



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**LETÍCIA MARIA MACÊDO DE AZEVEDO**

**INSTALAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS COM CBUQ:  
DANOS DE INSTALAÇÃO**

**NATAL – RN**

**2019**

**LETÍCIA MARIA MACÊDO DE AZEVEDO**

**INSTALAÇÃO DE GEOSINTÉTICOS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS COM  
CBUQ: DANOS DE INSTALAÇÃO**

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França.

Co-orientador: Prof. Dr. Enio Fernandes Amorim.

NATAL – RN

2019

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN  
Sistema de Bibliotecas - SISBI  
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Azevedo, Letícia Maria Macêdo de.

Instalação de geossintéticos em pavimentos flexíveis com CBUQ:  
Danos de instalação / Letícia Maria Macêdo de Azevedo. - 2019.  
117f.: il.

Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal do Rio Grande do  
Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em  
Engenharia Civil, Natal, 2019.

Orientador: Dr. Fagner Alexandre Nunes de França.

Coorientador: Dr. Enio Fernandes Amorim.

1. Danos de instalação - Dissertação. 2. Pavimentos flexíveis -  
Dissertação. 3. Geossintéticos - Dissertação. 4. Ensaio de tração  
uniaxial - Dissertação. I. França, Fagner Alexandre Nunes de. II.  
Amorim, Enio Fernandes. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

**LETÍCIA MARIA MACÊDO DE AZEVEDO**

**INSTALAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS COM  
CBUQ: DANOS DE INSTALAÇÃO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil com ênfase em Geotecnia.

**COMISSÃO EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França – Orientador, UFRN

---

Prof. Dr. Enio Fernandes Amorim – Co-orientador, IFRN

---

Prof<sup>a</sup>. PhD. Carina Maia Lins Costa – Examinador interno, UFRN

---

Prof<sup>a</sup>. PhD. Natália de Souza Correia – Examinador externo, UFSCAR

Natal – RN

2019

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, que não me deixou fraquejar durante essa jornada, e a minha família, pelo incentivo e apoio de sempre, lutando junto a mim para alcançar mais essa meta.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus que esteve ao meu lado em mais uma conquista acadêmica.

Aos meus pais, José Ubiraci e Rosângela Azevedo, e ao meu namorado Mateus Barreto pelas palavras de incentivo e conforto.

Aos meus amigos que não deixaram de torcer pela minha vitória, mesmo alguns estando distantes, e foram responsáveis pelos momentos de descontração.

Aos meus orientadores, Fagner França e Enio Amorim, pela disponibilidade, paciência, atenção e profissionalismo.

Aos alunos da UFRN e do IFRN que colaboraram na pesquisa, o meu muito obrigada. Vocês foram de suma importância.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte pelo apoio financeiro a esse projeto de pesquisa.

Ao apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoa de Nível Superior (CAPES) pelos recursos fornecidos.

A Huesker, Maccaferri e GeoSoluções que cederam os geossintéticos utilizados na pesquisa.

A empresa de Tecnologia em Construção e Pavimentação (TCPAV) que viabilizou todo o material, equipamento e mão-de-obra necessários a pavimentação das vias.

A empresa BMD Têxteis, onde os ensaios foram realizados, e aos funcionários do laboratório que disponibilizaram seu tempo.

# **INSTALAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS COM CBUQ: DANOS DE INSTALAÇÃO**

**Letícia Maria Macêdo de Azevedo**

Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França.

Co-orientador: Prof. Dr. Enio Fernandes Amorim

## **RESUMO**

Meio essencial para a locomoção de pessoas e cargas em todo território, o transporte rodoviário ganha destaque no ramo social e econômico. No entanto, com as aplicações de recursos insuficientes na infraestrutura, esta passa a apresentar patologias que necessitam ser sondadas, como também os mecanismos que as originaram, para a escolha de alternativas de restauração ou prevenção adequadas. Assim, com o objetivo de aumentar a vida útil do pavimento e proporcionar aos usuários condições de trafegabilidade eficientes preenchendo os requisitos de conforto, economia e segurança, foram desenvolvidas tecnologias das quais pode-se destacar o uso dos reforços nas obras viárias. Os geossintéticos vêm ganhando espaço na pavimentação por minimizarem o tempo de execução, custos e até impactos ambientais. Todavia, se manuseados de maneira inadequada ou submetidos a agentes externos, os materiais poliméricos podem manifestar desempenhos insatisfatórios durante a vida útil. Diante deste cenário, esta pesquisa foi desenvolvida em um trecho urbano no conjunto Brasil Novo do bairro Pajuçara na cidade de Natal-RN com o objetivo de averiguar os danos térmico e mecânico ocasionados nos geossintéticos em uma obra de pavimentação e comparar os resultados obtidos com os disponibilizados na literatura, uma vez que a maioria dos estudos são realizados em laboratórios. Então, amostras de diferentes tipos de geossintéticos foram expostas a alta temperatura do CBUQ e a atividade de compactação sendo, posteriormente, exumadas e submetidas a ensaios de tração uniaxial.

Com isso, alguns quesitos antes e após o dano foram avaliados e comparados: resistência à tração, deformação, coeficiente de variação, módulo de rigidez e fator de redução. Logo, pôde-se concluir que ao submeter geossintéticos aos danos existentes em uma obra de pavimentação, de maneira geral, há diminuição na força de tração e na deformação e, além disso, alguns fatores de redução expressaram valores maiores que os disponibilizados na literatura.

**Palavras-chave:** Danos de Instalação; Pavimentos Flexíveis; Geossintéticos; Ensaio de Tração Uniaxial.

# **INSTALLATION OF GEOSYNTHETICS ON FLEXIBLE PAVEMENTS WITH CBUQ: INSTALLATION DAMAGE**

**Letícia Maria Macêdo de Azevedo**

Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França.

Co-orientador: Prof. Dr. Enio Fernandes Amorim

## **ABSTRACT**

An essential means for locomotion of people and cargoes throughout the territory, the road transport gains an important role in the social and economic field. However, the low investment in infrastructure causes it to develop pathologies that need to be inspected, as well as the mechanisms that originated them, so the proper restoration or prevention alternatives can be chosen. Aiming to extend the service life of the pavement and to provide for users efficient trafficability conditions that meet comfort, economy and safety requirements, technologies have been developed and the use of reinforcement in road construction can be highlighted. Geosynthetics has increasingly been used in pavements due to reduction of time execution, costs and even environmental impacts. Nevertheless, if improperly handled or subjected to external agents, polymeric materials may exhibit unsatisfactory performance during its service life. Accordingly, this research was developed in an urban area of Natal, Rio Grande do Norte, in order to investigate the thermal and mechanical damages in geosynthetics in a pavement construction and compare the results obtained with the available literature data, since most of the studies are performed in laboratories. Therefore, samples with different types of geosynthetics were exposed to high temperature of the CBUQ and to compaction activity and then exhumed and tested by means of uniaxial tensile tests. Thereby, tensile strength, strain, coefficient of variation, secant tensile modulus and reduction factor were evaluated and compared before and after the damage. The results showed that

subjecting geosynthetics to damages as those occurring in a pavement construction, in general, a decrease in tensile strength and strain is observed. Moreover, some reduction factors expressed higher values than those available in the literature.

**Keywords:** Installation Damage; Flexible Pavements; Geosynthetics; Uniaxial Tensile Tests.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xiv
LISTA DE TABELAS .....	xviii
LISTA DE EQUAÇÕES .....	xix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xx
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO .....	21
1.1. INTRODUÇÃO .....	21
CAPÍTULO 2 – REVISÃO DE LITERATURA .....	24
2.1. PAVIMENTAÇÃO.....	24
2.1.1. Camadas do pavimento.....	26
2.1.2. Tipos de pavimento .....	28
2.1.3. Situação atual da pavimentação no Brasil.....	32
2.2. GEOSSINTÉTICOS.....	34
2.2.1. Tipos de geossintéticos .....	34
2.2.2. Funções e propriedades.....	37
2.2.2.1. Reforço .....	37
2.2.2.2. Controle de erosão superficial .....	41
2.2.2.3. Drenagem .....	41
2.2.2.4. Filtração .....	42
2.2.2.5. Separação .....	42
2.2.2.6. Barreira.....	43
2.2.3. Materiais constituintes dos geossintéticos.....	43
2.2.4. Processo de fabricação dos geossintéticos.....	46
2.2.4.1. Geotêxteis.....	47
2.2.4.2. Geogrelhas .....	50
2.2.5. Instalação dos geossintéticos em campo .....	51
2.2.6. Danos durante a instalação.....	53
2.2.6.1. Tipos de danos de instalação .....	53
2.2.6.1.1. Aparecimento de fendas e separação do material .....	54
2.2.6.1.2. Puncionamento .....	54
2.2.6.1.3. Ruptura por tensão.....	54
2.2.6.1.4. Corte de fibras.....	55

2.2.6.1.5. Rasgamento .....	55
2.2.6.1.6. Abrasão.....	55
2.2.6.2. Fatores que influenciam nos danos durante a instalação .....	56
2.2.6.2.1. Fatores relacionados com o tipo de geossintético .....	56
2.2.6.2.2. Fatores relacionados com o tipo de material em contato com o geossintético .....	57
2.2.6.2.3. Fatores relacionado com as condições de instalação.....	57
2.2.6.3. Formas de minimizar o efeito dos danos durante a instalação .	58
2.2.6.4. DDI in situ e DDI simulada em laboratório .....	60
2.2.6.5. Fator de redução .....	61
2.3. APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS NA ENGENHARIA DE PAVIMENTOS.....	62
2.3.1. Aplicações de geossintéticos como reforço.....	62
2.3.2. Aplicações de geossintéticos como sistema antirreflexão de trincas	64
2.3.3. Aplicações de geossintéticos para redução de deformações plásticas .....	67
2.3.4. Estudos de danos de instalação em geossintéticos .....	71
CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS.....	78
3.1. GEOSSINTÉTICOS.....	78
3.2. CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE .....	79
3.3. ÁREA DE ESTUDO .....	79
3.4. INSTALAÇÃO E EXUMAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS EM CAMPO ..	81
3.5. ENSAIO DE TRAÇÃO UNIAXIAL.....	85
3.6. CORREÇÃO DAS CURVAS .....	87
CAPÍTULO 4 – RESULTADOS .....	89
4.1. ENSAIOS DE TRAÇÃO UNIAXIAL .....	89
4.1.1. GCO – PVA 50 .....	89
4.1.2. GCO – PET 50 .....	91
4.1.3. GCO – FV 50.....	93
4.1.4. Comentários gerais .....	96
4.2. FATORES DE REDUÇÃO.....	96
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES .....	98
CAPÍTULO 6 – PROPOSTAS PARA ESTUDOS POSTERIORES .....	99
REFERÊNCIAS.....	100



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Distribuição de tensões nas camadas do pavimento. ....	25
Figura 2 – Seção transversal do pavimento. ....	26
Figura 3 – Degradação de tensões nas camadas de um pavimento flexível....	29
Figura 4 – Seção típica de pavimento flexível. ....	29
Figura 5 – Distribuição de tensões em pavimentos rígidos e em pavimentos flexíveis. ....	30
Figura 6 – Seção típica de pavimentos rígidos. ....	31
Figura 7 – Possíveis estruturas de um pavimento semirrígido: a) Estrutura direta; b) Estrutura inversa. ....	32
Figura 8 – Exemplos de geotêxteis: a) Geotêxtil tecido; b) Geotêxtil não tecido. ....	35
Figura 9 – Exemplo de geogrelha tecida. ....	35
Figura 10 – Exemplos de geocompostos destinados a pavimentação: a) Geocomposto não impregnado com asfalto; b) Geocomposto impregnado com asfalto. ....	37
Figura 11 – Funções dos geossintéticos no pavimento. ....	38
Figura 12 – Distribuição de tensões na camada de leito do pavimento para um pavimento flexível: a) Sem reforço geossintético; b) Com reforço geossintético. ....	39
Figura 13 – Mecanismos provocados pelo reforço geossintético: a) Resistência lateral; b) Aumento da capacidade de suporte; c) Efeito membrana tracionada. ....	40
Figura 14 – Componentes básicos dos geossintéticos. ....	46
Figura 15 – Estiramento dos componentes básicos dos geossintéticos. ....	47
Figura 16 – Estrutura típica de um geotêxtil tecido. ....	48
Figura 17 – Ligação mecânica em geotêxteis não tecidos e detalhamento das agulhas utilizadas. ....	49
Figura 18 – Fabricação de geogrelhas uniaxiais e biaxiais. ....	50
Figura 19 – Sobreposição de geossintéticos. ....	52
Figura 20 – Reparação de geossintéticos. ....	53
Figura 21 – Mecanismo de danificação por punção. ....	54

Figura 22 – Mecanismo de danificação por ruptura por tensão.....	55
Figura 23 – Efeito da abrasão em um geotêxtil tecido de poliéster – Imagem obtida por .....	56
Figura 24 – Procedimentos a serem considerados na instalação de geossintéticos: a) Limpeza do espaço; b) Desenrolar o geossintético; c) Sobreposição no sentido de execução do aterro; d) Disposição do material confinante; e) Espalhamento do material; f) Compactação do material confinante. ....	59
Figura 25 – Detalhamento do equipamento utilizado no ensaio de dano mecânico por carga cíclica. ....	61
Figura 26 – Layout da estrutura do pavimento. ....	63
Figura 27 - Esquema de teste de flexão em quatro pontos. ....	64
Figura 28 - Resultados dos ensaios de fadiga - Modo de cisalhamento: a) Viga não reforçada; b) Viga reforçada com a geogrelha. ....	65
Figura 29 – Curvas de evolução das trincas. ....	67
Figura 30 – Equipamento para teste acelerado.....	68
Figura 31 - Layout do pavimento.....	68
Figura 32 - Vista plana da área instrumentada e seção transversal.....	70
Figura 33 – Curvas de fluência em misturas asfálticas com e sem reforço.....	71
Figura 34 – Esquema da segunda metodologia aplicada na pesquisa. ....	72
Figura 35 – Esquema dos corpos de prova dos geossintéticos. ....	76
Figura 36 – Esquema do procedimento de dano usando a compactação Proctor: (a) Fase I e (b) Fase II.....	76
Figura 37 – Geocompostos utilizados na pesquisa. ....	78
Figura 38 – Fluxograma da pesquisa. ....	80
Figura 39 – Localização da Rua Inácio Braz dos Santos no mapa e sentido de aplicação dos geossintéticos.....	80
Figura 40 - Rua Inácio Braz dos Santos antes da pavimentação.....	81
Figura 41 – Fixação dos geossintéticos na via com CBUQ.....	82
Figura 42 – Marcação do local das amostras de geossintéticos no meio fio....	82
Figura 43 – Confeção da camada de revestimento asfáltico. ....	83
Figura 44 – Processo de retirada dos geossintéticos em campo – Dano térmico. ....	83

