Valores de Fatores e combinações de carga.	50
Tabela 2.11 - Fatores de Resistência para Estabilidade Externa em ECSR.	50
Tabela 2.12 - Requisitos das Propriedades de Resistência para Geotêxtil AASHTO M288-06.	52
Tabela 2.13 – Recomendações das Propriedades para Geogrelhas em aplicações de Reforço.	53
Tabela 2.14 – Requisitos para aterro granular reforçado em ECSR.	55
Tabela 2.15 – Granulometria recomendada para solo de aterro para Geotêxtil e Geogrelha em aplicações como reforço (estruturas e taludes).	56
Tabela 2.16 – Critério da Propriedade Eletroquímica para Aterro de ECSR.	56

Tabela 2.17 – Comprimentos mínimos de engastamento da estrutura.	58
Tabela 2.18 – Comprimento mínimo preliminar dos reforços.	58
Tabela 2.19 – Resumo das especificações para aterro em ECSR e Propriedades Geotécnicas de Materiais Reciclados.	64
Tabela 3.1 – Limites Regulatórios para Cádmio, Crômio, Selênio e Prata como definido pelas seções 538 e 140 do Wisconsin Administrative Code.	69
Tabela 4.1 – Propriedades Índices do ARC e RPA adquiridos neste estudo comparados com valores observados na literatura.	81
Tabela 4.2 – Valores médios mínimos de rolo (MARV) para diversas propriedades índices e mecânicas/estruturais dos geossintéticos selecionados.	84
Tabela 5.1 – Índices de Gradação e Classificação do material para ARC e RPA.	94
Tabela 5.2 – Propriedades Índices do ARC e RPA comparados com valores encontrados na literatura.	96
Tabela 5.3 – Ângulos de atrito de diferentes agregados naturais e reciclados para aterro, relatados na literatura.	101
Tabela 5.4 – Ângulos de atrito de interface e fatores de eficiência para diferentes materiais de interface.	103
Tabela 5.5 – Ângulos de atrito de interface, e fatores de eficiência entre RPA e reforços geossintéticos selecionados, a diferentes temperaturas.	108
Tabela 5.6 – Coeficiente de interação para ARC dos testes de arrancamento.	111
Tabela 5.7 – Coeficiente de interação para RPA dos testes de arrancamento.	113
Tabela 5.8 – Coeficientes de interação entre inúmeros solos e geossintéticos relatados na literatura.	114
Tabela 6.1 – Parâmetros recomendados para projeto preliminar usando ARC e RPA.	116

LISTA DE SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACAA - American Coal Ash Association
AF – Areia de Fundição (FSD, Foundry Sand)
AFS - American Foundry Society
ARC – Agregado Reciclado de Concreto
ARRA - Asphalt Recycling and Reclaiming Association
ASTM – American Society of Testing and Materials
Caltrans – California Department of Transportation
CEG – Carboxyl End Group
CDRA - Construction & Demolition Recycling Association
CL – Cinza Leve (FA, Fly Ash)
CP – Cinza Pesada (BA, Bottom Ash)
CWC - Clean Washington Center
ECSR – Estrutura de Contenção em Solo Reforçado
EUA – Estados Unidos da América
FHWA – Federal Highway and State Administration
GP – Poorly Graded Gravel (cascalho mal graduado)
GRI – Geosynthetic Research Institute
GSI - Geosynthetic Institute
GW – Well Graded Gravel (cascalho bem graduado)
HDPE – High Density Polyethylene
MARV – Minimum Average Roll Value
MD – Direção Longitudinal de Fabricação (Machine Direction)
ML – Low to medium plasticity silts (silte de baixa a média plasticidade)
MP – Modified Proctor (Proctor Modificado)
MSE Wall – Mechanically Stabilized Earth Wall
NAS - National Academy of Science
NAPA - National Asphalt Pavement Association
NYDOT – New York State Department of Transportation
ODNR - Ohio Department of Natural Resources

PET – Polietileno
PP – Polipropileno
RAP – Recycled Asphalt Pavement
RCA – Recycled Concrete Aggregate
RMRC - Recycled Material Resource Center
RPA – Reciclado de Pavimento Asfáltico
RTA – Reciclado de Telha Asfáltica (RAS, Recycled Asphalt Shingle)
SC – Clayey Sands (areia argilosa)
SM – Silty Sands (areia siltosa)
SP – Poorly Graded Sand (areia mal graduada)
SP – Standard Proctor (Proctor Padrão)
SW – Well Graded Sand (areia bem graduada)
USA – United States of America
USEPA - United States Environmental Protection Agency
WBCSD – World Business Council for Sustainable Development
WisDOT – Wisconsin Department of Transportation
XMD ou CD – Direção Ortogonal de Fabricação (Cross Machine Direction)

LISTA DE SÍMBOLOS

c' – Coesão Efetiva

ϕ' – Ângulo de Atrito Efetivo

G_s – Specific Gravity (Densidade Real dos Grãos)

k – Condutividade Hidráulica

$\gamma_{d,max}$ – Maximum Dry Unit Weight (Peso Específico Máximo Seco)

ω_{opt} – Optimum Water Content (Umidade Ótima)

E_ϕ - Fator de Eficiência ou Eficiência do atrito

C_i – Coeficiente de Interação

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	21
1 INTRODUÇÃO	21
1.1 Considerações Preliminares	21
1.2 Objetivos e Métodos	22
1.3 Justificativa	23
1.4 Estrutura do Trabalho	23
CAPÍTULO 2	25
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1 Materiais Reciclados	25
2.1.1 Materiais Reciclados comumente utilizados	25
2.1.1.1. Taxas de Produção	27
2.1.2 Aplicações	27
2.1.3 Propriedades Geotécnicas	28
2.1.4 Variabilidade das Propriedades Geotécnicas	32
2.2 Estruturas de Contenção em Solo Reforçado (ECSR)	33
2.2.1 Aplicações da ECSR	34
2.2.2 Componentes da ECSR	36
2.2.2.1 Seleção do Aterro	36
2.2.2.2 Reforços	38
2.2.2.3 Mecanismo de Transferência de Carga	40
2.2.2.4 Propriedades da Interface Solo-Reforço	40
2.2.3 Critérios e Especificações de Projeto	45
2.2.3.1 Critério de Estabilidade	45
2.2.3.2 Especificações dos Geossintéticos	51
2.2.3.3 Especificações do Aterro selecionado	55

2.2.4 Procedimentos de Projeto em ECSR.....	57
2.2.4.1 Parâmetros de Projeto	57
2.2.4.2 Engastamento da Estrutura e Comprimento das Reforços	57
2.2.4.3 Definindo Combinações, Fatores e Cargas Nominais.....	58
2.2.4.4 Avaliando o Escorregamento, Excentricidade Limite e Capacidade de Suporte.....	59
2.2.4.5 Avaliação de Recalque.....	59
2.2.4.6 Seleção do Reforço	60
2.2.4.7 Definindo Superfície de Escorregamento Crítica	60
2.2.4.8 Definindo Cargas Não Fatoradas	60
2.2.4.9 Layout Vertical dos Reforços	60
2.2.4.10 Cálculo das Forças de Tração Fatoradas nas Camadas Reforçadas	61
2.2.4.11 Calculando a Resistência do Reforço do Solo.....	61
2.2.4.12 Seleção do Número de Reforços do Solo em Cada Nível	62
2.2.4.13 Estabilidade Interna em relação a Falha por Arrancamento.....	62
2.2.5 ECSR e Materiais Reciclados	63
2.2.5.1 Seleção do Material Reciclado para Aterro	63
2.2.5.2 Seleção dos Reforços Geossintéticos.....	65
CAPÍTULO 3	67
3 ESTUDOS DE CASO.....	67
3.1 Uso Benéfico de Materiais Reciclados como aterro em ECSR.....	67
3.2 Limitações de Materiais Reciclados como Agregado de Aterro	67
3.3 ECSR com Geossintético: Modos de Falha e Casos Históricos	69
3.3.1 Modos de Falha	69
3.3.2 Casos Históricos.....	70
3.3.2.1 ECSR de Face Envolvida com Geotêxtil Snailback Shotcrete, Siskiyou National Forest, Oregon, EUA, 1974.....	70

3.3.2.2 ECSR com Geogrelha de Painel Sustentado, London, Ontario, EUA, 1989.....	71
3.3.2.3 ECSR de Face Envolvida com Geogrelha, Devils Punch Bowl State Park, Oregon, EUA, 1982.....	72
3.3.2.4 ECSR de Painel de Concreto com Geogrelha Tanque Verde, Tucson, Arizona, EUA, 1984.	73
3.3.2.5 Falha na ECSR Tower Oaks Residential, Rockville, Maryland, EUA, 2003.....	74
3.3.2.6 Falha na ECSR de Bloco Segmentado, Virginia, EUA, 2001	76
3.3.2.7 Deformação da ECSR de Bloco Segmentado, Tennessee, 2001	78
CAPÍTULO 4	79
4 MATERIAIS E MÉTODOS	79
4.1 Agregados Reciclados e Reforços Geossintéticos	79
4.1.1 Propriedades Índices	79
4.1.1.1 Agregado Reciclado de Concreto	79
4.1.1.2 Reciclado de Pavimento Asfáltico	80
4.1.2 Reforço Geossintético	81
4.2 Testes de Laboratório	86
4.2.1 Teste Triaxial de Larga Escala	86
4.2.2 Teste de Cisalhamento Direto de Interface de Larga Escala.....	87
4.2.3 Teste de Arrancamento	89
CAPÍTULO 5	93
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	93
5.1 Propriedades Índices	93
5.1.1 Distribuição Granulométrica e Índices de Gradação	93
5.1.2 Absorção e Densidade Real dos Grãos	94
5.1.3 Características da Compactação	95
5.2 Teste Triaxial de Larga Escala.....	96

5.2.1 ARC	97
5.2.2 RPA.....	99
5.3 Resultados do Teste de Cisalhamento Direto de Interface	101
5.3.1 ARC	101
5.3.2 RPA.....	106
5.4 Resultados do Teste de Arrancamento	110
5.4.1 ARC	110
5.4.2 RPA.....	112
CAPÍTULO 6	115
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES.....	115
REFERÊNCIAS.....	117

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Preliminares

Estrutura de Contenção em Solo Reforçado (ECSR) é uma estrutura de contenção de terra vertical ou quase vertical consistindo de três principais componentes: face, reforço interno, e aterro a ser reforçado (Ratheje et al., 2006). Materiais para aterro em ECSR devem preencher inúmeras funções geotécnicas. Eles são exigidos: (i) ter adequada resistência ao cisalhamento para assegurar a estabilidade dentro do aterro e interação com o reforço (resistência ao arrancamento); (ii) providenciar livre drenagem para reduzir a pressão neutra hidrostática; (iii) ter suficiente característica de compactação para assegurar compressibilidade mínima; (iv) ter satisfatória característica a longo termo (fluência) para minimizar a deformação excessiva e (v) ser minimamente corrosivo para assegurar uma integridade a longo termo dos materiais de reforço.

Por essas razões, solos de grãos grossos são geralmente favoráveis para a utilização em ECSR devido a eles providenciarem livre drenagem (quando a quantidade de finos é pequena), terem melhores ângulos de atrito que os solos de grãos finos, e tendem a se comportar com deformações menores quando compactados corretamente. Essa limitação ao tipo de material, entretanto, pode aumentar significamente o custo da construção em alguns projetos devido ao custo de transporte do material selecionado para aterro, dominando o custo total da construção de uma ECSR.

Ao mesmo tempo, operações industriais e atividades de construção criam materiais granulares que precisam ser descartados. Produtores desses materiais precisam pagar pelo custo do transporte, assim como da taxa de descarte, para eliminação desses materiais. Uma solução é reciclar esses materiais e usá-los como aterro alternativo para ECSR. Por todo os Estados Unidos da América (EUA), quantidades substanciais de Reciclado de Pavimento Asfáltico (RPA) e Agregado Reciclado de Concreto (ARC) estão sendo produzidos através de atividades de reconstrução. Subprodutos industriais granulares como areia/escória de fundição, cinza fina, escória de ferro/metálico também estão sendo produzidos em larga

quantidade. Se esses materiais fossem usados como aterro em ECSR, custos associados com transporte poderiam ser reduzidos consideravelmente. Além disso, essas atividades promoveriam construções sustentáveis, preservariam os recursos naturais, e reduziriam a emissão de carbono e a necessidade de áreas para descarte desses materiais.

1.2 Objetivos e Métodos

O objetivo geral desse trabalho é facilitar o uso de materiais reciclados como aterro em Estrutura de Contenção em Solo Reforçado (ECSR), especificamente o Agregado Reciclado de Concreto (ARC) e o Reciclado de Pavimento Asfáltico (RPA). Dentre os objetivos específicos, destacam-se:

- Conduzir uma pesquisa bibliográfica em toda a literatura para sumarizar criticamente as propriedades relevantes relacionadas com a aptidão dos materiais reciclados para uso como aterro em ECSR;
- Conduzir testes experimentais (análises laboratoriais) obtendo propriedades geotécnicas do ARC e RPA, juntamente com quatro diferentes geossintéticos (geotêxtil tecido e não tecido, e geogrelha uniaxial e biaxial), para uso em ECSR;
- Comparar as propriedades geotécnicas dos materiais reciclados com a dos agregados tradicionais.

As metodologias básicas para atender os objetivos citados são:

- Revisão em toda a literatura existente;
- Realização de testes geotécnicos laboratoriais desde os mais simples como compactação e granulometria, até cisalhamento direto de interface, triaxial e ensaio de arrancamento.
- Confecção de tabela comparatória das propriedades geotécnicas dos agregados tradicionais versus materiais reciclados.

1.3 Justificativa

Apesar de existirem inúmeros trabalhos abordando as propriedades geotécnicas desses materiais reciclados com relação ao uso em aplicações em estradas, existem apenas alguns trabalhos que foram executados para a aplicação específica em ECSR com geossintético. Além do mais, o uso de materiais reciclados reduz a emissão de carbono, evita a contaminação do ar e água subterrânea quando esses materiais não são reutilizados e acabam sendo descartados, muitas vezes em lugares inapropriados.

1.4 Estrutura do Trabalho

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica acerca dos tipos comuns de materiais reciclados, taxa de produção, aplicações na engenharia, propriedades físicas e mecânicas, variabilidade nas propriedades geotécnicas; Estrutura de Contenção em Solo Reforçado (ECSR), aplicações da ECSR, componentes da ECSR, seleção do tipo de aterro, seleção do reforço, mecanismo de transferência de carga, propriedades da interface solo-reforço; especificações e critérios de projeto, critério de estabilidade, especificações de geossintéticos, especificações do aterro selecionado; materiais reciclados e ECSR, seleção do material reciclado para aterro e seleção do geossintético como reforço.

No capítulo 3 é apresentado os benefícios e limitações do uso dos materiais reciclados como agregado; e também os casos históricos de utilização da ECSR com geossintético.

No capítulo 4 é apresentado a descrição dos materiais e métodos utilizados no desenvolvimento do trabalho, como os agregados reciclados: Agregado Reciclado de Concreto (ARC), e Reciclado de Pavimento Asfáltico (RPA), e reforços de geossintético; assim como a descrição dos testes laboratoriais, como o Triaxial em larga escala, o Cisalhamento Direto também em larga escala e o ensaio de arrancamento.

No capítulo 5 é apresentado os resultados e discussões.

No capítulo 6 é apresentado as considerações finais e recomendações.

CAPÍTULO 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Materiais Reciclados

2.1.1 Materiais Reciclados comumente utilizados

O uso de materiais reciclados na engenharia apresenta benefícios econômicos e ambientais. O descarte desses materiais em botas-foras é dispendioso e apresenta ameaça ambiental ao ar e à água subterrânea (Elias et al 2001; Rathje et al. 2006). Materiais reciclados comumente utilizados em engenharia incluem Agregado Reciclado de Concreto (ARC), Reciclado de Pavimento Asfáltico (RPA), Cinza Pesada (CP), Cinza Leve (CL), Reciclado de Telha de Asfalto (RTA) e Areia de Fundição (AF). Esses materiais servem como base de pavimentos em rodovias, aterro para ECSR, e para produção de novos asfaltos e concretos (FHWA 2004a; Anderson et al. 2009; Soleimanbeigi 2012; Soleimanbeigi et al. 2015).

Partículas de ARC tem superfície áspera e formato angular, com uma mistura de agregado natural e argamassa de cimento (Anderson et al. 2009). Esse material é adquirido em reconstrução ou demolição de pavimentos, pistas de aeroportos, pontes e prédios (Rathje et al. 2006). A produção de ARC é muito análoga à produção de agregados naturais (como calcário, granito, etc.). Se diferencia na necessidade da separação da armação de aço e selantes, adicionados ao concreto como reforço estrutural, e materiais que acabam se misturando com o entulho durante a demolição (como pedaços de madeira, plástico, azulejo, vidro, gesso, etc.) (Kuo et al. 2002; Rathje et al. 2006). O produto final do ARC é então armazenado de acordo com o tamanho das partículas. Processos in-situ usam plantas móveis e o material é geralmente reincorporado na rodovia (FHWA 2004a; Rathje et al. 2006).

RPA é uma mistura de agregado natural angular coberto de material betuminoso (aglutinante asfáltico) (Cosentino et al. 2001). O material é obtido da reciclagem de concreto asfáltico removido de rodovias e estacionamentos durante construções e repavimentações. RPA pode ser produzido in-situ ou através de plantas de reciclagem. RPA feito em unidades de reciclagem é britado e removido de impurezas (vidro, pedaços de madeira, metal, etc.) antes de ser armazenado (Cosentino et al. 2001; ARRA 2001).

CP consiste primordialmente de materiais inorgânicos (minerais), mas também matéria orgânica não queimada no processo de combustão do carvão. Ele apresenta formato angular e superfície porosa (Seals et al. 1972), com a consistência de areia grossa com traços de cascalho (Gautreau et al. 2009). CP é produzida em plantas de queima de carvão, e é o mais pesado subproduto da combustão do carvão que acumula nas paredes laterais quentes na fornalha. O refugo pedregoso eventualmente faz seu caminho através dos funis de cinza abaixo da fornalha e é coletado como resíduo (Seals et al. 1972; Huang 1990; ACAA 2013).

CL é a porção mais fina da cinza que escapa da câmara de combustão ao longo dos gases de combustão. CL é capturada antes do escape da chaminé através de técnicas de controle de emissão (precipitação eletroestática, filtros de tecido e purificadores) (ACAA). O material é um fino não plástico (Kumar et al. 2004; ACAA 2013) e suas propriedades podem variar de acordo com a fonte do carvão. A *American Society for Testing and Materials* (ASTM) classifica a cinza leve em duas categorias, de acordo com sua origem e composição. Classe CL "F" é normalmente originada da queima de antracito e carvão betuminoso, e apresenta propriedade pozolânica. Cinza fina classe "C" origina da queima de lignito e carvão sub-betuminoso. Em adição às propriedades pozolânicas, a CL classe "C" apresenta propriedade cimentícia e endurece em contato com a água (NAS 2006; Thomas 2007).

RTA é tipicamente composto de cimento asfáltico (20-35%), feltro de celulose (2-15%), agregado mineral (20-38%) e estabilizador mineral (8-40%) (Townsend et al. 2007; Soleimanbeigi 2012). RTA é obtido de retelhamento de estruturas existentes e como material de rejeito da produção de telhas de asfalto (Soleimanbeigi et al. 2015). A reconstrução de telhados requer um processo de reciclagem mais diligente que a colocação de telhas. Isto se deve à presença de grampos, rufos, e subcamada de feltro resultante do processo de retelhamento. O material é levado a uma planta de reciclagem, aonde o beneficiamento por granulometria é feito. Misturas de areia e água são necessárias para evitar re-solidificação e aglomeração de material durante o armazenamento.

AF é constituída de areia silicosa bem graduada, argila bentonítica e aglutinantes químicos, água e aditivos (poeira de carvão, óleo combustível e pó de madeira, etc.) (Goodhue et al. 2001; Soleimanbeigi et al. 2015). Areia de fundição é produzida em plantas de fundição como subproduto de moldes de metal. Durante o típico processo de fundição, areia de moldes colapsados é coletada e reusada no

processo de fundição. A areia reciclada pode ser usada através de inúmeros ciclos de fundição, mas a porção do material deve ser descartada quando a capacidade de armazenamento máxima é atingida. (Abichou et al. 2004). A areia que excede a capacidade máxima de armazenamento é descartada em bota-foras ou reciclada como agregado para aplicações na engenharia.

2.1.1.1. Taxas de Produção

ARC e RPA são os materiais de construção reciclados mais usados nos EUA hoje em dia (Edil et al. 2012). Mais de 140 milhões de toneladas de ARC (USEPA 2015) e 75.8 milhões de toneladas de RPA (NAPA 2014) são produzidos por ano. De acordo com a National Asphalt Pavement Association (NAPA), 99.0% do resíduo de asfalto gerado é reciclado (NAPA 2014).

CP e CL são produzidas a uma taxa de 14 e 53 milhões de toneladas por ano respectivamente. Desse total da produção, 39% de CP e 43.7% de CL são reusadas como material de construção ou em outra aplicação.

RTA tem uma produção anual de 11 milhões de toneladas nos EUA (RMRC 2015, Soleimanbeigi et al. 2015). Dez milhões de toneladas vem de reconstrução de telhados e o outro um milhão de toneladas vem da produção dos fragmentos de rejeito durante a fabricação (Sengoz et al. 2004; Warner et al. 2010). Aproximadamente 85% do resíduo da telha asfáltica é descartada em bota-foras, enquanto 15% do material é reusado na produção de novos pavimentos (Soleimanbeigi et al. 2015). A indústria da fundição produz de quatro a sete milhões de toneladas de resíduo de AF por ano (AFS 2015). Mais de 72% desse total acaba em bota-foras. O restante é reutilizado como material na engenharia como agregado em terraplenos (Soleimanbeigi et al. 2015).

2.1.2 Aplicações

Resíduos de materiais não lançados em bota-foras são usados em diversas aplicações na engenharia. ARC é usado como agregado na produção de concreto de cimento Portland (FHWA 2004a), como agregado graúdo em base de rodovias, acamamento de tubulações (CDRA 2015a), revestimento de rip-rap (ODNR 2015), e como agregado para aterro em estruturas de contenção (Rathje et al. 2006).

RPA é quase totalmente usado na produção de novo concreto asfáltico, ou como agregado na construção de rodovias, contando como uso de quase 98% de toda a produção de RPA (NAPA 2014). Essas aplicações, quase totalmente usadas em construções de estradas, incluem a produção de suplemento de cimento asfáltico, mistura asfáltica quente, mistura asfáltica fria (CMA) (ARRA 2001), base de agregados, terraplenos e aterros (Rathje et al. 2006; Edil et al. 2012).

CP tem sido usado com êxito como aterro em ECSR e em terraplenos (Gautreu et al. 2009). O material é empregado como agregado miúdo substituto na produção da mistura asfáltica quente, base graúda, base e sub-base granular para construções de estradas. Usos adicionais de CP é como constituinte na fabricação de cimento (ACAA 2013).

CL é amplamente usada na fabricação de produtos de concreto (pontes de rodovias, prédios, blocos de concreto, etc.). CL é também usada como aterro de material de terraplenos. Em aplicações de aterramento CL é usada para estabilizar e solidificar resíduos de materiais (Gutt et al. 1979; ACAA 2013). Outra aplicação da CL inclui aterros fluídos, estabilização de solo e base de rodovias, aterro estrutural e preenchimento asfáltico (FHWA 2004b).

RTA tem sido usado como agregado para base de rodovias e como substituto para aglutinante natural na produção de mistura asfáltica quente (Warner et al. 2010). Também é usado na produção de novas telhas, remendo a frio, rodovias temporárias e óleo combustível (CDRA 2015b).

Usos benéficos de AF incluem aterros fluídos, terraplenos de rodovias, agregado de sub-base sob pavimentos flexíveis (Partridge et al. 1999; Abichou et al. 2004), e aterros em ECSR (Goodhue et al. 2001). Outra aplicação da areia de fundição é como material substituto na produção de mistura asfáltica quente e concreto (Abichou et al. 2004; CWC 2015).

2.1.3 Propriedades Geotécnicas

A variedade típica para as propriedades físicas e mecânicas dos materiais reciclados estão sumarizados na Tabela 2.1. Elas incluem distribuição granulométrica, composição do material, absorção, densidade real dos grãos, peso específico seco, conteúdo de água, ângulo de atrito interno, coesão e condutividade hidráulica. As propriedades físicas e mecânicas dos materiais reciclados podem ser afetadas pela

composição química de materiais parentes e processos de reciclagem (Kuo et al. 2002).

ARC difere dos outros agregados naturais em composição (presença de argamassa). Ele é mais angular e tem superfície mais rugosa que os agregados naturais (Griffiths et al. 2002, Rathje et al. 2006; Juan et al. 2009; Soleimanbeigi et al. 2015). Essas propriedades físicas são defendidas a argumentar o ângulo de atrito do ACR (Tatsuoka et al. 2005; Rathje et al. 2006). ARC é susceptível à quebra mais que o normal o que pode aumentar potencialmente a quantidade de finos (partículas que passam na peneira nº 200) reduzindo a condutividade hidráulica e alterando as características de compactação do material (Rathje et al. 2006).

RPA consiste de aproximadamente 92-97% de agregado que são cobertos com aglutinante asfáltico (Rathje et al. 2006). A densidade real do aglutinante asfáltico é 1.0-1.04. Baixa densidade real do aglutinante asfáltico diminui os valores de densidade real e peso específico do RPA. As partículas de RPA tem baixo potencial de absorção e baixo conteúdo de finos. Devido à presença de partículas angulares no material, os valores de ângulo de atrito interno observados na literatura são equivalentes ou maiores que a dos agregados naturais (Rathje et al. 2006; Cosentino et al. 2001; Soleimanbeigi et al. 2012; Edil et al. 2012). Uma característica crítica do RPA é o seu potencial de desenvolvimento de fluência quando submetido a tensão desviadora continuada (acréscimo de tensão uniaxial) (Rathje et al. 2006; Soleimanbeigi et al. 2015).

As propriedades físicas e mecânicas da CP dependem do tipo parental do carvão, planta de processamento específico, e metodologia de reciclagem. A graduação varia amplamente entre amostras, de areia bem graduada a pobremente graduada. A presença de ferro aumenta os valores de densidade real dos grãos da CP. Os valores de densidade real achados na literatura abrangem desde 1.3 até 3.2 (Huang 1990). CP apresenta ângulos de atrito interno comparáveis com areias bem graduadas (Gautreau et al. 2009), e condutividades hidráulicas comparáveis a areia compactada (Kim et al. 2014).

CL é um material de baixo peso, não plástico, amplamente classificada como silte bem graduado. Ângulos de atrito interno relatados na literatura estão entre 29°-40° o qual é a abrangência normal para materiais granulares. A densidade real da CL

é diretamente relacionada com o conteúdo de ferro (ferro aumenta os valores da densidade real dos grãos) (Kumar et al. 2004).

A composição do RTA varia de acordo com os tipos de produtos que o originaram e métodos de reciclagem. Dependendo do procedimento de reciclagem, as partículas de RTA podem ser esféricas, ou em formatos de placa. RTA é não plástico na natureza e exibe baixo peso específico variando de 9.0 a 13.8 kN/m³ (Sengoz et al. 2004; Warner et al. 2010). A compressibilidade do RTA é considerada mais alta que a do solo natural, requerendo aditivos de estabilidade como a CL. Assim como outros materiais contendo asfalto como constituintes, RTA é sujeito à deformação por fluência. Esse fenômeno é aumentado a altas temperaturas (Soleimanbeigi 2012).

AF é composta de partículas sub-angulares a arredondadas, graduada uniformemente, com 0.0-12.0% de bentonita (Goodhue et al. 2001; FHWA 2004c). A quantidade de finos (bentonita) controla a plasticidade da AF. Os limites de liquidez maiores que 20% são comuns para AF com conteúdo entre 6.0-10.0% de bentonita. Outras propriedades típicas, como graduação e densidade real dos grãos são comparáveis a areia natural, com ângulos de atrito interno um pouco menores. A permeabilidade da AF é altamente controlada pelo conteúdo de bentonita, abrangendo de 5×10^{-3} a 1×10^{-7} cm/s (Abichou et al. 2004; Goodhue et al. 2001; FHWA 2004c).

Tabela 2.1 - Propriedades Índices e Geotécnicas dos Materiais Reciclados.

	ARC	RPA	CP	CL	RTA	AF
USCS	GW, GP, SW, SP, SC	GW, SW, SP	GW, SW, SP, SM	ML	SW - SP	SP, SM, SC
AASHTO	A-1-a, A-1-b	A-1-a, A-1-b	A-1-a, A-1-b, A-2-4	-	-	A-2-4, A-3, A-2
Teor de Finos (%)	3.2 - 12.8	0.6 - 3.0	0.0 - 12.0	100	3.8	1.0 - 13.0
Argamassa/Asfalto/Argila (%)	37.0 - 65.0	3.5 - 7.1	-	-	20.0 - 35.0	2.3 - 15.0
Absorção (%)	5.0 - 6.5	0.6 - 2.0	0.6 - 0.8	-	-	-
G_s	2.24 - 2.72	2.20 - 2.56	1.30 - 3.20	2.10 - 2.81	1.74 - 2.70	2.51 - 2.80
γ_{d,max} (kN/m³) (MP)	18.0 - 21.8	19.4 - 21.5	13.2	13.9	13.0	18.5 - 19.3
γ_{d,max} (kN/m³) (SP)	17.5 - 19.2	13.9 - 19.4	9.9 - 17.6	13.4 - 19.6	8.8 - 13.8	16.5 - 18.4
ω_{opt} (%)	8.7 - 11.9	5.2 - 8.8	1.6 - 2.8	16.0 - 18.6	8.0 - 9.8	9.6 - 16.4
φ' (graus)	41 - 63	39 - 44	32 - 45	29 - 40	36	35 - 43
c' (kPa)	0 - 55.2	2.3 - 55	0 - 20.1	20.1	7.0 - 24.0	6.0 - 15.0
k (cm/s)	7.1x10 ⁻⁴ - 1.8x10 ⁻³	1.1x10 ⁻⁴ - 1.6x10 ⁻³	1.0x10 ⁻² - 1.0x10 ⁻⁴	5.6x10 ⁻⁴ - 6.0x10 ⁻⁵	2.0x10 ⁻⁴	5.2x10 ⁻³ - 4.8 x 10 ⁻⁸

Nota: USCS = United Soil Classification System, AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials (Sistema de classificação de solos). Teor de argamassa para ARC, teor de asfalto para RPA e RTA, argila para AF. G_s = Densidade real dos grãos; γ_{d,max}= peso específico seco máximo; ω_{opt}= umidade ótima; φ'=ângulo de atrito efetivo; c'=coesão efetiva k=condutividade hidráulica; MP= Proctor Modificado, SP= Proctor Padrão

Fonte: Compilado de vários autores pelo Autor.

2.1.4 Variabilidade das Propriedades Geotécnicas

Nessa seção a variabilidade das propriedades índices e mecânicas dos materiais reciclados observada na literatura é apresentada e discutida.

Variações de graduação e peso específico nas amostras de ARC são crentes em serem resultado do teor de argamassa. Teor de argamassa entre amostras de ARC podem variar como resultado de diferentes processos de reciclagem (aumento no número de seções de britagem podem reduzir o montante de argamassa). Devido à argamassa ter baixa densidade real (2.10), amostras de ARC com alto teor de argamassa apresentará baixa densidade real dos grãos e peso específico seco que amostras de ARC com baixo teor de argamassa (Juan et al. 2009; Edil et al. 2012, RMRC 2015).

As propriedades geotécnicas relatadas na literatura são similares entre amostras. Devido apenas 3.0 a 7.0% de RPA consistir de aglutinante asfáltico, diferenças nas propriedades entre amostras de RPA são em resultado dos diferentes agregados usados na construção de pavimentos (Rathje et al. 2001). Apesar disso, diferentes teores de asfalto entre amostras de RPA podem ser responsáveis pela variabilidade observada nos valores de densidade real (2.20 a 2.56).

Amostras de CP mostram uma ampla variação na constituição química. Amostras com alto conteúdo de ferro exibem altos valores de densidade específica (Seals 1972). Variações na distribuição granulométrica são comuns entre plantas, e mesmo entre amostras provenientes da mesma planta de tratamento (RMRC 2015). Diferenças em valores de ângulo de atrito interno de CP (32-45°) foram observadas. Ângulos de atrito da CP dependem da angularidade das partículas destas, o qual podem variar com processos de reciclagem diferentes.

Amostras de CL mostram distribuição granulométrica similar, mas variando os valores de densidade real devido aos diferentes teores de ferro. Valores de peso específico seco são afetados pela densidade real, e também mostram alguma variação dentre as amostras (Kumar et al. 2004).

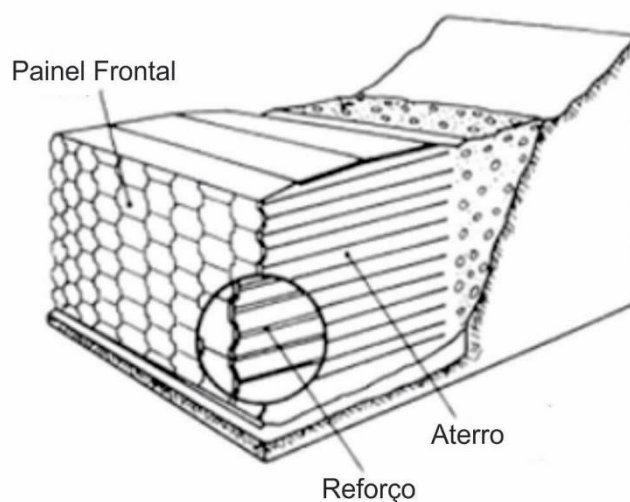
RTA é fabricado de telhas que apresentam diferentes composições. Por sua vez, a composição do RTA é complexa e variável (Sengoz et al. 2004). Em adição, diferentes procedimentos de reciclagem afetam a distribuição granulométrica (Warner et al. 2010). Variações significativas também foram observadas na densidade real, o qual pode ser resultado da variabilidade do teor de asfalto. (Soleimanbeigi 2012).

AF inclui argila ou areia bordeada quimicamente. Areias de mesma fundição são de não mostrar muita variabilidade. Entretanto, amostras de diferentes fundições podem diferenciar quimicamente em composição. A principal diferente em AF foi observada na abrangência dos teores de argila relatados, de 5.0 a 15.0% (FHWA 2004c). Essas variações em teores de argila refletem diretamente nos valores de condutividade hidráulica e coesão (Abichou et al. 2004; Goodhue et al. 2001).

2.2 Estruturas de Contenção em Solo Reforçado (ECSR)

Estruturas de Contenção em Solo Reforçado (ECSR) são muros de contenção com ângulos de face entre 70 a 90°. ECSR são estabilizadas internamente e compreendem três componentes principais: face, reforço interno (geotêxteis, geogrelhas, barras de metal, etc.) e o aterro selecionado (Yohchia 1997; Rathje et al. 2006; Das 2008). Material de grão grosso e de livre drenagem é geralmente escolhido para aterro para assegurar alta capacidade de drenagem assim como a integridade do muro (Berg et al. 2009). A interação entre reforço e aterro permite a ECSR sustentar carga e deformação suficiente e comportar como uma unidade flexível (Rathje et al. 2006; Berg et al 2009). Um modelo esquemático geral de uma ECSR é mostrado na Figura 2.1.

Figura 2.1 - Visão esquemática em seção de uma ECSR.

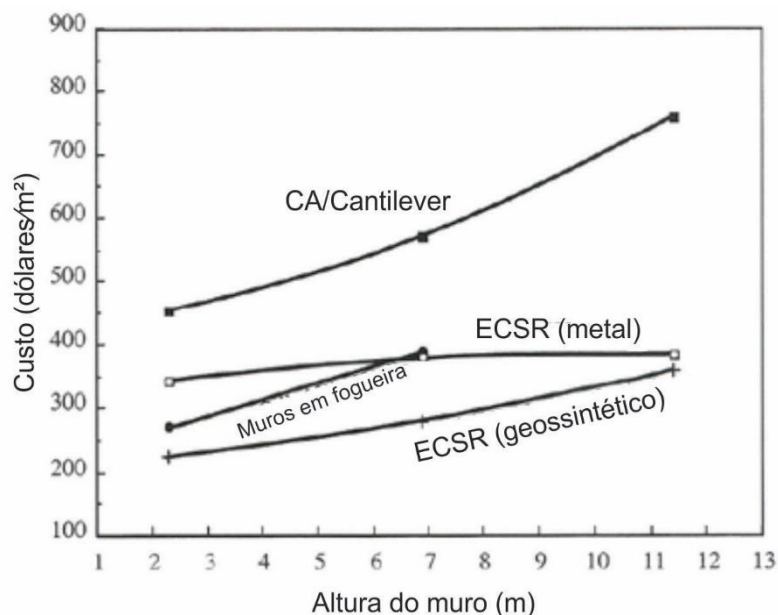


Fonte: Adaptado de FHWA 2009.

ECSR oferece vantagens econômicas e técnicas sobre tipos convencionais de muros de contenção (Gravidade, Semi-Gravidade, Cantilever e Contraforte), incluindo menor necessidade de preparação do local, redução de aquisição imediata e estabilidade para muros de até 30 m. ECSR com geossintético é a escolha menos dispendiosa para qualquer tipo de muro de qualquer altura (Koerner et al. 2000).

ECSR elimina a necessidade de fundações profundas, são flexíveis e capazes de tolerar deformações devido às baixas condições geotécnicas do subsolo. Além do mais, ECSR é mais resistente ao carregamento sísmico e pode tolerar muito mais recalque que muros de contenções convencionais (Koerner 2000; Elias et al. 2001; Basudhar et al. 2008; Berg et al. 2009). A Figura 2 mostra a relação custo versus altura para diferentes tipos de muros de contenção.

Figura 2.2 - Projeção do custo vs. altura de estruturas de contenção.



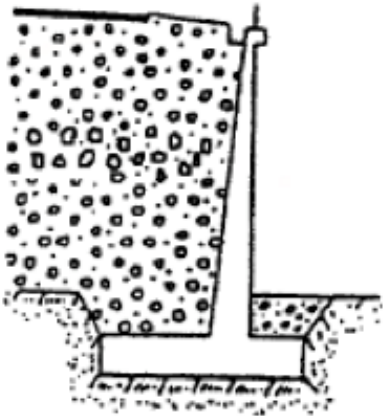


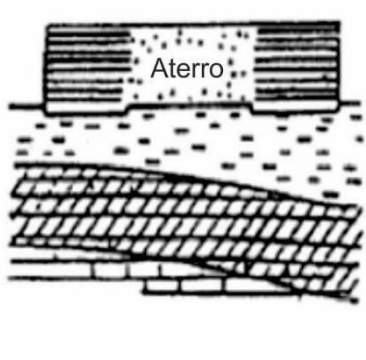

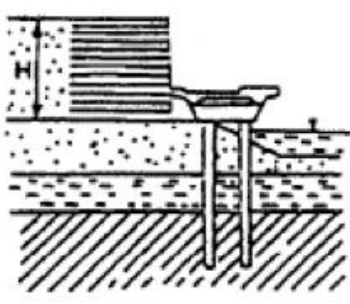
Fonte: Adaptado de Koerner 2000.

2.2.1 Aplicações da ECSR

ECSR tem sido a escolha de estrutura de contenção em várias aplicações, incluindo encontros portantes, terraplenos e escavações aonde a falta de espaço limita a construção de taludes estáveis. ECSR também é amplamente usada como muros temporários para desvios durante projetos de reforma de rodovias, construção de diques e barragens de contenção, incluindo alteamento de barragens, e muros

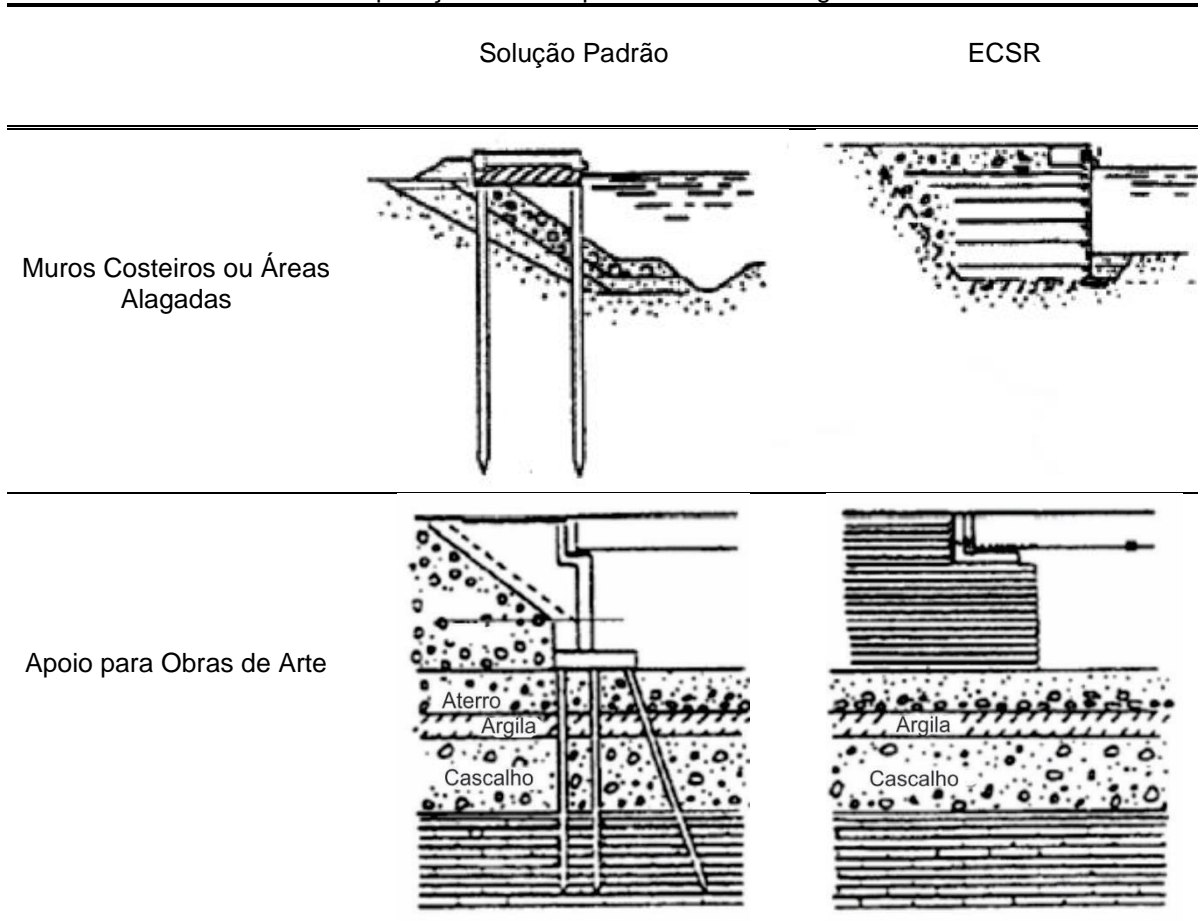
costeiros. As figuras nas Tabelas 2 e 3 exemplificam alguns usos representativos adicionais da ECSR.

Tabela 2.2 - Aplicações urbanas da ECSR.

	Solução Padrão	ECSR
Muro de Contenção		
Aterro de Encontro Portante sobre solo mole		
Permuta de Rampas de Acesso		

Fonte: Adaptado de Elias et al. 2001.

Tabela 2.3 - Aplicações como apoio e em áreas alagadas da ECSR.



Fonte: Adaptado de Elias et al. 2001.

2.2.2 Componentes da ECSR

Os componentes mais críticos de uma ECSR são o aterro selecionado e o reforço. A componente da face do muro é importante por objetivos estéticos, mas contribui pouco para a estabilidade do sistema da ECSR como um todo. Os componentes da ECSR são discutidos abaixo:

2.2.2.1 Seleção do Aterro

Materiais de aterro podem ser naturais ou reciclados que se adequem aos critérios de projeto desenvolvidos por agências reguladoras (AASHTO, FHWA, ABNT, etc.). O aterro usado na ECSR consiste em material de granulometria grossa com baixo conteúdo de finos (menos de 15%) (AASHTO 2010; Anderson et al. 2012). A seleção do material para aterro considera a performance a longo prazo do sistema

ECSR. O material deverá oferecer boa drenagem, e com isso, a condutividade hidráulica do material escolhido deve ser alta o suficiente para permitir a percolação da água livremente através do aterro. Quantidade excessiva de finos pode reduzir a condutividade hidráulica de um determinado material de granulometria grossa, contribuindo para a deformação ao longo prazo do muro (Elias et al. 2001; Rathje et al 2006).

O potencial de corrosão do reforço metálico pode ser elevado se água for retida pelo aterro. Por essa razão, o uso de material com alto potencial de absorção de água como siltes e argilas não são recomendados como aterro (Elias et al. 2001; Berg et al 2009). Corrosão é o maior problema quando o sistema ECSR utiliza reforços metálicos, pela razão de que isso pode resultar em falha repentina da estrutura (FHWA 2009; Anderson et al. 2012).

A estabilidade mecânica da estrutura depende, em parte, nas propriedades mecânicas do aterro. O material deverá fornecer bom ângulo de atrito interno permitindo alta resistência ao cisalhamento em oposição a pressões horizontais impostas pela massa do solo (Elias et al. 2001; Rathje et al. 2006; Berg et al 2009). O aterro selecionado deverá também desenvolver suficiente ângulo de atrito de interface com o reforço.

Materiais bem graduados e menos angulares desenvolvem altos valores de peso específico durante a compactação (FHWA 2009). Materiais compactados a baixo peso específico e baixo conteúdo de água podem sofrer recalques significantes quando molhados. (Basma et al. 1992; Rathje et al. 2006; Berg et al 2009).

Um problema do mecanismo de deformação adicional em ECSR é a fluência se o aterro for um material com alto potencial de fluência como o RPA ou RTA (Soleimanbeigi et al. 2011, 2012, 2015). Esse comportamento irá ser mais realçado a altas temperaturas. O uso de material susceptível à fluência é geralmente não recomendado para aterros pois eles afetam a estabilidade da estrutura ao longo prazo, conduzindo à deformação excessiva do sistema ECSR (Rathje et al. 2006).

2.2.2.2 Reforços

A função dos reforços é providenciar resistência ao cisalhamento ao aterro em oposição à pressão lateral da terra. Reforços usados em ECSR podem ser classificados como extensíveis e não extensíveis (Koerner 2005; Das 2008).

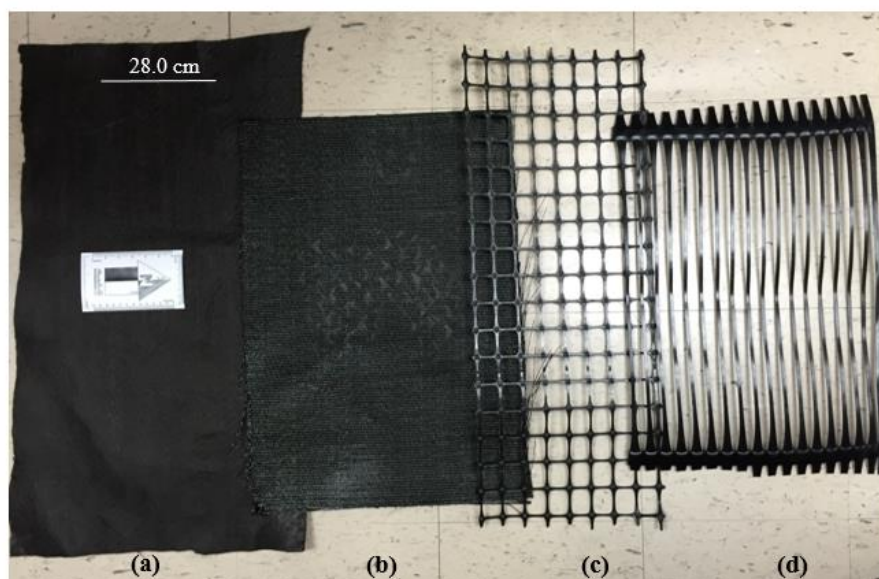
Reforços não extensíveis demonstram deformação quando rompidos muito menos que a deformação do solo. Reforços extensíveis, por outro lado, demonstram deformação quando rompidos iguais, ou maiores que a deformação do solo. Geotêxteis, geogrelhas e redes de tecido metálico (woven steel wire mesh) são reforços extensíveis (Koerner 2005; Das 2008; Berg et al. 2009).

Os termos direção longitudinal de fabricação (MD, Machine Direction) e direção transversal de fabricação (XMD ou CD, Cross Machine Direction) são comumente achados na literatura e suas especificações dos fabricantes. Em geral, geotêxteis são mais fortes em MD. A diferença entre MD e CD-XMD pode ser mais de 50% (Koerner 2005).

Geotêxteis são feitos de fibras geossintéticas, formados por uma estrutura flexível e porosa. Geotêxteis podem ser feitos em padrões de tecido ou não tecido (Koerner 1994). Processos de tecelagem produzem dois conjuntos paralelos de filamentos em uma superfície planar sistematicamente entrelaçado por eles. Geotêxteis não tecido, por outro lado, são produzidos por entrançamento de fibras geossintéticas juntas, termicamente ou mecanicamente confinadas (Holtz et al. 1998; Koerner et al. 2005; Das 2008).

Geogrelhas são feitas de polipropileno ou polietileno (materiais plásticos de alto módulo) em amplo formato do tipo grelha. As aberturas (espaçamento entre os frisos transversais e longitudinais) das geogrelhas são largas suficientemente para permitir a entrada do solo de um lado para o outro. Fabricação de geogrelhas podem ser feitas com diferentes processos: extrusão, tecido e soldado (Holtz et al. 1998; Koerner 2005; Das 2008). Geogrelhas podem adicionalmente serem projetadas em direções de resistência uniaxial ou biaxial (Koerner 2005). Geogrelhas são geralmente rígidas e as aberturas permitem o intertravamento com o material ao redor (Das 2008). Amostras de reforços geossintéticos são mostradas a seguir na Figura 2.3.

Figura 2.3 - Amostras de reforços geossintéticos: (a) geotêxtil não tecido, (b) geotêxtil tecido, (c) geogrelha biaxial, e (d) geogrelha uniaxial.



Fonte: Autor

Reforços metálicos são geralmente feitos de metal e são susceptíveis à corrosão. Proteção à corrosão é ativada pela galvanização apesar de recobrimento por epóxi também ser comum. Tipos comuns de reforços metálicos usados em aplicações na ECSR são tiras estriadas achatadas (Elias et al. 2009) e esteiras metálicas soldadas (Bilgin et al. 2014).

O tipo de reforço usado em um dado aterro depende da aplicação específica da ECSR, condições ambientais, cargas esperadas, e as propriedades do material do aterro. Critérios em relação ao projeto geral são governados por códigos que consideram fator de resistência de acordo com vários modelos de falha (Elias et al. 2001; Berg et al. 2009; Anderson et al 2012). A eficiência do reforço depende do comprimento, conexão painel-reforço, assim como o atrito entre o solo e a face ou frisos do reforço. (Berg et al. 2009).

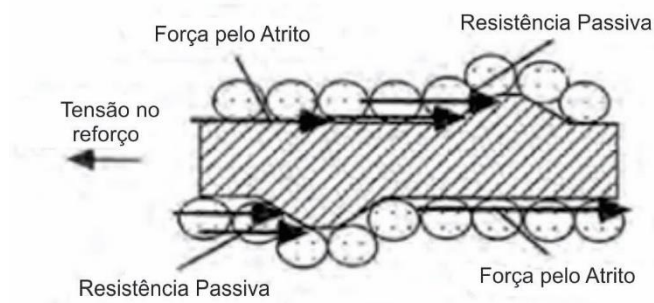
O tipo de reforço deve ser adicionalmente analisado baseado em suas propriedades intrínsecas como potencial de fluência, potencial de corrosão, resistência à ultravioleta (UV) e susceptibilidade à biodegradação. Essas propriedades são dependentes do material. O material de aterro selecionado também irá realçar algumas das suas propriedades intrínsecas como corrosão e biodegradação (Berg et al. 2009).

2.2.2.3 Mecanismo de Transferência de Carga

Quando tensão vertical é aplicada à massa do solo, as partículas do solo respondem por intermédio da transferência de tensão através das partículas adjacentes, criando tensões horizontais adicionais. O uso de reforços é necessário para resistir essa tensão adicional (Rathje et al. 2006; FHWA 2009).

A tensão é transferida do solo para o reforço via resistência passiva e de atrito. Atrito entre as partículas do solo e reforço agem em direção contrária ao movimento do solo. Resistência passiva é desenvolvida através da ação de pressão normal na face do reforço. Resistência passiva é um tipo de tensão de travamento que comprime o solo contra a superfície do reforço, causando um aumento em atrito transversal à direção do movimento (Elias et al. 2001; Berg et al. 2009) A Figura 2.4 mostra um esquema de interação entre o aterro e o reforço.

Figura 2.4 - Vista esquemática da interação solo-reforço.



Fonte: Adaptado de FHWA 2009

2.2.2.4 Propriedades da Interface Solo-Reforço

Boa performance da interação solo-reforço depende das características naturais e mecânicas do solo e dos reforços. Além do mais, a característica geométrica do reforço é de extrema importância para o comportamento solo-interface. Enquanto o atrito pode dominar a interação solo-geotêxtil, mecanismos de intertravamento podem dominar a interação solo-geogrelha.

Testes de resistência ao cisalhamento de interface são usados para medir as propriedades de interação solo-reforço. Esses testes são desenvolvidos em condições de deformação planar, para melhor modelar as interações solo-reforço dentro da ECSR.

O ângulo de atrito de interface (δ) solo-reforço é obtido do teste de cisalhamento direto de interface. Durante o teste o solo é cisalhado devido a estática do reforço, sobre diferentes pressões normais. Um critério de falha linear de Mohr-Coulomb é construído, e o ângulo de cisalhamento de interface é calculado.

Resultados do teste de cisalhamento direto de interface podem ser apresentados em termos do coeficiente de resistência ao cisalhamento (α) (Tabela 2.4), o qual é definido como a razão da resistência ao cisalhamento entre solo e geossintético, e a resistência ao cisalhamento do solo (Arulrajah A; Liu et al. 2009):

$$\alpha = (\tau_{\text{solo}}/\tau_{\text{geossintético}}) / \tau_{\text{solo}} \quad (2.1)$$

Aonde,

α = coeficiente de resistência ao cisalhamento de interface

τ_{solo} = resistência ao cisalhamento do solo

$\tau_{\text{geossintético}}$ = resistência ao cisalhamento do geossintético

Tabela 2.4 – Valores de coeficiente de cisalhamento direto de interface para diferentes tipos de solo-reforço.

Tipo de solo	Tipo de Reforço	α	Referências
Areia	Geogrelha uniaxial (HDPE)	0.95 - 1.08	Cancelli et al. (1992); Cazzuffi et al. (1993)
	Geotêxtil tecido (PP)	0.94 - 1.12	Cancelli et al. (1992); Abu-Farsakh et al. (2006)
	Geotêxtil tecido (PET)	0.90 - 1.05	Abu-Farsakh et al. (2006); Liu et al. (2009)
Cascalho	Geogrelha uniaxial(HDPE)	0.83 - 1.12	Cancelli et al. (1992); Cazzuffi et al. (1993)
	Geotêxtil tecido (PP)	1.04 - 1.12	Cancelli et al. (1992)
	Geotêxtil tecido (PET)	0.89 - 1.01	Liu et al. (2009)
	Geotêxtil não tecido	0.84	Mallick et al. (1996)
ARC	Geotêxtil tecido (PP)	1.17	Arulrajah et al. (2014)
RPA	Geotêxtil tecido (PP)	1.25	Arulrajah et al. (2014)
AF	Geotêxtil tecido (PP)	0.60	Goodhue et al. (2001)
	Geogrelha uniaxial (PET)	0.60	Goodhue et al. (2001)

Fonte: Compilado de vários autores pelo Autor.

Testes de cisalhamento direto de interface podem também ser interpretados em termos de eficiência ao atrito (E_ϕ), o qual é a razão da resistência ao cisalhamento de interface e a resistência ao cisalhamento do solo:

$$E_\phi = \tan \delta / \tan \phi \quad (2.2)$$

Aonde,

δ = Ângulo de atrito de interface

ϕ = Ângulo de atrito do solo.

Valores de E_ϕ contam apenas para o atrito de interação entre solo-geossintético, e são geralmente menos de um para geotêxteis. No entanto, valores de E_ϕ podem ser maiores que um para geogrelhas, sugerindo que o intertravamento e a pressão passiva na transversal dos frisos também contribuem para a resistência ao cisalhamento em geogrelhas.

Durante o teste de arrancamento o geossintético envolvido pelo material de aterro é puxado (ou ainda arrancado) a uma taxa constante. A interação do atrito (C_i), também apresentada na literatura por (f_b), pode ser calculada dos resultados do teste de arrancamento como mostra a equação 2.3:

$$C_i = P / (2 \cdot W \cdot L \cdot \sigma_n \cdot \tan \phi) \quad (2.3)$$

Aonde,

P = força de arrancamento (pullout force)

W = largura do reforço (width)

L = comprimento do reforço (length)

σ_n = pressão normal

C_i = coeficiente de interação

ϕ = ângulo de atrito do solo

Em projetos, o valor de C_i é usado para calcular o comprimento (L) da ancoragem requerida dentro da ECSR. A Tabela 2.5 apresenta valores de ângulo de atrito de solos comuns para aterro, e valores de interação solo-reforço relatados na literatura.

Tabela 2.5 – Valores de ângulo de atrito do solo, ângulo de atrito de interface, eficiência ao atrito e coeficientes de interação relatados na literatura.