Figura 45 – Finalização da via com o rolo compactador pneumático e rolo compactador liso. ....	84
Figura 46 – Início da retirada da camada de rolamento. ....	84
Figura 47 – Exumação dos geossintéticos da via. ....	85
Figura 48 – Equipamento utilizado nos ensaios de tração. ....	86
Figura 49 – Ajuste do corpo de prova no dinamômetro para realização do ensaio de tração uniaxial. ....	86
Figura 50 – Final do ensaio com o rompimento do corpo de prova.....	87
Figura 51 – Correção de curvas: (a) Percepção de abaulamento no início da curva; (b) Prolongamento da parte linear da curva; (c) Linha de tendência; (d) Translação da curva para a origem. ....	88
Figura 52 – Curvas obtidas para o GCO – PVA 50 após ensaios de tração uniaxial: (a) CPs virgens; (b) CPs após dano térmico; (c) CPs após dano térmico e mecânico; (d) Média dos CPs em cada situação. ....	91
Figura 53 – Curvas obtidas para o GCO – PET 50 após ensaios de tração uniaxial: (a) CPs virgens; (b) CPs após dano térmico; (c) CPs após dano térmico e mecânico; (d) Média dos CPs em cada situação. ....	93
Figura 54 – Curvas obtidas para o GCO – FV 50 após ensaios de tração uniaxial: (a) CPs virgens; (b) CPs após dano térmico; (c) CPs após dano térmico e mecânico; (d) Média dos CPs em cada situação. ....	95
Figura 55 – Geocomposto de PVA – Amostras virgens: (a) CP PVA 1; (b) CP PVA 2; (c) CP PVA 3; (d) CP PVA 4.....	109
Figura 56 - Geocomposto de PVA – Amostras após dano térmico: (a) CP PVA 1; (b) CP PVA 2; (c) CP PVA 3; (d) CP PVA 4. ....	110
Figura 57 - Geocomposto de PVA – Amostras após danos térmico e mecânico: (a) CP PVA 1; (b) CP PVA 2; (c) CP PVA 3; (d) CP PVA 4.....	111
Figura 58 - Geocomposto de PET – Amostras virgens: (a) CP PET 2; (b) CP PET 4. ....	112
Figura 59 - Geocomposto de PET – Amostras após dano térmico: (a) CP PET 1; (b) CP PET 4.....	112
Figura 60 - Geocomposto de PET – Amostras após danos térmico e mecânico: (a) CP PET 3; (b) CP PET 4.....	113
Figura 61 - Geocomposto de FV – Amostras virgens: (a) CP FV 1; (b) CP FV 2; (c) CP FV 3; (d) CP FV 4; (e) CP FV 5.....	114

Figura 62 - Geocomposto de FV – Amostras após dano térmico: (a) CP FV 1; (b) CP FV 2; (c) CP FV 3; (d) CP FV 4; (e) CP FV 5. ....	116
Figura 63 - Geocomposto de FV – Amostras após dano térmico e mecânico: (a) CP FV 1; (b) CP FV 2; (c) CP FV 3; (d) CP FV 4. ....	118

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do pavimento por região e unidade da federação 2007-2017. ....	33
Tabela 2 – Propriedades referentes a cada geocomposto. ....	79
Tabela 3 – Fatores de redução. ....	97

**LISTA DE EQUAÇÕES**

Equação (1) .....	62
Equação (2) .....	62

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
BCR	Base Course Reduction
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo de Prova
CV	Coefficiente de Variação
DDI	Danos Durante Instalação
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
FR	Fator de Redução
FV	Fibra de Vidro
GCO	Geocomposto
J	Módulo de Rigidez
NBR	Norma Brasileira
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
PVA	Poliacetato de vinila

## CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

### 1.1. INTRODUÇÃO

No Brasil, o transporte rodoviário desempenha um papel importante na sociedade e na economia, uma vez que tem sido um meio fundamental para o deslocamento de cargas e pessoas em todo o país (Confederação Nacional do Transporte, 2016). As aplicações de capital na estrutura rodoviária brasileira podem somar bilhões de reais por ano, todavia estes investimentos não chegam a superar a necessidade do país, o que vem tornando a infraestrutura rodoviária envelhecida e com estado extremamente precário em algumas regiões (KAKUDA, 2010).

Tal fato pode ser constatado mediante a pesquisa realizada pela Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2018). Nesta pesquisa, foram percorridos e analisados 105.814 km entre rodovias federais e estaduais pavimentadas em todo o País, dos quais foram identificados 52.911 km com algum tipo de problema no pavimento, correspondente a 50% do total averiguado (CNT, 2018). Com isso, 34% foi classificada em estado regular, 13,2% como ruim e 2,8% péssimo (CNT, 2018). A posição atual do Brasil no ranking de competitividade global do Fórum Econômico Mundial na avaliação da qualidade de infraestrutura rodoviária, é explicada devido a sua reduzida densidade de malha rodoviária, deixando-o atrás de países como Chile, Uruguai e Argentina (CNT, 2017).

Um pavimento visa proporcionar aos usuários condições de trafegabilidade eficientes e apropriadas de conforto, economia e segurança durante sua vida útil, geralmente estimada em 20 anos. Entretanto, a conduta do sistema estrutural está vinculada a ocorrência de patologias, que se manifestam de forma inevitável por dois fatores: os ativos e os passivos (SANTOS, 2009). Os fatores ativos correspondem aos agentes climáticos e ao tráfego, sendo os principais responsáveis pela degradação do pavimento (SANTOS, 2009). Por sua vez, os fatores passivos, são referentes as características do pavimento, como espessuras das camadas, materiais utilizados e qualidade da construção (SANTOS, 2009).

As patologias podem ser do tipo estrutural ou funcional (SANTOS, 2009). As degradações estruturais estão relacionadas com o colapso da estrutura ou com fenômenos de fadiga, que inviabilizam a capacidade do pavimento em suportar cargas. Enquanto isso, as degradações funcionais são as perdas da eficácia em

proporcionar um rolamento cômodo e seguro, estando ligadas ao desgaste da capa asfáltica. Entre as patologias mais comuns presentes nas vias brasileiras temos: fadiga provocada pela repetição das cargas de tráfego, acúmulo de deformações plásticas, oxidação do asfalto, exposição de agregados e fendas (DNIT 005:2003).

A averiguação das patologias dos pavimentos flexíveis, bem como o entendimento do mecanismo que as originaram, são necessários para a escolha de alternativas de restauração ou prevenção coerentes. Estima-se que uma estrada degradada aumenta os custos operacionais dos veículos em média 24,8%, reduz a velocidade dos veículos cerca de 8,7 km/h e, caso o revestimento esteja totalmente destruído, reduz até 31,7 km/h (ANTE, 2016). Porém, uma rodovia em bom estado de preservação pode resultar economia no consumo de combustível, menor tempo de viagem, menor emissão de gás carbônico e menores custos de manutenção. Assim, com o objetivo de prolongar a vida útil do pavimento, vêm sendo desenvolvidas tecnologias, desde métodos de cálculo, estudo de novos materiais e, então, a inclusão de geossintéticos como reforço.

Com esse propósito, os geossintéticos vêm sendo cada vez mais empregados em obras viárias, por necessitar de um menor tempo de execução, diminuir custos de materiais e até mesmo colaborar na diminuição de impactos ambientais. Além disso, viabilizam soluções que tornam viável a construção civil em situações que, anteriormente, iriam requerer intervenções complicadas ou seriam economicamente inviáveis (FERREIRA, 2007).

No entanto, durante as etapas de armazenamento, transporte, manuseio e instalação, os geossintéticos podem ser sujeitos a danos que transformem sua estrutura, comprometendo o desempenho das funções para os quais foram dimensionados, a exemplo da diminuição da resistência mecânica. Neste contexto, é habitual recorrer a duas soluções: controlar o processo de dano durante a instalação (DDI) ou sobre dimensionar o geossintético na fase de projeto (GALVÃO, 2012). Assim, o sobre dimensionamento torna-se a forma mais usual, tendo em vista que minimiza a necessidade de uma mão de obra especializada, bem como a responsabilidade sobre o controle de instalação (GALVÃO, 2012). Contudo, sob o ponto de vista técnico e financeiro, esta opção não visualiza a otimização de custos e recursos, aumentando o valor da obra.

No dimensionamento de estruturas com geossintéticos normalmente são aplicados fatores de redução de resistência devido a mecanismos variados, entre eles,

a fluência e a danificação durante a instalação são os mais elevados (PAULA, 2003). Dessa maneira, faz-se necessário examinar até que ponto os valores utilizados nos projetos estão ou não em conformidade com o real e, então, definir coeficientes realistas.

Diante deste cenário, o tema de danificação durante a instalação tem sido alvo de investigações, com o objetivo de averiguar as mudanças nas propriedades dos materiais sintéticos e, encontrar uma maneira que estes resistam as intempéries as quais serão submetidos, sem pôr em risco a vida útil da construção. Porém, a grande maioria dos estudos são desenvolvidos em laboratório, na tentativa de reproduzir as condições vivenciadas em campo e, assim, deixam a desejar a fidelidade dos resultados. Segundo Escórcio (2016), para dimensionar corretamente o prejuízo ocasionado aos geossintéticos durante a atividade de instalação, deveria recorrer a ensaios de campo, ainda pouco utilizados devido aos elevados custos e a falta de normalização destes procedimentos.

Portanto, esta pesquisa foi desenvolvida a fim de retratar com maior fidelidade os danos sofridos pelos geossintéticos em uma obra de pavimentação, possibilitando a análise e comparação com os resultados de resistência à tração, deformação e fatores de redução disponibilizados na literatura.

## CAPÍTULO 2 – REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo serão apresentadas informações tanto sobre pavimentação quanto sobre geossintéticos, fornecendo assim, um embasamento literário indispensável no desenvolvimento da pesquisa. Primeiramente, é feita uma abordagem a respeito da parte estrutural de um pavimento, bem como os diferentes tipos de pavimento e a situação atual da infraestrutura rodoviária brasileira. Posteriormente, dá-se continuidade com os geossintéticos: tipos, funções, materiais constituintes, processos de fabricação, técnicas de instalação e danos de instalação.

### 2.1. PAVIMENTAÇÃO

O pavimento é uma superestrutura proveniente da sobreposição de múltiplas camadas, composta por diferentes materiais, que apresentam espessuras definidas, assentadas sobre um semi-espço infinito, conhecido por terreno de fundação ou subleito. Estas camadas são projetadas de modo a atender operacional e estruturalmente as condições de tráfego e climáticas locais, a fim de garantir a durabilidade do pavimento com o menor custo possível (ARAÚJO, 2016).

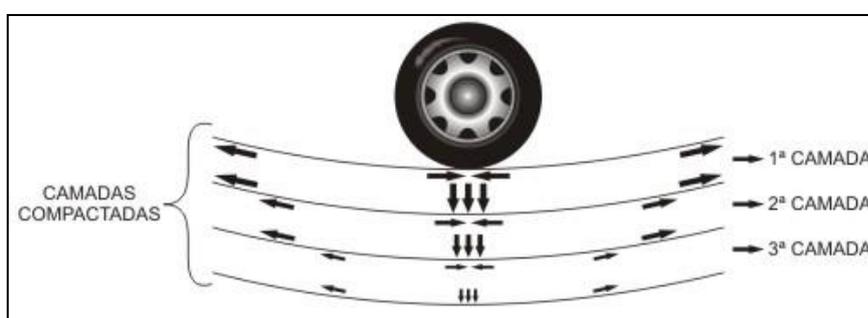
Logo, a estrutura como um todo deve proporcionar ao usuário vantagens nas condições de conforto, rolamento, segurança e economia. O conforto é eficácia do trecho em fornecer um rolamento suave e condizente com o tráfego do local. A conservação da estrutura está ligada à sua capacidade de resistir frente as ações do intemperismo e do tráfego. Enquanto isso, a segurança está associada a interação entre o pneu e a camada de revestimento.

O estado do pavimento pode ser relatado por parâmetros que unem dois conjuntos de características dos pavimentos: a qualidade funcional e a qualidade estrutural (ALMEIDA, 2013). A qualidade funcional diz respeito ao conforto e a segurança durante o tráfego. Estas exigências estão intimamente associadas com as características superficiais do pavimento como textura, regularidade e ruído ocasionado pela circulação de veículos. Dessa maneira, pode-se firmar que estas peculiaridades se relacionam com a camada mais externa da estrutura, a camada de rolamento (ARAÚJO, 2016). Por sua vez, a qualidade estrutural refere-se à capacidade do pavimento suportar as cargas que lhes são impostas durante a vida

útil, mantendo-se dentro dos valores limites desejados. Nesse caso, atributos como integridade e regularidade da estrutura são determinantes (ALMEIDA, 2013).

As cargas aplicadas na superfície do pavimento geram determinado estado de tensões na estrutura, que irá depender das características mecânicas de cada camada, bem como do conjunto estrutural (Figura 1). Vale salientar que, as cargas aplicadas pelo meio ambiente e por veículos de forma transitória, são atividades cíclicas, todavia isso não limita a constância das suas magnitudes.

Figura 1 – Distribuição de tensões nas camadas do pavimento.



Fonte: AMORIM (2017).

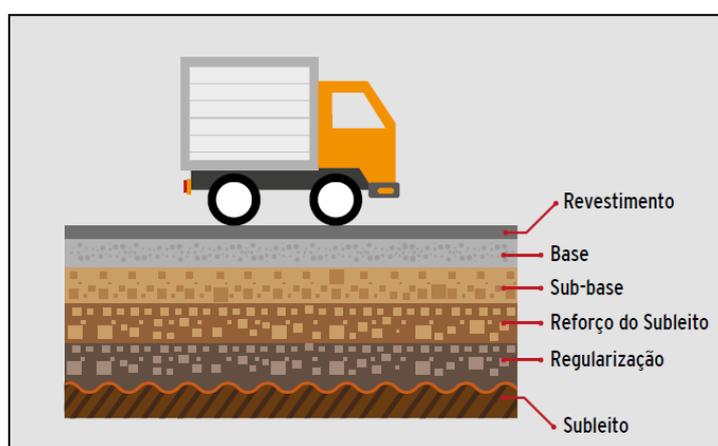
A camada superior tem a função de receber os esforços provenientes do tráfego e, posteriormente, transmiti-los as camadas subjacentes de forma branda, uma vez que essas apresentam a característica de serem menos resistentes, embora isso não seja regra geral (CNT, 2017). Desse modo, as cargas são transmitidas de forma rigorosa, com a finalidade de impossibilitar que ocorram grandes deformações no pavimento ou até rupturas, que possam gerar um comportamento mecânico inadequado e uma degradação precipitada. Deve ressaltar ainda que as deformações no pavimento existem, mas por ser um conjunto resiliente, ao ser exposto as cargas, as camadas retornam a sua posição inicial.

Como a pressão imposta é restringida conforme o aumento da profundidade, as camadas superiores, expostas a maiores pressões, exigem materiais de melhor qualidade na sua construção (SENÇO, 2007). Assim, para uma mesma carga aplicada, a espessura do conjunto deverá ser tanto maior quanto mais precárias forem as condições do material que compõe o subleito (SENÇO, 2007).

### 2.1.1. Camadas do pavimento

De forma geral, o pavimento possui as camadas de revestimento, base, sub-base, reforço de subleito e subleito, sendo esta a fundação do conjunto. Condizente com o caso, o pavimento poderá suprimir alguma camada, seja sub-base ou reforço. Todavia, a existência de fundação e revestimento, mesmo que primário, são condições mínimas exigidas para que a estrutura como um todo seja denominada pavimento (BALBO, 2007). Na Figura 2 o esquema representa a sobreposição das camadas de um pavimento.

Figura 2 – Seção transversal do pavimento.



Fonte: CNT (2017).

Intituladas de camadas ligadas, as camadas presentes na região superior do pavimento, são formadas por britas e areia estabilizada com ligante, seja este betuminoso ou hidráulico, conforme o tipo de pavimento a ser desenvolvido (ALMEIDA, 2013). Abaixo destas camadas, localizam-se as camadas granulares, constituídas por materiais britados ou naturais, normalmente não ligados e compactados mecanicamente. Assim, os estratos são arranjados com resistência e qualidade decrescentes, iniciando na camada de desgaste e finalizando na camada de suporte, consoante a redução e absorção dos esforços em maiores profundidades.

O subleito é o terreno natural, constituído por material consolidado e compacto, onde serão apoiadas todas as outras camadas do pavimento e as tensões serão totalmente absorvidas. Logo, é necessário verificar a profundidade em que as cargas impostas a estrutura atuam significativamente, estas variam de 0,60 m a 1,50 m de profundidade (CNT, 2017).