Tipo de Solo	Tipo de Reforço	Ângulo de atrito do solo (ϕ)	Ângulo de atrito de interface (δ)	E_{ϕ}	C_i	Referências
Areia	Geotêxtil Tecido (PP)	37.52	35.37	0.92	0.92	Hsieh et al. (2011)
	Geogrelha (PET)	37.52	37.00	0.98	0.93	
	Geogrelha uniaxial	34.69	33.83	0.97	0.43	Nejad et al. (2005)
Cascalho	Geotêxtil Tecido (PP)	38.40	26.96	0.64	0.42	Hsieh et al. (2011)
	Geogrelha (PET)	38.40	38.69	1.01	0.88	
	Geogrelha uniaxial	45.86	44.43	0.95	0.71	Nejad et al. (2005)
Pedra Britada	Geotêxtil Tecido(PP)	55.00	30.62	0.41	0.36	Hsieh et al. (2011)
	Geogrelha (PET)	55.00	43.39	0.66	0.58	
ARC	Geogrelha biaxial(PP)	65.00	50.05	0.55	-	Arulrajah et al. (2013)
RPA	Geogrelha biaxial (PP)	45.00	40.50	0.71	-	Arulrajah et al. (2013)
AF	Geotêxtil Tecido(PP)	43.00	29.00	0.60	0.32	Goodhue et al. (2001)
	Geotêxtil Tecido(PP)	31.00	29.00	0.90	0.26	
	Geogrelha uniaxial(PET)	44.00	31.00	0.60	-	
	Geogrelha uniaxial(PET)	31.00	26.00	0.80	0.44	

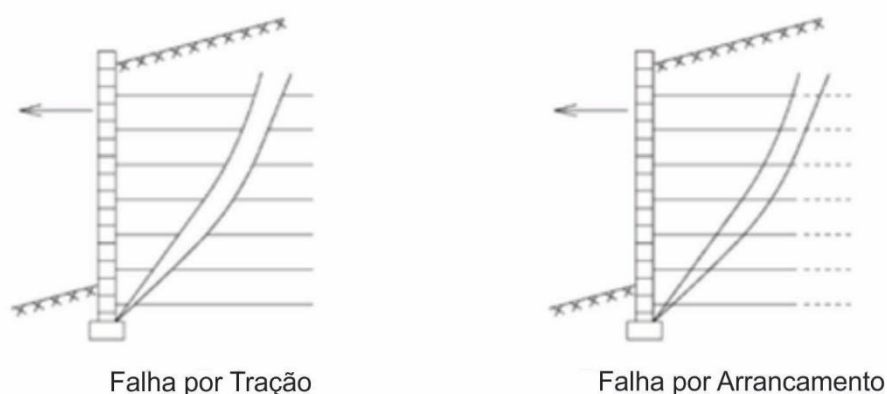
Fonte: Compilado de vários autores pelo Autor.

2.2.3 Critérios e Especificações de Projeto

2.2.3.1 Critério de Estabilidade

ECSR deve ser avaliada em relação à estabilidade interna e externa. Estabilidade interna da ECSR resulta da interação entre o aterro e os reforços. Falha nos membros dos reforços podem ocorrer através de quebra, deformação excessiva (falha por tração ou tension failure), ou quando os reforços escorregam excessivamente (falha por arrancamento ou pullout failure) (Figura 2.5). Projetos para estabilidade interna de ECSR são realizados através de inúmeros diferentes métodos. Métodos usados comumente são Gravidade Coerente (Coherent Gravity), Cunha Amarrada (Tieback Wedge), Estrutura Rígida FHWA e Método Simplificado (Allen et al. 2001).

Figura 2.5 – Esquemas de falhas na estabilidade interna em ECSR.



Fonte: Modificado de WisDOT 2015.

Estabilidade interna considera resistência ao arrancamento entre o solo e reforço, resistência a tração e durabilidade do reforço. O fator de carga máxima é determinado para cada reforço. O fator de carga máxima é comparado ao fator de arrancamento e resistência a tração do reforço, para todas as resistências, serviços e estados limites de eventos extremos. (FHWA 2009). A resistência nominal a tração de reforços geossintéticos (T_{al}) é selecionada depois da consideração de vários fatores que podem induzir a perda de resistência ao longo do tempo no projeto. Alguns fatores comumente considerados incluem a fluência, danos pela instalação, envelhecimento

e temperatura. Devido à grande variabilidade nas propriedades dos geossintéticos, T_{al} deve ser determinado para cada produto do seguinte modo:

$$T_{al} = T_{ult} / RF \quad (2.4)$$

Aonde:

T_{al} = resistência nominal a tração de reforços geossintéticos

T_{ult} = resistência a tração última (resistência por unidade de largura), a qual é baseada no valor médio mínimo do rolo (MARV-Medium Average Roll Value) fornecido pelo fabricante.

RF = fator de redução, o qual é o produto de todos os fatores de redução aplicáveis (RF_{ID} = fator de dano pela instalação, RF_{CR} = fator de redução da fluência, RF_D = fator de redução da durabilidade).

Valores recomendados para RF_{ID} , RF_{CR} , e RF_D estão na Tabela 2.6, 2.7 e 2.8 respectivamente.

Tabela 2.6 – Fatores de Redução por Dano de Instalação.

Fator de Redução, RF_{ID}		
Geossintético	Aterro	
	Tamanho máx. 100 mm, D_{50} cerca de 30 mm	Tamanho máx. 20 mm, D_{50} cerca de 0.7 mm
HDPE geogrelha uniaxial	1.20 - 1.45	1.10 - 1.20
PP geogrelha biaxial	1.20 - 1.45	1.10 - 1.21
Geotêxtil Tecido (PP & PET)	1.40 - 2.20	1.10 - 1.40
Geotêxtil Tecido (película de fenda)	1.60 - 3.00	1.10 - 2.00
Geotêxtil não Tecido (PP & PET)	1.40 - 2.50	1.10 - 1.40

Fonte: Modificado de Berg et al. 2009.

Tabela 2.7 – Fatores de Redução por Fluência.

Fator de Redução, RF_{CR}	
Tipo de Polímero	RF_{ID}
Poliéster (PET)	1.6 - 2.5
Polipropileno (PP)	4.0 - 5.0
Polipropileno de Alta Densidade (HDPE)	2.6 - 5.0

Fonte: Modificado de Berg et al. 2009.

Tabela 2.8 – Fatores de Redução de Durabilidade.

Fator de Redução, RF_D^*		
Geossintético ^a	RF_D	
	$5 \leq pH \leq 8$	$3^b < pH \leq 5$ $8 \leq pH < 9$
Geotêxteis (PET), ($M_n < 25,000$), ($40 < CEG < 50$)	1.6	2.0
Geogrelhas revestidas (PET), Geotêxteis (PET) ($M_n > 25,000$), ($CEG < 30$)	1.15	1.3
Todos os outros tipos de geossintético ^s	1.3 – 1.7	1.3 – 1.7

M_n = número médio do peso molecular

CEG = grupo final da carboxila

Notas:

a. Para uso dos materiais ao ar livre a variabilidade das propriedades moleculares indicada requer teste específico do produto. Uso de materiais ao ar livre com $3 < pH < 9$ não é recomendado.

b. Limite mínimo de pH para aplicações permanentes é 4.5 e o limite mínimo para aplicações temporárias é 3, através do artigo 11.10.6.4.2b (AASHTO, 2007).

c. O padrão $RF_D = 1.3$ pode ser usado se o teste de dano por instalação do produto for realizado, e é determinado que $RF_{ID} = 1.7$ ou menos, e se os outros requisitos da Tabela 3.12 do "FHWA Design Manual for MSE Walls" sejam satisfeitas.

Fonte: Modificado de Berg et al. 2009.

Fatores de resistência para diferentes tipos de reforços são recomendados pela AASHTO. A Tabela 2.9 apresenta os valores de fatores de resistência para diferentes tipos de reforços e condições de carga (FHWA 2009; AASHTO 2010).

Tabela 2.9 - Fatores de Resistência para Resistência a Tração e Arrancamento em ECSR.

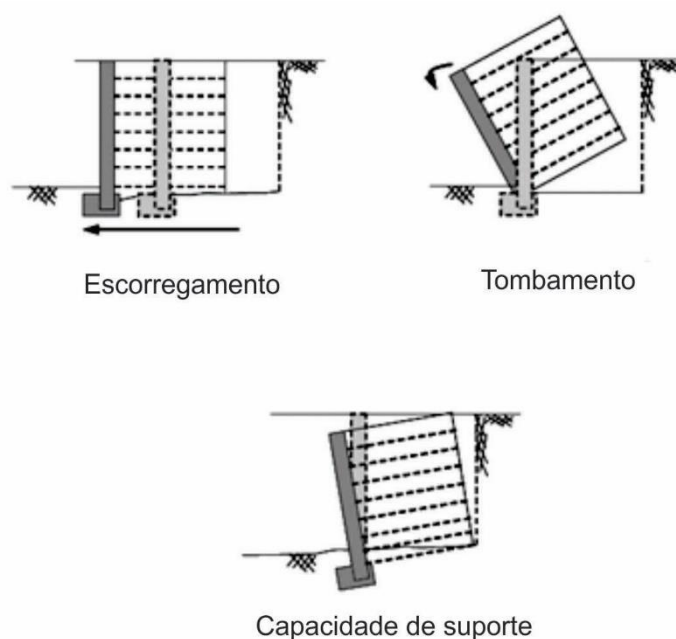
Tipo de Reforço	Condição de Carga	Fator de Resistência
Reforço Geossintético e conectores	Carregamento estático	0.90
	Carga estática e terremoto combinada	1.20
	Estática combinada com impacto de barreira de trânsito	1.20
Resistência ao Arrancamento do geossintético	Carregamento estático	0.90
	Carga estática e terremoto combinada	1.20
	Estática combinada com impacto de barreira de trânsito	1.00

Fonte: Modificado de FHWA 2009; AASHTO 2010.

O fator de resistência devido a cargas é considerado em tensão excessiva e causada por pressão diferencial em geossintético e em incertezas que podem afetar a resistência do geossintético através do tempo da estrutura. Para carga estática, o fator de resistência de 0.9 é recomendado, devido à natureza dúctil dos materiais poliméricos. Essa recomendação é justificada porque o solo controla a quantidade de deformação no geossintético, o qual é significativamente menos que sua correspondente deformação por ruptura. Até em estado limite, deformação excessiva no geossintético permitiria uma deformação dependente do tempo na estrutura, no lugar do colapso repentino. Além disso, as propriedades mecânicas dos geossintéticos são significativamente melhoradas quando confinadas no solo (Berg et al. 2009).

Para estabilidade externa assume-se que a estrutura se comporta como um bloco coerente. Por isso, a geometria de toda a estrutura é tomada em consideração (Caltrans 2004; WisDOT 2015). A estrutura deve ser projetada para resistir ao tombamento (excentricidade limite), escorregamento e falha por ruptura da fundação como ilustrado na Figura 2.6 (Das 2008; FHWA 2009). Cargas de natureza permanentes e transientes são consideradas.

Figura 2.6 - Esquema de falhas na estabilidade externa em ECSR.



Fonte: Modificado de FHWA 2009.

Cargas permanentes incluem cargas horizontais da terra (Earth Horizontal-EH), sobrecarga da terra (Earth Surcharge-ES) e pressões verticais de cargas mortas (Earth Vertical-EV). Cargas transientes ou passageiras dependem da aplicação da estrutura. Para uso em transporte, por exemplo, a estrutura deve ser projetada com resistência à força de colisão veicular e carga viva veicular, e em caso mais geral uma carga transiente pode ser carga devido ao terremoto (Earthquake-EQ) (Berg et al. 2009). Apenas cargas que se aplicam a ECSR podem ser usadas no projeto.

Fatores de carga para diferentes tipos de carga são recomendados por agências estaduais e federais. Como parte da lista de verificação da estabilidade, fatores de carga consideram extremos mínimos e máximos para cada tipo de carga, resultando em um efeito de fator de carga total extremo (WisDOT 2015). A Tabela 2.10 apresenta valores de fator de carga para diferentes tipos de carga. Fatores de resistência em oposição à falha por capacidade de ruptura, escorregamento e estabilidade global são mostrados na Tabela 2.11 (ASSHTO 2010; FHWA 2009).

Tabela 2.10 – Valores de Fatores e combinações de carga.

Direção da Carga	Tipo de Carga	Fator de Carga		
		Limite de Resistência		Limite de Serviço
		Máx.	Mín.	
Fator de Carga para Cargas Verticais	Carga morta para componentes estruturais e anexos não estruturais (Dead Component-DC)	1.25	0.90	1.00
	Sobrecarga da Terra (ES)	1.50	0.75	1.00
	Sobrecarga Vertical (EV)	1.35	1.00	1.00
	Carga D'água (WA)	1.00	1.00	1.00
	Sobrecarga Viva (Live Surcharge-LS)	1.75	0.00	1.00
	Carga morta de superfícies erodidas e utilidades (Dead Wearing-DW)	1.50	0.65	1.00
Fator de Carga para Cargas Horizontais	Pressão Horizontal da Terra (EH)			
	Ativa	1.50	0.90	1.00
	Em Repouso (At-rest)	1.35	0.90	1.00
	Passiva	1.35	N/A	1.00
	Sobrecarga da Terra (ES)	1.50	0.75	1.00
	Sobrecarga Viva (LS)	1.75	1.75	1.00

Fonte: Modificado de WisDOT 2015.

Tabela 2.11 - Fatores de Resistência para Estabilidade Externa em ECSR.

Modo de Estabilidade	Condição	Fator de Resistência
Resistência à Ruptura	Todas	0.65
Escorregamento	Todas	1.00
	Onde parâmetros geotécnicos são bem definidos, e taludes não suportam ou contém um elemento estrutural	0.75
Estabilidade Global	Onde parâmetros geotécnicos são baseados em informação limitada, ou o talude contém um elemento estrutural	0.65

Fonte: Modificado de FHWA 2009; AASHTO 2010.

2.2.3.2 Especificações dos Geossintéticos

Muito comumente, a seleção do reforço geossintético segue as especificações do projeto (Koerner 2009). Entretanto, especificações de fabricante, agências estaduais e federais, como a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), e Geosynthetic Institute (GSI) estão disponíveis para referências. O Wisconsin Department of Transportation (WisDOT) usa as especificações M288-06 da AASHTO como guia excluindo qualquer modificação que se faça necessária para casos específicos (Koerner 2005; WisDOT 2015).

Holtz et al. (1998) anuncia que a seleção do geossintético deverá seguir os critérios específicos de projeto, como geotêxteis e geogrelhas, que variam em um grande leque de características mecânicas e físicas. A especificação M288-06 da AASHTO apresentada na Tabela 2.12 cobre os requisitos gerais em relação ao uso de geotêxteis para aplicação em rodovias. As resistências requeridas para geogrelhas são dependentes do projeto e são definidas baseadas na análise da estabilidade global (Koerner 2005). Especificações genéricas propostas para geogrelhas são apresentadas na Tabela 2.13.

Tabela 2.12 - Requisitos das Propriedades de Resistência para Geotêxtil AASHTO M288-06.

Classificações de Geotêxtil ⁽¹⁾								
	Método do teste	Unidade	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
			Elongamento < 50 % ⁽²⁾	Elongamento ≥ 50 % ⁽²⁾	Elongamento < 50 % ⁽²⁾	Elongamento ≥ 50 % ⁽²⁾	Elongamento < 50 % ⁽²⁾	Elongamento ≥ 50 % ⁽²⁾
Resistência ao agarro	ASTM D4632	N	1400	900	1100	700	800	500
Resistência na emenda da costura ⁽³⁾	ASTM D4632	N	1200	810	990	630	720	450
Resistência ao rasgo	ASTM D4533	N	500	350	400 ⁽⁴⁾	250	300	180
Resistência à punção ⁽⁵⁾	ASTM D4833	N	500	350	400	250	300	180

Notas:

(1) A severidade das condições de instalação para a aplicação geralmente dita a classe do geotêxtil requerido. Classe 1 é especificada para condição mais severa ou rigorosa, onde tem um grande potencial de danificação do geotêxtil.

(2) Medido de acordo com ASTM D4632. Nota: geotêxteis tecido falham em alongamento (deformações) <50%, enquanto não tecidos falham em alongamento (deformações) >50%.

(3) Quando emendas de costuras são requeridas. Requisitos de sobreposição de costura são aplicações específicas.

(4) A resistência ao rasgo MARV (Minimum Average Roll Values-valores médios mínimos de rolo) requerida para monofilamentos geotêxteis é 250 N.

(5) Resistência à punção varia do ASTM D4833 para o ASTM D6241 com aproximadamente valores cinco vezes maiores.

Fonte: Modificado de Korner 2005.

Tabela 2.13 – Recomendações das Propriedades para Geogrelhas em aplicações de Reforço.

Geogrelhas						
	Método do teste (ASTM ou GRI)	Tipo I (Monolítico PE e PP)	Tipo II (a) (Revestido de fios de PET)	Tipo II (b) (Revestido de fios de PVA)	Tipo III (PET Varetas/Cintas)	Frequência do teste
Resistência à Tração admissível (min.)⁽¹⁾	D6637					
(a) Resistência mínima requerida		10 kN/m	10 kN/m	10 kN/m	10 kN/m	MARV
(b)		20 kN/m	20 kN/m	20 kN/m	20 kN/m	MARV
(c)		30 kN/m	30 kN/m	30 kN/m	30 kN/m	MARV
(d)		40 kN/m	40 kN/m	40 kN/m	40 kN/m	MARV
(e)		50 kN/m	50 kN/m	50 kN/m	50 kN/m	MARV
(f) Resistência máxima requerida⁽²⁾		60 kN/m	60 kN/m	60 kN/m	60 kN/m	MARV
Eficiência da junção (MD)	GG1/GG2	80%	10%	10%	30%	Anual
Coefficiente de Interação⁽³⁾	GG5	0.8	0.8	0.8	0.8	Anual
Cisalhamento Direto⁽³⁾	D5321	30°	31°	32°	33°	Anual
Fatores de Redução Padrão⁽⁴⁾						
Fluência (RF_{CR})	GG4	2.8	1.9	1.5	1.9	Formulação
Dano pela instalação (RF_{ID})	GG4	1.3	1.3	1.3	1.3	Formulação
Degradação química/biológica (RF_{CBD})	GG4	1.2	1.2	1.2	1.2	Formulação
Durabilidade						
Envelhecimento na estufa (90 dias)	D5721/GG1	75%	n/a	75%	n/a	Anual
Carbono preto (classe)	D4218	0.5-3.0%	n/a	n/a	n/a	Anual
Estabilidade do UV (500 hrs.)	D7238/GG1	70%	70%	70%	70%	Anual
Peso mol. (min.)	GG7	n/a	25,000 mg/mol	25,000 mg/mol	25,000 mg/mol	Anual
CEG (Grupo Final da Carboxila) (máx.)	GG8	n/a	30 mmol/Kg	n/a	30 mmol/Kg	Anual

Notas:

(1) Para determinar a resistência a tração última comparável pela ASTM D6637 para cada categoria, essas resistências admissíveis devem ser multiplicadas pelo produto do fator de redução apropriado como dado na tabela (a não ser valores menos conservativos podem ser justificados).

(2) Resistências altas de geogrelhas geralmente ainda são disponíveis pelos fabricantes nas especificações base do produto.

(3) Condições de teste usa-se areia de concreto bem graduada ao controle da humidade ótima e 95% da densidade sobre 50kPa de pressão normal.

(4) Essas condições padrões podem ser usadas a não ser que o fabricante tenha a especificação do produto e/ou dado específico do site justificando valores baixos.

n/a = Não aplicável; CEG (Carboxyl End Group); GRI (Geosynthetic Research Institute).

Fonte: Modificado de Korner 2009.

2.2.3.3 Especificações do Aterro selecionado

Especificações para o aterro selecionado em ECSR segue guias desenvolvidas por agências estaduais e federais. O WisDOT adotou as recomendações desenvolvidas pela FHWA e AASHTO exceto quando disposições feitas pelas agências foram necessárias. Os seguintes requisitos apresentados aqui são consistentes com a prática atual.

O material de aterro deve ser livre o possível de materiais orgânicos ou outro material danoso (Berg et al. 2009; AASHTO 2010; Anderson et al. 2012; WisDOT 2015). A Tabela 2.14 mostra a variedade de valores para granulometria, índice de plasticidade e solidez (Holtz et al. 1998; Berg et al. 2009; AASHTO 2010). O aterro reforçado deve ser bem graduado de acordo com a Unified Soil Classification System (USCS) no ASTM D2487 (Berg et al. 2009).

Tabela 2.14 – Requisitos para aterro granular reforçado em ECSR.

	Tamanho da Peneira (USA)	Porcentagem que Passa^(a)
Granulometria: (AASHTO T-27)	102 mm (4 pol.) ^(a,b)	100
	No. 40 (0.425 mm)	0-60
	No. 200 (0.075mm)	0-15
Índice de Plasticidade: (AASHTO T-90)	PI ≤ 6	
Solidez: (AASHTO T-104)	Os materiais devem ser substancialmente livre de folhelho ou outra partícula de durabilidade inferior ou macia. O material deve ter uma perda de solidez do sulfato de magnésio de menos de 30% após quatro ciclos (ou valor de sulfato de sódio menor que 15% após cinco ciclos).	

Notas:

(a) Para aplicar valores padrões F*, Cu deve ser maior ou igual a 4.

(b) Como resultado da recente pesquisa em capacidade de sobrevivência em construção de geossintéticos e reforços cobertos com epóxi, é recomendado que o tamanho máximo da partícula para esses materiais seja reduzido para (19 mm) para geossintéticos, epóxi e reforços de metal cobertos com PVC, a não ser que os testes de avaliação de dano da construção são ou tem sido realizados na combinação do reforço com o aterro de granulometria específica ou similar. Teste de pré-qualificação em reforços usando materiais de aterro de agências padrão devem ser considerados.

Fonte: Modificado de Berg 2009 e ASSHTO 2010.

Além das especificações e recomendações em relação à distribuição granulométrica, Koerner (2005) sugere um aterro específico com graduação de drenagem máxima, enquanto minimiza os danos pela instalação em geotêxteis e geogrelhas. Esses valores são mostrados na Tabela 2.15.

Solos com instabilidade na granulometria com coeficientes de uniformidade (C_u) maiores que 20 (com distribuição granulométrica de concavidade positiva), e granulometria com hiatos devem ser evitadas. Esses tipos de solo podem erodir internamente, causando assim a perda de materiais e entupindo o sistema de drenagem (Berg et al. 2009).

Tabela 2.15 – Granulometria recomendada para solo de aterro para Geotêxtil e Geogrelha em aplicações como reforço (estruturas e taludes).

Tamanho da Peneira (nº.)	Tamanho da Partícula (mm)	Porcentagem que Passa (%)
4	4.76	100
10	2.0	90 - 100
40	0.42	0 - 60
100	0.15	0 - 5
200	0.074	0

Fonte: Modificado de Koerner 2005.

O WisDOT não recomenda o uso de materiais contendo AF, CP ou outro material potencialmente corrosivo. Além disso, o material de aterro deve seguir o critério eletroquímico do WisDOT como apresentado na Tabela 2.16 (WisDOT 2015).

Tabela 2.16 – Critério da Propriedade Eletroquímica para Aterro de ECSR.

Material de Reforço	Propriedade	Critério
Metálico	Resistividade	> 3000 ohm cm/H
Metálico	Cloretos	< 100 ppm
Metálico	Sulfatos	< 200 ppm
Metálico / Geossintético	pH	3.5 < pH < 9
Metálico / Geossintético	pH	4.5 < pH < 10

Fonte: Modificado de WisDOT 2015.

O ângulo de atrito máximo efetivo (Φ') recomendado e assumido para projeto de aterro reforçado é 34° (FHWA 2009 e ASSTHO 2010), e 30° (WisDOT 2015). Para ângulos de atrito desejados maiores que 30°, Teste de Cisalhamento Direto (AASHTO T-236) deve ser realizado na porção mais fina que a peneira nº 10 (WisDOT 2015). Se o ângulo de atrito medido exceder 40°, então o ângulo de atrito de projeto não deve exceder 40° (Artigo 11.10.6.2, ASSHTO 2010). A coesão é considerada em ser 0.0

kN/m^2 para todos os casos (Berg et al. 2009). O WisDOT recomenda um peso específico mínimo de 18.9 kN/m^3 e coesão de 0.0 kN/m^2 (WisDOT 2015).

2.2.4 Procedimentos de Projeto em ECSR

Os procedimentos de projeto apresentados aqui seguem o método Load and Resistance Factor Design (LRFD) definido no manual de Projeto de ECSR pela FHWA Volume I (Berg et al. 2009).

2.2.4.1 Parâmetros de Projeto

O projeto da ECSR deve considerar a topografia, condições da água subterrânea, e as propriedades geotécnicas do subsolo, do solo retido e do solo reforçado. Parâmetros geotécnicos incluem peso específico, ângulo de atrito, e coesão, aplicáveis para cada tipo de solo e condição.

A seleção do material de aterro segue as orientações apresentadas nas Tabelas 2.15 e 2.16 na Seção 2.2.3.3. A coesão do aterro é assumida em ser zero e o ângulo de atrito máximo assumido é 34° na ausência de dados específicos. Ângulo de atrito maior que 40° para aterro não deve ser usado mesmo se o ângulo de atrito medido for 40° . Enquanto 34° é o ângulo de atrito máximo permitido na ausência de dados, alguns solos que seguem as especificações da AASHTO irão exibir ângulos de atrito mais baixos que 34° . Areia de grãos arredondados presentes no estado de Wisconsin-EUA são um exemplo desse solo, e testes de resistências laboratoriais são recomendados. O uso de 30° como ângulo de atrito máximo é recomendado para subsolo e aterro retido apenas para projeto preliminar. Avaliação específica do site para o projeto e testes laboratoriais são recomendados para obtenção do ângulo de atrito mínimo.

2.2.4.2 Engastamento da Estrutura e Comprimento das Reforços

O tamanho da ECSR envolve o estabelecimento da profundidade do engastamento da estrutura, e da altura total exposta da parede. Orientações para

engastamento da estrutura são recomendadas pela FHWA e são resumidas na Tabela 2.17.

Tabela 2.17 – Comprimentos mínimos de engastamento da estrutura.

Talude em frente da estrutura	Comprimento mínimo do engastamento do topo a base *
Todas as geometrias	0.6 m, mínimo
Horizontal (muros)	H/20
Horizontal (apoios-abutments)	H/10
3H:1V	H/10
2H:1V	H/7
1.5H:1V	H/5

Fonte: Modificado de Berg et al. 2009.

O comprimento (L) mínimo preliminar dos reforços de solo é estabelecido como 0.7H ou 2.5m, o maior que seja. Aonde H é a altura do muro de projeto. Esse comprimento é necessário para iniciar o projeto, e é checado durante os cálculos de estabilidade interna e externa. A Tabela 2.18 mostra os comprimentos mínimos de reforço para ECSR.

Tabela 2.18 – Comprimento mínimo preliminar dos reforços.

Caso	Razão mínima típica L/H
Carga estática ou sobrecarga de tráfico	0.7
Sobrecarga do talude de aterro	0.8
Carga sísmica	0.8 - 1.1

Fonte: Modificado de Berg et al. 2009.

2.2.4.3 Definindo Combinações, Fatores e Cargas Nominais

Pressão da terra do solo retido atrás do aterro e sobrecargas acima da zona reforçada são fontes primárias de carga externa na ECSR (cargas nominais). Combinações e fatores de cargas, o qual foram apresentados na Tabela 2.10 na Seção 2.2.3.1, são aplicadas a cargas nominais e as cargas fatoradas são obtidas.

2.2.4.4 Avaliando o Escorregamento, Excentricidade Limite e Capacidade de Suporte

Três mecanismos externos de falha devem ser considerados no projeto de ECSR. Eles incluem escorregamento da base, excentricidade limite (tombamento ou overturning) e resistência a ruptura. Fatores de resistência da estabilidade externa em ECSR são apresentados na Tabela 2.11 na Seção 2.2.3.1.

Resistência ao deslizamento ao longo da base da estrutura é calculada pela consideração dos componentes de força atuando atrás da estrutura. Assim, duas forças resultantes são calculadas, do aterro retido, e da combinação de todas as sobrecargas na estrutura. As propriedades mais críticas de atrito na base da estrutura são determinadas. Cargas “vivas” (solicitações operacionais, ambientais e acidentais) não são consideradas nos cálculos de resistência ao deslizamento, apenas as cargas “mortas” ou permanentes (peso próprio da estrutura e equipamentos permanentes, empuxo de água e de terra).

Excentricidade limite é a comprovação do limite de resistência, e considera apenas as cargas “vivas” atuando acima do aterro retido. Excentricidade (e) é calculado pela diferença dos momentos resistentes e excentricidade limite, dividido pela soma das cargas horizontais. Excentricidade é considerado aceitável se o local da força resultante é dentro da metade do meio da largura da base ($L=1/4$).

Falha por ruptura pode resultar em modos de cisalhamento local ou geral. A pressão de ruptura fatorada calculada deve ser menos que a resistência a ruptura fatorada calculada. Cargas “vivas” acima do aterro retido e zonas reforçadas são aplicadas em cálculos de verificação de ruptura. O peso e a largura da face da estrutura são negligenciados.

2.2.4.5 Avaliação de Recalque

Análise de recalque é realizado para verificar a extensão dos recalques primários e secundários. Se o recalque estimado pós construção é significativo, a elevação da estrutura deve ser ajustada. Se a elevação da estrutura não for possível, as condições de base devem ser melhoradas por drenos de feltros, colunas de pedra, compactação dinâmica, ou o uso de um material mais leve como aterro.

2.2.4.6 Seleção do Reforço

Reforços são selecionados em consideração dada ao tempo de vida útil (corrosão de metais, e degradação de polímeros), geometria do plano de falha crítico, e tensão lateral. Propriedades dos geotêxteis e geogrelhas são apresentados nas Tabelas 2.12 e 2.13, respectivamente.

2.2.4.7 Definindo Superfície de Escorregamento Crítica

Assume-se que a superfície de escorregamento crítica coincide com o local da força de tração máxima (T_{max}), em cada camada de reforço, e que é linear para reforços geossintéticos. Devido aos geossintéticos alongarem mais que o solo, a superfície de falha de Rankine é considerada.

2.2.4.8 Definindo Cargas Não Fatoradas

A pressão lateral da terra do aterro retido e do topo da zona reforçada são as cargas primárias na ECSR. Cargas não fatoradas podem incluir pressão vertical da terra e cargas “vivas”. Água, carga sísmica e de impacto também podem ser consideradas como apropriadas.

2.2.4.9 Layout Vertical dos Reforços

O espaçamento vertical dos reforços não deve exceder 800 mm em ordem de providenciar uma zona reforçada coerente. A densidade do reforço (T_{al}/S_v) pode variar pela mudança da resistência (T_{al}), ou espaçamento vertical (S_v). A variabilidade aceitável do espaçamento depende da colocação e compactação do aterro. S_v pode ser de um a três vezes a espessura da camada compactada. Baixas a médias estruturas (5 m) são comumente construídas com apenas resistência do geossintético. Altas estruturas geralmente usam uma combinação de diferentes resistências do geossintético.

2.2.4.10 Cálculo das Forças de Tração Fatoradas nas Camadas Reforçadas

Tensões verticais e horizontais são calculadas com a profundidade. O fator de carga máxima de 1.35, dado na Tabela 2.10, é usado para achar a tensão crítica. Tensão horizontal na configuração mais simples de ECSR (nível do aterro e sem sobrecarga) pode ser dado da seguinte maneira:

$$\sigma_H = K_r [(\gamma_r Z) \gamma_{EV-MAX}] \quad (2.5)$$

Aonde,

K_r = coeficiente da pressão lateral da terra ($K_r= 1$ para geossintéticos)

γ_r = peso específico do solo na zona de solo reforçado

Z = altura do aterro reforçado

γ_{EV-MAX} = fator de carga máximo (1.35) para tipo "EV" de carga (Tabela 2.10)

O cálculo da tensão fatorada máxima (T_{max}) em cada camada de reforço por unidade de largura da estrutura é baseado na tensão horizontal (σ_H) e no espaçamento vertical dos reforços (S_v):

$$T_{MAX} = \sigma_H S_v \quad (2.6)$$

O valor da σ_H é calculado no nível de cada reforço, exceto na base e topo das camadas, aonde a distância S_v é tomada como ponto médio entre a primeira e segunda camada do reforço.

2.2.4.11 Calculando a Resistência do Reforço do Solo

A resistência do solo fatorada (T_r) pode ser calculada como o produto da tensão permitida (T_{al}) e o fator de resistência (RF), dado na Tabela 2.9.

$$T_r = RF_{tensão} T_{al} \quad (2.7)$$

A Equação 2.7 é expressa em termos de resistência por unidade de largura da estrutura.

2.2.4.12 Seleção do Número de Reforços do Solo em Cada Nível

Com o layout vertical do reforço, as forças de tração fatoradas a cada nível de reforço e as resistências fatoradas dos reforços previamente definidas, a seleção da resistência do reforço pode ser feita pelo layout dos reforços verticais definidos. Com esse layout, a carga de arrancamento pode ser verificada. A estabilidade com relação a quebra dos reforços requer:

$$T_{MAX} \leq T_r \quad (2.8)$$

Aonde,

T_{MAX} = a carga fatorada máxima no reforço

T_r = a resistência a tração fatorada do reforço

2.2.4.13 Estabilidade Interna em relação a Falha por Arrancamento

Para estabilidade em relação ao arrancamento dos reforços, o comprimento do arrancamento efetivo fatorado deve ser igual ou superior a carga de tração fatorada do reforço, T_{MAX} . Cada camada de reforço deve ser verificada, e o seguinte critério deve ser seguido:

$$(RF_{arrancamento}) L_e \geq [T_{MAX} / (C_i \sigma_v C)] \quad (2.9)$$

Aonde,

L_e = comprimento do engastamento na zona de resistência

T_{MAX} = carga fatorada máxima em um reforço

$RF_{arrancamento}$ = fator de resistência para arrancamento solo-reforço (ver Tabela 2.9)

C_i = coeficiente de interação de arrancamento

σ_v = tensão vertical nominal no reforço no nível da zona de resistência, incluindo sobrecargas mortas distribuídas, e negligenciando carga de tráfego.

C = 2 para tipo de reforço em tiras, grelhas, e em folha

O comprimento (L) total requerido para estabilidade interna é:

$$L = L_e + L_a = L_e + (H - z) \tan(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.10)$$

Aonde,

H = altura da estrutura

Z = profundidade ao nível do reforço

L_a = comprimento do reforço na zona ativa

2.2.5 ECSR e Materiais Reciclados

2.2.5.1 Seleção do Material Reciclado para Aterro

Nesta seção, as propriedades dos materiais reciclados são comparadas com as especificações atuais. Os valores são apresentados na Tabela 2.19. As propriedades discutidas são granulometria, teor de finos e ângulo de atrito interno.

Com exceção da CL, todos os materiais reciclados discutidos aqui são considerados como agregados grossos de livre drenagem atendendo as especificações para granulometria, teor de finos permitido, e plasticidade ($PI \leq 6$). ARC, CP e AF mostram uma grande variação de teor de finos que se aproxima das especificações limite máxima. RTA e RPA mostram menos variabilidade de teor de finos, variando perto das especificações limite mínima.

Os ângulos de atrito interno recomendados são valores máximo que podem ser assumidos para projeto. Entretanto, dados de testes de laboratório devem ser usados quando disponíveis. Existe uma pequena diferença entre ângulos de atrito recomendados de diferentes especificações. Enquanto o WisDOT permite assumir um valor máximo de 30° , ambos AASHTO e FHWA recomendam assumir um suposto valor de 34° . Todos os materiais reciclados revisados na literatura exibem ângulos de atrito medidos próximos ou bem acima dos valores recomendados.

Tabela 2.19 – Resumo das especificações para aterro em ECSR e Propriedades Geotécnicas de Materiais Reciclados.

	WisDOT	AASHTO	FHWA	ARC	RPA	CP	CL	RTA	AF
Granulometria (USCS)	GW - SC	-	GW - SC	GW - SC	GW - SP	GW - SM	ML	SW - SP	SP - SC
Teor de Finos (%)	< 15	< 15	< 15	3.2 - 12.8	0.6 - 3.0	0.0 - 12.0	100	3.8	1.0 - 13.0
ϕ' (graus) (Assumido)	30	34	34	41 - 63	39 - 44	32 - 45	29 - 40	36	35 - 43

Nota: WisDOT=Wisconsin Department of Transportation, AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials, FHWA=Federal Highway Administration Agency, USCS = United Soil Classification System,). ϕ' =Ângulo de atrito efetivo.

Fonte: Modificado de Berg et al. 2009; AASHTO 2010 e WisDOT 2015.

2.2.5.2 Seleção dos Reforços Geossintéticos

Como mencionado anteriormente, Holtz et al. (1998) adverte que a seleção dos geossintéticos deve seguir os critérios específicos de projeto, como geotêxteis e geogrelhas variam em um grande leque de características mecânicas e físicas discutidas, estas devem ser usadas apenas como guia. A seleção do geotêxtil e geogrelha como reforço em ECSR considera suas resistências à tração, susceptibilidade à fluência, interação solo/reforço e durabilidade. Valores recomendados para cada propriedade são resumidos na Tabela 2.12 e 2.13.

Resistência a tração é a tensão a tração máxima que o geossintético pode sustentar na ruptura. Valores de resistência a tração são usados em comparação entre diferentes produtos geossintéticos (Holtz et al. 1998; Koerner 2005). A resistência a tração para cada reforço pode também ser comparada com a tensão de cisalhamento esperada na ruptura do aterro selecionado.

Fluência é uma deformação dependente do tempo sob carga constante. Fluência é especialmente importante quando os reforços devem ser selecionados para um aterro que também é susceptível à fluência, como o RPA (Berg et al. 2009). Valores esperados de fluência de reforços devem ser comparados com dados de fluência realizados no material de aterro selecionado. Fatores de redução listados na Tabela 2.10 podem então serem aplicados.

O ângulo de atrito entre o aterro e o reforço (geotêxteis e geogrelhas) é assumido em ser entre 2/3 do ângulo de atrito interno do aterro. Teste de cisalhamento direto de interface com o aterro selecionado é recomendado para reforço geossintético possível. Valores de diferentes amostras de reforços podem ser comparados para seleção (Holtz et al. 1998). A eficiência do atrito em geogrelhas pode ser posteriormente calculada pela correlação do tamanho da abertura versus o tamanho da partícula (Koerner 2005). A largura mínima da abertura da geogrelha (B_{GG}) deve ser maior que 3.5 o tamanho médio das partículas do aterro (d_{50}) (Sarsby 1985).

A durabilidade dos reforços geossintéticos é dependente do ambiente e do aterro. A resistência a corrosão (níveis de pH) de um possível reforço deve ser investigada para cada aterro considerado (Holtz et al. 1998; Koerner 2005; Berg et al. 2009). A Tabela 2.16 mostra a variabilidade do pH recomendado para materiais

geossintéticos (WisDOT 2015). Testes químicos resultantes do aterro selecionado devem ser investigados para ajudar na seleção do reforço.

A seleção das geogrelhas não considera fluxo de água devido à larga abertura do material. Para geotêxteis, por outro lado, propriedades hidráulicas se tornam importantes. A condutividade hidráulica do geotêxtil é expressada como a taxa do fluxo d'água, enquanto a permissividade é o fluxo d'água no plano no geotêxtil (Holtz et al. 1998; Koerner 2005). Os valores de fluxo d'água e permissividade para materiais específicos podem ser comparados com a desejada taxa de fluxo de um projeto específico.

CAPÍTULO 3

3 ESTUDOS DE CASO

Os benefícios e limitações do uso de material reciclado como agregado são discutidos nesse capítulo. Uma revisão das ECSR com geossintético construídas com sucesso e sem sucesso também é apresentada aqui para providenciar contexto.

3.1 Uso Benéfico de Materiais Reciclados como aterro em ECSR

O uso de material reciclado como agregado pode oferecer vantagens econômicas e ambientais sobre os materiais naturais. Redução de custo considerável pode ser alcançada pela incorporação de material reciclado disponível localmente no projeto em substituição ao descarte desses materiais em botas-foras. Os benefícios ambientais obtidos pelo uso de materiais reciclados incluem a conservação dos recursos naturais, e redução das emissões dos gases estufa e poluição do ar e da água (Rathje et al. 2006; Edil et al; Benson et al. 2012).

3.2 Limitações de Materiais Reciclados como Agregado de Aterro

Agregados reciclados tem diferentes composições que agregados naturais (argamassa no ARC, e o asfalto como agente ligante no RPA) e, portanto, podem exibir comportamento distinto sobre carregamento e condições ambientais típicas comparadas com agregados naturais.

Uma feição característica do ARC é a pasta de cimento ligada aos agregados. Alta alcalinidade do hidróxido de cálcio composta pela pasta de cimento pode aumentar os níveis de pH na mistura de ARC-água para mais de 11 (Bruinsma et al. 1997; Kuo et al. 2002; Rathje et al. 2006), o qual supera o nível de pH recomendado para uso com reforço geossintético. Além do mais, a presença de cal e portlandita [Ca(OH₂)] no ARC pode contribuir para a precipitação do carbonato de cálcio, CaCO₃ (tufo calcário) (Muethel 1989; Bruinsma et al. 1997; Rathje et al. 2006). O tufo calcário pode potencialmente entupir os filtros dos sistemas de drenagem, liderando a acumulação de água atrás da face do muro de contenção (Rathje et al. 2006).

Uma feição característica do RPA é o revestimento de betume nas partículas e o comportamento viscoso associado à massa do material. Deformação por fluência pode ocorrer (Rathje et al. 2006), e resultar em deformação excessiva dependente do tempo e temperatura (Bleakley et al. 2014; Soleimanbeigi et al 2015). Deformação por fluência de RPA compactado pode aumentar com o aumento da temperatura. Em projetos de ECSR com RPA como aterro, potencial de fluência de RPA compactado a diferentes temperaturas deve ser investigado.

CP é rica em elementos traço, incluindo arsênio, céσιο, mercúrio, selênio, níquel, chumbo e antimônio (Huang 1990). A lixiviação de tais elementos e a consequente contaminação do solo e da água subterrânea pode colocar em preocupação o meio ambiente com o uso de CP como material de aterro. Estudos, entretanto, tem achado que a contaminação de água subterrânea devido a lixiviação de metais pesados na CP é mínima (Yoon et al. 2009). Souer et al (2005) observou que níveis de cádmio, crômio, selênio, e prata achados em lixiviados de CP satisfazem os critérios no Wisconsin Administrative Code (Tabela 3.1).

CL é classificada como silte de baixa plasticidade (ML) pela USCS, com o conteúdo de finos que de longe excede as especificações correntes. CP classe "C" endurece em contato com água, e, portanto, não é recomendada como material de aterro (FHWA 1999). Souer et al. (2005) relatou concentrações de crômio, cádmio, e prata em amostras de CL (mais baixas que em solo natural), mas dentro do limite estipulado nas seções NR 538 e NR 140 do Wisconsin Administrative Code (Tabela 3.1).

RTA tem alta compressibilidade comparada a agregados naturais, e assim pode exigir estabilização posterior (mistura com material granular) para se tornar adequado como material de aterro. Como RPA, RTA pode exibir deformação por fluência devido a presença de betume (Soleimanbeigi et al. 2012 e 2015).

AF pode conter teor considerável de argila, o que pode afetar negativamente a drenagem no aterro construído com AF (Partridge et al. 1999). O Índice de Plasticidade (PI) da AF varia de não plástica a 12 (Goodhue et al. 2001), e poderia potencialmente cair fora das recomendações atuais ($PI \leq 6$). O resíduo de AF, devido a sua composição, pode também exibir alta deformação e fluência comparado com materiais de aterro convencionais sob condições de carga típicas.

Tabela 3.1 – Limites Regulatórios para Cádmiu, Crômiu, Selênio e Prata como definido pelas seções 538 e 140 do Wisconsin Administrative Code.

Elemento	Concentração Máxima (µg/L)	
	NR 538	NR 140
Cádmiu	25	5
Crômiu	500	100
Selênio	250	50
Prata	250	50

Fonte: Modificado de Souer et al. 2005.

3.3 ECSR com Geossintético: Modos de Falha e Casos Históricos

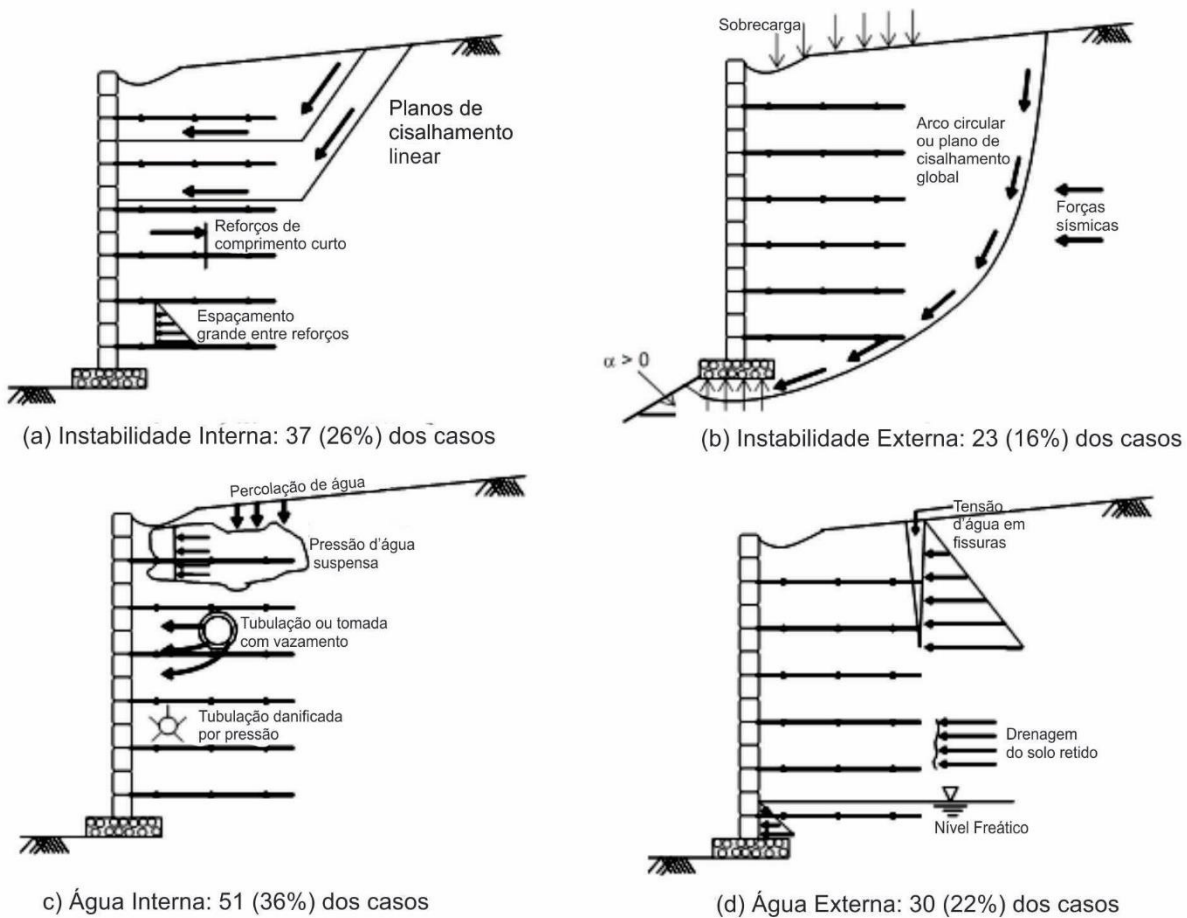
3.3.1 Modos de Falha

Os modos de falha de ECSR são divididos em deformação excessiva e colapso. Dos 141 casos históricos de falha relatados, eles são divididos em: instabilidade interna: por exemplo, espaçamento largo, comprimento curto e baixa resistência ao cisalhamento do solo, contam como 37 casos (26%); instabilidade externa: fundações fracas, taludes com ângulos altos, sobrecarga excessiva, sismos e resistência ao cisalhamento global contam como 23 casos (16%); água interna: sistema de drenagem com vazamento, tubulação quebrada, e infiltração de água, contam como 51 casos (36%); e água externa, proveniente da zona retida, rachaduras de tensão e nível de água elevado, contam como 30 casos (22%) (Koerner 2012).

As causas primárias de falhas em ECSR são relatadas por serem inadequadas ou projeto e/ou construção imprópria. A maior inadequação de projeto é o uso de argilas e siltes para aterro e inadequada compactação e colocação do material. Drenagens de baixa eficiência conduzem pressões hidráulicas atrás ou dentro da zona de solo reforçado, e requer o uso de drenos na base e atrás da estrutura para dissipar as pressões e remover a água da frente do muro (Koerner e Koerner 2012). A Figura 3.1 mostra diferentes modos de falha para ilustração.

A precipitação de travertino, ou tufo calcário pode entupir os filtros de drenagem, e, portanto, as propriedades hidráulicas e capacidade de drenagem do ARC é uma exigência chave para verificar adequada e suficiente drenagem do aterro para o projeto da ECSR. Fluência do RPA devido à presença do aglomerante asfáltico pode potencialmente liderar uma deformação excessiva e falha da ECSR e também precisa ser caracterizado.

Figura 3.1 – Mecanismos de falha em ECSR.



Fonte: Modificado de Koerner e Koerner 2012.

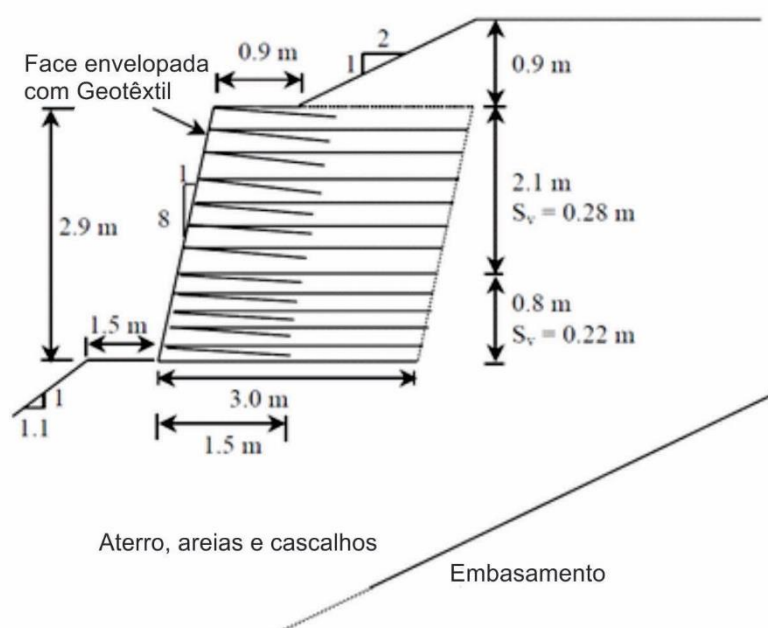
3.3.2 Casos Históricos

3.3.2.1 ECSR de Face Envolvida com Geotêxtil Snailback Shotcrete, Siskiyou National Forest, Oregon, EUA, 1974

A ECSR Snailback foi a primeira estrutura construída com geossintético nos EUA, e a terceira do mundo. A estrutura tinha 2.9 m de altura e também um talude de sobrecarga adicional de 0.9 m. O material de aterro consistiu em uma areia média a fina sub-arredondada uniforme. Geotêxtil não tecido perfurado com agulha (Fibratex 420, [420 g/m²]) foi usado como reforço. O geotêxtil foi instalado com XMD alinhado com a direção de carga de tração, e a sobreposição atrás da face do muro foi de 1.5 m.

Avaliação pós construção do reforço de geotêxtil não foi conduzida. Entretanto, devido ao uso de solo não agressivo como aterro, acreditou-se que dano devido a instalação e perda de resistência do reforço fosse mantida como mínima. Apesar de nenhuma manutenção ter sido realizada na estrutura desde a construção, concluiu-se que a estrutura se comportou bem. Nenhum dado de deslocamento foi coletado durante a observação. A estrutura em seção é mostrada na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Seção da ECSR em Siskyou National Forest, Oregon.



Fonte: Modificado de Allen et al. 2001.

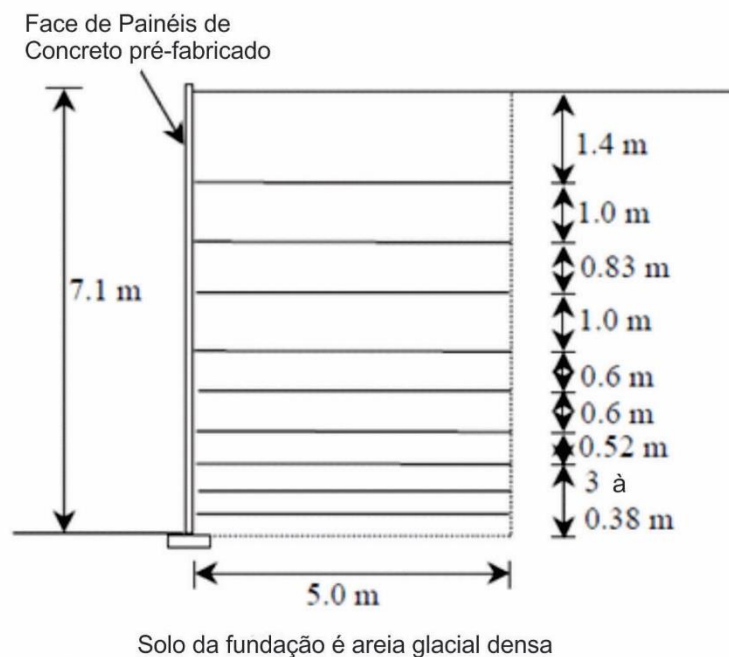
3.3.2.2 ECSR com Geogrelha de Painel Sustentado, London, Ontario, EUA, 1989

Em 1989, uma ECSR foi construída em London, Ontario, como parte da reconstrução da Avenida Highbury. A estrutura tem 7.1 m, com painel de concreto pré-fabricado. O aterro usado foi uma areia siltosa e cascalho, de acordo com as exigências locais de gradação de solo. O aterro selecionado foi reforçado com a geogrelha uniaxial HDPE (UX1600 Tensar).

A estrutura sofreu uma deformação máxima de 44 mm e uma deformação máxima de 3.4% da geogrelha. A deformação foi medida do topo da estrutura e ocorreu dentro de 6 meses desde a remoção das escoras temporárias. As

deformações da geogrelha ocorreram próximo da face da parede e foram devidas ao movimento descendente do aterro. A estrutura não tem sofrido deformações excessivas desde quando foi construída (Allen et al. 2001). A estrutura em seção é mostrada na Figura 3.3.

Figura 3.3 – Seção da ECSR com Geogrelha, London, Ontario.



Fonte: Modificado de Allen et al. 2001.

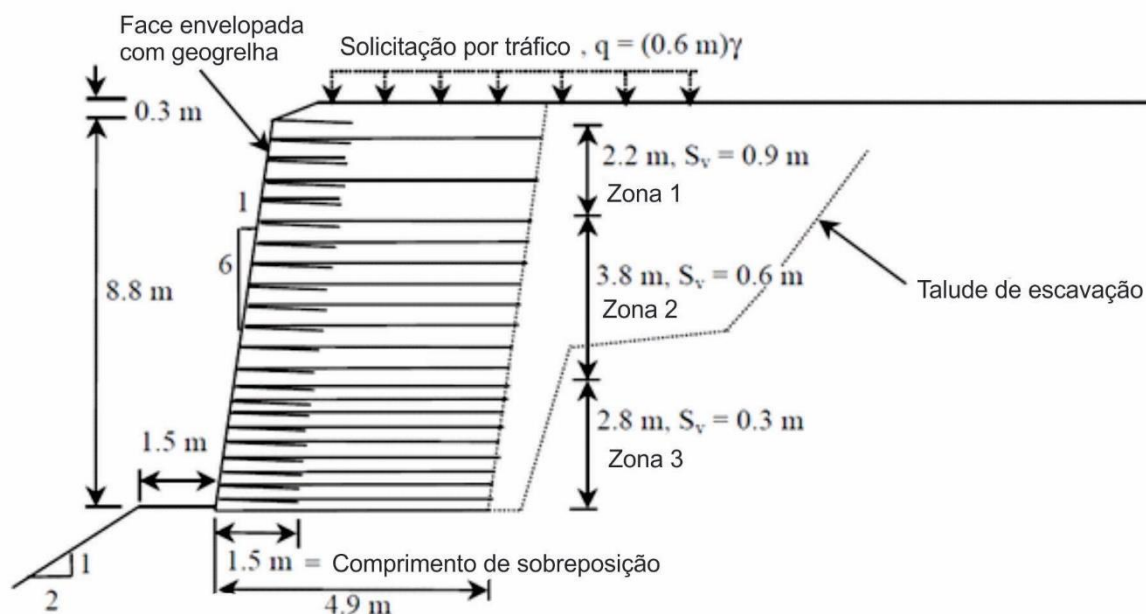
3.3.2.3 ECSR de Face Envolvida com Geogrelha, Devils Punch Bowl State Park, Oregon, EUA, 1982

A ECSR Devils Punch Bowl foi a primeira estrutura de geogrelha permanente construída nos EUA. A estrutura de face envolvida com geogrelha foi construída para suportar o acesso à rodovia para o Parque Estadual em 1982. A estrutura tem 8.8 m de altura com ângulo da face em torno de 80 graus. Brita de basalto foi escolhida como material de aterro e geogrelha HDPE (Tensar SR-2) foram usadas para reforçar o aterro. A ECSR é submetida ao carregamento de tráfico da rodovia.

Observações feitas em 1993 constataram pequenos sinais de movimento desde a construção. A geogrelha foi relatada em estar em excelente condição com

nenhum sinal de aparência de degradação ou estrago (Allen et al. 2001). A seção da estrutura é mostrada na Figura 3.4.

Figura 3.4 – Seção da ECSR de face envolvida com geogrelha em Devils Punch Bowl State Park, Oregon.



Solo de fundação é de 0 a 3,5 m, argila siltosa mole sobre folhelho

Fonte: Modificado de Allen et al. 2001.

3.3.2.4 ECSR de Painel de Concreto com Geogrelha Tanque Verde, Tucson, Arizona, EUA, 1984.

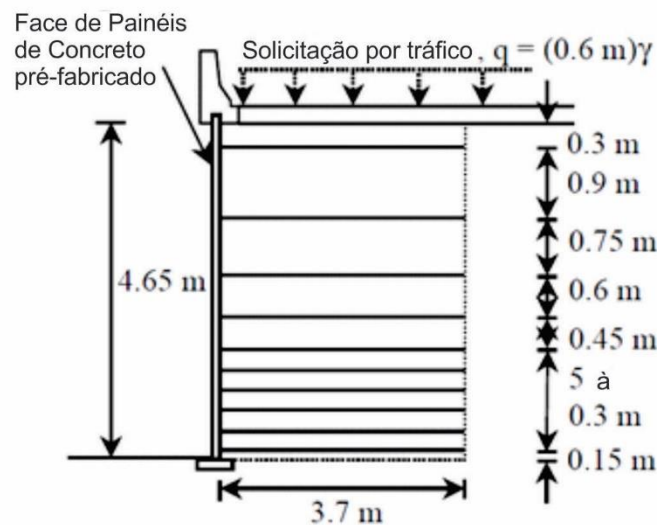
Quarenta e seis seções de ECSR foram construídas em Tucson, Arizona como parte do projeto da Rodovia Tanque Verde Wrightstown-Pantano. Essa foi a primeira ECSR com geogrelha construída nos EUA com painel pré-fabricado. Os segmentos da estrutura foram construídos para providenciar separação de greide para a intersecção de três rodovias.

A ECSR de 4,65 m consiste de aterro de areia bem graduada, limpa e cascalhosa, reforço de geogrelha HDPE (Tensar SR-2), e toda a face de concreto pré-fabricado. Os painéis eram sustentados até o acabamento de 2/3 do aterro atrás da face do muro. Após o acabamento, a ECSR foi submetida ao carregamento por tráfego.