Com espessura irregular, a camada de regularização do subleito tem por finalidade conformar o leito estradal, longitudinal e transversalmente. Então, passa a apresentar as características geométricas do pavimento finalizado, compreendendo aterros ou cortes até 20 cm de espessura (DNIT 137:2010 – ES).

O reforço do subleito é uma camada estabilizada granulometricamente, executada após a regularização do subleito, com espessura transversal constante e espessura longitudinal variável, conforme o dimensionamento do pavimento (DNIT 138:2010 – ES). O emprego do reforço do subleito não é obrigatório uma vez que, por meio de espessuras maiores das camadas sobrejacentes, principalmente base e sub-base, poderiam teoricamente, aliviar as pressões que chegam no subleito (BALBO, 2007). A aplicação desta camada é indicada para subleitos com baixa capacidade portante, pavimentos que terão tráfego intenso ou uma combinação de ambos os fatores, constando de características tecnológicas superiores as da regularização e inferiores as da camada de sub-base (SENÇO, 2007). Logo, o reforço do subleito pode ser considerado como uma camada suplementar do subleito ou como camada complementar da sub-base.

A sub-base é a camada complementar a base, executada quando por circunstâncias econômicas ou técnicas, não for aconselhável construir a base diretamente sobre o reforço do subleito ou sobre a regularização.

A camada de base situa-se abaixo da camada de revestimento, distribuindo parte dos esforços absorvidos provenientes do tráfego. Pode ser encontrada assentada na camada de sub-base, reforço do subleito ou diretamente sobre o subleito devidamente compactado e regularizado. A eficiência estrutural da base está associada as características de rigidez e resistência dos materiais utilizados na execução do estrato. Estes materiais podem ser semelhantes aos aplicados na camada de sub-base, todavia com propriedades tecnológicas melhores.

Dá-se o nome de revestimento a camada mais externa e mais nobre do pavimento, a que está encarregada de receber diretamente a ação e os esforços impostos pela circulação de veículos, sem sofrer grandes deformações elásticas ou plásticas, bem como desagregação dos seus componentes (SENÇO, 2007). Assim, faz-se necessário o uso de material que resista tanto a tensões verticais quanto horizontais, além de ser impermeável, na medida do possível.

Por ser a camada mais solicitada da estrutura, a camada de rolamento é constituída por materiais mais nobres e apresenta o maior custo unitário quando

comparada as demais camadas. Muitas vezes o revestimento asfáltico é subdividido em duas ou mais camadas por razões construtivas, técnicas e econômicas, sendo elas: a camada de rolamento, camada de ligação ou binder, camada de nivelamento e camada de reforço (BALBO, 2007).

A camada de rolamento é a camada mais superficial do pavimento e que primeiro será desgastada, pois estará diretamente exposta as cargas impostas pelo tráfego e ações do meio ambiente. A camada de ligação ou binder, está geralmente localizada entre a camada de rolamento e a base da estrutura ou anterior a execução de uma camada betuminosa qualquer, com a função de aumentar a aderência entre ambas (DNIT 307:2009 – ES). Enquanto isso, a camada de nivelamento ou camada de reperfilagem, faz-se necessária quando for executado o recapeamento na via. Localiza-se acima da antiga camada de rolamento e corrige os desníveis existentes, proporcionando o nivelamento do greide para posterior construção do reforço, a nova camada de desgaste.

### **2.1.2. Tipos de pavimento**

A definição de uma solução construtiva para um pavimento rodoviário está fundamentada em variáveis como clima, tráfego, materiais disponíveis, custos de execução e condições da fundação (SANTOS, 2010). Ao considerar a variedade desses fatores, originam-se necessidades distintas, levando a comportamentos específicos de cada pavimento. Diante disto, faz-se necessária a distinção de pavimentos de maneira mais simplificada, com base nos materiais aplicados e na deformabilidade da estrutura. Desse modo, os pavimentos podem ser classificados em flexíveis, rígidos e semirrígidos.

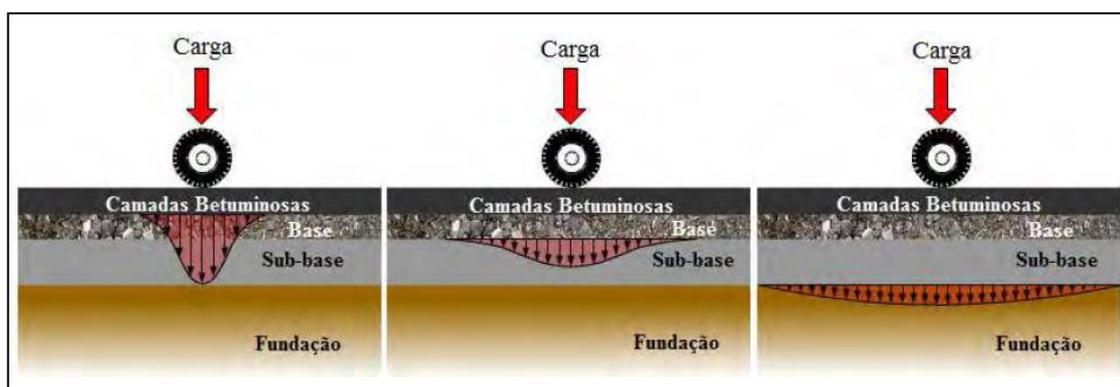
Os pavimentos asfálticos, como também são chamados os pavimentos flexíveis, são compostos por camadas betuminosas na parte superior da estrutura. Além disso, apresentam uma elevada deformabilidade em áreas relativamente restritas, quando submetidos a cargas, se comparado com os outros tipos de pavimento.

Pode haver dois tipos de pavimentos flexíveis, distinguindo-se apenas pelo fato de um apresentar a camada de base granular e o outro uma camada de base betuminosa (COSTA, 2008). Lopes (2009) nomeia de “pavimentos puramente flexíveis” os pavimentos que predominam as bases granulares estabilizadas

mecanicamente, e de “pavimentos medianamente flexíveis” os que compõem espessuras relevantes nas camadas estabilizadas com ligantes betuminosos, que provoca uma distribuição de cargas mais equilibrada.

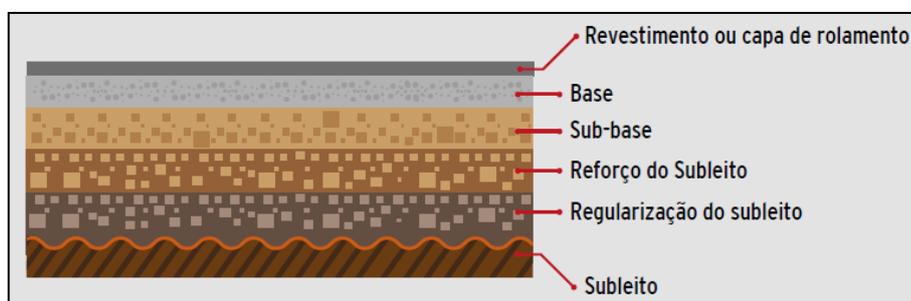
Nos pavimentos flexíveis, a carga se distribui de forma aproximadamente equivalente entre as camadas, de acordo com as características mecânicas das mesmas. Isso possibilita notar um campo de tensões bastante concentrado nas proximidades do ponto de aplicação da carga (Figura 3), exigindo um maior número de camadas no intuito de proteger o subleito estradal (Figura 4) (CNT, 2017). Deve-se destacar que materiais mais nobres utilizados nas camadas superiores, são responsáveis por absorver maior parte das tensões e disseminá-las de forma mais branda as camadas inferiores.

Figura 3 – Degradação de tensões nas camadas de um pavimento flexível.



Fonte: SANTOS (2009).

Figura 4 – Seção típica de pavimento flexível.



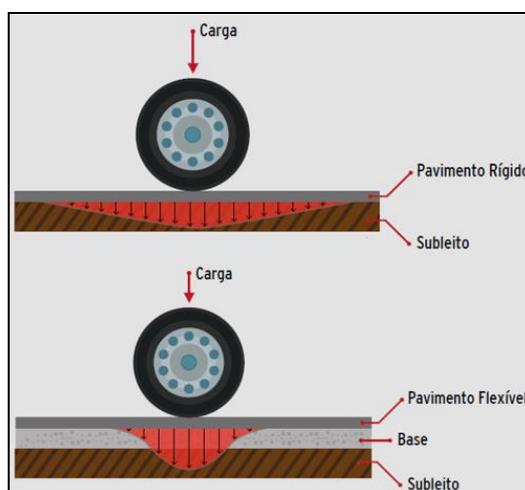
Fonte: CNT (2017).

Os pavimentos flexíveis podem apresentar em sua composição misturas betuminosas quentes ou frias. As misturas betuminosas frias, empregadas geralmente onde as solicitações não são significativas, são confeccionadas, espalhadas e

compactadas sem o aquecimento dos materiais constituintes que são, basicamente, agregado e ligante asfáltico, todavia podendo ainda adicionar água e aditivos (SILVA, 2009). A exemplo de misturas betuminosas usinadas a frio temos: pré-misturado a frio aberto, pré-misturado a frio semi-denso, pré-misturado a frio denso e areia-asfalto usinada a frio. Enquanto isso, as misturas betuminosas usinadas a quente são fabricadas de maneira que pelo menos um dos materiais seja aquecido, agregado ou betume (SILVA, 2009). Como exemplo de misturas betuminosas usinadas a quente, temos: concreto betuminoso, camada porosa de atrito e areia-asfalto usinada a quente.

Os pavimentos rígidos são aqueles em que o revestimento é uma placa de concreto de cimento Portland, com comprimentos entre 4 m e 6 m e espessura definida em função da resistência à flexão das camadas inferiores, podendo ser armada ou não com barras de aço. Devido a elevada resistência à flexão oriunda do concreto de cimento Portland, esta placa passa a desempenhar ao mesmo tempo o papel de camada de desgaste e camada de base, apresentando reduzida deformabilidade mesmo quando submetidos a situações de tráfego pesado, intenso e lento, e a elevadas temperaturas (ARAÚJO, 2016). Além disso, praticamente todas as tensões são absorvidas pela placa de concreto, distribuindo-as em uma grande área da laje e, de maneira análoga, em toda a extensão da placa. Com isso, menores esforços verticais são transmitidos, principalmente ao subleito, fazendo-se necessário um menor número de camadas (Figura 5) (CNT, 2017).

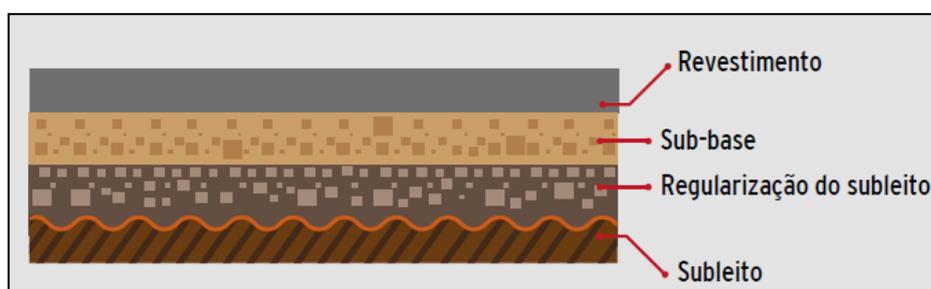
Figura 5 – Distribuição de tensões em pavimentos rígidos e em pavimentos flexíveis.



Fonte: CNT (2017).

Em pavimentos rígidos, a sub-base é composta por material granular ou material granular estabilizado hidráulicamente, de forma a ofertar boa resistência as solicitações provenientes do tráfego (RODRIGUES, 2011). Além disso, a mesma é responsável por absorver parte das tensões que não foram absorvidas na camada sobrejacente, bem como manter a estabilidade e uniformidade, permitindo a execução da laje em condições favoráveis (ALMEIDA, 2013). Uma seção típica de pavimento rígido, constituída pela placa de concreto de cimento Portland na camada de revestimento, sub-base, camada de regularização e subleito é ilustrada na Figura 6.

Figura 6 – Seção típica de pavimentos rígidos.

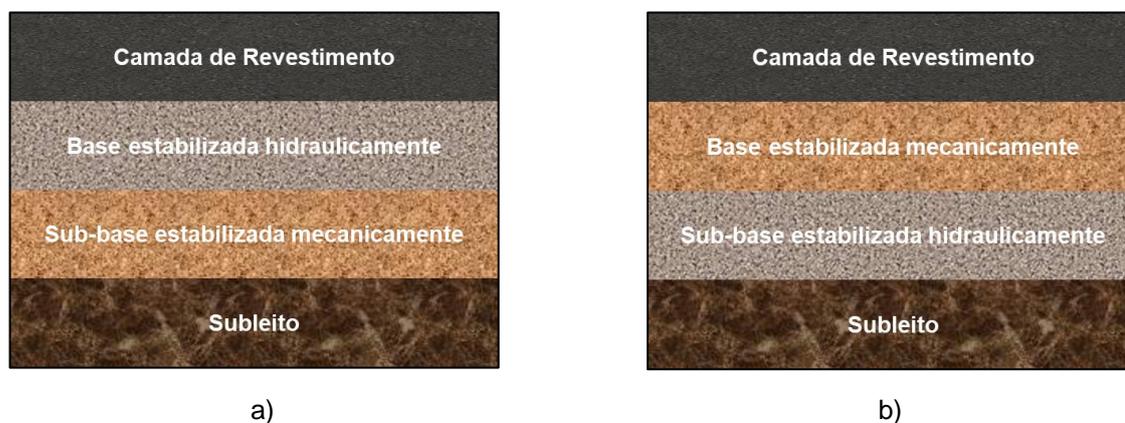


Fonte: CNT (2017).

Os pavimentos semirrígidos ou semi flexíveis são provenientes da associação entre os dois tipos de pavimentos anteriormente citados, os pavimentos rígidos e os pavimentos flexíveis. Nesse caso, a camada de rolamento é composta por materiais betuminosos e, as camadas subjacentes, por materiais estabilizados hidráulicamente ou mecanicamente, respectivamente, base e sub-base. Neste tipo de estrutura é a camada de base responsável por suportar maioritariamente as cargas impostas pelo tráfego (ALMEIDA, 2013).

Este tipo de pavimento pode ser desmembrado em dois subgrupos: estruturas diretas ou convencionais e estruturas inversas (Figura 7) (LOPES, 2009). No primeiro caso, a camada betuminosa apoia-se diretamente sobre a camada de base estabilizada com ligante hidráulico, e essa sobre a camada de sub-base estabilizada mecanicamente (ASCENSO, 2011). Por sua vez, na estrutura inversa, a camada de desgaste é confeccionada sobre uma camada de base estabilizada mecanicamente, e essa apoiada sobre a camada de sub-base ligada hidráulicamente (ASCENSO, 2011).

Figura 7 – Possíveis estruturas de um pavimento semirrígido: a) Estrutura direta; b) Estrutura inversa.



Fonte: Autor (2019).

### 2.1.3. Situação atual da pavimentação no Brasil

Nas últimas décadas, as aplicações em infraestrutura rodoviária mostraram-se incompatíveis com as necessidades da população, gerando uma demanda crescente de insatisfação dos usuários com o nível de investimento. Este cenário nos torna pouco competitivos no mercado exterior e, além disso, cria uma situação econômica insustentável.

A frota de veículos nacionais aumentou 63,3% de 2009 para 2017, totalizando 98.201.128 veículos (CNT, 2018). Porém, as rodovias apresentam um descompasso com este crescimento do número de veículos, apresentando problemas de qualidade como condições precárias dos acostamentos, aderência, irregularidade do pavimento, passando a comprometer a segurança, conforto e economia dos usuários, expondo-os ao risco de acidente (CNT, 2018). Do total da malha de 1.720.700,3 km no ano de 2017, apenas 213.452,8 km são pavimentadas, correspondendo a uma porcentagem irrisória de 12,4% (CNT, 2018).