O pico de temperatura registrado dentro do aterro foi de 38° C, com média de 25 a 30° C. A deformação máxima no final da construção foi reportada em 0,3% e

aconteceu na conexão entre o muro e os reforços. Durante a inspeção pós construção foi detectado uma deformação máxima que ocorreu na geogrelha de 1.0%, acontecendo em grande parte durante a construção da estrutura. Em 1992, amostras do reforço de geogrelha foram desenterradas. As análises dessas amostras não mostraram nenhuma redução na resistência a tração nos reforços (Allen et al. 2001). A seção da estrutura é mostrada na Figura 3.5.

Figura 3.5 - Seção da ECSR com geogrelha de painel de concreto pré-fabricado, Tucson, Arizona.



Solo de fundação é areia densa

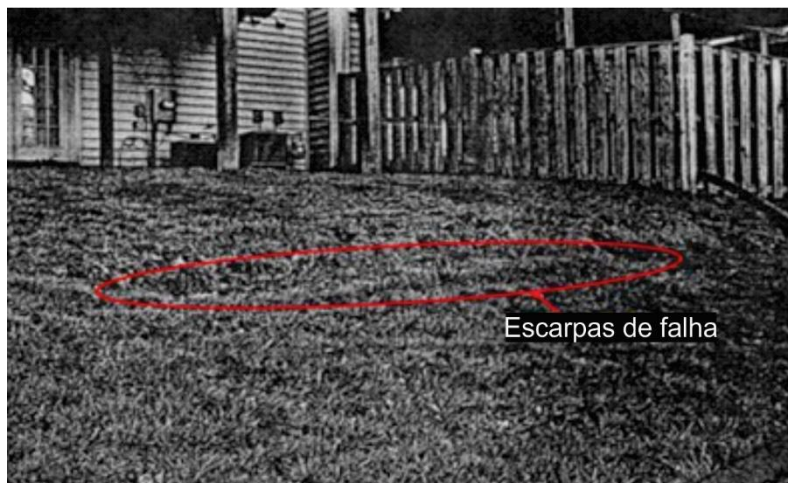
Fonte: Modificado de Allen et al. 2001.

3.3.2.5 Falha na ECSR Tower Oaks Residential, Rockville, Maryland, EUA, 2003

A ECSR Tower Oaks foi construída em 1996, ao longo da porção leste do residencial Tower Oaks em Rockville, Maryland. A estrutura foi construída com uma altura de 4.5 m, com aterro de solo siltoso reforçado com geogrelha. Blocos segmentados foram usados como componentes da face.

No final de 2002, escarpas de falha apareceram ao longo do talude no topo da estrutura a distancias entre 4 e 5 m da face do muro (Figura 3.6). Aberturas e separações largas entre os blocos segmentados foram observadas (Figura 3.7). A maior parte do abaulamento ocorreu nos locais aonde o muro era maior. Separações horizontais entre os blocos da face foram medidas em até 2.5 cm de espessura e continuaram a crescer até a estrutura colapsar em 2003.

Figura 3.6 - Escarpas localizadas no topo da estrutura.



Fonte: Modificado de Mahmood 2009.

Figura 3.7 – Abaulamento visível e separação entre blocos da face.



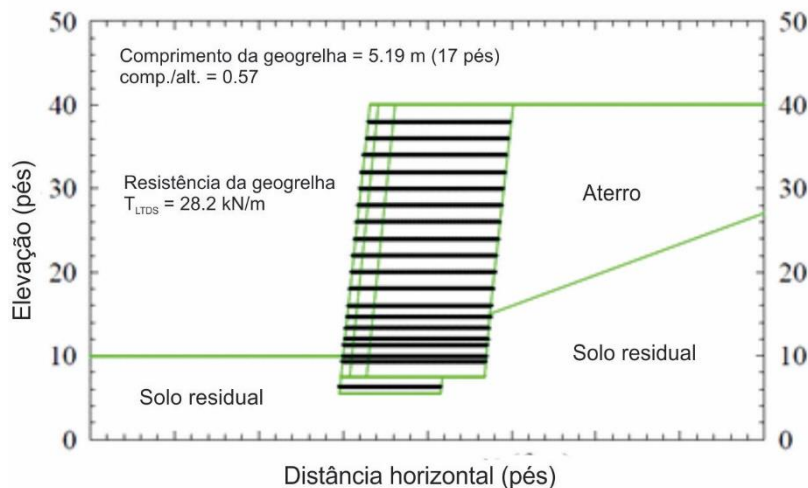
Fonte: Modificado de Mahmood 2009.

Investigações forenses concluíram que o colapso da estrutura foi causado por falhas nos reforços, combinados com baixa drenagem no aterro. A instalação imprópria da geogrelha permitiu dobras e folgas, o que debilitou o adequado tensionamento da geogrelha. Também foi concluído que o comprimento das geogrelhas foi insuficiente nas três camadas do topo da estrutura. O solo siltoso usado como aterro (ML) tinha baixa permeabilidade e não forneceu adequada drenagem dentro da estrutura. Pressões hidrostáticas desenvolveram-se na face e no final da zona reforçada aonde ocorreram as depressões.

3.3.2.6 Falha na ECSR de Bloco Segmentado, Virginia, EUA, 2001

Essa ECSR foi construída em 1999 próximo e abaixo de um lavatório de carros. A largura da estrutura foi 152 m com uma altura máxima de 9.1 m. O aterro consistiu em solo argiloso reforçado com geogrelha. Blocos segmentados foram escolhidos como unidade da face. A seção da estrutura mostra a localização das camadas de geogrelha (Figura 3.8).

Figura 3.8 - Seção da ECSR no SW da Virginia.



Fonte: Modificado de Scarborough 2005.

Fraturas em alguns blocos da face foram observadas aproximadamente um mês depois da conclusão da estrutura. A falha ocorreu próximo de um ano depois do fim da obra. Investigação pós-falha do local detectou fraturas na superfície do piso do topo da estrutura, por volta de 4.5 a 11 m da face do muro. As geogrelhas foram aparentemente arrancadas do intermédio dos blocos individuais da face, enquanto o aterro reforçado ficou praticamente intacto. A falha (Figura 3.9) ficou praticamente restrita aos blocos do muro e da brita de rocha usada como material de dreno atrás da face do muro.

Figura 3.9 - Falha na ECSR no SW da Virginia mostra superfície de falha rasa atrás da face do muro.



Fonte: Scarborough 2005.

Investigações forenses realizadas após a falha caracterizaram que a compactação do aterro estava irregular. Testes indicaram que o teor de água variava entre 20% até 40% nos aterros reforçados e retidos. Teores de água mais altos eram de aproximadamente 15 a 20 pontos maiores que a umidade ótima correspondente do teste de compactação Proctor. A densidade in situ variava de 80 a mais de 100% da densidade seca máxima do padrão Proctor.

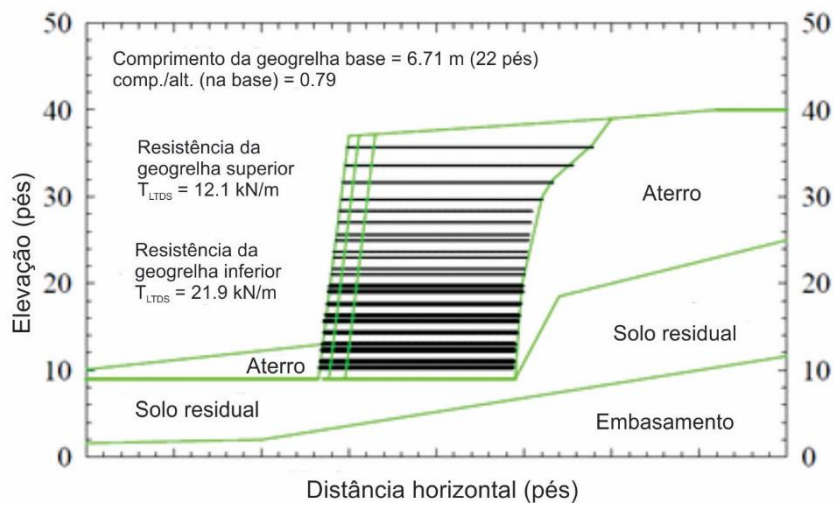
Investigações de documentos de projeto detectaram que o projeto original foi finalizado para uma altura de 7.3 m da estrutura. Foram adicionados 1.8 m na altura original pela construtora sem consulta prévia do engenheiro projetista. A análise da estabilidade global da geometria do projeto detectou um fator de segurança de 1.24, entretanto, esse fator de segurança caiu para abaixo de um para a altura da estrutura construída.

Após investigação forense in situ e em laboratório, concluiu-se que a causa provável da falha foi a drenagem insuficiente, liderando pressões neutras excessivas atrás da face do muro. Fatores contribuintes incluem compactação ineficiente, o aumento da estrutura, e uso de solo argiloso na zona reforçada.

3.3.2.7 Deformação da ECSR de Bloco Segmentado, Tennessee, 2001

Essa ECSR foi construída em 2001 na porção leste do Tennessee ao longo e abaixo de um local proposto para a construção de um prédio de escritórios. A estrutura tinha 137 m de comprimento e 8.5 de altura. O aterro reforçado consistiu de solo argiloso reforçado com geogrelha. Blocos segmentados de alvenaria foram usados para a face. A seção da estrutura é mostrada na Figura 3.10.

Figura 3.10 - Seção da ECSR no leste do Tennessee.



Fonte: Scarborough 2005.

A ECSR falhou nove meses depois de sua conclusão. Falha foi observada como movimento excessivo do aterro retido, incluindo alívio de fundações de prédios e movimentos laterais em torno de 105 mm. Movimento também foi observado próximo a dutos soterrados e bueiros. Depois da falha, poços perfurados foram instalados debaixo e um pouco além da zona reforçada.

Investigação forense nos documentos de projeto e na estrutura concluíram que nenhuma análise de estabilidade global foi realizada. Entretanto internamente, externamente e na estabilidade da face foram detectadas como adequadas como projetado, detectando que se houvesse realizado a análise de estabilidade global, camadas de geogrelhas mais longas seriam exigidas. Além do mais, a magnitude dos movimentos observados foi possivelmente afetada pelo uso de solo argiloso como aterro.

CAPÍTULO 4

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Propriedades índices e mecânicas do RPA e ARC foram avaliadas de acordo com os procedimentos de testes internacionais (ASTM), exceto quando certos testes não estiveram disponíveis. Os testes realizados incluem distribuição granulométrica, densidade real dos grãos, compactação com Proctor padrão, teste de cisalhamento direto de larga escala, teste de arrancamento e teste triaxial de larga escala. Dois tipos de geotêxteis (tecido e não tecido) e dois tipos de geogrelhas (uniaxial e biaxial) foram considerados para avaliar representativamente materiais de reforço geossintético. Resistência ao cisalhamento de interface entre os geossintéticos e os materiais reciclados foram medidas usando um equipamento de teste de arrancamento e uma máquina de cisalhamento direto de larga escala. Nesse capítulo, os procedimentos e equipamentos usados para quantificar as propriedades índices e mecânicas dos agregados e suas interações com geossintéticos são discutidas.

4.1 Agregados Reciclados e Reforços Geossintéticos

4.1.1 Propriedades Índices

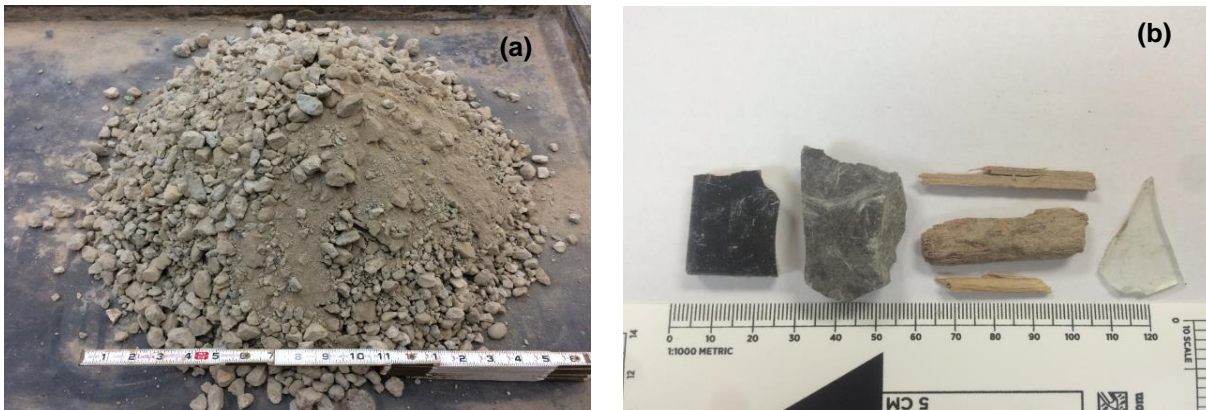
4.1.1.1 Agregado Reciclado de Concreto

Amostras de ARC foram obtidas do Mandt Sandfill, localizado em Fitchburg, Wisconsin, EUA [(Figura 4.1 (a)]. Partículas de ARC são angulares com superfície rugosa e contém notável presença de argamassa anexa (ligada ao agregado) e também separada (não ligada ao agregado). Inspeções das amostras mostraram a presença de materiais contaminantes (como lascas de madeira, vidro, azulejo, plástico), consistindo de aproximadamente 0.6% do conteúdo da amostra por massa [Figura 4.1 (b)].

O ARC é um cascalho médio com aproximadamente 8.7% de finos. ARC foi classificado como GP (poorly graded gravel) ou cascalho pouco graduado, no Unified Soil Classification System (USCS). Os testes de distribuição granulométrica foram conduzidos seguindo os procedimentos ASTM C136 e ASTM C117.

As amostras de ARC usadas nos testes tinham densidade real dos grãos igual a 2.56, medida de acordo com o ASTM C-127 e D-854. Teste de compactação Proctor padrão realizada conforme ASTM D698, Método C, revelou um peso específico seco máximo de 19.5 kN/m^3 a uma humidade ótica de 11.0%.

Figura 4.1 – Amostra de ARC do Mandt Sandfill, Fitchburg, WI (a) e impurezas achadas na amostra de ARC incluem vidro quebrado, madeira, pedaços e lascas de azulejo (b).



Fonte: Autor.

4.1.1.2 Reciclado de Pavimento Asfáltico

Amostras de RPA foram adquiridas do Payne and Dolan, localizado em Fitchburg, Wisconsin, EUA (Figura 4.2). Partículas de RPA são angulares com superfície de textura rugosa. É notável a presença de betume cobrindo a superfície das partículas. RPA tem aproximadamente 5.10% de finos e foi classificado como SP (poorly graded sand), ou areia mal graduada.

O teor de asfalto foi medido em 5.58% pela “*loss on ignition*” (LOI), ou teste de perda na ignição, usando uma fornalha de ignição automática. A amostra de RPA foi aquecida em $540 \text{ }^\circ\text{C}$. A perda de massa da amostra foi medida por uma balança automática dentro da fornalha. O teor de asfalto foi calculado como a diferença entre a massa inicial e final seguindo os procedimentos do ASTM D6307. Densidade real dos grãos de 2.39 e absorção de água de 2.58% foram medidas de acordo com o ASTM C127 e D854. O peso específico seco máximo de 18 kN/m^3 foi alcançado a uma humidade ótica de 4.0% seguindo o teste de compactação Proctor de acordo com ASTM D698, Método C. As propriedades índices do ARC e RPA medidas neste estudo, incluindo os valores relatados na literatura, estão resumidas na Tabela 4.1.

Figura 4.2 – Amostra de RPA do Payne and Dolan, Fitchburg, WI.



Fonte: Autor.

Tabela 4.1 – Propriedades Índices do ARC e RPA adquiridos neste estudo comparados com valores observados na literatura.

	ARC (Medido)	ARC (Literatura)	RPA (Medido)	RPA (Literatura)
USCS	GP	GW, GP, SW, SP, SC	SP	GW, SW, SP
Teor de Finos (%)	8.70	3.2 - 12.8	5.10	0.6 - 3.0
Argamassa/Asfalto (%)	35.7	37.0 – 65.0	5.84	3.5 - 7.1
Absorção (%)	4.34	5.0 - 6.5	2.58	0.6 - 2.0
Densidade Real, G_s	2.56	2.24 - 2.72	2.39	2.20 - 2.56
$\gamma_{d,max}$ (kN/m^3) (padrão)	19.5	17.5 - 19.2	18.6	13.9 - 19.4
w_{opt} (%)	11.0	8.7 - 11.9	4.0	5.2 - 8.8
k (cm/s)	-	7.1×10^{-4} - 1.8×10^{-3}	-	1.1×10^{-4} - 1.6×10^{-3}

Nota: USCS = United Soil Classification System, AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials (sistema de classificação do solo). Teor de argamassa para ARC, teor de asfalto para RPA. G_s = specific gravity; $\gamma_{d,max}$ = maximum dry unit weight ou peso específico seco máximo; w_{opt} = optimum water content ou humidade ótima, and k = condutividade hidráulica.

Fonte: Autor.

4.1.2 Reforço Geossintético

Quatro reforços geossintéticos comumente usados atualmente foram selecionados nesse estudo (geogrelha uniaxial e biaxial, e geotêxtil tecido e não tecido) para avaliar suas propriedades de interação com ARC e RPA. A seleção desses produtos foi baseada na consideração de exigências das especificações de

projeto para ECSR como resistência, propriedades hidráulicas, e eficiência de atrito ou de intertravamento entre o agregado e o geossintético.

A geogrelha uniaxial escolhida foi a Tensar UX-1500MSE, a qual é usualmente usada como reforço estrutural em obras de terra, como mostrada na Figura 4.3 (a). O material é feito de polietileno de alta densidade (HDPE) o qual é fabricado integralmente e esboçado uniaxialmente. As dimensões de abertura são 406.0 mm em MD (machine direction) e 17.0 mm em XD (cross-machine direction). As espessuras dos frisos são 1.5 mm em MD e 4.2 mm em XD. O material foi selecionado devido a sua extensiva aplicação pelo mercado como reforço em ECSR.

A geogrelha biaxial selecionada foi a Tensar BX-4200, o qual é feita de polímero de polipropileno (PP) como mostrado na Figura 4.3 (b). A geogrelha tem uma abertura de 33.0 mm em ambas direções, MD e XD. As espessuras dos frisos são 1.3 mm em ambas direções (MD e XD). A seleção do Tensar BX-4200 foi baseada na eficiência de atrito determinada pelo tamanho dos agregados e dimensões de abertura da geogrelha. A Equação 4.1 concede o tamanho mínimo da abertura exigido como função do tamanho médio das partículas, como recomendado por Sarby (1985):

$$B_{GG} > 3.5 D_{50} \quad (4.1)$$

Aonde,

B_{GG} = largura mínima de abertura da geogrelha, e

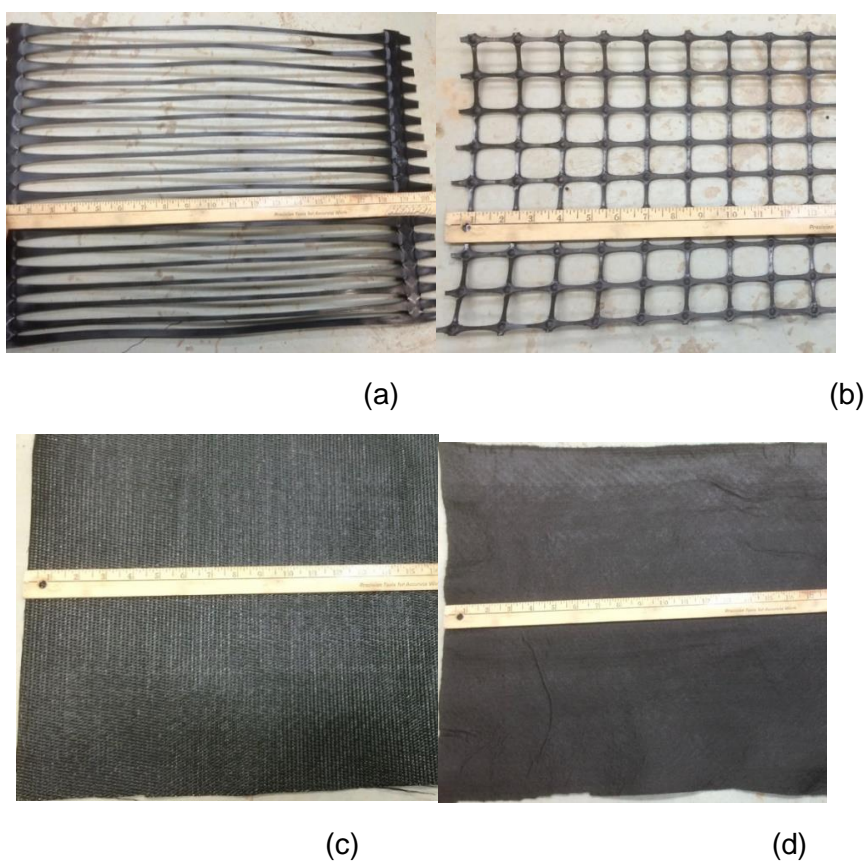
D_{50} = tamanho médio da partícula do agregado de aterro

O geotêxtil tecido selecionado foi o Thrace-LINQ GTF-570. Esse geotêxtil é fabricado usando um multifilamento de polipropileno de alta tenacidade, confeccionado em um padrão de costura estável [Figura 4.3 (c)]. A abertura aparente relatada pelo fabricante foi de 0.6 mm e a taxa de fluxo de água em 1,222.0 l/min/m². A resistência desse geotêxtil se coloca no meio da abrangência comparado a produtos similares. O Thrace-LINQ GTF-570 é considerado representativo de geotêxteis tecidos disponíveis para reforço e tem valores exigidos de taxa de fluxo de água e inúmeros valores de resistência a tração para típicos solos reforçados.

O geotêxtil não tecido usado foi o Thrace-LINK 160EX, o qual é produzido de fibras de polipropileno grampeadas e orientadas aleatoriamente para formar uma

estrutura estabilizada perfurada por agulha [Figura 4.3 (d)]. A seleção desse geotêxtil foi baseada em consideração a sua alta taxa de fluxo de água e alta resistência a tração. Ambas propriedades foram consideradas para serem representativas dos geotêxteis não tecido disponíveis para reforços de ECSR. Os valores médios mínimos de rolo (MARV-Minimum Average Roll Value) de inúmeras propriedades índices e mecânicas/estruturais dos geossintéticos selecionados são mostrados na Tabela 4.2. O MARV é calculado como o valor médio menos dois desvios padrões.

Figura 4.3 – (a) Geogrelha uniaxial TensarUX-1500MSE, (b) Geogrelha biaxial Tensar BX-4200, (c) Geotêxtil tecido Thrace-LINQ GTF570, (d) Geotêxtil não tecido Thrace-LINK 160EX.



Fonte: Autor.

Tabela 4.2 – Valores médios mínimos de rolo (MARV) para diversas propriedades índices e mecânicas/estruturais dos geossintéticos selecionados.

					Geogrelha Uniaxial	Geogrelha Biaxial	Geotêxtil Tecido	Geotêxtil não tecido
					HDPE	PP	HTPE	PP
		Teste	Unidade	Direção	MARV			
Propriedades Índice / Índices de Integridade Estrutural	Dimensões de Abertura	Nominal	mm	MD	406	33	n/a	n/a
				XD	17	33	n/a	n/a
	Espessura Mínima dos Frisos	Nominal	mm	MD	-	1.27	n/a	n/a
				XD	-	1.27	n/a	n/a
	Resistência a tração ao agarro	ASTM D 4632	N	MD	-	-	2113	801
				XD	-	-	1957	-
	Elongação a tração ao agarro	ASTM D 4632	%	MD	-	-	12	50
				XD	-	-	6	-
	Resistência a tração de faixa larga (Última)	ASTM D 4595	kN/m	MD	-	-	70	-
				XD	-	-	70	-
	Elongação de faixa larga	ASTM D 4595	%	MD	-	-	9	-
				XD	-	-	5.5	-
Deformação a tração última	ASTM D 6637	KN/m	MD	114	20.5	-	-	
			XD	-	23.5	-	-	
Resistência a tração a 5% de deformação	ASTM D 6637	KN/m	MD	52	11.7	-	-	
			XD	-	14.6	-	-	
Resistência a tração a 2% de deformação	ASTM D 6637	KN/m	MD	52	6	-	-	
			XD	-	7.4	-	-	
Rasgo Trapezoidal	ASTM D 4533	N	MD	-	-	801	334	
			XD	-	-	801	-	
Resistência na Junção	GRI-GG2-05	KN/m	MD	105	-	-	-	
			XD	-	-	-	-	

					Geogrelha Uniaxial	Geogrelha Biaxial	Geotêxtil Tecido	Geotêxtil não tecido
					HDPE	PP	HTPE	PP
		Teste	Unidade	Direção	MARV			
Propriedades Índice / Índices de Integridade Estrutural	Eficiência da Junção	ASTM D 7737	%	MD XD	- -	93 -	n/a n/a	n/a n/a
	Rigidez Flexural	ASTM D 5732	mg-cm	MD XD	5,100,000 -	750,000 -	- -	- -
	Punção do CBR	ASTM D 6241	N	MD XD	- -	- -	8896 -	2113 -
	Permissividade	ASTM D 4491	sec ⁻¹	MD XD	- -	- -	0.4 -	1.5 -
	Taxa de Fluxo da água	ASTM D 4491	l/min/m ²	MD XD	- -	- -	1222 -	4482 -
	Abertura aparente (AOS)	ASTM D 4751	mm	MD XD	- -	- -	0.6 -	0.15 -
Durabilidade	Resistencia a Degradação a longo prazo	EPA 9090	%	n/a	100	100	-	-
	Resistência a Degradação ao UV	ASTM D 4355	%	n/a	95	95	80	70

Note: MARV=minimum average roll values (valores médios mínimos de rolo), HDPE=high density polyethylene (polipropileno de alta densidade), PP=polypropylene, MD= machine direction, XD=cross-machine direction, AOS (apparent opening size), n/a= nao aplicável.

Fonte: Compilado de vários autores pelo Autor.

4.2 Testes de Laboratório

4.2.1 Teste Triaxial de Larga Escala

Um aparelho de teste triaxial de larga escala foi usado para avaliar a resistência ao cisalhamento de ARC e RPA compactado. Testes de carregamento monoatômico foram realizados usando o sistema MTS servo-eleto-hidráulico de circuito fechado. O teste seguiu as recomendações do ASTM D7181 (Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils – Método de Teste Padrão de Compressão Drenada para Solos Adensados).

O equipamento de compressão triaxial consiste em um quadro de pressão usado para aplicar pressão e contrapressão na célula, e uma célula triaxial capaz de acomodar uma amostra de 152 mm de diâmetro e 310 mm de altura. Uma força vertical foi aplicada na amostra por um atuador com a capacidade máxima de carga de 22 kN. Um pistão anexado ao atuador intrudiu na célula e sentou-se no topo da amostra. Deformação vertical foi medida pelo LVDT (Linear Variable Differential Transformers-Transdutores Diferenciais Variáveis Lineares) montado no pistão do atuador. Os dados foram colhidos usando o software LabView® instalado em um computador equipado com cartão de aquisição de dados.

As amostras foram compactadas às densidades desejadas (95% do γ_{dmax} e w_{opt}) dentro de um molde bipartido e depois envolvido por uma membrana impermeável. Pedras porosas foram colocadas em ambas as extremidades da amostra para providenciar drenagem durante o teste. A Figura 4.4 apresenta uma amostra de ARC montada para o teste de compressão triaxial. As amostras foram saturadas até o parâmetro B de Skempton ter atingido 90% ou mais. As amostras foram comprimidas usando quatro pressões de confinamento: 35 kPa, 70 kPa, 105 kPa e 140 kPa. As amostras foram comprimidas por 24 horas a cada pressão confinante e então cisalhada ao carregamento axial a uma taxa de 0.2 mm/min. Durante o teste a válvula de contrapressão foi aberta para se adaptar as condições de poro-pressões drenadas. Os testes foram rodados até o rompimento de cada amostra.

Figura 4.4 - (a) Amostra de ARC envolvida com membrana de borracha durante a configuração do ensaio triaxial. (b) Amostra sob pressão confinante e carga vertical durante teste.



(a)

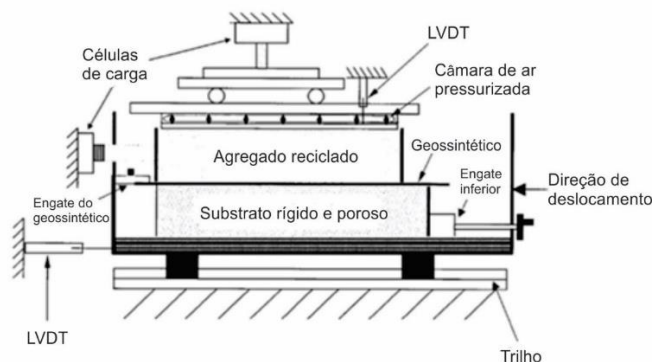
(b)

Fonte: Autor.

4.2.2 Teste de Cisalhamento Direto de Interface de Larga Escala

Ângulos de atrito de interface entre ARC, RPA, e os geossintéticos selecionados foram avaliados pelo teste de cisalhamento direto de interface seguindo o método ASTM D5321. A máquina de teste de cisalhamento direto de interface de larga escala (Figura 4.5) inclui uma caixa superior com dimensões de 300 mm de comprimento, 300 mm de largura, e 76 mm de profundidade, e uma caixa inferior com 356 mm de comprimento, 300 mm de largura, e 76 mm de profundidade. O comprimento maior da caixa inferior proporcionou os cálculos de tensão sem a necessidade de correção de área.

Figura 4.5 - Desenho esquemático da máquina de cisalhamento direto de interface de larga escala.



Fonte: Modificado de Goodhue et al.2001.

Um substrato de plástico, rígido e poroso foi usado na caixa inferior para providenciar a drenagem e uma base sólida para o geossintético. O geossintético foi colocado no topo da base de plástico e preso na extremidade externa da caixa inferior. Amostras de agregados reciclados foram colocadas e compactadas no topo do geossintético.

Pressão normal foi aplicada por uma câmara de ar fixada sob um prato superior quadrado. O prato superior foi colocado diretamente no topo do aterro e foi confinado por um prato de metal conectado a estrutura externa. A caixa de cisalhamento foi confinada dentro da caixa externa. Essa configuração permite testes de imersão serem realizados. O LVDT colocado do lado de fora da caixa externa foi usado para medir deslocamento horizontal. Uma célula de carga em contato com a caixa interna foi usada para medir a carga vertical. Os dados foram adquiridos usando o programa LabView® instalado no computador equipado com cartão de aquisição de dados.

Amostras de ARC foram compactadas a 22 °C. Soleimanbeigi (2015) sugeriram que compactação do RPA a temperaturas elevadas aprimora suas propriedades mecânicas. Para verificar o efeito da temperatura na compactação em propriedades de interface do RPA-Geossintéticos, amostras de RPA foram compactadas a 22 °C, 35 °C e 50 °C. Esses testes foram destinados a avaliar os efeitos das variações de temperatura na compactação em propriedades de interface.

Para a preparação das amostras a cada temperatura, a amostra de RPA, a água dos poros, e os equipamentos de compactação foram todos colocados em uma câmara com temperatura ambiente controlada por 24 horas para alcançar a temperatura desejada (22 °C, 35 °C ou 50 °C). Depois do equilíbrio de cada temperatura de compactação, as amostras foram removidas da câmara e imediatamente compactadas dentro da caixa de cisalhamento. As temperaturas das amostras permaneceram dentro de ± 1 °C da temperatura alvo durante o processo de preparação. Para a temperatura alvo de 22 °C, a amostra foi compactada a w_{opt} e 95% do γ_{dmax} . Para a compactação a 22 °C, o número de golpes por camada usando um martelo Proctor padrão foi determinado por tentativa e erro para alcançar a densidade desejada. A mesma energia de compactação (golpes por camada) foi aplicada a amostras compactadas a 35 °C e 50 °C para assegurar que a temperatura de compactação foi o único parâmetro variável.

As amostras compactadas de RPA a temperaturas elevadas foram deixadas para que a temperatura abaixasse a 22 °C durante 8 horas e os testes foram realizados a 22 °C sob pressões normais de 50, 100 e 200 kPa. Uma taxa de deslocamento de 1 mm/min e uma distância total de deslocamento de 50 mm foram empregadas, exceto quando o limite de 17 kN foi alcançado ou a ruptura do geossintético ocorria.

4.2.3 Teste de Arrancamento

Os testes de arrancamento foram realizados em amostras de ARC e RPA reforçados com geotêxtil tecido e geogrelha uniaxial. Os procedimentos para o teste seguiram o padrão ASTM D6706 usando um equipamento para o teste de arrancamento fabricado pela GeoSyntec Consultants. O equipamento é uma caixa de metal de 1524 mm de comprimento, 609 mm de largura, e 406 mm de profundidade. Tensão normal foi aplicada pela câmara de ar de borracha confinada entre o solo e três tampas de metal parafusadas no topo da caixa de arrancamento.

Força de arrancamento foi aplicada por dois braços hidráulicos anexados a ambos os lados da caixa de arrancamento. Os braços hidráulicos são equipados com válvulas para controlar a velocidade de arrancamento. O motor hidráulico de corrente alternada (AC-Alternating Current) providenciou energia para os braços hidráulicos. O motor hidráulico de AC era equipado com uma válvula que poderia ser usada para mudar a direção do fluxo do fluido, dessa maneira movimentando os braços hidráulicos em direções opostas, para frente ou para trás. A unidade de ar comprimido aplicou carga constante a câmara de ar de borracha no topo da caixa de arrancamento. Uma célula de carga montada na frente da caixa de arrancamento foi usada para medir força de arrancamento.

Extensômetros foram usados para medir o deslocamento na frente da caixa de arrancamento e ao longo do comprimento dos geossintéticos. O LVDT frontal foi montado na cabeceira da caixa de arrancamento e foi usado para medir o deslocamento da braçadeira de arrancamento. O LVDT traseiro foi montado em um rack do lado de fora da moldura da caixa e foi usado para medir deslocamento em três diferentes pontos ao longo do comprimento do geossintético.

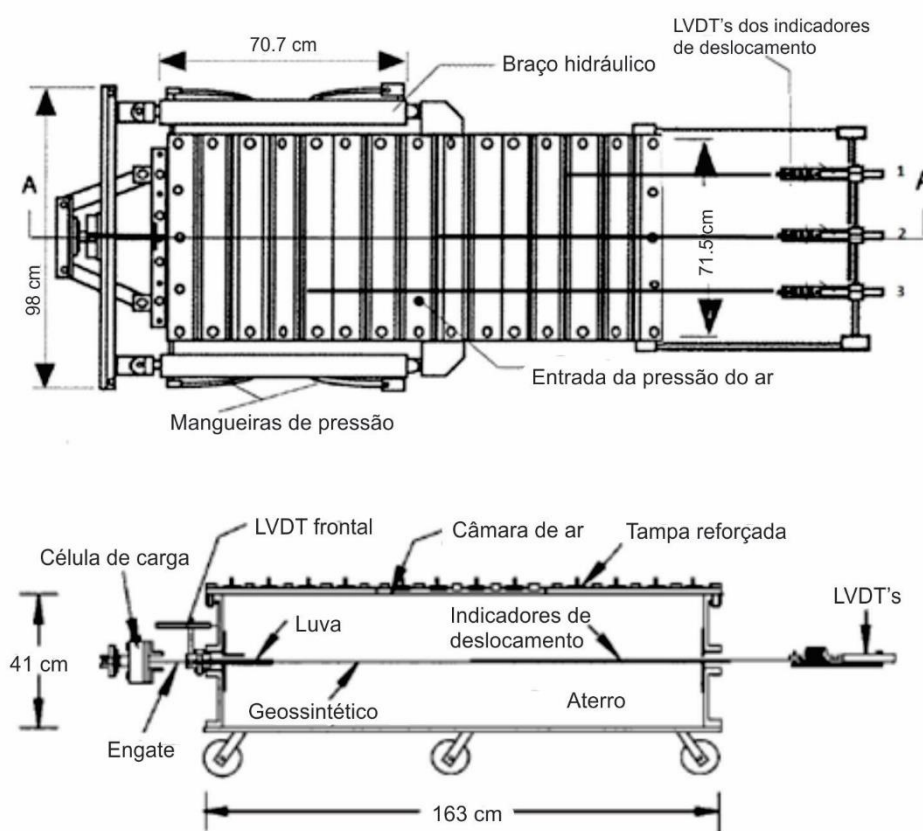
O geossintético foi anexado às abraçadeiras de arrancamento, o qual consistiu em dois pratos de metal de 13 mm de espessura aparafusados juntos. Dois finos pratos adicionais de metal foram usados para cobrir os pratos principais e evitar a interação entre os parafusos e a caixa de arrancamento durante o teste.

A amostra de agregado foi colocada dentro da caixa e compactada com um compactador manual a 95% do γ_{dmax} . A metade inferior da máquina foi preenchida e o geossintético foi colocado no topo do material. A abraçadeira de arrancamento que prendeu o geossintético saía da caixa através da abertura frontal e era aparafusada por uma barra de metal. Os braços hidráulicos eram conectados por ambos os lados por uma barra de metal, o qual estava em contato com a célula de carga.

Os três arames metálicos indicadores que conectaram cada LVDT traseiro entravam na caixa de arrancamento através de aberturas na traseira da caixa e foram conectados ao corpo do geossintético a 331.2, 628.7 e 920.8 mm para o geotêxtil tecido, e 241.3, 711.2 e 1168.4 mm para o geogrelha uniaxial (medida a partir da porção traseira da caixa). Esses indicadores de deslocamento (do inglês *"telltale"*) eram protegidos por canudos metálicos que se moviam juntamente com o geossintético durante o ensaio de arrancamento. A porção superior da caixa foi preenchida seguindo os mesmos procedimentos da compactação. Um espaço de 38 mm foi deixado entre o aterro e o topo da caixa para acomodar a câmara de ar.

A câmara de ar foi colocada no topo do aterro e as tampas foram parafusadas nos devidos lugares. Um buraco em uma das tampas permitia o acesso do bico da câmara de ar. Ar comprimido foi bombeado para dentro da câmara até que se alcançasse a tensão normal desejada. Todos os testes de arrancamento foram realizados a 20, 30, 50, 100 e 200 kPa de tensão normal. Uma taxa de deslocamento de 1.0 mm/minuto foi usada. Os testes foram rodados até 100 mm ou até que o rompimento do geossintético ocorresse. O equipamento do teste de arrancamento é mostrado na Figura 4.6.

Figura 4.6 - Esquema do equipamento do Teste de Arrancamento. Vista superior (figura superior) e vista lateral (figura inferior).



Fonte: Modificado de Tatlısoz et al. 1998.

CAPÍTULO 5

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

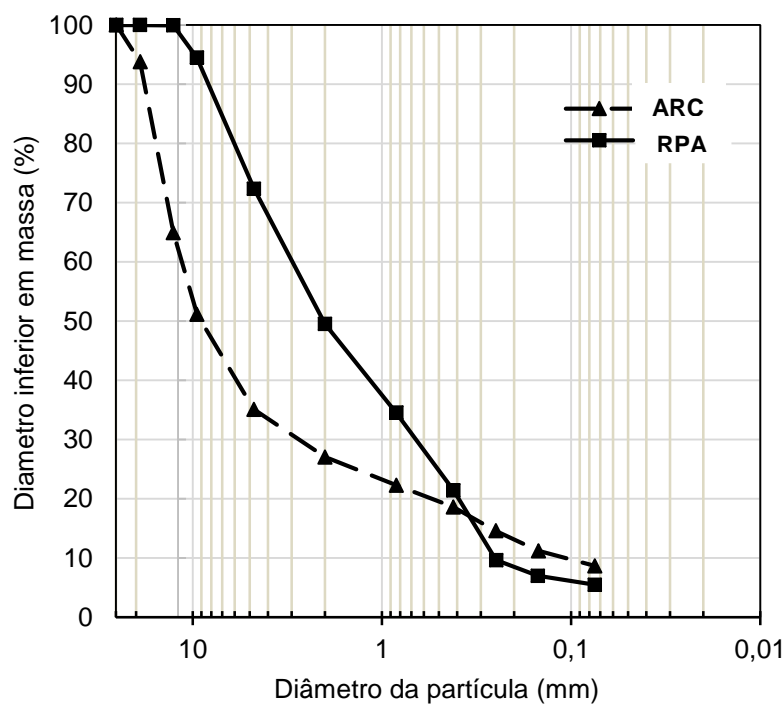
Resultados dos testes das propriedades índices e mecânicas são apresentados neste capítulo. Propriedades índices incluem distribuição granulométrica, densidade real dos grãos, e absorção. Propriedades mecânicas incluem características da compactação, resistência ao cisalhamento, resistência ao cisalhamento de interface e resistência ao arrancamento entre ARC, RPA e os reforços geossintéticos selecionados.

5.1 Propriedades Índices

5.1.1 Distribuição Granulométrica e Índices de Gradação

A Figura 5.1 mostra as curvas de distribuição granulométrica e a Tabela 5.1 resume os índices de gradação, ambos para amostras de ARC e RPA.

Figura 5.1 – Distribuição granulométrica e índices de gradação para ARC e RPA.



Fonte: Autor.

Tabela 5.1 – Índices de Gradação e Classificação do material para ARC e RPA.

	Classificação USCS	Finos (%)	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	Cu	Cc
ARC	GP	8.7	0.11	2.90	9.0	10.7	97.27	7.145
RPA	SP	5.1	0.25	0.65	2.0	3.0	12.00	0.563

Fonte: Autor.

O ARC foi classificado como cascalho mal gradado (GP-Poorly Gravel), e contém aproximadamente 8.7 % de finos. A curva granulométrica do ARC mostra uma mistura de areia bem gradada, indicado pela porção de menor inclinação da curva, e cascalho mal gradado, indicado pela porção de maior inclinação da curva. O tamanho médio das partículas (D₅₀) encontrado foi de 9.0 mm, e foi classificado como cascalho (4.7 a 75.0 mm).

O RPA foi classificado como areia mal gradada (SP_Poorly Sand), com aproximadamente 5.1% de finos. A curva granulométrica do RPA retrata uma porção de maior inclinação que atravessa o tamanho de grão areia e cascalho, tipicamente de materiais pobremente gradados. O tamanho médio das partículas (D₅₀) encontrado foi de 2.0 mm, e foi classificado como areia grossa (2.0 a 4.7 mm). A classificação do teor de finos do ARC e RPA não foi possível devido ao alto volume de material analisado.

Os índices de gradação para ARC e RPA apresentados na literatura variam amplamente. Ainda assim, a classificação USCS para ambos os materiais, apresentados neste estudo, é comparável com a classificação reportada por Rathje et al. (2006) e Soleimanbeigi et al (2014).

5.1.2 Absorção e Densidade Real dos Grãos

O valor de densidade real do grão obtido para o ARC (2.56) é maior que típica gama de 2.20 a 2.50 relatada por FHWA (2008), e menor que valores apresentados em Benson et al. (2012) (2.63 a 2.71). Entretanto, o valor cai sobre a amplitude de valores relatados na literatura (2.24 a 1.74). O valor da densidade real obtido para o RPA nesse estudo (2.39), se assemelha com valores relatados por Rathje et al (2006) (2.33), também é comparável com valores encontrados na literatura (2.20 a 2.56).

O ARC e RPA apresentam valores de densidade real mais baixos que agregados naturais. Goodhue et al. (2001) relatou uma densidade específica de 2.68

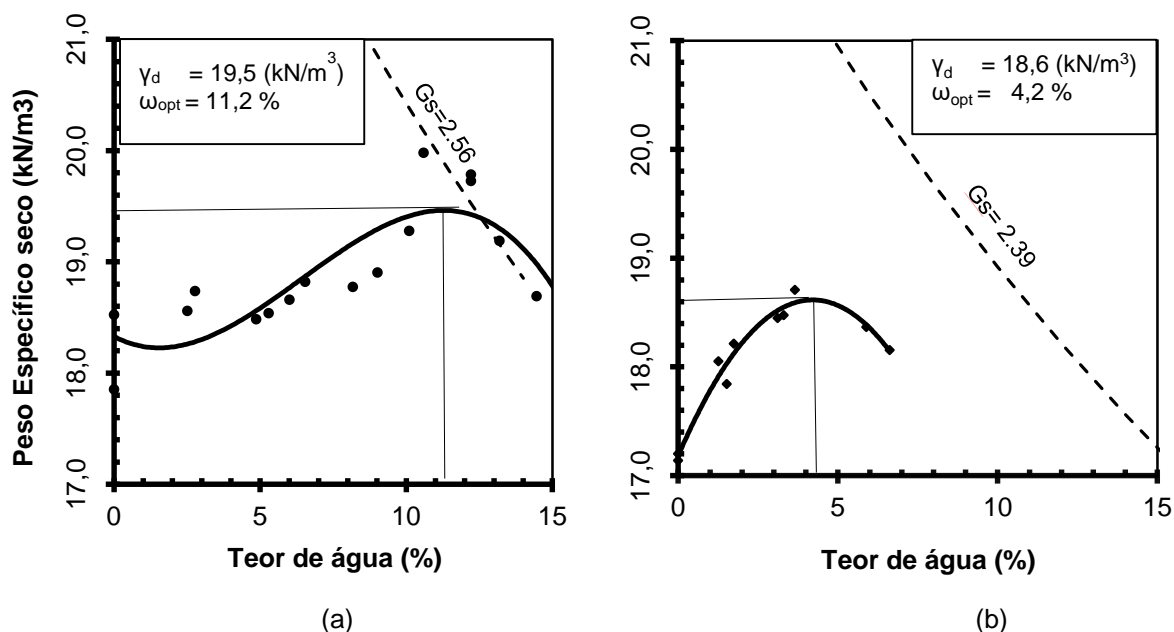
para areia Portage, enquanto Rathje et al (2006) relatou um valor de 2.66 para brita de calcário.

Uma causa provável para os baixos valores de densidade real, é a presença da argamassa no ARC, e da mistura asfáltica no RPA, os quais tem densidades reais de 2.1 e 1.0 respectivamente. A ampla gama de valores encontrados na literatura para ARC e RPA podem ser resultado de diferentes teores de argamassa e asfalto encontrados em cada agregado.

5.1.3 Características da Compactação

As curvas de compactação de ARC e RPA são mostrados nas Figuras 5.2 (a) e (b) respectivamente. As curvas da saturação, indicadas pela linha reta tracejada em cada gráfico, representam a saturação completa em cada amostra.

Figura 5.2 – Curva de compactação do ARC (a) e do RPA (b).



Fonte: Autor

A curva de compactação para o ARC indica uma diminuição inicial no peso específico a um baixo teor de água. Aumento no peso específico, com aumento do teor de água, é observado de 2.0 % a 11.2 %. O peso específico máximo seco de 19.5 kN/m^3 foi encontrado a 11.2 % de conteúdo de água, diminuindo posteriormente. A diminuição inicial em peso específico seco é relacionada devido ao efeito da

capilaridade entre os grãos de areia, os quais induzem resistência ao esforço da compactação. O acúmulo de água na superfície das amostras foi observado aonde o teor de água era superior a 10 %. Perda de água pela base do molde ocorreu nas amostras com teores de água acima de 13 %.

A curva de compactação do ARC sugere que o material seja sensível à umidade, como indicado pela presença do pico distintivo no peso específico seco. Esse comportamento é atípico para solos cascalhosos, o qual não é significativamente sensível à presença de água (Rathje et al. 2006).

A curva de compactação do RPA atinge o ponto máximo com peso específico seco máximo de 18.6 kN/m^3 , com um considerável baixo teor de água de 4.2 %. A presença do aglutinante asfáltico dificulta o RPA de manter altos teores de água. O acúmulo de água na superfície das amostras foi observado a teores de águas superiores de 6.0 %. Perda de água pela base do molde ocorreu em amostras com teores de água acima de 7.0 %.

A Tabela 5.2 apresenta os valores das propriedades índices obtidos neste estudo, comparados com valores observados na literatura.

Tabela 5.2 –Propriedades Índices do ARC e RPA comparados com valores encontrados na literatura.

	ARC medido	ARC literatura	RPA medido	RPA literatura
USCS	GP	GW, GP, SW, SP, SC	SP	GW, SW, SP
Conteúdo de finos (%)	8.70	3.2 - 12.8	5.10	0.6 - 3.0
Argamassa/Asfalto (%)	-	37.0 – 65.0	5.84	3.5 - 7.1
Absorção (%)	4.34	5.0 - 6.5	2.58	0.6 - 2.0
Densidade real, G_s	2.56	2.24 - 2.72	2.39	2.20 - 2.56
$\gamma_{d,max}$ (kN/m^3) (sp)	19.5	17.5 - 19.2	18.6	13.9 - 19.4
w_{opt} (%)	11.0	8.7 - 11.9	4.0	5.2 - 8.8

Nota: USCS = United Soil Classification System, (Sistema de classificação de solos unificado). Teor de argamassa para ARC e teor de asfalto para RPA. G_s = specific gravity (densidade real dos grãos); $\gamma_{d,max}$ = maximum dry unit weight (peso específico seco máximo), e w_{opt} = optimum water content (umidade ótima).

Fonte: Autor, e compilado de várias fontes.

5.2 Teste Triaxial de Larga Escala

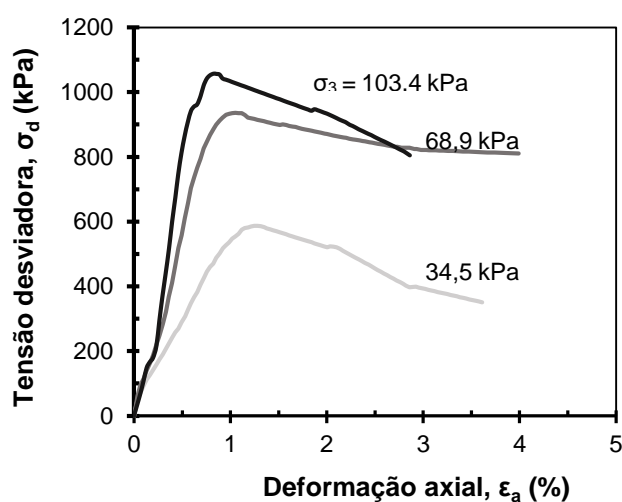
Crítérios de ruptura de Mohr-Coulomb foram desenvolvidos pelo ensaio triaxial drenado (CD: Consolidated Drained) de larga escala conduzido em amostras

compactadas de ARC e RPA. Correção de área foi executada para obter valores corrigidos da tensão normal. Os resultados foram plotados em termos de tensão normal ($\sigma_{m\acute{a}x}$) para cada teste. Círculos de Mohr foram plotados utilizando as tensões máximas e mínimas (σ_1 e σ_3), e os melhores ajustes do critério de ruptura de Mohr-Coulomb foram construídos para cada material.

5.2.1 ARC

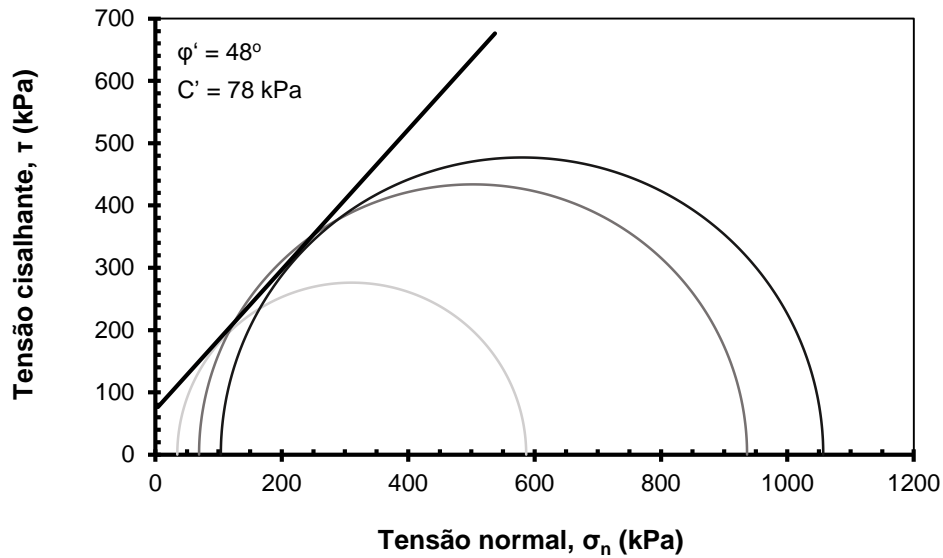
As curvas de tensão-deformação para as amostras de ARC e as envoltórias de falha de Mohr-Coulomb são mostradas nas Figuras 5.3 e 5.4, respectivamente. Um ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 48° e uma coesão aparente (c') de 78 kPa foi encontrada da envoltória de falha. O ϕ' de 48° está dentro dos valores relatados na literatura ($41-65^\circ$) como resumido na Tabela 2.1. A c' de 78 kPa é significativamente baixa que valores apresentados por Rathje et al. (2006) de 151 kPa, mas é próximo a valores relatados na literatura (0-55 kPa). A ocorrência de um valor diferente de zero para c' nas amostras de ARC podem estar relacionadas à re-cimentação do cimento remanescente não hidratado no material.

Figura 5.3 - Curvas de Tensão-deformação para amostras de ARC do teste de compressão triaxial drenado.



Fonte: Autor.

Figura 5.4 - Envolvórias de falha de Mohr-Coulomb do ARC.



Fonte: Autor.

Todas as amostras de ARC alcançaram a tensão desviadora a menos de 2,0 % da deformação axial antes de alcançarem condições residuais. Comportamento de deformação branda foi observada em todas as três pressões confinantes. Todas as amostras exibiram um plano de falha típico como esperado para materiais de baixa compressibilidade (Figura 5.5).

Figura 5.5 - Plano de falha para amostra de ARC.

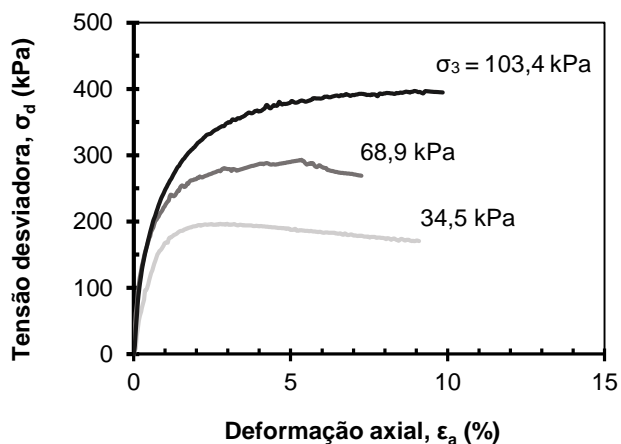


Fonte: Autor.

5.2.2 RPA

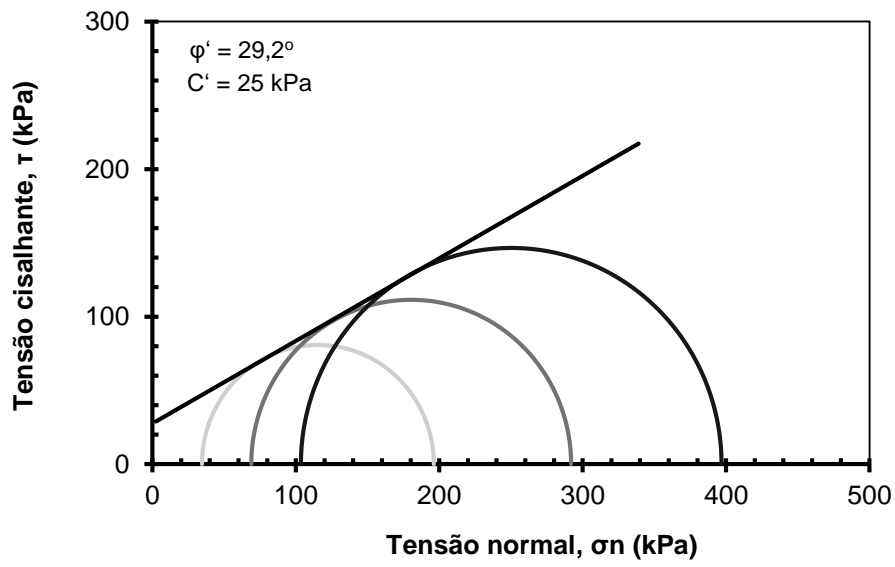
Resultados do teste de compressão triaxial drenado (CD) para amostras de RPA e envoltórias de falha de Mohr-Coulomb são mostradas nas Figuras 5.6 e 5.7, respectivamente. O ângulo de atrito efetivo (ϕ') de $29,2^\circ$, e a coesão efetiva aparente (c') de 25 kPa, foram obtidos dos testes. As curvas de tensão – deformação do RPA exibem pontos de pico a deformações axiais relativamente altas comparadas com amostras de ARC. A deformação axial mais alta é atribuída ao asfalto anexado às superfícies das partículas de RPA, o qual aumenta a deformação cisalhante a uma determinada tensão cisalhante. Um plano de falha distinto não foi observado nas amostras de RPA durante os testes. No lugar disso, todos os corpos de prova se abaularam axialmente próximo às suas meia-altura durante a compressão, como mostrado na Figura 5.8. Comportamento similar foi relatado por Rathje et al. (2006) e Soleimanbeigi e Edil (2015) para RPA e por Soleimanbeigi et al. (2014) para RTA. Esse comportamento é típico de materiais fofos ou compressíveis sob carregamento triaxial drenado. O ângulo de atrito de 29° para o RPA obtido neste estudo é mais baixo do que valores relatados pela literatura (39° a 44°). A c' de 25 kPa observada no RPA é similar a resultados encontrados na literatura, devido ao agente coagulante asfáltico. A Tabela 5.3 resume ângulos de atrito de diferentes agregados naturais e reciclados relatados na literatura assim como os resultados obtidos neste estudo.

Figura 5.6 - Curvas dos testes triaxiais de larga escala drenados a diferentes tensões confinantes.



Fonte: Autor.

Figura 5.7 – Envoltórias de falha de Mohr-Coulomb para o RPA.



Fonte: Autor.

Figura 5.8 – Corpo de prova de RPA demonstrando deformação axial convexa.



Fonte: Autor.

Tabela 5.3 – Ângulos de atrito de diferentes agregados naturais e reciclados para aterro, relatados na literatura.