A pesquisa anual realizada pela Confederação Nacional do Transporte executada em 2018, percorreu e julgou 105.814 km entre rodovias federais e estaduais pavimentadas em todo o País, totalizando um acréscimo de 2.555 km em comparação a pesquisa realizada em 2017. Em 2018 foram identificados 52.911 km com algum tipo de problema no pavimento, correspondente a 50% do total averiguado, sendo 34% classificada como estado regular, 13,2% como ruim e 2,8% péssimo, conforme dados da Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação do pavimento por região e unidade da federação 2007-2017.

Região e Unidade da Federação	Extensão total (km)					
	Ótimo	Bom	Regular	Ruim	Péssimo	Total
Brasil	42.666	10.237	35.962	14.004	2.945	105.814
Norte	3.569	855	6.282	1.444	713	12.863
Rondônia	1.147	114	530	38	20	1.849
Acre	73	127	301	456	65	1.022
Amazonas	30	40	800	49	429	1.348
Roraima	427	69	400	99	10	1.005
Pará	186	17	302	-	-	505
Amapá	830	345	1.989	612	116	3.892
Tocantins	876	143	1.960	190	73	3.242
Nordeste	13.663	1.317	9.501	3.223	1.076	28.780
Maranhão	1.838	161	1.291	1.086	271	4.647
Piauí	1.620	63	1.511	142	81	3.417
Ceará	1.527	181	1.328	380	202	3.618
Rio Grande do Norte	773	138	689	180	114	1.894
Paraíba	966	37	586	122	-	1.711
Pernambuco	1.811	122	849	337	64	3.183
Alagoas	593	-	166	28	-	787
Sergipe	274	46	111	160	66	657
Bahia	4.261	569	2.970	788	278	8.866
Sudeste	13.154	3.175	8.239	4.295	515	29.378
Minas Gerais	4.249	2.062	5.403	3.122	240	15.076
Espírito Santo	322	366	509	463	85	1.745
Rio de Janeiro	1.344	197	583	392	39	2.555
São Paulo	7.239	550	1.744	318	151	10.002
Sul	6.872	2.664	6.025	2.505	337	18.403
Paraná	2.775	424	2.227	815	95	6.336
Santa Catarina	1.161	450	1.005	607	26	3.249
Rio Grande do Sul	2.936	1.790	2.793	1.083	216	8.818
Centro-Oeste	5.408	2.226	5.915	2.537	304	16.390
Mato Grosso do Sul	1.688	556	1.828	304	92	4.468
Mato Grosso	1.222	589	1.763	1.188	80	4.842
Goiás	2.236	1.032	2.224	1.041	132	6.665
Distrito Federal	262	49	100	4	-	415

Fonte: CNT (2018).

Ao avaliar a Tabela 1 pode-se notar que o estado do Rio Grande do Norte teve 1.894 km de vias investigadas e apenas 773 km classificados como ótimos, cerca de 40,8%. Enquanto isso, em situação regular, ruim ou péssima correspondem a 59,2%, constatando a precariedade de rodovias de qualidade no Estado.

## **2.2. GEOSSINTÉTICOS**

Geossintético é uma denominação ampla de produtos poliméricos, sejam eles sintéticos ou naturais, industrializados, criados para utilização em obras geotécnicas, ambientais, hidráulicas e de transporte, usados em combinação com solos, rochas e outros materiais aplicados na engenharia, desempenhando uma ou mais funções (ABNT NBR ISO 10318:2013).

A rápida aceitação e, conseqüente utilização dos geossintéticos a nível global, é justificada devido ao fato de oferecer uma construção mais rápida e com menor submissão as condições meteorológicas, reduzir os volumes de movimentação de terra, aproveitar os solos com características mecânicas inferiores e a facilidade de instalação (FERREIRA, 2010).

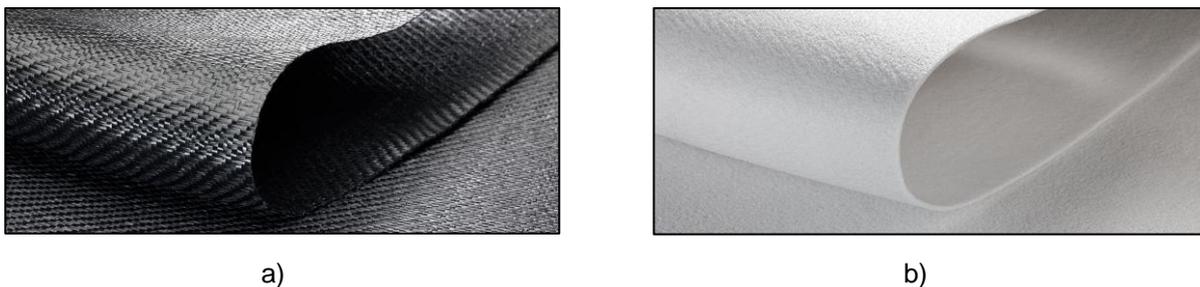
### **2.2.1. Tipos de geossintéticos**

As propriedades destes materiais são bastante influenciadas pelos tipos de polímeros que os compõe. Mas além disso, a especificação desses produtos baseia-se, principalmente, nas distinções estruturais ocasionadas pela variedade dos processos de fabricação (MOREIRA, 2009).

Os geossintéticos podem ser agrupados em duas categorias: os materiais permeáveis e os impermeáveis. Entre os permeáveis destaca-se os geotêxteis, geogrelhas, georedes, geocélulas e geotubos. Por sua vez, os produtos que oferecem uma impermeabilidade acentuada resumem-se as barreiras geossintéticas, sejam poliméricas, argilosas ou betuminosas.

Os geotêxteis (Figura 8) são produtos bidimensionais, permeáveis, flexíveis, compostos por fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos ou fios, que originam diferentes composições em forma de manta, aptos a desempenhar múltiplas funções em uma obra geotécnica (BARBOSA, 2013). Os geotêxteis podem ser divididos em tecidos, não tecidos, tricotados ou costurados (BARBOSA, 2013). Existem diversos tipos de malhas, todavia a mais comum é a malha simples (VIOLANTE, 2016). A espessura dos geotêxteis tecidos produzidos por multifilamentos ou por fios fibrilados, varia de 1,0 a 2,0 mm, enquanto que os geotêxteis compostos por tiras ou fios simples, a espessura não ultrapassa 0,5 mm (VIOLANTE, 2016).

Figura 8 – Exemplos de geotêxteis: a) Geotêxtil tecido; b) Geotêxtil não tecido.



Fonte: HUESKER (2018).

As geogrelhas (Figura 9) são estruturas de grelhas regulares abertas com elementos resistentes a esforços de tração, ligados entre si por solda, extrusão ou entrelaçamento (SIEIRA, 2003). As aberturas existentes no produto, provenientes das junções dos elementos transversais e longitudinais, possibilitam uma eficaz interação com o solo, em particular se for solo granular (BARBOSA, 2013). Os elementos transversais são encarregados pela ancoragem da geogrelha no solo e, por sua vez, os longitudinais responsabilizam-se pela interação por atrito no contato com o solo e também pela transmissão de carga na grelha (SIEIRA, 2003). Caso estes componentes proporcionem a resistência à tração apenas em uma direção, a geogrelha é denominada unidirecional (BARBOSA, 2013). Contudo, se a resistência à tração ocorrer nas duas direções principais, é classificada como bidimensional (BARBOSA, 2013).

Figura 9 – Exemplo de geogrelha tecida.



Fonte: HUESKER (2018).

Freqüentemente as geogrelhas são aplicadas a fim de desempenhar a função de reforço, seja em solos ou pavimentos. Deve ressaltar que cada geogrelha apresenta particularidades adequadas a cada situação de obra como orientação, porcentagem de área aberta, espessura e resistência à tração.

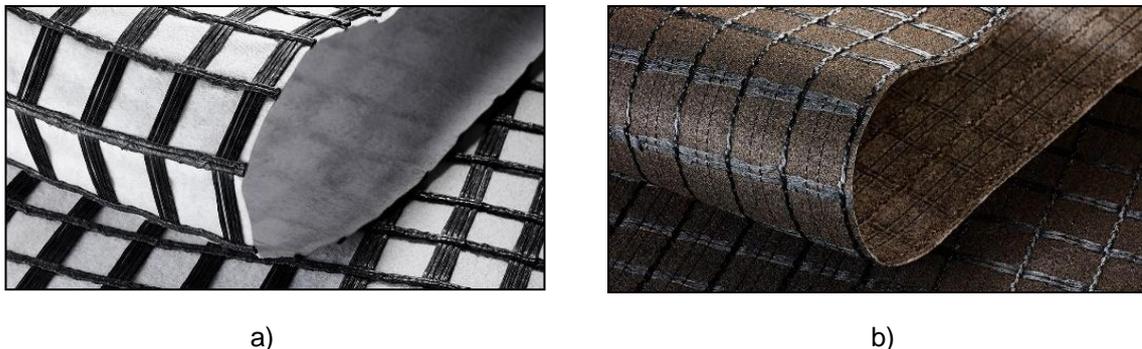
Similar as geogrelhas existem as georredes, formadas por duas séries de membros paralelos extrudados que se interceptam em ângulo constante, normalmente entre 60° e 75° (BATHRUST, 2017). Devido apresentar alta porosidade no seu plano, as georredes são usadas principalmente com a finalidade de conduzir fluidos e gases.

As geocélulas são arranjos tridimensionais um tanto quanto espessos e com elevado volume de vazios, oriundos da união de tiras poliméricas, que são soldadas no intuito de conectar as células, deixando-as com um aspecto de favo de mel, os quais futuramente serão ocupadas por solo, brita ou concreto (BATHRUST, 2017). Como aplicações mais relevantes destacam-se a proteção superficial do solo contra erosão e reforço.

Também conhecidas como geobarreiras poliméricas, as geomembranas são mantas contínuas, flexíveis e com baixíssima permeabilidade, formadas por um ou mais materiais sintéticos. Aplicadas na separação e controle da migração de fluidos, existem a barreira geossintética bentonítica, que possui uma camada de bentonita localizada entre os geotêxteis, e a barreira geossintética betuminosa, produzida em forma de lâmina com a presença de asfalto entre os geossintéticos (REIS, 2016). Este produto é frequentemente aplicado em muros de contenção, canais e aterros (BARBOSA, 2013).

O geocomposto é oriundo da sobreposição ou associação de dois ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos que, combinados, exercem uma função específica de forma mais eficaz ou impossível de ser realizada quando usados isoladamente (ANTE, 2016). Os geocompostos destinados a pavimentação consistem em um geotêxtil impregnado ou não com asfalto, associado a uma geogrelha (Figura 10) (ANTE, 2016). Ainda existem geocompostos argilosos e geocompostos drenantes, sendo este resultado da junção de geotêxteis com geomantas, georredes ou geoespaçadores, proporcionando a filtragem e o direcionamento do fluido.

Figura 10 – Exemplos de geocompostos destinados a pavimentação: a) Geocomposto não impregnado com asfalto; b) Geocomposto impregnado com asfalto.



Fonte: HUESKER (2018).

## 2.2.2. Funções e propriedades

Os geossintéticos podem reduzir ou evitar vários problemas com base nas suas características físicas, mecânicas e hidráulicas, estando aptos a desempenhar diversas funções se necessário for, mediante a situação em estudo. Todavia, faz-se necessária uma hierarquização das funções essenciais a obra, a fim de garantir o dimensionamento correto e o desempenho adequado do produto. A seguir são apresentadas algumas atribuições aos geossintéticos, consoante a ABNT NBR ISO 10318-1:2018.

### 2.2.2.1. Reforço

Alguns geossintéticos, como geogrelhas, geotêxteis e geocompostos, são materiais que resistem a esforços de tração. Dessa maneira, são aplicados em locais onde haja a necessidade de complementar materiais que não apresentem tal característica.

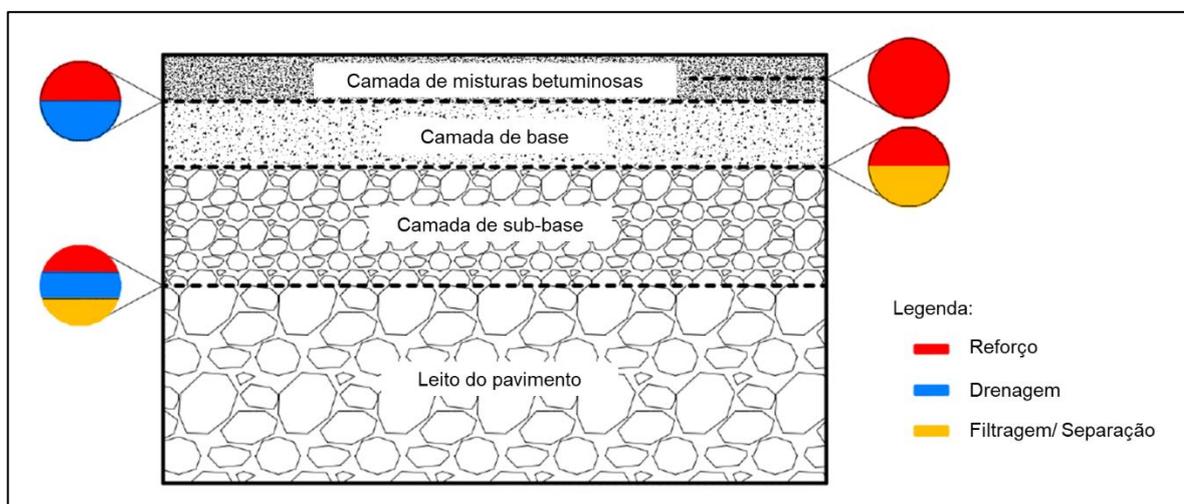
Ao desempenhar a função de reforço, é de suma importância que os geossintéticos possuam resistência à tração, deformabilidade e flexibilidade apropriadas, bem como um bom comportamento a longo prazo, no que diz respeito à fluência (FERREIRA, 2010). Também deve-se considerar que a interface de contato do geossintético com o material circundante seja adequada, uma vez que é por meio dela que são transferidos os esforços para o produto (FERREIRA, 2010).

Os geossintéticos são materiais que podem ser empregados em vários tipos de obras com a função de reforço, tais como: muros, contenções, encontro de pontes e

viadutos, taludes íngremes, aterros sobre solos moles, fundações, vias e ferrovias (AVESANI NETO, 2014).

Em obras de pavimentação, usualmente o geossintético é disposto em vários níveis (Figura 11), entre as camadas de base e sub-base, entre a base e o subleito, ou até no interior da camada de revestimento, em caso de pavimentos flexíveis. Zornberg e Christopher (2007) ressaltam que os geossintéticos podem exercer múltiplas funções em uma camada de pavimento bem como diferentes tipos de geossintéticos podem desempenhar a mesma função.

Figura 11 – Funções dos geossintéticos no pavimento.



Fonte: GONÇALVES (2015).

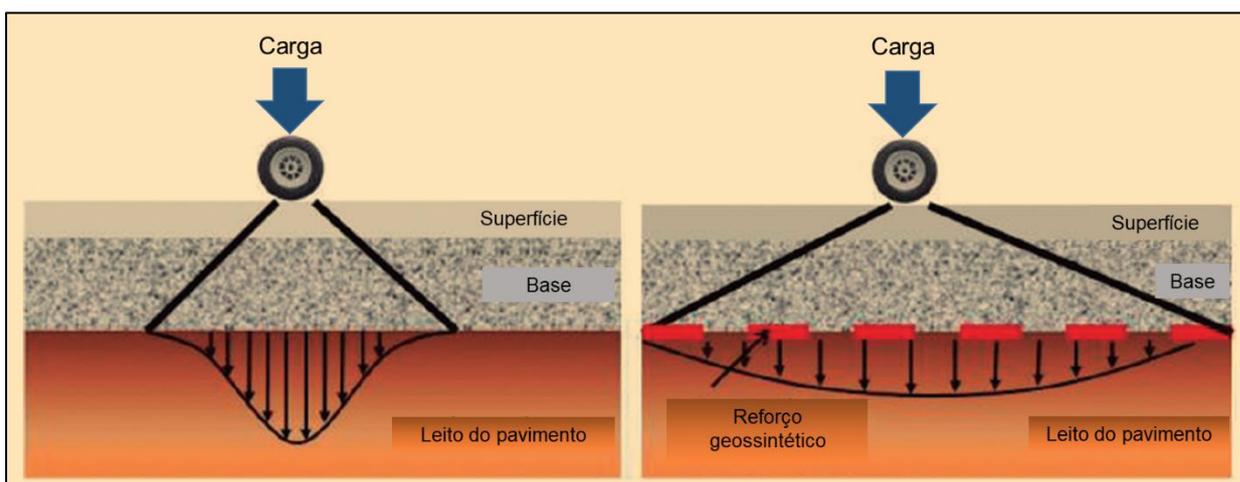
Quanto aos geotêxteis empregados na restauração de pavimentos flexíveis, são recomendados os não tecidos de poliéster ou polipropileno, com gramatura superior a 150 g/m<sup>2</sup>, espessura maior ou igual a 1,5 mm, resistência à tração mínima de 7 kN/m, ponto de amolecimento de 180°C e capacidade de retenção de ligante betuminoso mínima de 0,9 l/m<sup>2</sup> (RODRIGUES E CERATTI, 2015). As geogrelhas destinadas a pavimentação devem ser confeccionadas com materiais que apresentem resistência à tração mínima de 50 kN/m, deformações máximas de 12%, resistência à fadiga superior ou igual a 90% de resistência retida após 100.000 ciclos de carga/descarga e, por fim, ponto de amolecimento superior a 180°C (RODRIGUES E CERATTI, 2015).

Os incentivos para o uso de geossintéticos como reforço em obras de pavimentação são vários: diminuição do transporte e bota-fora devido a redução da

escavação necessária para remoção de material inadequado; redução da espessura de base, ocasionando redução nas etapas de transporte, disposição e compactação; atenuação de recalques diferenciais; e diminuição de custos de reparos (HOLTZ et al., 1998).

Ao aplicar o geossintético, o pavimento reforçado passa a suportar uma distribuição de tensões mais equilibrada, invés de haver uma concentração no ponto de aplicação. Logo, há uma melhoria considerável no que diz respeito as tensões transmitidas as camadas subjacentes, como ilustrado na Figura 12 (GONÇALVES, 2015). Esta circunstância deve-se a três mecanismos resultantes da interação entre o material polimérico e o material subjacente: resistência lateral, efeito membrana tracionada e acréscimo na capacidade de suporte (GONÇALVES, 2015).

Figura 12 – Distribuição de tensões na camada de leito do pavimento para um pavimento flexível: a) Sem reforço geossintético; b) Com reforço geossintético.



Fonte: Adaptado de ZORNBERG (2013).

O mecanismo de restrição lateral (Figura 13 (a)) é acionado quando o pavimento é sujeito ao carregamento cíclico. Então, o agregado presente nas camadas granulares tende a se mover lateralmente em razão das tensões. Esse movimento lateral permite o desenvolvimento de deformações verticais, levando à deformação permanente da superfície na trilha de roda (PERKINS, 1999). O reforço geossintético impede esse movimento, devido ao atrito e ao intertravamento existente na interação entre o agregado e o geossintético, permitindo a transferência da carga de cisalhamento da camada para uma carga de tração no geossintético. Ou seja, a rigidez à tração do geossintético limita as deformações laterais na camada granular,

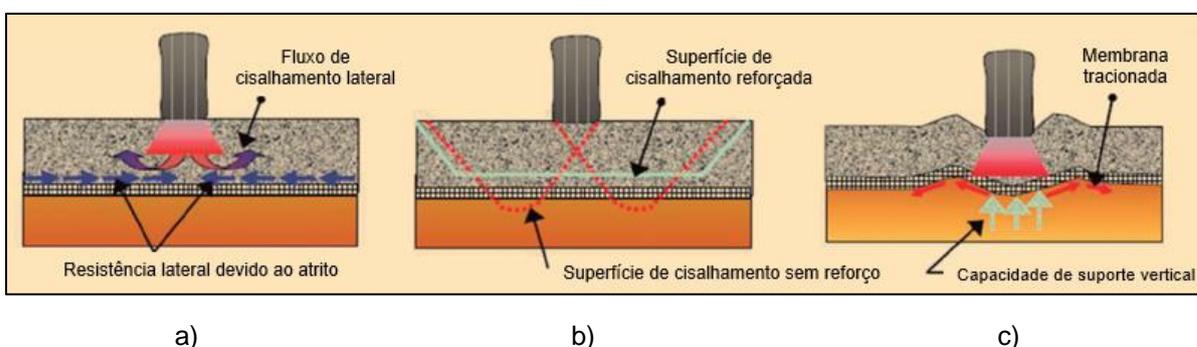
o que resulta em menor deformação na camada mais externa do pavimento. Para uma geogrelha, isso implica que as aberturas da geogrelha e as partículas do solo devem ser adequadamente dimensionadas (PERKINS E ISMEIK, 1997). Um geotêxtil com boas capacidades de atrito também pode fornecer restrição lateral ao agregado (ZORNBERG, 2011). Esse aumento no confinamento lateral implica em uma maior resistência a tensão média (PERKINS, 1999).

O aumento da capacidade de suporte (Figura 13 (b)) ocorre pelo desenvolvimento de uma superfície de ruptura alternativa criada pelo geossintético (COSTA, 2014). Essa superfície adicional irá conferir uma maior capacidade de suporte a partir da diminuição da tensão de cisalhamento aplicada no pavimento (ZORNBERG, 2013). Com menor tensão de cisalhamento e menor tensão vertical, o geossintético ajuda a amenizar a severidade do estado de carga, levando a menores deformações no subleito (PERKINS, 1999).

Por fim, ao suportar a carga procedente do tráfego, o geossintético passa a trabalhar como uma membrana tracionada e, a partir de então, será originada uma componente vertical de maneira a diminuir a ação da carga produzida pela passagem de veículos (Figura 13 (c)) (GONÇALVES, 2015).

Por fim, ao suportar a carga procedente do tráfego, o geossintético passa a trabalhar como uma membrana tracionada e, a partir de então, será originada uma componente vertical de maneira a diminuir a ação da carga produzida pela passagem de veículos, reduzindo a tensão que chega no subleito (Figura 13 (c)) (GONÇALVES, 2015; COSTA, 2014).

Figura 13 – Mecanismos provocados pelo reforço geossintético: a) Resistência lateral; b) Aumento da capacidade de suporte; c) Efeito membrana tracionada.



Fonte: Adaptado de ZORNBERG (2013).

### **2.2.2.2. Controle de erosão superficial**

A erosão de taludes é um fenômeno que pode ocorrer em locais arenosos e sem cobertura vegetal, expostos a intensa ação da água, normalmente ocasionada pela chuva (AVESANI NETO E BUENO, 2009). Caso não haja a possibilidade de interromper o fluxo de água na face do talude, deve-se optar pela proteção do local, de forma a desempenhar duas funções principais: reduzir a velocidade de arraste e a turbulência da água que escoar sobre o solo; e preservar, de maneira estável, as partículas sólidas existentes (AVESANI NETO E BUENO, 2009).

A proteção por meio de métodos vegetativos, devido ser a mais econômica, é a mais utilizada. No entanto, ainda existem causas que limitam a eficiência desta solução: o crescimento vegetativo lento; as condições do solo; e as condições climáticas. Diante destes fatores, os materiais poliméricos apresentam-se como soluções potenciais para a problemática.

Os geossintéticos destinados ao controle de erosão podem ser classificados em dois grandes grupos consoante a matéria-prima: os produtos temporários, constituídos por materiais degradáveis; e os produtos permanentes, constituídos por materiais não degradáveis.

Os materiais temporários correspondem além dos materiais essencialmente naturais, a exemplo de palha e juta, as georredes e geogrelhas empregadas na técnica de grama armada, as fibras torcidas, mantas de polipropileno e os geocompostos constituídos por geogrelhas ou geomantas de baixa resistência aderidas a camadas de fibras naturais (MARQUES E GEROTO, 2015). Por sua vez, os produtos permanentes são materiais não degradáveis que podem estar associados a vegetação ou a materiais inertes, a exemplo das geocélulas preenchidas com brita ou concreto e as geofôrmas preenchidas com argamassa (MARQUES E GEROTO, 2015).

### **2.2.2.3. Drenagem**

A drenagem consiste na coleta e condução de um fluido pelo corpo do geossintético até um coletor principal, viabilizando o equilíbrio do sistema solo-geossintético por um período de tempo indefinido (ABNT NBR ISO10318-1:2018). Empregada em obras onde seja necessário suprimir a pressão neutra ou apenas onde a impermeabilização não é satisfatória a ponto de evitar infiltrações, a drenagem pode

ocorrer de forma horizontal ou vertical (SILVA, 2010). Entre as várias opções de geossintéticos existentes no mercado, os mais indicados para esta atividade são: geoespaçadores; geomantas; georredes; geocompostos drenantes; geotubos.

As vantagens de aplicar os geossintéticos na função drenante: são produtos uniformes, contínuos e flexíveis, facilitando o uso em superfícies irregulares; permitem redução na espessura dos sistemas drenantes; são de fácil manuseio, favorecendo o cronograma de obra; são leves, proporcionando uma menor sobrecarga nas estruturas e fundações (AGUIAR E VERTEMATTI, 2015).

#### **2.2.2.4. Filtração**

Os sistemas de filtração devem ser projetados a fim de suprir dois critérios básicos: o de permeabilidade e o de retenção. No critério de permeabilidade, o filtro deve permitir o livre fluxo dos fluidos sem elevadas perdas de carga, ao mesmo tempo que, obedecendo ao critério de retenção, as partículas sólidas circundantes devem ser retidas. Comumente, os filtros são empregados associados a drenos, a fim de evitar a colmatação dos drenos. A função em estudo pode estar presente em obras como barragens, canais e trincheiras drenantes em pavimentos, cujo o geossintético comumente utilizado é geotêxtil não tecido.

O comportamento ideal de um sistema filtrante natural caracteriza-se por um conjunto de solo, pré-filtro e filtro estável, realizado por meio das próprias partículas sólidas. As partículas mais grossas retêm partículas menores, e estas por sua vez, retêm partículas ainda menores (AGUIAR E VERTEMATTI, 2015).

As vantagens no uso de geossintéticos em relação aos filtros granulares são: menor espessura do filtro; o geossintético apresenta características regulares e controladas; há continuidade na estrutura filtrante; facilidade de instalação; baixo custo.

#### **2.2.2.5. Separação**

A interposição de um geossintético entre materiais distintos, assegurando a integridade e a funcionalidade destes, sem permitir que haja mistura sob a ação de cargas aplicadas, caracteriza a função separação (PALMEIRA E FONSECA, 2015). Geossintéticos são instalados nas interfaces entre fundação e sub-base de vias, entre

o balastro e a fundação de vias férreas, entre aterros e solos moles, e em aterros de resíduos, com o intuito de separar materiais com propriedades geotécnicas distintas (FERREIRA, 2010).

Entre tantas aplicações dos geossintéticos como elementos separadores, eles podem ser divididos em dois grandes grupos: os de atuação temporária e os de atuação permanente. Os geossintéticos de atuação temporária, como o próprio nome sugere, desempenham sua função em um curto período de tempo, nesse caso são utilizados geotêxteis de baixa gramatura e barreiras geossintéticas de baixa espessura e densidade (PALMEIRA E FONSECA, 2015). Enquanto isso, os geossintéticos de atuação permanente, desempenham a função de separação ao longo da vida útil da obra, priorizando o uso de geotêxteis e geocompostos (PALMEIRA E FONSECA, 2015).

#### **2.2.2.6. Barreira**

As barreiras impermeabilizantes são empregadas em obras de engenharia com diversas finalidades. Desde impedir a dispersão de umidade e vapores, reservar efluentes ou água, até conter rejeitos, ou seja, manter os fluidos fora ou dentro de um determinado sistema conforme a necessidade da obra (VILAR et al., 2015). Logo, os materiais utilizados devem apresentar durabilidade, resistência mecânica, resistência química e, principalmente, estanqueidade (RAMOS, 2013).

Com isso, geomembranas, geocompostos argilosos e geotêxteis revestidos são os geossintéticos mais indicados para melhor desempenhar esta função em obras como: aterros de resíduos domésticos e industriais; lagoas de contenção; revestimento de túneis; coberturas e subsolos de edifícios; lagoas destinadas a piscicultura; caixas d'água (VILAR et al., 2015).

#### **2.2.3. Materiais constituintes dos geossintéticos**

As matérias primas utilizadas na confecção de geossintéticos dividem-se em dois grandes grupos: naturais e químicos (PINHO – LOPES E LOPES, 2010). As matérias – primas naturais podem ter origem animal (seda e lã), vegetal (algodão, juta, linho e cânhamo) ou mineral (amianto). Por sua vez, as matérias – primas químicas fragmentam-se em inorgânicas, a exemplo de minerais e metais, e orgânicas, com polímeros sintéticos e polímeros naturais transformados (AFONSO, 2009).

Os materiais mais aplicados na fabricação de geossintéticos são classificados como orgânicos sintéticos, provenientes da destilação do petróleo, e dividem-se em termoplásticos e termorrígidos. Os termoplásticos podem amolecer ou endurecer conforme a temperatura que lhe é imposta, por aquecimento ou arrefecimento, respectivamente (MOREIRA, 2009). Enquanto isso, os materiais termorrígidos ao endurecer, partindo do estado de fusão, não podem mais amolecer através da ação do calor (VIOLANTE, 2016). Dessa maneira, os termoplásticos são os insumos mais empregados na fabricação dos geossintéticos (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

Os termoplásticos são compostos poliméricos formados por um monômero base e este por sua vez é constituído por átomos de carbono e hidrogênio que, mediante o processo de polimerização, se unem por mecanismos químicos originando longas cadeias moleculares, surgindo assim, os polímeros (AFONSO, 2009).

O comportamento de um polímero depende tanto do peso molecular como da cristalinidade. O peso molecular é o número de vezes que o monômero se repete na cadeia molecular, é resultado do produto entre o peso molecular de um monômero e do grau de polimerização (CARVALHO, 2014). Quanto a cristalinidade os polímeros apresentam duas morfologias: amorfa e cristalina. No regime amorfo há uma completa ausência de ordem entre as moléculas, e na condição cristalina as moléculas são orientadas, semelhante a estrutura de um cristal (ANTE, 2016). Porém, como a cristalinidade nunca atinge 100%, os polímeros são, geralmente, classificados como amorfos e semicristalinos (ANTE, 2016).

Logo, a elevação do peso molecular irá refletir no aumento de fatores como deformação, resistência à tração, resistência ao impacto e resistência a abrasão, no entanto, aspectos como fluência e trabalhabilidade do material serão reduzidos (AFONSO, 2009). No aumento da cristalinidade, propriedades como rigidez, resistência à tração, resistência a abrasão, resistência química, temperatura de fusão e transição vítrea serão ressaltadas em detrimento de características como permeabilidade, flexibilidade e resistência ao impacto (ANTE, 2016).