Tipo de material	Varição do ângulo de atrito (φ')	Referência
Areia	34,7 – 37,5	Hsieh et al. (2011), Nejad et al. (2012)
Cascalho	38,4 – 45,9	Hsieh et al. (2011), Nejad et al. (2012)
Brita	55,0	Hsieh et al. (2011)
ARC	41,0 – 65,0	Rathje et al. (2006), Arulrajah et al. (2013), Soleimanbeigi et al. (2015)
ARC	48,0	Esse estudo.
RPA	37,0 – 45,0	Rathje et al. (2006), Arulrajah et al. (2013), Soleimanbeigi et al. (2015)
RPA	29,0	Esse estudo.
AF	31,0 – 44,0	Goodhue et al. (2001), Soleimanbeigi et al. (2015)

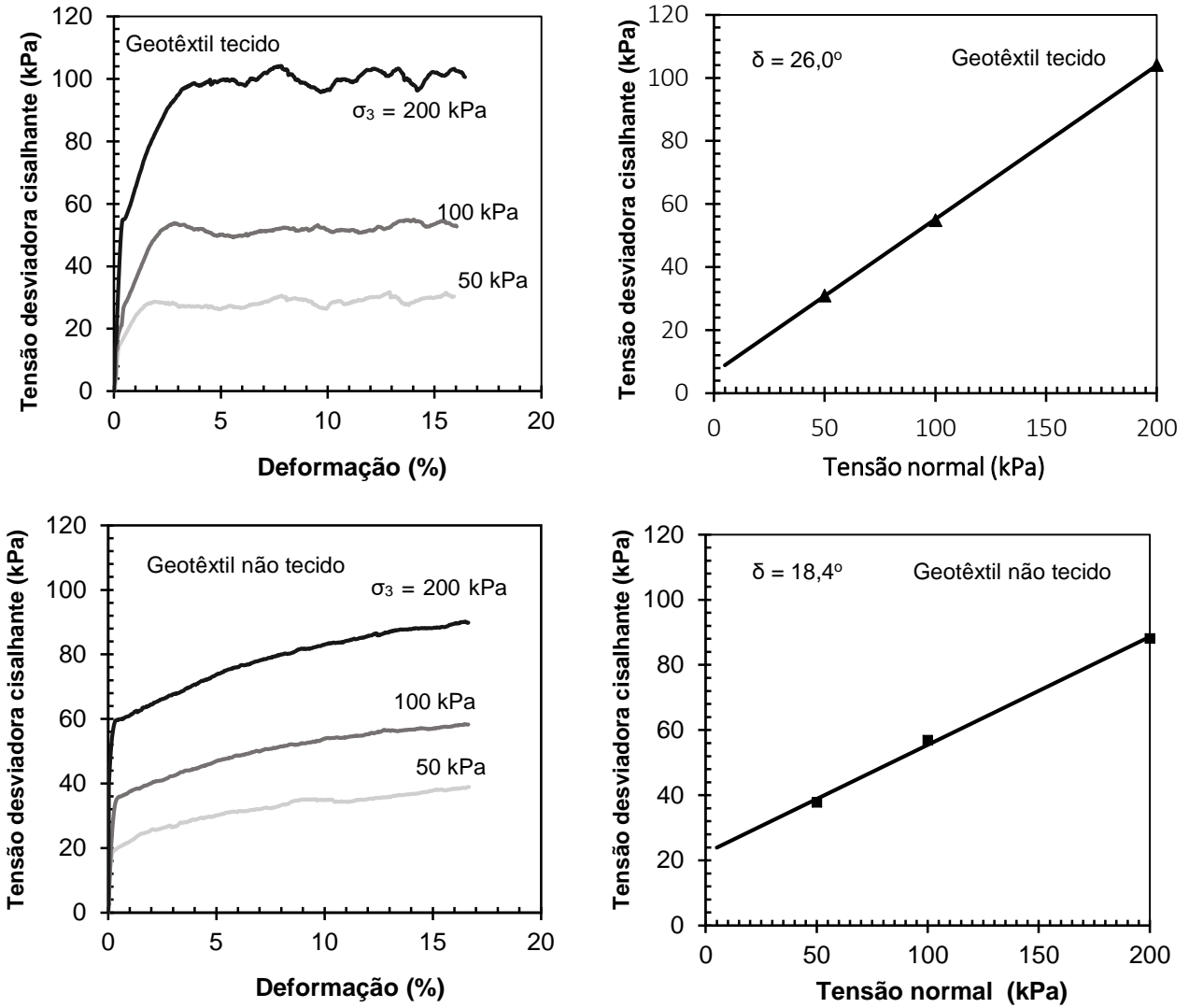
Fonte: Autor, e compilado de várias fontes.

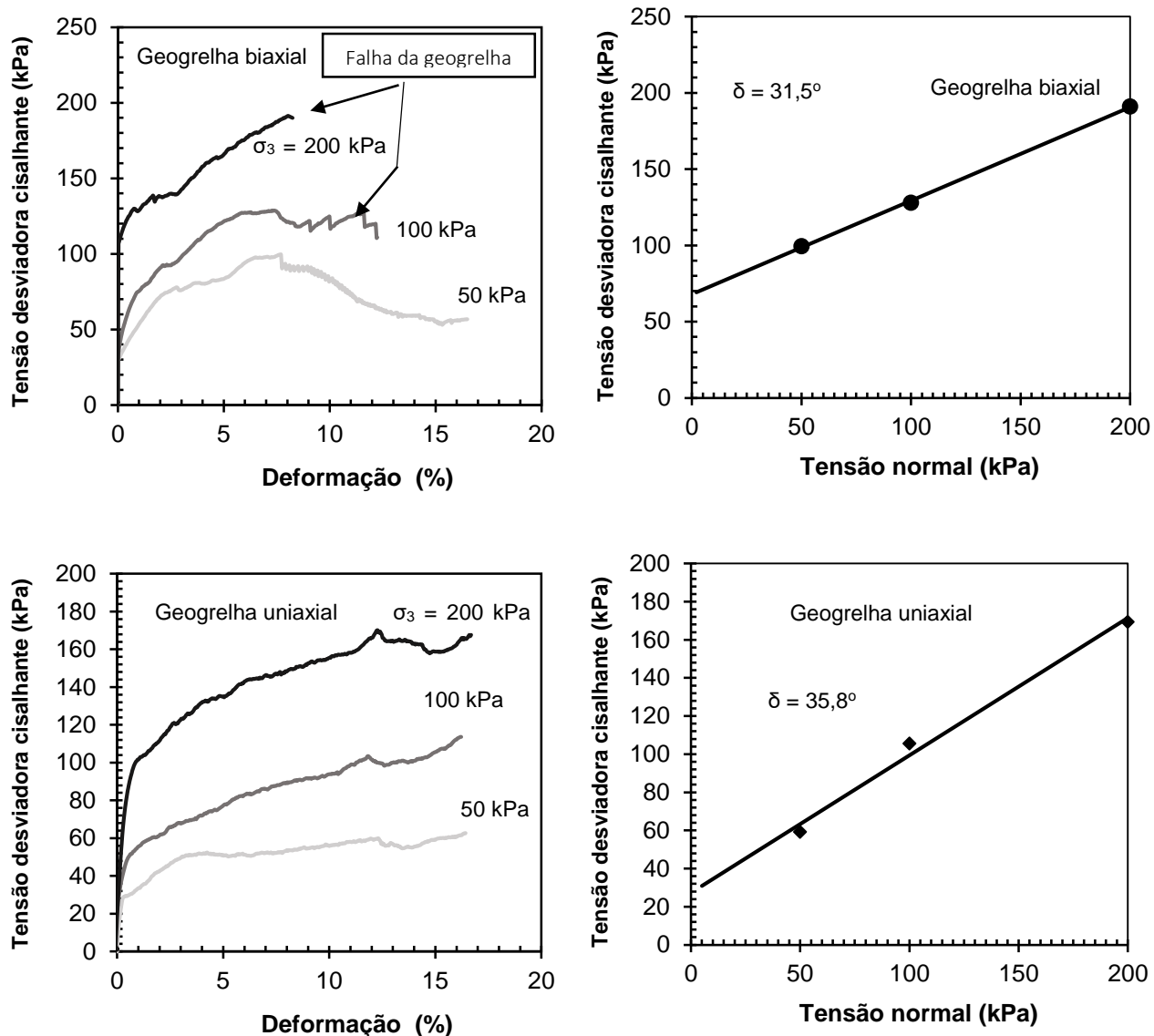
5.3 Resultados do Teste de Cisalhamento Direto de Interface

5.3.1 ARC

Resultados dos testes de cisalhamento direto de interface de larga escala entre ARC e os quatro geossintéticos selecionados para reforço (geotêxtil tecido, geotêxtil não tecido, geogrelha uniaxial e geogrelha biaxial), e suas respectivas envoltórias de falha de Mohr-Coulomb são mostradas na Figura 5.9. Ângulos de atrito de interface (δ) entre ARC e os reforços geossintéticos assim como outros materiais de interface relatados na literatura são resumidos na Tabela 5.4.

Figura 5.9 – Resultados do cisalhamento direto de interface entre ARC-Geossintético e respectivas envoltórias de falha de Mohr-Coulomb.





Fonte: Autor.

Tabela 5.4 – Ângulos de atrito de interface e fatores de eficiência para diferentes materiais de interface.

Tipo de interface	Fonte	Ângulo de atrito de interface (δ)	Fator de eficiência (E_ϕ)
ARC-Geotêxtil tecido	Esse estudo	26,0	0,41
Cascalho	Hsieh et al. (2011)	26,9	0,64
Brita	Hsieh et al. (2011)	30,6	0,41
Areia	Hsieh et al. (2011)	35,3	0,92
AF	Goodhue et al. (2001)	29,0	0,26-0,32
ARC-Geotêxtil tecido	Esse estudo	18,4	0,30

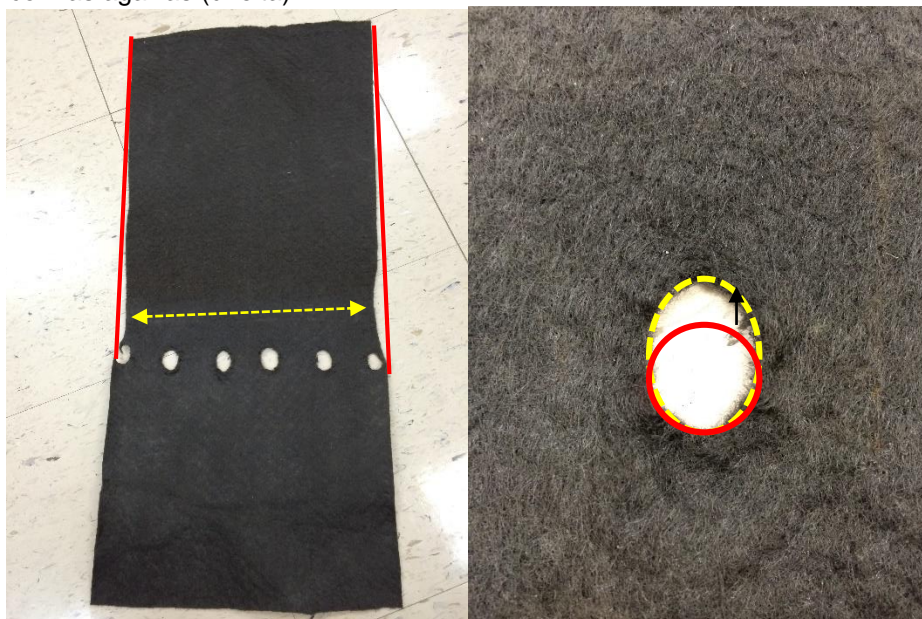
ARC-Geogrelha uniaxial	Esse estudo	35,8	0,62
Cascalho	Nejad et al. (2012)	44,4	0,95
Areia	Nejad et al. (2012)	33,8	0,97
AF	Goodhue et al. (2001)	26,0-31,0	0,80-0,60
ARC-Geogrelha biaxial	Esse estudo	31,5	0,55
ARC	Arulrajah et al. (2013)	50,0	0,55
Cascalho	Hsieh et al. (2011)	38,7	1,01
Brita	Hsieh et al. (2011)	43,4	0,66
Sand	Hsieh et al. (2011)	37,0	0,98

Fonte: Autor, e compilado de várias fontes.

Devido a informações de ângulo de atrito de interface entre ARC e geossintéticos serem escassas, as propriedades de diferentes materiais-geossintéticos foram usadas para comparação. O δ para ARC-geotêxtil tecido é próximo à variação relatada para cascalho-geotêxtil tecido e AF-geotêxtil tecido (27,0° - 29,0°). Entretanto, o fator de eficiência (E_{ϕ}) é notavelmente mais baixo que aqueles para cascalho-geotêxtil tecido (0,64) ou areia-geotêxtil tecido relatado por Hsieh et al. (2011) e AF-geotêxtil tecido (0,60-0,90), relatado por Goodhue et al. 2001.

O δ para ARC-geotêxtil não tecido produziu um inesperado baixo valor de 18,7°, quando comparado com areia arredondada-geotêxtil não tecido (26,0°) e areia de concreto-geotêxtil não tecido (30,0°) relatado por Koerner (2005). O E_{ϕ} também foi consideravelmente baixo (0,30), quando comparado com areia (0,92 a 1,00). Deformação tensional excessiva foi observada ao longo do geotêxtil utilizado no ensaio, próximo às agarras de acoplagem. Deformação também foi significativa no contato com as agarras de acoplagem, aonde o geotêxtil foi fixado à caixa de cisalhamento inferior (Figura 5.10).

Figura 5.10 – Deformação tensional excessiva do geotêxtil não tecido em perfil (esquerda), e na conexão com as agarras (direita).

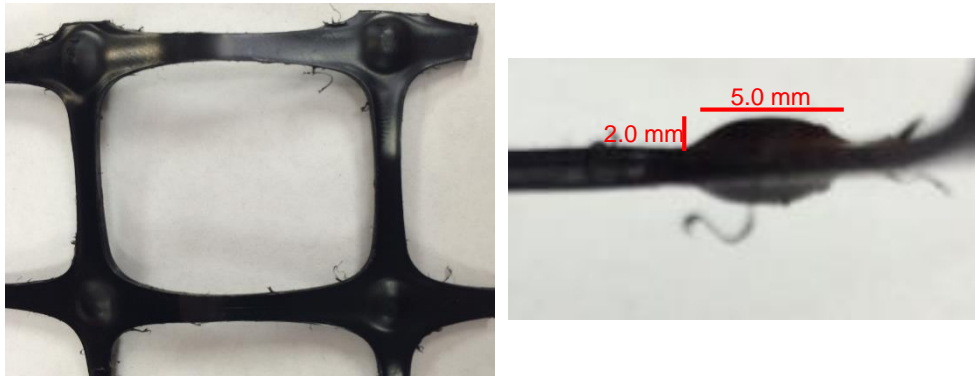


Fonte: Autor.

O ARC –geogrelha uniaxial teve os maiores valores de δ (36°) e E_ϕ (0,62). O δ do ARC-geogrelha uniaxial observado nesse trabalho é comparável com δ da AF-geogrelha ($31,0^\circ$) e areia-geogrelha uniaxial ($33,8^\circ$), relatado por Nejad et al. (2012), e Goodhue et al. (2001). Nejad et al. (2011) relatou um δ de $44,0^\circ$ entre cascalho-geogrelha uniaxial.

Geogrelha biaxial foi testada em XD (Cross Machine Direction) devido à grande resistência a tração do reforço nesta direção. O δ de $31,5^\circ$ foi observado, representando um E_ϕ de 55,0%. Arulrajah et al. (2013) relatou um δ de $50,0^\circ$ entre ARC e uma geogrelha biaxial similar, com um E_ϕ equivalente de 55,0%. Outros materiais grosseiros, como areia, cascalho e brita, exibiram variação de $37,0^\circ$ a $43,3^\circ$ (Hsieh et al. 2011). Deformação também foi observado nas geogrelhas, principalmente nos contatos dos nódulos (Figura 5.11).

Figura 5.11 – Extensão da largura (esquerda), e da altura (direita) dos nódulos localizados nos vértices das aberturas da geogrelha biaxial.



Fonte: Autor.

5.3.2 RPA

Amostras de RPA foram compactadas a 22° C, 35° C, e 50° C, e testes de cisalhamento direto de interface foram conduzidos à temperatura ambiente (22° C). Resultados dos testes de cisalhamento direto de interface entre RPA e os quatro geossintéticos selecionados para reforço, e suas respectivas envoltórias de falha são mostradas na Figura 5.12. Um resumo dos valores de δ nas diferentes temperaturas é providenciado na Tabela 5.5.

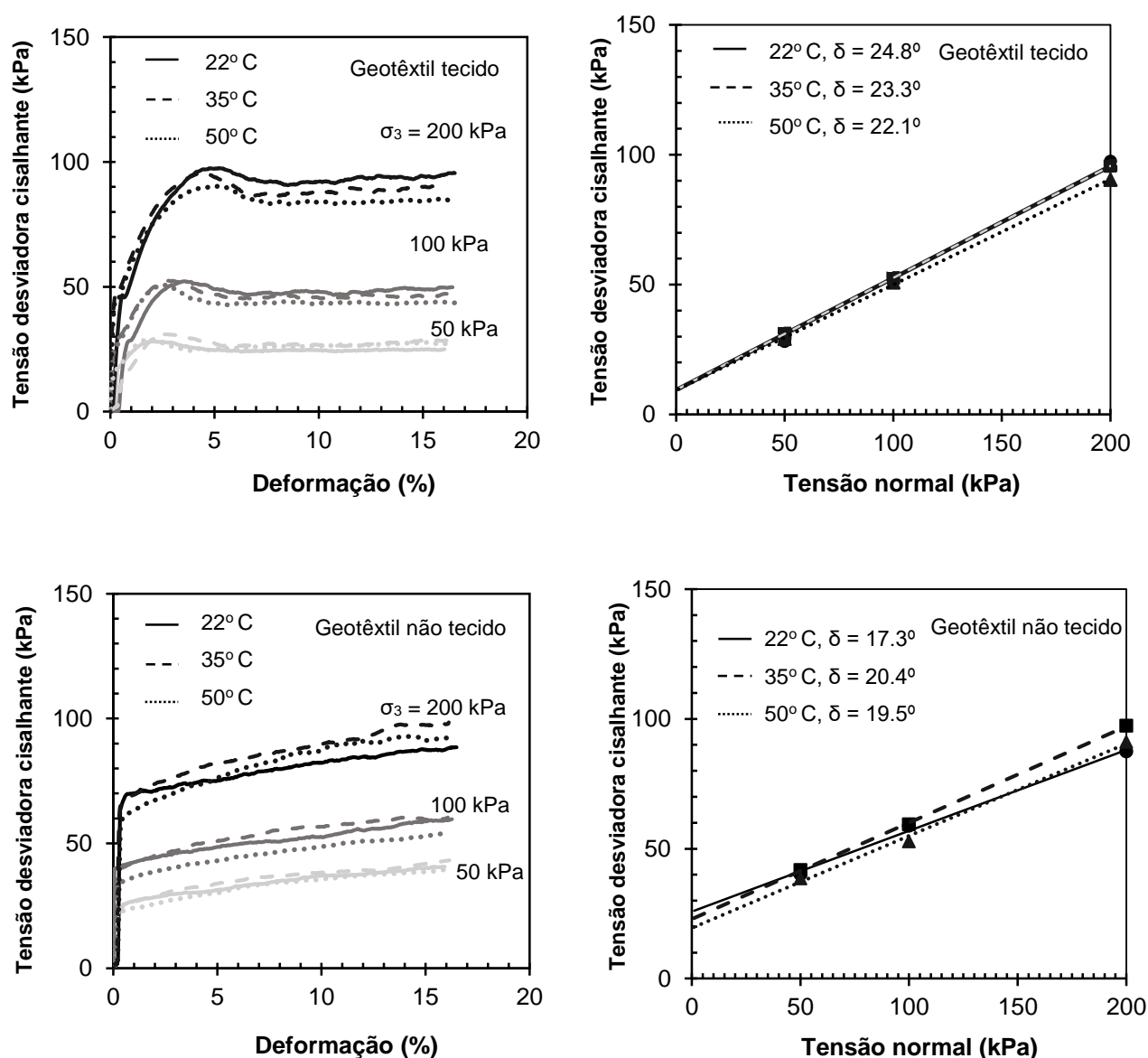
O δ e o E_{ϕ} entre RPA e geotêxtil tecido são comparáveis a valores de areia de concreto-geotêxtil tecido (26,0° a 22° C) (Koerner 2005), mas pouco inferiores a cascalho-geotêxtil tecido e AF-geotêxtil tecido (27,0° - 29,0°) (Goodhue et al. 2001). O E_{ϕ} , entretanto, é notavelmente maior para RPA-geotêxtil tecido (0,82) quando comparado a valores de cascalho-geotêxtil tecido e AF-geotêxtil tecido, 0,60 (Goodhue et al. 2001) e 0,64 (Hisieh et al. 2011), respectivamente.

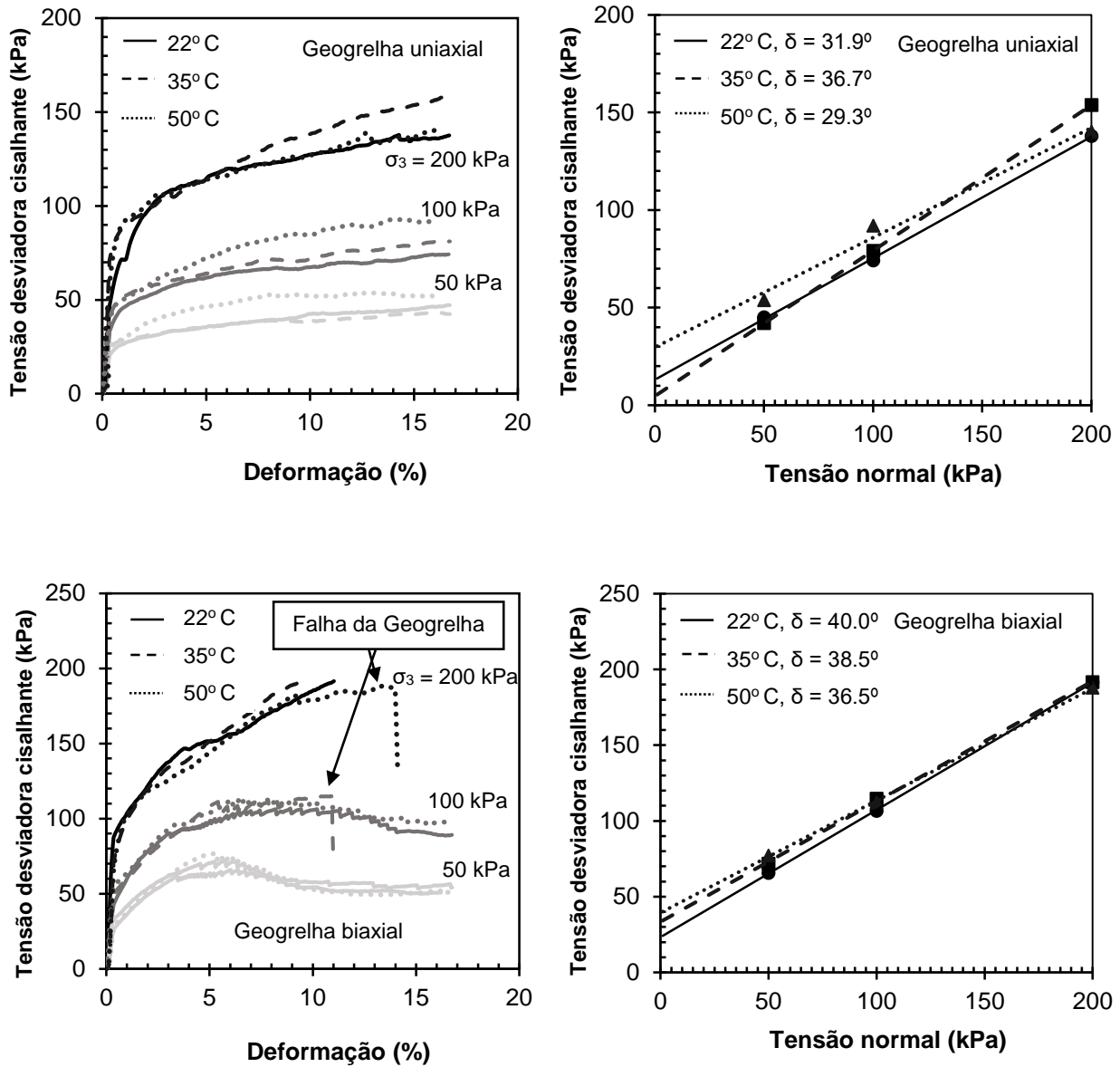
Temperatura de compactação não teve um efeito consistente no δ . O aumento na temperatura de compactação diminuiu o ângulo de atrito de interface para RPA-geotêxtil tecido e RPA-geogrelha biaxial mas aumentou o δ para RPA-geotêxtil não tecido e RPA-geogrelha uniaxial na temperatura de compactação de 35° C. Isso foi seguido pelo declínio no δ quando a temperatura de compactação aumentou par 50° C.

RPA-geotêxtil não tecido concedeu um baixo valor de δ (17,3° a 20,4°) quando comparado a areia arredondada-geotêxtil não tecido (26,0°), e areia de concreto-

geotêxtil não tecido (30,0°) relatado por Koerner (2005). O E_ϕ varia entre 0,56 e 0,67, o que é significativamente menor que o de areia de concreto-geotêxtil no tecido (0,84). O δ entre RPA-geotêxtil não tecido aumentou quando a temperatura de compactação aumentou de 22° C a 35° C, mas diminuiu quando a temperatura aumentou para 50° C.

Figura 5.12 – Resultados dos testes de cisalhamento direto de interface para interação RPA-geossintético e envoltórias de falha de Mohr-Coulomb.





Fonte: Autor.

Tabela 5.5 – Ângulos de atrito de interface, e fatores de eficiência entre RPA e reforços geossintéticos seleccionados, a diferentes temperaturas.

Tipo de interface	Fonte	Temp. (° C)	Ângulo de atrito de interface (δ)	Fator de eficiência (E_ϕ)
RPA-Geotêxtil tecido	Esse estudo	22	24,8	0,82
	Esse estudo	35	23,3	0,77
	Esse estudo	50	22,1	0,72
Cascalho	Hsieh et al. (2011)	22	27,0	0,64
Brita	Hsieh et al. (2011)	22	30,6	0,41
Areia	Hsieh et al. (2011)	22	35,4	0,92

AF	Goodhue et al. (2001)	22	29,0	0,26-0,32
RPA-Geotêxtil não tecido	Esse estudo	22	17,3	0,56
	Esse estudo	35	20,4	0,67
	Esse estudo	50	19,5	0,63
RPA-Geogrelha uniaxial	Esse estudo	22	31,9	1,11
	Esse estudo	35	36,7	1,33
	Esse estudo	50	29,3	1,00
Cascalho	Nejad et al. (2012)	22	44,4	0,95
Areia	Nejad et al. (2012)	22	33,8	0,97
AF	Goodhue et al. (2001)	22	26,0-31,0	0,80-0,60
RPA-Geogrelha biaxial	Esse estudo	22	40,0	1,5
	Esse estudo	35	38,5	1,42
	Esse estudo	50	36,5	1,32
RPA	Arulrajah et al. (2013)	22	40,5	0,71
Cascalho	Hsieh et al. (2011)	22	38,7	1,01
Brita	Hsieh et al. (2011)	22	43,4	0,66
Areia	Hsieh et al. (2011)	22	37,0	0,98

Fonte: Autor, e compilado de várias fontes.

A compactação poderia ter aumentado a superfície de interação entre RPA e os reforços a 35° C. Entretanto, a 50° C, o conteúdo betuminoso do RPA pode ter reduzido a rugosidade da superfície das partículas, o qual pode ter diminuído o efeito do atrito. Como observado no teste anterior, o geotêxtil não tecido sofreu deformação considerável entre os nódulos das aberturas e aonde o geossintético era preso com as agarras na caixa cisalhante inferior.

O δ entre RPA e a geogrelha uniaxial atingiu um valor ótimo a 35° C, com o valor de 36,7°, e E_{ϕ} de 1,33. A 22° C, o δ observado de 31,9° foi comparável com AF (31,0°) relatado por Goodhue et al. (2001), mas menor que areia (33,8°) relatado por Nejad et al. (2012). O valor mais alto de E_{ϕ} observado no RPA-geogrelha uniaxial poder ser devido ao resultado da capacidade de interação entre solo e os frisos do reforço. Além disso, partículas de RPA usadas neste estudo foram suficientemente pequenas para intrudir dentre os frisos da geogrelha, o qual pode ter aumentado a capacidade das forças contrárias ao movimento cisalhante. Deformações

insignificantes foram observadas na geogrelha uniaxial extraída, entretanto, os mesmos problemas físicos da geogrelha uniaxial observados com ARC podem ser considerados para RPA.

RPA e geogrelha biaxial obtiveram o maior δ ($40,0^\circ$) a 22°C , representando um E_ϕ de 150%. Um δ similar ($40,5^\circ$) relatado por Arulrajah et al. (2013), mas com significativo valor inferior de E_ϕ (77,0%). RPA produziu melhores valores que outros materiais grosseiros, como areia e cascalho, com δ de $37,0^\circ$ e $38,6^\circ$ respectivamente (Hsieh et al. 2011).

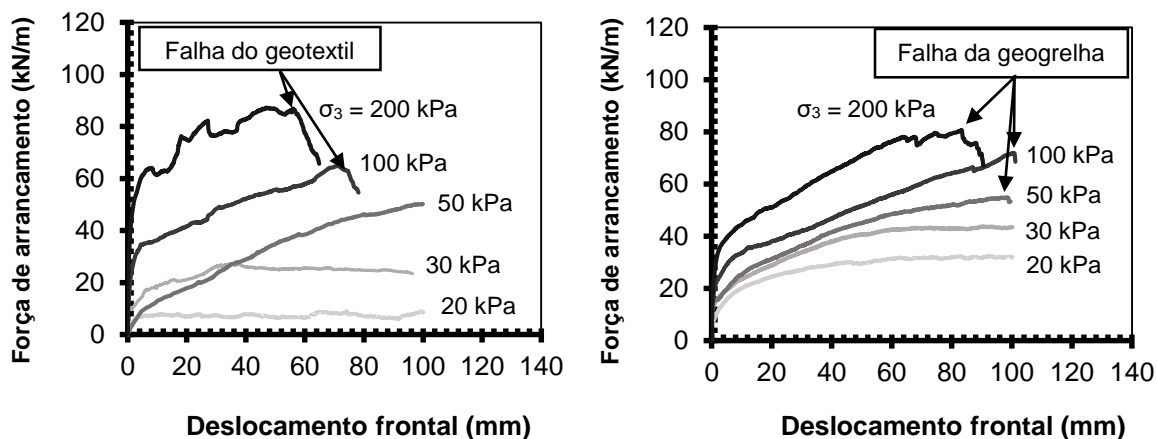
A geogrelha uniaxial mostrou excessiva interação com a caixa de cisalhamento, e os mesmos problemas observados na seção 5.3.1 (entre ARC e geogrelha biaxial) se aplicam aqui. Falha devido à ruptura da geogrelha foi observado a uma pressão normal de 100 kPa (35°C), e a 200 kPa (50°C). O equipamento de cisalhamento direto de larga escala alcançou a sua força limite a 17,8 kN a uma pressão normal de 200 kPa (22°C e 35°C). A esse ponto o teste foi interrompido e não foi possível dar continuidade ao cisalhamento.