A existência de zonas amorfas e cristalinas em um polímero interfere tanto na temperatura de transição vítrea como no ponto de fusão (LOTTI E BUENO, 2015). A temperatura de transição vítrea é um indicador da mudança de comportamento do polímero, variando de um estado sólido onde o produto se comporta de maneira rígida e frágil, para uma circunstância de maior deformabilidade e ductilidade (ANTE, 2016). O ponto de fusão é a temperatura para a qual as forças de ligação das moléculas nas

zonas cristalinas são vencidas pela energia térmica (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

Os principais polímeros utilizados na fabricação de geossintéticos são: polietileno de alta, média ou baixa densidade; polipropileno (PP); polivinil clorado; etileno-propileno monômero diênico; poliaramida; polivinil álcool (PVA); polietileno clorado; poliéster (PET); e poliamida (LOTTI E BUENO, 2015). O poliéster, o polivinil álcool e a fibra de vidro são os polímeros mais utilizados na fabricação de geossintéticos destinados a revestimentos asfálticos (ANTE, 2016).

O poliéster mais aplicado na fabricação de geossintéticos é o politereftalato de etileno, que difere da maioria dos polímeros por apresentar oxigênio na sua estrutura molecular (LOTTI E BUENO, 2015). Este polímero normalmente é utilizado acima da sua temperatura de transição vítrea, mediante a apresentação de boas propriedades mecânicas, além de demonstrar boa resistência química diante da maioria de ácidos e solventes (PINHO – LOPES E LOPES, 2010). De forma geral, as características mecânicas e térmicas do PET são: cristalinidade inferior a 40%; temperatura de transição vítrea variando de 70°C a 74°C; temperatura de fusão entre 250°C e 270°C; resistência à tração de 48 MPa a 72 MPa; deformação na ruptura variando de 50% a 300%; e módulo de elasticidade de 2,76 a 4,14 GPa (LOTTI E BUENO, 2015).

A fibra de vidro (FV) é um dos materiais mais empregados na confecção de geossintéticos destinados ao reforço em obras geotécnicas, apresentando resistência à tração acima de 4800 MPa nos tipos comerciais (ANTE, 2016). Estes materiais são compostos a base de sílica em formato de areia e outros óxidos que contenham cálcio, sódio e alumínio, a fim de minimizar a temperatura de fusão (ANTE, 2016). No caso de geossintéticos fabricados com fibra de vidro, deve-se considerar que as mesmas tendem a refletir a radiação ultravioleta, prevenindo que os raios ultrapassem as primeiras camadas e, assim, ampliando o tempo de vida do produto (ANTE, 2016).

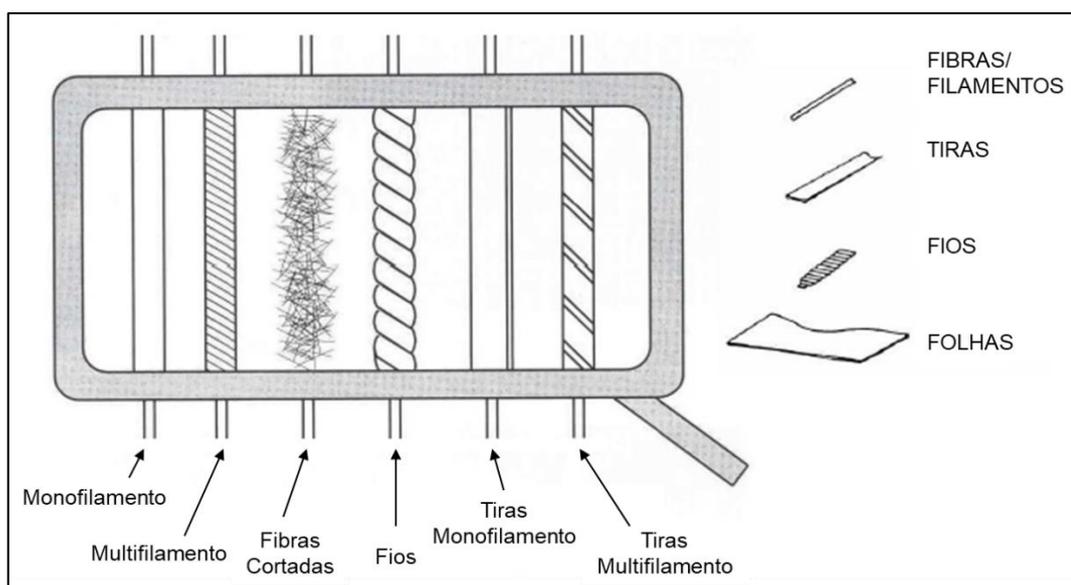
O polivinil álcool caracteriza-se por apresentar uma tenacidade muito alta, alto módulo de rigidez, baixo alongamento e alto grau de resistência a ácidos e álcalis (LOTTI E BUENO, 2015). De maneira geral, as propriedades térmicas e mecânicas do PVA são: temperatura de transição vítrea variando de 85°C a 90°C; temperatura de fusão entre 220°C e 267°C; grau de cristalinidade inferior a 68%; resistência à tração de 65 MPa a 120 MPa; deformação na ruptura variando entre 0% e 3% (LOTTI E BUENO, 2015; JELINSKA et al., 2010).

## 2.2.4. Processo de fabricação dos geossintéticos

As técnicas de confecção dos geossintéticos são bastante diversificadas e decisivas na determinação da estrutura e das propriedades do material (CARVALHO, 2014). Contudo, em qualquer processo de fabricação de geossintéticos existem três etapas comuns: produção do polímero com aditivos; formação dos componentes; e transformação dos componentes em geossintéticos (CARVALHO, 2014).

Inicialmente, através de procedimentos químicos e com a incorporação de aditivos, há a produção do polímero, que chega aos fabricantes do componente sob a forma esférica ou granular (AFONSO, 2009). Estes componentes podem apresentar formas diversas (Figura 14), como filamentos contínuos circulares, tiras planas contínuas ou folhas/ películas, sendo obtidos por meio de extrusão ou fiação líquida (CARVALHO, 2014).

Figura 14 – Componentes básicos dos geossintéticos.

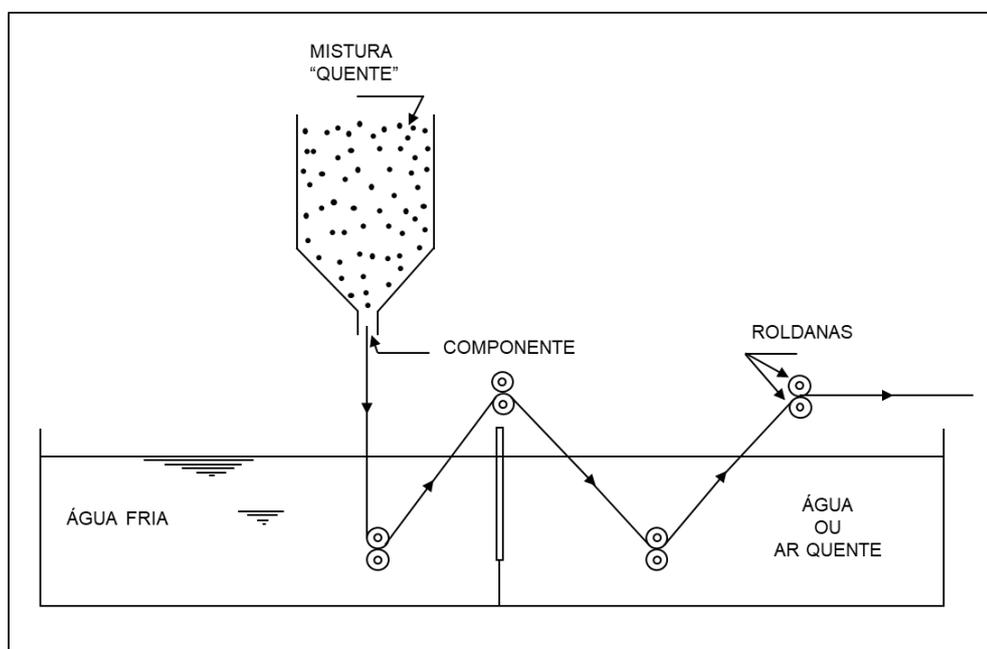


Fonte: Adaptado de AFONSO (2009).

Nas técnicas de fiação líquida ou extrusão, o polímero é inserido em um recipiente juntamente com os aditivos, sendo sujeito a temperatura e pressão controladas, ocasionando a mistura e fusão dos elementos sólidos e, também, a expulsão do oxigênio (AFONSO, 2009). Em seguida, a massa polimérica é submetida a um conjunto de roldanas responsáveis por controlar a quantidade de mistura passante, lançando-a por meio de uma placa perfurada (AFONSO, 2009).

No caso de tiras ou películas, os procedimentos são similares, todavia, a mistura é induzida a sair através de fendas, sendo a obtenção das tiras de forma direta ou por meio do corte de películas (CARVALHO, 2014). Posteriormente, as fibras e filamentos são resfriados ao ar ou em água (AFONSO, 2009). Para finalização do procedimento, as tiras e os filamentos são sujeitos ao estiramento (Figura 15) e solidificação, necessitando de dois ou mais tratamentos por aquecimento (AFONSO, 2009). Nesta etapa, a cadeia molecular é progressivamente orientada a fim de originar uma estrutura cristalina, fazendo com que haja melhoria em propriedades como resistência à tração e fluência (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

Figura 15 – Estiramento dos componentes básicos dos geossintéticos.



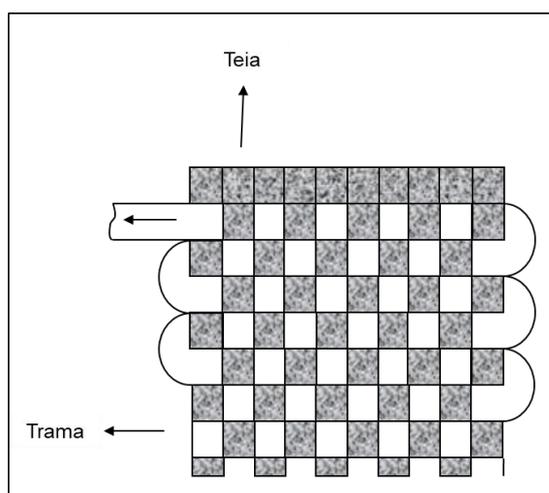
Fonte: Adaptado de LOPES (1998 *apud* AFONSO, 2009).

#### 2.2.4.1. Geotêxteis

Os principais polímeros empregados na fabricação de geotêxteis destinados a revestimentos asfálticos são: polipropileno, equivalente a 85% dos produtos; poliéster, responsável por 12%; polietileno com cerca de 2%; e poliamida com  $\pm 1\%$  (ROSÁRIO, 2008). Os geotêxteis mais usuais são manufacturados a partir de fitas em polipropileno, monofilamentos em polietileno, e multifilamentos finos ou fios de multifilamentos de poliéster (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

Os geotêxteis tecidos, fabricados conforme os princípios da tecelagem tradicionais, são compostos por conjuntos perpendiculares entre si, conhecidos por teia e trama (Figura 16), e por componentes paralelos entrelaçados, constituindo uma estrutura planar com alguns milímetros de espessura (AFONSO, 2009).

Figura 16 – Estrutura típica de um geotêxtil tecido.

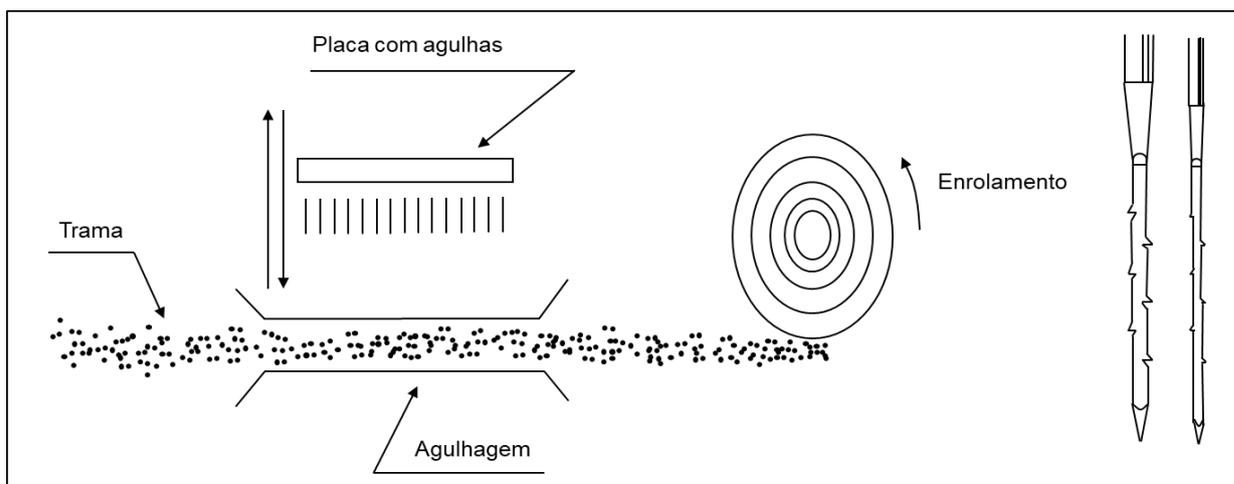


Fonte: Adaptado de ROSÁRIO (2008).

Enquanto isso, os geotêxteis não tecidos são manufacturados através do posicionamento aleatório das fibras ou filamentos, em trama solta, em um tapete (CARVALHO, 2014). Em seguida, os componentes são interligados por processos mecânicos, químicos ou térmicos, obtendo-se uma estrutura planar (ROSÁRIO, 2008).

A ligação mecânica, também conhecida como agulhamento (Figura 17), consiste na passagem da trama solta sob várias agulhas, com farpas, que penetram totalmente na trama, trazendo consigo alguns filamentos e entrelaçando-os entre si, com isso obtém-se os geotêxteis não tecidos agulhados (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

Figura 17 – Ligação mecânica em geotêxteis não tecidos e detalhamento das agulhas utilizadas.



Fonte: AFONSO (2009).

Através da ligação térmica são originados os geotêxteis não tecidos termoligados, provenientes da fusão parcial dos componentes, sendo estes compostos por mais de um tipo de polímero (CARVALHO, 2014). O método através da ligação térmica é limitado pela espessura do material, se a temperatura for muito alta pode induzir o sobreaquecimento do geotêxtil e, posterior fundição das fibras, todavia, se a temperatura estiver abaixo do ideal, pode ser insuficiente para uma ligação adequada (PINHO – LOPES E LOPES, 2010). Normalmente, a espessura da malha varia de 0,5 mm a 1 mm.

Por sua vez, a ligação química é obtida mediante a pulverização ou impregnação da trama com um ligante químico, a exemplo de resina, cola ou outro derivado celulósico (CARVALHO, 2014). Logo após a aplicação destes produtos, os geossintéticos passam por um período de cura para que possa ocorrer a ligação entre os elementos (CARVALHO, 2014). Esta técnica é utilizada como complementação de uma ligação feita por agulhagem (VIOLANTE, 2016). Aos geotêxteis não tecidos que são submetidos a esse método dá-se o nome de geotêxteis não tecidos quimicamente ligados (VIOLANTE, 2016).

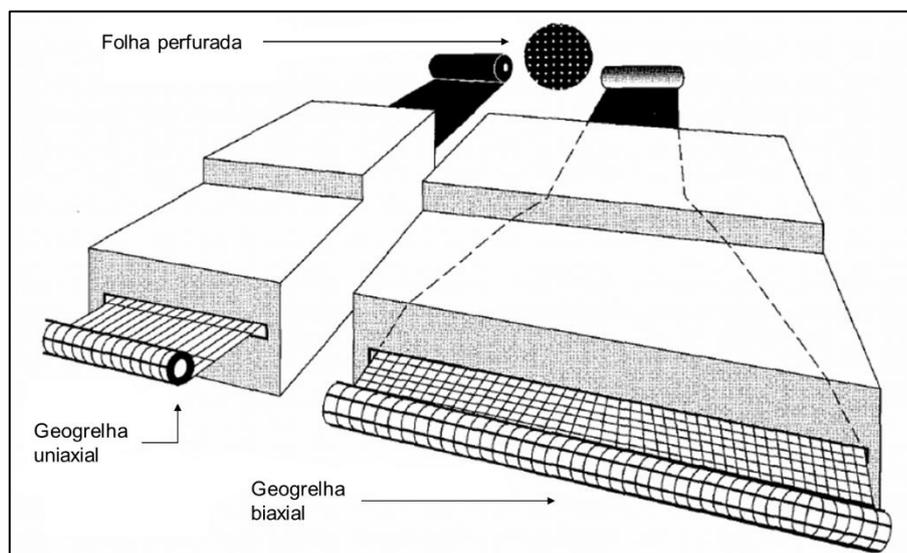
Os geotêxteis tricotados, são manufacturados por entrelaçamento dos fios dando origem a uma estrutura plana (VIOLANTE, 2016). Pelo fato de serem bastante deformáveis, não são indicados para utilização em reforço, porém, elementos mais resistentes podem ser acrescentados na malha a fim de minimizar as deformações (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

### 2.2.4.2. Geogrelhas

Consoante ao processo de fabricação, as geogrelhas podem dividir-se em extrudidas, tecidas e soldadas. Além disso, como subgrupo das geogrelhas extrudidas, pode-se obter as geogrelhas uniaxiais ou biaxiais.

A manufatura de geogrelhas extrudidas uniaxiais consiste em perfurar de maneira regular uma folha de polímero aditivado, cuja espessura varia de 4 mm a 6 mm, aquecê-la e estirá-la em uma máquina direcional (Figura 18) (ESCÓRCIO, 2016). Este procedimento viabiliza o alongamento das aberturas feitas anteriormente e resulta na orientação das cadeias moleculares na direção do estiramento (ESCÓRCIO, 2016). Embora o grau de orientação seja variável no comprimento do material, o efeito coletivo é o de aumento na resistência à tração e na rigidez (AFONSO, 2009). Caso a técnica de aquecimento e estiramento seja realizada novamente, agora na direção transversal (Figura 18), será originada uma geogrelha extrudida biaxial.

Figura 18 – Fabricação de geogrelhas uniaxiais e biaxiais.



Fonte: Adaptado de ROSÁRIO (2008).

As geogrelhas tecidas necessitam de equipamentos da indústria têxtil para sua confecção, sendo a estrutura básica composta mediante a tecelagem das barras, usufruindo de fibras de alta tenacidade (CARVALHO, 2014). Seguidamente, as barras são tricotadas ou entrelaçadas nas junções e submetidas a um revestimento que lhes confere proteção de danos durante a instalação na obra e estabilidade dimensional

(VIOLANTE, 2016). Este revestimento pode ser de PVC, látex ou betume, por exemplo (ESCÓRCIO, 2016). As uniões entre as barras também podem ser executadas a partir da fusão dos pontos de contato das mesmas, caracterizando uma ligação térmica (PINHO – LOPES E LOPES, 2010). Nessa situação, as geogrelhas normalmente são constituídas por fibras de PET e envoltas numa folha de PP (VIOLANTE, 2016).

Por fim, as geogrelhas soldadas a laser são fabricadas mediante a junção de barras de PET ou PP a laser que, normalmente, têm maior rigidez que as geogrelhas tecidas e com ligações térmicas (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

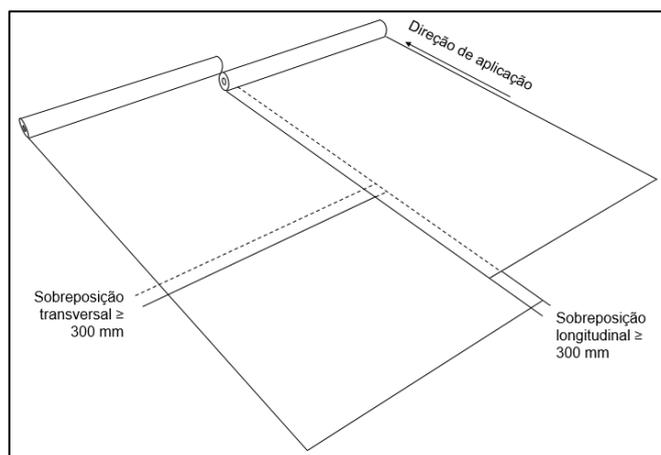
### **2.2.5. Instalação dos geossintéticos em campo**

Operações de armazenamento, transporte, manuseio e instalação em obra são críticas para a vida útil do geossintético, uma vez que nelas os produtos são expostos a ações que podem levar a degradação prévia, comprometendo sua eficácia. Todavia, se os devidos cuidados forem tomados, os geossintéticos podem desempenhar a função para o qual foi designado e garantir a segurança da obra.

Os processos de instalação dependem principalmente do tipo de geossintético em questão, entretanto, algumas etapas devem ser respeitadas. Inicialmente, deve-se preparar o terreno, objetivando a uniformização da superfície onde o geossintético será posicionado, evitando a ocorrência de rasgos, compressões ou distensões em zonas localizadas (MOREIRA, 2009). Dessa maneira, devem ser retirados objetos cortantes e, caso necessário, dispor uma camada de solo arenoso para que haja o preenchimento de depressões e uma distribuição uniforme das tensões transmitidas ao geossintético (PEREIRA, 2003).

Após a limpeza do terreno, as faixas de geossintéticos devem ser dispostas na direção dos maiores esforços, concluindo a sobreposição longitudinal com o mínimo de 30 cm (Figura 19) (PEREIRA, 2003). No entanto, caso haja a necessidade de sobrepor transversalmente as folhas, deve ser levado em consideração o sentido de lançamento dos materiais (MOREIRA, 2009).

Figura 19 – Sobreposição de geossintéticos.



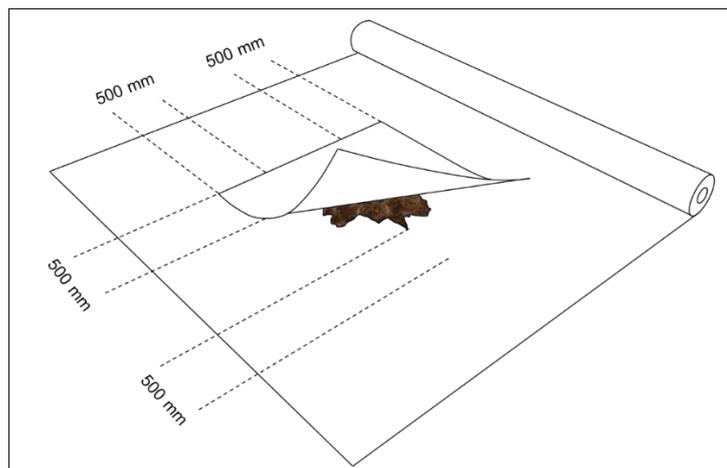
Fonte: Adaptado de DUARTE (2009).

Nos geotêxteis, a ligação entre as folhas pode ser executada por sobreposição direta, costura, colagem ou grampeamento (MOREIRA, 2009). Entre elas, a união por costura é a mais eficaz e a mais utilizada (MOREIRA, 2009). Neste caso, a sobreposição varia de 10 cm a 20 cm, o fio e ponto utilizados asseguram a manutenção das propriedades mecânicas e hidráulicas nos locais de costura, o que garante a execução de qualquer função pelo geotêxtil (PEREIRA, 2003).

A união entre as folhas das geogrelhas pode ocorrer por sobreposição direta, através de entrançado de fios ou ainda introduzindo varões nas aberturas das faixas sobrepostas (ligação com passador) (MOREIRA, 2009). Apesar da ligação com passador ser a mais eficaz, não pode ser utilizada em todos os casos, enquanto que a união com fio entrançado demonstra conformidade com a maioria das situações (MOREIRA, 2009).

Caso após o processo de instalação sejam identificados danos no geossintético, estes devem ser reparados antes do lançamento do material subjacente. Danos transversais a direção de reforço principal, podem ser reparados por meio de sobreposição da área danificada, ultrapassando, no mínimo, 50 cm do limite do dano (Figura 20) (DUARTE, 2009). Todavia, caso os danos coloquem em risco o desempenho do material, é recomendada a substituição em todo o comprimento da zona danificada por uma nova faixa geossintética (DUARTE, 2009).

Figura 20 – Reparação de geossintéticos.



Fonte: Adaptado de DUARTE (2009).

### 2.2.6. Danos durante a instalação

Os danos durante a instalação agregam todas as transformações da estrutura dos geossintéticos, provenientes de esforços ocorridos nas etapas de manuseio, instalação e, sobretudo, de atividades mecânicas envolvendo os geossintéticos e o material confinante. A maior parte das obras que fazem uso de geossintéticos são de grande porte, incluindo operações de escavação, preparo de superfície, acomodação do geossintético, espalhamento e compactação de insumos, por operários pouco conscientes da sensibilidade do produto (CARVALHO, 2014).

Em certos casos as tensões existentes durante o processo de instalação poderão ser maiores que as tensões suportadas pelos mesmos durante a vida útil de serviço e, assim, superiores as tensões para as quais o produto foi dimensionado (SHUKLA, 2002).

#### 2.2.6.1. Tipos de danos de instalação

Os danos causados nos geossintéticos incluem: aparecimento de fendas e separação do material; ações de puncionamento; ruptura por tensão; corte de fibras; rasgamento; e abrasão (SILVA, 2016). Além disso, é comum encontrar mais de um tipo de dano na extensão de todo o material, dividindo-se em alterações visuais e efeitos a curto ou longo prazo (ESCÓRCIO, 2016; CARVALHO, 2014).

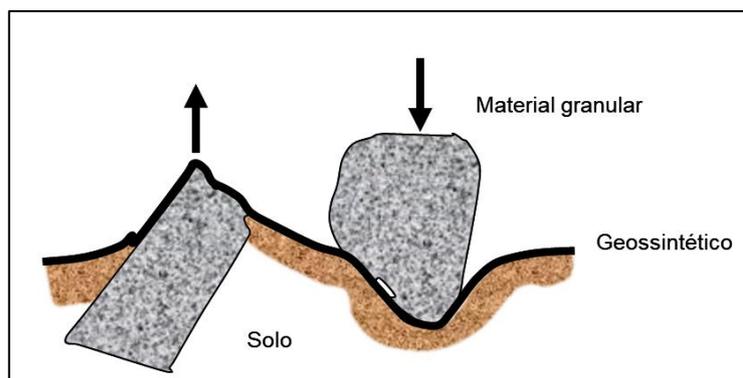
### 2.2.6.1.1. Aparecimento de fendas e separação do material

O aparecimento de fendas é gerado pelo contato direto de partículas angulosas e de arestas cortantes com as faces dos geossintéticos, podendo ser evidenciado com o movimento dos equipamentos (ESCÓRCIO, 2016). Este tipo de dano verifica-se principalmente em geogrelhas extrudidas (PINHO – LOPES, 2006).

### 2.2.6.1.2. Puncionamento

O puncionamento (Figura 21) normalmente acontece em materiais contínuos, como as geomembranas e os geotêxteis (SILVA, 2016). Este fenômeno decorre do vertimento de material com arestas cortantes diretamente sobre o geossintético ou ainda da compactação de camadas finas por equipamentos pesados (CARVALHO, 2014).

Figura 21 – Mecanismo de danificação por puncionamento.

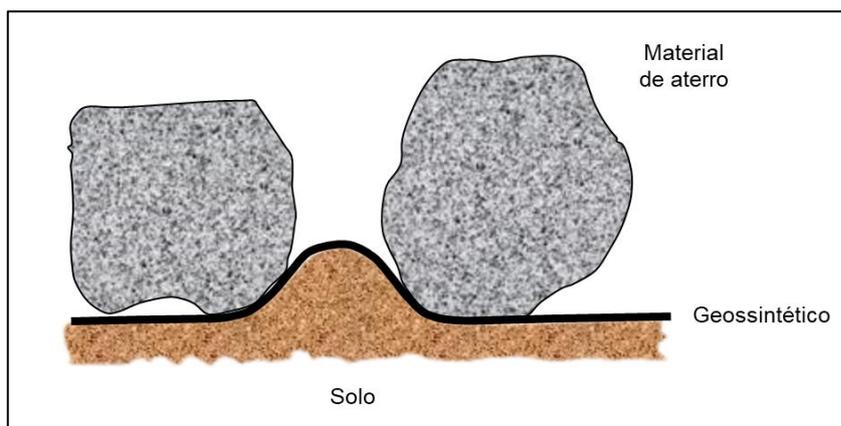


Fonte: Adaptado de SHUKLA (2002).

### 2.2.6.1.3. Ruptura por tensão

O dano por ruptura ocorre mediante a submissão do geossintético a cargas e deformações além das adotadas em projeto, podendo aparecer no decorrer da instalação ou na fase de serviço (CARVALHO, 2014). Na fase de instalação, caso o geossintético não apresente a flexibilidade requisitada na passagem dos equipamentos de compactação, pode acarretar a ruptura do material, por exemplo (CARVALHO, 2014). Por sua vez, na fase de serviço, se a camada de fundação não tiver sido preparada corretamente, oferecendo espaço para depressões e saliências (Figura 22), pode levar a concentração de cargas, por exemplo (CARVALHO, 2014).

Figura 22 – Mecanismo de danificação por ruptura por tensão.



Fonte: Adaptado de SHUKLA (2002).

#### 2.2.6.1.4. Corte de fibras

A degradação do material oriundo do corte das fibras, provém da união de dois fatores: o contato do geossintético com agregados de arestas cortantes e a rigidez do substrato no qual está apoiado (SILVA, 2016). Com isso, invés de perfurações, surgirão cortes (SILVA, 2016).

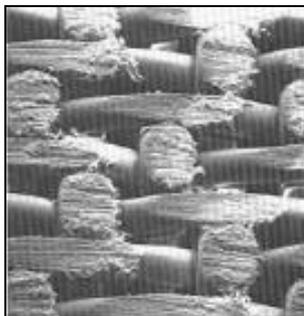
#### 2.2.6.1.5. Rasgamento

O rasgamento acontece quando há concentrações de tensões em locais já danificados, com perfurações ou cortes (MOREIRA, 2009). Assim, o rasgamento nada mais é que a propagação dos danos já existentes devido ao aumento de tensões nas zonas deterioradas.

#### 2.2.6.1.6. Abrasão

A abrasão provém da ação repetida de contato entre um material abrasivo e o geossintético ou de ações cíclicas, que provocam o movimento relativo entre o geossintético e o material em contato (PINHO – LOPES, 2006). Este tipo de dano gera o desgaste das folhas sintéticas (Figura 23) e conseqüente redução da espessura que, por sua vez, interfere na resistência e nas propriedades hidráulicas (ARAÚJO, 2008).

Figura 23 – Efeito da abrasão em um geotêxtil tecido de poliéster – Imagem obtida por microscopia eletrônica de varredura.



Fonte: PINHO – LOPES (2006).

### **2.2.6.2. Fatores que influenciam nos danos durante a instalação**

Os danos durante a instalação são dependentes de vários fatores. Todavia, podem ser agrupados em três grupos conforme Austin (1998) *apud* Brás (2017): o tipo de geossintético, o material em contato com o geossintético e as condições de instalação na construção.

#### **2.2.6.2.1. Fatores relacionados com o tipo de geossintético**

Allen e Bathrust (1994) *apud* Silva (2016) realizaram um estudo com vários tipos de geossintéticos, constatando que geossintéticos com valores menores de massa por unidade de área sofreram reduções maiores de resistência à tração ao serem submetidos ao dano, sendo os geotêxteis não tecidos os menos prejudicados.