5.4 Resultados do Teste de Arrancamento

5.4.1 ARC

A resistência ao arrancamento do ARC reforçado com geotêxtil tecido e geogrelha uniaxial foi avaliada a diferentes pressões normais. Os gráficos da força de arrancamento por unidade de comprimento versus deslocamento horizontal para geotêxtil tecido e geogrelha uniaxial são mostrados na Figura 5.13. O coeficiente de interação (C_i) entre ARC e os reforços foram calculados para cada tensão normal e a média foi obtida. Os valores de C_i são apresentados na Tabela 5.6.

Figura 5.13 - Resultados dos testes de arrancamento para ARC reforçado com geotêxtil tecido (esquerda), e geogrelha uniaxial (direita).



Fonte: Autor.

Tabela 5.6 – Coeficiente de interação para ARC dos testes de arrancamento.

Tipo de geossintético	Tensão normal (kPa)	Coeficiente de Interação (C _i)
Geotêxtil	20	0,13
	30	0,29
	50	0,32
	100	0,21
	200	0,14
	Média	0,22
Geogrelha	20	0,52
	30	0,45
	50	0,34
	100	0,23
	200	0,13
	Média	0,33

Fonte: Autor.

A geogrelha uniaxial apresentou maior força de arrancamento (ou resistência ao arrancamento) do que o geotêxtil tecido a baixas tensões normais (20 e 30 kPa). A força de arrancamento do geotêxtil gradualmente aproximou-se da geogrelha com o aumento da tensão normal. Esse comportamento é também notado nos valores de C_i , o qual foi definido na seção 2.2.2.3, do capítulo 2. Os valores de C_i para a geogrelha são maiores que aqueles do geotêxtil a tensões normais baixas (20 e 30 kPa), mas se torna similar com o aumento da pressão normal (50, 100 e 200 kPa). Os

valores observados para geotêxtil e geogrelha indicam uma fraca interação entre ARC e cada um dos geossintéticos ($C_i < 0,5$).

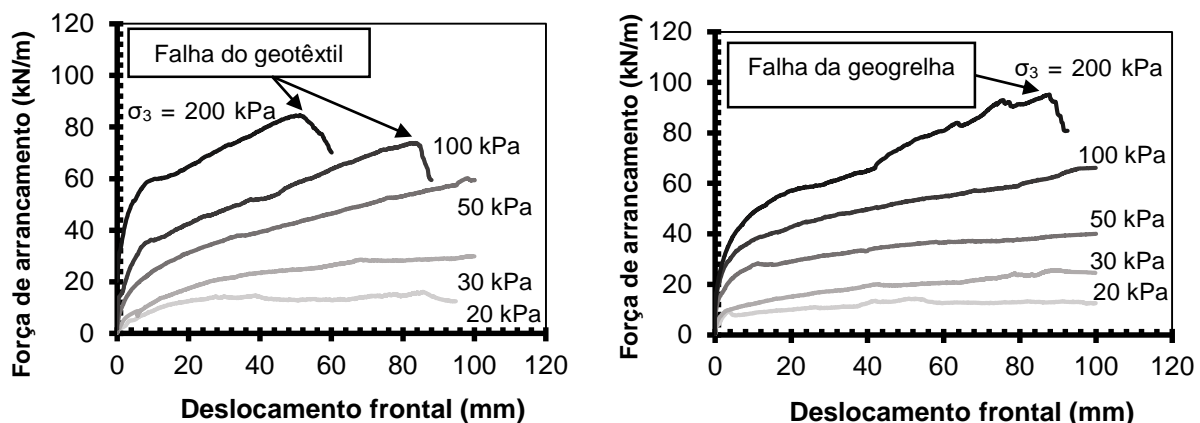
A interação entre ARC e cada um dos dois reforços geossintéticos exibiram características distintas. O valor de C_i para geotêxtil aumentou com a tensão normal, atingindo um pico à moderada tensão normal de 50 kPa. Um padrão similar foi relatado por Tatlisoz et al. (1996). Por outro lado, valores de C_i para a geogrelha atingiram um pico à mais baixa tensão normal (20 kPa), e logo diminuiu com o aumento da tensão normal.

O decréscimo dos valores de C_i observados na geogrelha eram esperados. Tipicamente, aumentar a tensão normal causa aumento progressivo de falha em reforços. Bakeer et al. (1998) relatou valores similares e um padrão de decréscimo para agregados leves reforçados com geogrelha uniaxial. Esse comportamento também foi relatado por Tatlisoz et al. (1996) dos testes da mistura areia/lasca de pneu reforçado com geogrelha uniaxial.

5.4.2 RPA

Gráficos da força de arrancamento versus deslocamento horizontal para geotêxtil e geogrelha são mostrados na Figura 5.14. O C_i entre RPA e os reforços foram calculados para cada tensão normal, e a média então obtida. Os valores de C_i são apresentados na Tabela 5.7.

Figura 5.14 – Resultados dos testes de arrancamento para RPA reforçados com geotêxtil tecido (esquerda), e geogrelha uniaxial (direita).



Fonte: Autor.

Tabela 5.7 – Coeficiente de interação para RPA dos testes de arrancamento.

Tipo de geossintético	Tensão normal (kPa)	Coeficiente de Interação (C_i)
Geotêxtil	20	0,21
	30	0,26
	50	0,32
	100	0,19
	200	0,11
	Média	0,22
Geogrelha	20	0,16
	30	0,22
	50	0,21
	100	0,17
	200	0,12
	Média	0,18

Fonte: Autor.

O geotêxtil apresentou progressiva deformação com o aumento da tensão normal, e rompeu-se a 100 e 200 kPa. A ruptura ocorreu a deslocamentos de 82,0 mm e 48,0 mm, respectivamente. O geotêxtil exibiu uma capacidade de arrancamento pouco maior que o a geogrelha. Essa observação é consistente com os resultados relatados por Tatlisoz (1196) dos testes usando mistura de areia/lasca de pneu como agregado. Em contraste, o geotêxtil atingiu um valor de capacidade de arrancamento menor que a geogrelha a 200 kPa. Isso pode ser resultado da falha por tração no geotêxtil a 55,0 mm de deslocamento, assim impedimento o prosseguimento do desenvolvimento da resistência ao arrancamento.

A geogrelha exibiu falha progressiva a 63,0 mm e 75,0 mm sob tensão normal de 200 kPa, e rompeu-se a 83,0 mm. Nenhuma ruptura foi observada na geogrelha a baixas tensões normais. Valores de C_i observados para o RPA seguem características similares observadas no ARC. A interação do RPA/geotêxtil produziu um aumento inicial dos valores de C_i com o aumento da tensão normal. O pico de valor do C_i ocorreu a 50 kPa, e em seguida declinou-se. Valores de C_i para RPA/geogrelha inicialmente aumentaram de 20 a 30 kPa, mas declinaram-se de 30 a 200 kPa de tensão normal.

Como observado previamente, diminuição de valores de C_i são esperados na geogrelha. O aumento original em C_i pode ser devido à inabilidade do tamanho de partícula de areia do RPA intertravar-se corretamente com a geogrelha a tensões normais muito baixas (20 kPa).

Resultados dos testes de arrancamento para geossintéticos interagidos com ARC e RPA não foram achados na literatura. A Tabela 5.8 apresenta os valores de C_i para inúmeros agregados e seus respectivos reforços. Esses valores refletem a grande variabilidade de resistência e geometria dos geossintéticos, assim como as propriedades do solo.

Tabela 5.8 – Coeficientes de interação entre inúmeros agregados e geossintéticos relatados na literatura.

Tipo de agregado	Tipo de reforço	Ângulo de atrito do agregado (ϕ)	C_i	Referências
Areia	Geotêxtil tecido (PP)	37.5	0,92	Hsieh et al. (2011)
	Geogrelha (PET)	37.5	0,93	
	Geogrelha uniaxial	34.7	0,43	Nejad et al. (2012)
Cascalho	Geotêxtil tecido (PP)	38.4	0,42	Hsieh et al. (2011)
	Geogrelha (PET)	38.4	0,88	
	Geogrelha uniaxial	45.9	0,71	Nejad et al. (2012)
Brita	Geotêxtil tecido (PP)	55.0	0,36	Hsieh et al. (2011)
	Geogrelha (PET)	55.0	0,58	
AF	Geotêxtil tecido (PP)	43.0	0,32	Goodhue et al. (2001)
	Geotêxtil tecido (PP)	31.0	0,26	
	Geogrelha uniaxial (PET)	31.0	0,44	

Fonte: Compilado de várias fontes.

CAPÍTULO 6

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

Propriedades mecânicas de ARC e RPA para uso em aterro em Estrutura de Contenção em Solo Reforçado (ECSR) foram avaliadas. Testes de cisalhamento direto foram conduzidos para avaliar as propriedades de interação de ARC e RPA com geotêxtil tecido e não tecido, e geogrelha uniaxial e biaxial. Testes de arrancamento foram conduzidos para avaliar a resistência ao arrancamento de geotêxtil tecido e geogrelha uniaxial engastados em ARC e RPA compactados. Uma vez que as partículas de RPA contém aglutinante asfáltico, amostras de RPA foram compactadas a elevadas temperaturas (35 e 50° C) para avaliar os efeitos da temperatura na compactação em propriedades de interação de RPA compactado e geossintéticos.

Os resultados mostram que ARC e RPA compactados providenciam resistência ao arrancamento competitiva para geotêxteis tecido e geogrelhas uniaxiais comparadas com materiais granulares naturais compactados. Não foi notado deslizamento e a falha foi devido à ruptura do geotêxtil ou da geogrelha. O ângulo de atrito de interface (δ) do ARC-geotêxtil tecido foi de 26° e do ARC-geotêxtil não tecido de 19°. O δ do ARC-geogrelha uniaxial foi de 36° e do ARC-geogrelha biaxial de 32°. Os resultados dos testes indicam que ARC tem δ competitivo com geotêxteis tecido, geogrelhas uniaxiais e biaxiais usadas neste trabalho. Resultados dos testes de cisalhamento em RPA compactados à temperatura ambiente mostram que δ para RPA-geotêxtil tecido foi de 25° e para RPA-geotêxtil não tecido 17°. O δ do RPA-geogrelha uniaxial foi de 32° e para RPA-geogrelha biaxial 40°. Baseado nas observações dos testes de laboratório, o uso de geotêxtil não tecido como reforço em ECSR não é recomendado, uma vez que o material pode deformar excessivamente sob cisalhamento. Compactação do RPA a elevadas temperaturas não renderam efeitos consistentes no δ . Entretanto, o δ entre RPA-geossintéticos, devido a compactação a variáveis temperaturas mudaram em uma variação pequena. O desvio padrão de δ devido a compactação a diferentes temperaturas (22 a 50° C) variou de 1,4° para RPA-geotêxtil tecido a 3,8° para RPA-geogrelha uniaxial.

É recomendado pesquisa futura nas propriedades de arrancamento do ARC e RPA com geotêxtil não tecido e geogrelha biaxial. Também é recomendado estudo do comportamento de fluência entre RPA-geossintéticos devido à susceptibilidade de

fluência de ambos materiais sob carga constante. Também é recomendado estudo futuro das propriedades hidráulicas do ARC e geotêxtil não tecido, devido à capacidade do geotêxtil não tecido exercer a função de filtro no ARC, com especial atenção aos processos de colmatção.

Resultados dos testes laboratoriais conduzidos neste estudo providenciam dados a projetistas para conduzirem cálculos de projetos preliminares para a avaliação da eficácia do uso de ARC e RPA em obras geotécnicas. Parâmetros de projeto recomendados estão resumidos na Tabela 6.1. Os parâmetros de projeto são intencionados para cálculos preliminares. O projeto final deve ser conduzido usando as propriedades medidas para ARC, RPA e geossintéticos que serão usados. Condições de campo devem ser simuladas o mais próximo da realidade quando conduzido testes para o projeto final.

Tabela 6.1 – Parâmetros recomendados para projeto preliminar usando ARC e RPA.

Parâmetro	ARC	RPA
Ângulo de atrito interno Φ' ^a	48,0	29,2
Coesão c' ^a	0	0
Fator de eficiência E_{ϕ}		
Geotêxtil tecido	0,41	0,77
Geotêxtil não tecido	0,30	0,62
Geogrelha uniaxial	0,62	1,15
Geogrelha biaxial	0,55	1,41
Coefficiente de interação da geogrelha C_i ^b		
Tensão normal <20kPa	0,52	0,16
Tensão normal >20kPa	0,29	0,18
Coefficiente de interação do geotextil C_i ^b		
Tensão normal <20kPa	0,13	0,21
Tensão normal >20kPa	0,24	0,22

^aParâmetros de resistência drenada.

^bIgnorar coesão do solo quando usar coeficientes de interação.

Fonte: Autor.

REFERÊNCIAS

ACAA (American Coal Ash Association). **About Coal Ash, What are CCPs ?**, Fly Ash. 2013. Disponível em: <http://www.acaa-usa.org/About-Coal-Ash/What-are-CCPs/Fly-Ash>. Acesso em 27 de Julho, 2015.

Abichou, T., Edil, T., Benson, C. **Beneficial Use of Foundry By-Products in Highway Construction**. Geo Trans 2004. Geotechnical Engineering for Transportation Projects. ASCE 715-722. 2004.

Abu-Farsakh, M., Coronel, J. **Characterization of Cohesive Soil–Geosynthetic Interaction from Large Direct Shear Test**. 85th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, D.C. 2006.

AFS (American Foundry Society). **Introduction to Foundry Sand**. Disponível em <http://www.afsinc.org/content.cfm?ItemNumber=7075>. Acesso em 20 de Julho, 2015.

Anderson, K. W., Uhlmeier, J. S., Russell, M. **Use of Recycled Concrete Aggregate in PCCPs: Literature Search**. (June), 35: Washington Department of transportation, Office of Research & Library Services. 2009.

Anderson, P., Gladstone, R., Sankey, J. **State of the Practice of MSE Wall Design for Highway Structures**. Geotechnical Engineering State of the Art and Practice, 1–21. doi:10.1061/ 9780784412138.0018. 2012.

ARRA (Asphalt Recycling and Reclaiming Association). **Basic Asphalt Recycling Manual**. (Vol. 1). 2001.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation). **LRFD Bridge Design Specifications**, 5th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC Officials, Washington, DC. 2010.

Allen, T. M., Christopher, B. R., Elias, V., and DeMaggio, J. **Development of the simplified method for internal stability design of mechanically stabilized earth walls**. Research report, Washington State Department of Transportation. 2001.

Arulrajah A; Disfani. M.M, Horpibulsuk S. **Physical properties and shear strength responses of recycled construction and demolition materials in unbound pavement base/subbase applications**. Construction and Building Materials, 58 (15) (2014), pp. 245–257. 2014.

Arulrajah, A; Piratheepan, J; Disfani M. M; Bo M. W. **Resilient Moduli Response of Recycled Construction and Demolition Materials in Pavement Subbase Applications**. Journal of Materials in Civil Engineering Dec 2013, Vol. 25, No. 12, pp. 1920-1928. 2013.

American Society for Testing and Materials (ASTM). ASTM C 136. **Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates**. West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2006.

_____. ASTM D 6307. **Standard Test Method for Asphalt Content of Hot-Mix Asphalt by Ignition Method**. West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2010.

_____. ASTM D 7181. **Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2011.

_____. ASTM D 698. **Standard Test Methods for Laboratory Compaction of Soil Standard Effort**. West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2012.

_____. ASTM C 127. **Standard Test Methods for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate**. West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2012.

_____. ASTM C 117. **Standard Test Method for Materials finer than 75- μm (N^o 200) Sieve in Mineral Aggregate by Washing**. West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2013.

_____. **ASTM D 6706. Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil.** West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2013.

_____. **ASTM D 854. Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.** West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2014.

_____. **ASTM D 5321. Standard Test Method for Determining the Shear Strength of Soil-Geosynthetic and Geosynthetic-Geosynthetic Interfaces by Direct Shear.** West Conshohocken, Pennsylvania, USA. 2014.

Allen, T., Christopher, B., Elias, V., DiMaggio, J. **Development of the Simplified Method for Internal Stability Design of Mechanically Stabilized Earth Walls.** Technical Report, WA-RD 513.1, Washington State Department of transportation. 2001.

Basma, A., Tuncer, E. **Evaluation and Control of Collapsible Soils.** Journal of Geotechnical Engineering. ASCE 1992.118:1491.-1504. 1992.

Basudhar, P., Vashistha, A., Deb, K., Dey, A. **Cost Optimization of Reinforced Earth Walls.** Springer-Science. doi:10.1007/s10706-007-9143-6. 2008.

Berg, R., Christopher, B., & Samtani, N. **Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes.** Volume I. Federal Highway Administration (FHWA). 2009.

Bilgin, O., Mansur, E. **Effect of Reinforcement Type on the Design Reinforcement Length of Mechanically Stabilized Earth Walls.** Elsevier. Engineering Structures 59 (663-673). 2014.

Bleakley, A., Cosentino, P., Kalajian, E., & Patel, M. **Strength and Creep Characteristics of RAP-Sand Blend Backfill in Mechanically Stabilized Earth Walls.** Transportation Research Board, Transportation Research Record. TRB Annual Meeting. 2014.

Bruinsma, J., Peterson, K. Snyder, M. **Chemical Approach to Formation of Calcite Precipitation from Recycled Concrete Aggregate Base Layers**. Transportation Research Record 1577, Paper No. 971154, pp 10-17. 1997.

Caltrans (California Department of Transportation). **Bridge Design Specifications**, Section 5 – Retaining Walls. 2004.

Cancelli, A., Rimoldi, P., Togni, S. **Frictional Characteristics of Geogrids by Means of Direct Shear and Pull-out Tests**. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu, vol. 1, pp. 29–34. 1992.

Cazzuffi, D., Picarelli, L., Ricciuti, A., Rimoldi, P. **Laboratory investigations on the shear strength of geogrid reinforced soils**. ASTM Special Technical Publication 1190, 119–137. 1993.

Construction & Demolition Recycling Association (CDRA). **Markets for Recycled Concrete Aggregate**. Disponível em: <http://www.cdrecycling.org/end-markets>. Acesso em 30 de Julho de 2015a.

_____. CDRA. **Asphalt Roofing Shingles Recycling: Introduction**. Disponível em: <http://www.shinglerecycling.org/content/markets-recycling-asphalt-shingles>. Acesso em 2 de Agosto de 2015b.

Cosentino, P. J., Kalajian, E. H., & Ho, R. K. **Developing Specifications for Using Recycled Asphalt Pavement as Base, Subbase or General Fill Materials**. Final Report. 2001.

CWC (Clean Washington Center). **Beneficial Use of Spent Foundry Sand**. Disponível em: <http://www.cwc.org/industry/ibp951fs.pdf>. Acesso em 3 de Agosto de 2015.

Das, B. **Principles of Foundation Engineering** (7th edition, pp. 406 – 436). Stamford, CT: Cengage Learning. 2008.

Edil, T.B., Tinjum, J. M., and Benson, C. H. Final Report - **Recycled Unbound Materials**, Technical Document, Report No. MN/RC 2012-35, Minnesota Department of Transportation. 2012.

Elias, V., Christopher, B., & Berg, R. **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines**. Construction, (132042). doi:FHWA-NHI-10-024 & FHWA-NHI-10-025. 2001.

Elias, V., Fishman, K., Christopher, B., & Berg, R. NHI Courses No. 132042 and 132043 **Corrosion / Degradation of Soil Reinforcements**. U.S Department of Transportation Federal Highway Administration. 2009.

Federal Highway Administration Agency (FHWA). **User Guideline for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction**. Report. Publication number: FHWA-RD-97-148. Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/97148/fs1.cfm>. Acesso em 28 de Julho de 2015. 2009.

_____. FHWA. **Transportation Applications of Recycled Concrete Aggregate**. FHWA State of the Practice National Review. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. 2004a.

_____. FHWA. **Fly Ash Finds Multiple Uses in Highway Construction**. Technical Report. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. FHWA-IF-04-004. 2004b.

_____. FHWA. **Foundry Sand Facts for Civil Engineers**. FOCUS, Accelerating Infrastructure Innovations. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. FHWA-HRT-04-024. 2004c.

Gautreau, G., Abu-Farsakh, M, Zhang, Z. **Bottom Ash Test and Evaluation**. Technical Assistance Report #: 08-3TA, Louisiana Transportation Research Center. 2009.

Goodhue, M., Edil, T., Benson, C. **Interaction of Foundry Sands with Geosynthetics**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering / April 2001, 353-362. 2001.

Griffiths, C., Krstulovich, J. **Utilization of Recycled Materials in Illinois Highway Construction**. Illinois Department of Transportation. Bureau of Materials and Physical Research, Report No. 142. Springfield, Illinois. 2002.

Gutt, W., Nixon, P. **Use of Waste Materials in the Construction Industry**. Analysis of the RILEM Symposium by Correspondence. BORDAS-DUNOD 0025-5432/1979/255. 1979.

Holtz, R., Christopher, B., Berg, R. **Geosynthetic Design and Construction Guideline**. Participant notebook. Pdf. Publication no. FHWA HI-95-038. Course no. 13213. National Highway Institute. 1998.

Hsieh, C. W; Chen, G. H; Wu, J-H. **The Shear Behavior obtained from the Direct Shear and Pullout Tests for Different Poor Graded Soil-Geosynthetic Systems**. Journal of GeoEngineering, Vol. 6, N° 1, pp 15-26, April 2011.

Huang, W. **The Use of Bottom Ash in Highway Embankments, Subgrades and Subbases**". Joint Highway Research Project, Final Report, FHWA/IN/JHRP-90/4. 1990.

Juan, M., Gutierrez, P. **Study on the Influence of Attached Mortar Content on the Properties of Recycled Concrete Aggregate**. Construction and Building materials. Elsevier 23(2009) 872-877. 2009.

Kim, H., Lee, H. **Coal Bottom Ash in Field of Civil Engineering: A Review of Advanced Applications and Environmental Considerations**. KSCE Journal of Civil Engineering. Springer. doi:10.1007/s12205-015-0282-7. 2014.

Koerner, R. **Designing with Geosynthetics** (3rd edition.). Prentice-Hall. Englewood Cliffs, NJ. 1994.

_____. **Emerging and Future Developments of Selected Geosynthetics Applications**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 126(4), 293-306. 2000.

_____. **Designing with Geosynthetics** (5th edition.). Prentice-Hall. Englewood Cliffs, NJ. 2005.

_____. **“An Overview of Geogrids”**. Jubilee Symposium on Polymer Geogrid Reinforcement. London, United Kingdom. 2009.

Koerner, R. M.; Koerner, G. R. **A data base, statistics and recommendations regarding 171 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls**. Geotextiles and Geomembranes. 2012.

Kumar, B., Sharma, R. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE / July 2004, 764-767, doi:10.1061/(ASCE) 1090-0241 (2004) 130:7(764). 2004.

Kuo, S., Mahgoub, H., Naef, A. **Investigation of Recycled Concrete Made with Limestone Aggregate for a Base Course in Flexible Pavement**. Transportation Research Record 1787. Paper No. 02-3098, 99-108. 2002.

Liu, C., Ho, Y., Huang, J. **Large Scale Direct Shear Test of Soil/PET-yarn Geogrid Interface**. Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, doi:10.1016/j.geotexmem.2008.03.002. 2009.

Mallick, S., Zhai, H., Adanur, S., Elton, D. **Pullout and direct shear testing of geosynthetic reinforcement: state-of-the-art report**. Transportation Research Record, Vol. 1534, 80-90. 1996.

Mahmood, T. **Failures Analysis of a Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall using Finite Element Program Plaxis**. Master thesis, University of Texas at Arlington. 2009.

Muethel, R. **Calcium Carbonate Precipitate from Crushed Concrete**. Research Laboratory Section, Materials and Technology Division, Research Project 87 TI-1276, Research Report No. R-1297, Michigan Transportation Commission. 1989.

National Asphalt Pavement Association (NAPA). **Annual Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage: 2009-2013**. 2014.

National Academy of Science (NAS). **Managing Coal Combustion Residues in Mines, Coal Combustion Residues**. 27-38. <http://www.nap.edu/catalog/11592.html>. 2006.

Nejad, M., Small, J. **Pullout Behavior of Geogrids**. Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering, Vol. 29, No. B3. Shiraz University. 2005.

Ohio Department of Natural Resources (ODNR). **Riprap revetments**. ODRN division of soil and water resources. Disponível em: http://www.dnr.state.oh.us/water/pubs/fs_st/stfs16/tabid/4171/Default.aspx. Acesso em 2 de Agosto de 2015.

Partridge, B., Fox, P., Alleman, J., Mast, D. **Field Demonstration of Highway Embankment Using Waste Foundry Sand**. Transportation Research Record 1670. Paper No. 99-0612. 1999.

Rathje, E., Rauch, A., Trejo, D., Folliard, K., Viyanant, C., Esfellar, M., Jain, A., Ogalla, M. **Evaluation of Crushed Concrete and Recycled Asphalt Pavement as Backfill for Mechanically Stabilized Earth Walls**. CTR Technical Report 0-4177-3. 2006.

Recycled Material Resource Center (RMRC). Disponível em: <http://rmrc.wisc.edu/ug-mat-reclaimed-concrete-material/>. Acesso em 1 de Outubro de 2015.

Sauer, J. J.; Benson, C. H.; Edil, T. B. **Leaching of Heavy Metals from Organic Soils Stabilized with High Carbon Fly Ash**. Geo Engineering Report N° 05-01, University of Wisconsin-Madison. 2005.

Sarsby, R. **The Influence of Aperture Size/Particle Size in the Efficiency of Grid Reinforcement**. Proceedings of the 2nd Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes. Geotechnical Society of Edmonton, pp 7-12. Edmonton, Canada. 1985.

Scarborough, J. **A Tale of Two Walls: Case Histories of Failed MSE Walls**. Geotechnical Special Publications GSP 140, Slopes and Retaining Structures under Seismic and Static Conditions, presented at the "Geo-Frontiers 2005" Conference held January 24-26, 2005 in Austin, Texas, ASCE. 2005.

Seals, K., Moulton, K., Ruth, E. **Bottom Ash: An Engineering Material**. Journal of Soil Mechanics. Foundations. Div., Volume: 8, Issue: 4, Pages: 311-325, TN:2621229. 1972.

Sengoz, B., Topal, A. **Use of Asphalt Roof Shingle in HMA**. Construction and Building Material 19, 337-346. doi:10.1016/j.conbuildmat.2004.08.005. 2004.

Soleimanbeigi, A. **Geotechnical Evaluation of Recycled Asphalt Shingles as Structural Fill**. (Doctoral Dissertation). University of Wisconsin-Madison. 2012.

_____. Edil, T. **Compressibility of Recycled Materials for Use As Highway Embankment Fill**. ASCE, 1–14. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001285. 2015.

Tatlisoz, N., Edil, T. B., & Benson, C. H. **Interaction between Reinforcing Geosynthetics and Soil-Tire Chip Mixtures**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(November), 1109–1119. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:11(1109). 1998.

Tatsuoka, F., Aquil, U., & Uchimura, T. GSP 138 **Site Characterization and Modeling**. GeoFrontiers 2005 Site Characterization and Modeling, pp. 1–10. 2005.

Thomas, Michael. **Optimizing the Use of Fly Ash**. Portland Cement Association, Volume 5420. Skokie. IL. 2007.

Thrace-LINQ. **Product Data Sheet, Geotextile GTF-570**. Disponível em: http://www.thracelinq.com/datasheets/Thrace-LINQ_DataSheet-GTF570.pdf. Acesso em 22 de Setembro de 2015.

Townsend, T., Powell, J., and Xu, C. **Environmental issues associated with asphalt shingle recycling**. Construction Materials Recycling Association, USEPA Innovations Workgroup. 2007.

United States Environmental Protection Agency (USEPA). Disponível em: <http://www.epa.gov/climate/climatechange/wycd/waste/downloads/concrete-chapter10-28-10.pdf>. Acesso em 22 de Janeiro de 2015.

Wisconsin Department of Transportation (WisDOT). Wisconsin Department of Transportation, **Bridge Manual**, Chapter 14 – Retaining Walls. 2015.

Warner, J., Edil, T. **Evaluation of Recycled Asphalt Shingles for Beneficial Reuse in Road Construction**. RMRC, University of Wisconsin-Madison. 2010.

Yohchia, C. **Practical Analysis and Design of Mechanically-Stabilized Earth Walls – Design Philosophies and Procedures**. Engineering Structures 22(2000) 793-808. Elsevier Sciences Ltda. 1997.

Yoon, S., Balunaini, U., Yildirim, I., Prezzi, M., Siddiki, N. **Construction of an Embankment with Fly and Bottom Ash Mixture: Field Performance Study**. Journal of Materials in Civil Engineering. ASCE. June 2009.a