O tipo de polímero também exerce influência no grau de danificação. Em uma pesquisa concluída por Allen e Bathrust (1994) *apud* Silva (2016), foram submetidos geossintéticos com massa por unidade de área e condições de instalação iguais, porém eram compostos por polímeros distintos. Como resultado, obtiveram que os geossintéticos confeccionados com politereftalato de etileno sofrem maiores reduções de resistência que os materiais que tinham como matéria-prima o polipropileno e o polietileno de alta densidade.

#### **2.2.6.2.2. Fatores relacionados com o tipo de material em contato com o geossintético**

O grau de danificação gerado pelo material em contato com o geossintético depende de alguns fatores, entre eles: a distribuição granulométrica do material circundante; a superfície das partículas, com maior ou menor angularidade; a dureza das partículas; e a capacidade de fragmentação das partículas (PINHO – LOPES, 2006).

Segundo Christopher e Elias (1998) *apud* Brás (2017), insumos com dimensão média dos agregados superior a 25 mm levam a maiores níveis de degradação, resultando em maior perda de resistência dos geossintéticos. Além disso, notou-se que a utilização de solos bem graduados gera uma menor danificação aos geossintéticos quando comparados a utilização de solos uniformes, uma vez que as partículas menores preenchem os espaços vazios entre as partículas maiores, amortecendo o impacto (CHRISTOPHER E ELIAS, 1998 *apud* BRÁS, 2017).

Os materiais próximos ao geossintético com arestas angulosas, tem maior chance de provocar danos que os de superfícies arredondadas. O mesmo se aplica a agregados com maior dureza: quanto maior a dureza do agregado, maior será a probabilidade de ocasionar lesões. Todavia, se a capacidade de fragmentação das partículas for alta, as mesmas irão desagregar umas das outras no decorrer do processo de espalhamento e compactação, e reajustarão no espaço disponível, minimizando a perda de resistência do geossintético (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

#### **2.2.6.2.3. Fatores relacionado com as condições de instalação**

Nas condições impostas durante a instalação, aspectos como tipo e peso dos equipamentos utilizados, espessura inicial da camada sobrejacente e altura de queda do material granular, devem ser avaliados (ESCÓRCIO, 2016). Quanto maior a altura de queda dos agregados, maior será o impacto no contato com o geossintético e, quanto mais pesado for o equipamento em camadas com espessuras reduzidas, maiores serão as lesões (PINHO – LOPES E LOPES, 2010).

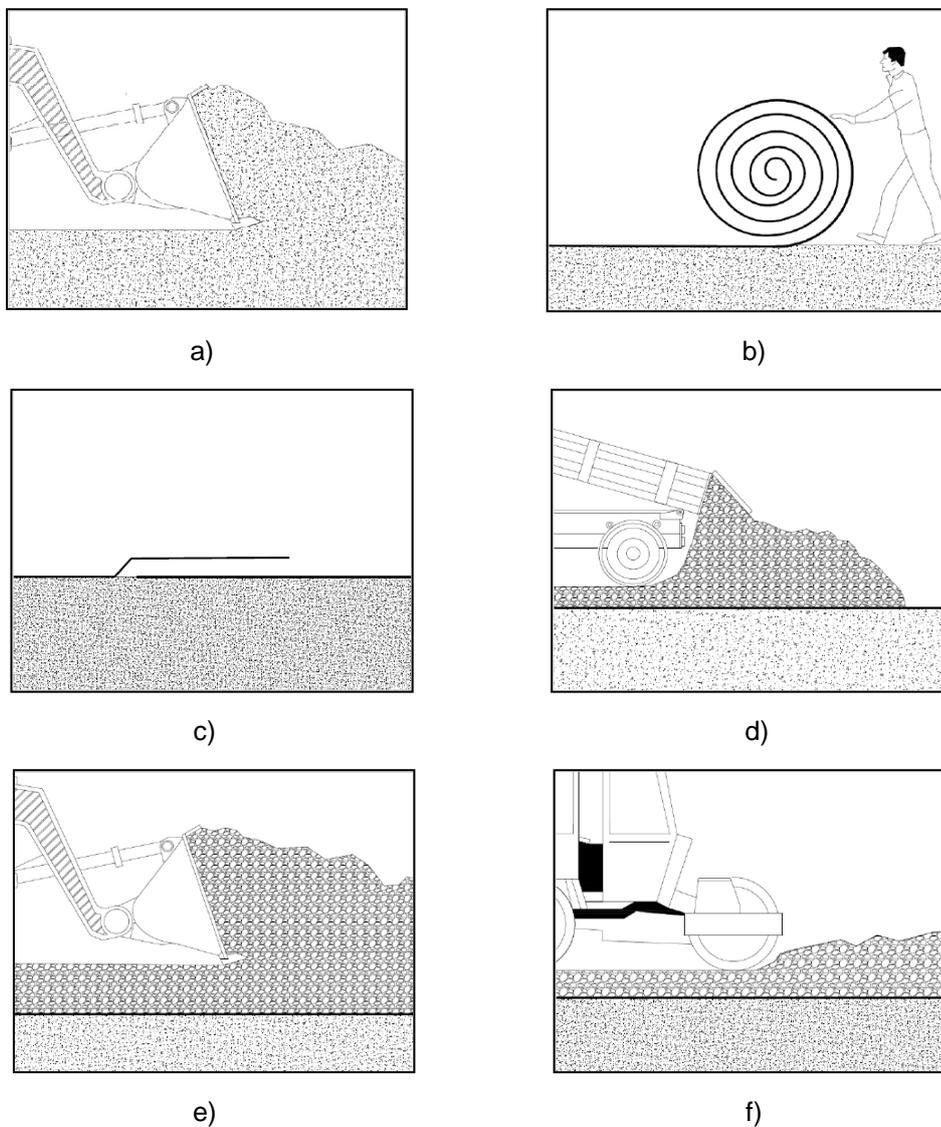
### **2.2.6.3. Formas de minimizar o efeito dos danos durante a instalação**

Antes da instalação é necessário manter a integridade do material polimérico em etapas como o armazenamento e transporte. Os geossintéticos devem ser acomodados em locais cobertos, fechados, limpos, secos e em temperatura ambiente, de maneira que não entrem em contato com radiações ultravioleta, agentes biológicos ou outros agentes (FERREIRA, 2012). Enquanto isso, durante o transporte, os rolos devem continuar em uma superfície semelhante à do armazenamento, onde as cintas utilizadas para garantir a segurança da carga devem ser ajustadas de maneira a não ocasionar concentração de tensões (FERREIRA, 2012).

Na fase construtiva é onde acontecem as degradações mais significativas aos geossintéticos (BRÁS, 2017). Assim, a fim de que os geossintéticos apresentem um bom desempenho durante sua vida útil, é recomendável seguir procedimentos referentes a uma boa prática construtiva proposta por Pinho – Lopes e Lopes (2010).

Inicialmente, a superfície onde os geossintéticos serão dispostos deve ser lisa e plana, sem a presença de materiais pontiagudos, raízes ou detritos. Logo, o espaço de instalação deve ser preliminarmente tratado e preparado (Figura 24 (a)). Posteriormente, os rolos de geossintéticos devem ser desenrolados, sem que o operador pise no material (Figura 24 (b)) e, quando houver necessidade de sobreposição de folhas, deve garantir o mínimo de 300 mm na direção de execução do aterro (Figura 24 (c)). Em seguida, o material confinante deve ser posicionado sobre o geossintético, garantindo que não haja circulação de veículos ou máquinas, até a camada atingir uma espessura mínima de 150 mm (Figura 24 (d)). Por fim, o material é espalhado e realiza-se a compactação sob condições previstas em projeto (Figura 24 (e) e (f)).

Figura 24 – Procedimentos a serem considerados na instalação de geossintéticos: a) Limpeza do espaço; b) Desenrolar o geossintético; c) Sobreposição no sentido de execução do aterro; d) Disposição do material confinante; e) Espalhamento do material; f) Compactação do material confinante.



Fonte: INGOLD E MILLER (1998) *apud* BRÁS (2017).

Uma instalação precisa leva a uma redução considerável nas possíveis degradações. Todavia, algumas das falhas praticadas na fase de construção são oriundas da exposição do produto a radiação ultravioleta, falta de sobreposição adequada entre as folhas e as tensões induzidas durante a instalação (SHUKLA, 2002).

#### 2.2.6.4. DDI in situ e DDI simulada em laboratório

Diante das situações apresentadas anteriormente, torna-se essencial a consideração dos efeitos dos danos durante a instalação na avaliação e dimensionamento dos geossintéticos, a fim de encontrar uma maneira que estes resistam as intempéries as quais serão submetidos. Dessa forma, é comum avaliar as consequências das atividades de instalação mediante a extração de amostras de geossintéticos que tenham sido submetidas a condições reais de instalação em obra ou por meio da simulação em laboratório das condições vivenciadas em campo. Em ambos os procedimentos os geossintéticos, após o dano, são ensaiados de maneira a averiguar as propriedades do material antes e após a degradação.

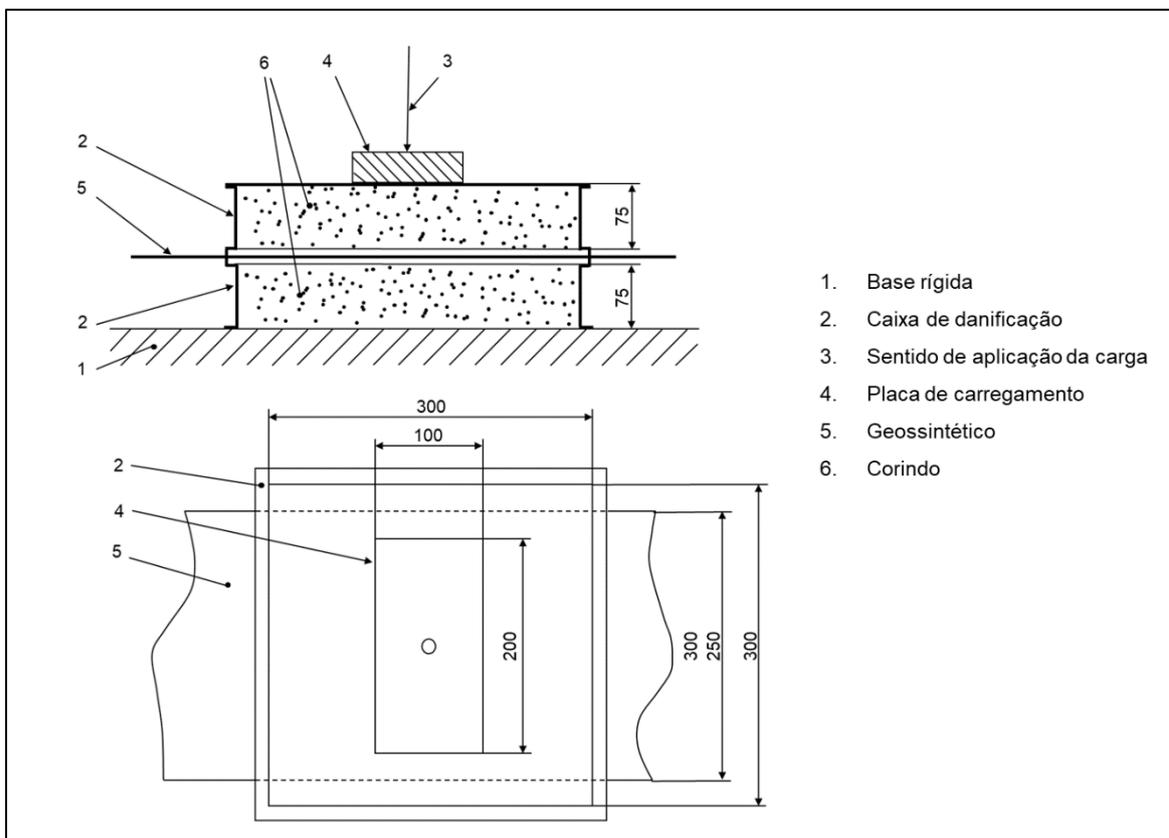
Com a finalidade de dimensionar corretamente o prejuízo ocasionado nos geossintéticos durante a atividade de instalação, as pesquisas deveriam recorrer a ensaios de campo (ESCÓRCIO, 2016). Todavia, esta prática não é muito utilizada devido aos elevados custos e, além disso, ainda não há normalização destes procedimentos (ESCÓRCIO, 2016). Assim, pesquisadores recorrem a ensaios de laboratório que permitem simular os danos verificados durante a instalação. Logo, para alcançar resultados coerentes ao realizar ensaios em laboratório, deve considerar as situações distintas de instalação e as exigências correspondentes as diferentes aplicações dos geossintéticos (BRAU, 1998 *apud* ESCÓRCIO, 2016).

Dessa maneira, os ensaios de laboratório devem estar em conformidade com algumas premissas: permitir deformações relativas entre o solo e o geossintético; conceder a existência de cargas pontuais elevadas com baixas frequências, sempre que relevante; incluir cargas com frequências elevadas e deformações relativas reduzidas em casos de geossintéticos instalados sobre camadas rígidas (BRAU, 1998 *apud* ESCÓRCIO, 2016).

A fim de padronizar os métodos laboratoriais e simular os danos ocasionados aos geossintéticos durante o procedimento de instalação em obra, foi criada a EN ISO 10722:2007. Este ensaio consiste em posicionar uma amostra de geossintético entre duas camadas de solo ou agregado em uma caixa bipartida metálica, com dimensão de 300 mm x 300 mm x 75 mm (cada parte), e comprimir o conjunto ciclicamente. Para isso, é utilizada a frequência de 1 Hz e tensões variando de 5 a 500 kPa, de acordo com o interesse da pesquisa. As compressões são realizadas por uma placa de aço inoxidável de 100 mm x 200 mm e, após cerca de 200 ciclos, a amostra é retirada e

ensaiada para a verificação das propriedades mecânicas ou hidráulicas. Na Figura 25 é possível ver o detalhamento da máquina utilizada no ensaio de dano mecânico por carga cíclica.

Figura 25 – Detalhamento do equipamento utilizado no ensaio de dano mecânico por carga cíclica.



Fonte: Adaptada de EN ISSO 10722:2007 *apud* ESCÓRCIO (2016).

### 2.2.6.5. Fator de redução

O dimensionamento de obras reforçadas com geossintéticos contempla, entre outros critérios, os fatores de redução que expressam as perdas ligadas à resistência à tração desses insumos, sob uma condição específica de utilização (FRANÇA et al., 2011; PINHO – LOPES E LOPES, 2013). Dessa forma, a resistência de projeto dos geossintéticos torna-se apenas parte daquela atingida em ensaios de laboratório, cerca de 20% (FRANÇA et al., 2011). Tal fato, pode conduzir ao dimensionamento conservador de projetos (FRANÇA et al., 2011). Porém, durante o processo de instalação, as tensões resultantes são maiores que as tensões às quais os geossintéticos são submetidos no decorrer da vida útil, logo, superiores às tensões de projeto (SHUKLA, 2011).

Entre os fatores de redução parciais que intervêm na durabilidade dos geossintéticos destacam-se os danos de instalação, a fluência e a degradação ambiental (química ou biológica). Esses fatores podem ser calculados isoladamente com base na razão entre o valor da força de tração média, obtido com as amostras não danificadas, e o valor da força de tração média adquirido com as amostras exumadas (Equação 1) (PINHO – LOPES E LOPES, 2013). Enquanto isso, o cálculo do fator de redução total pode ser executado mediante a Equação 2, considerando todos os fatores parciais.

$$FR = \frac{\sigma_0}{\sigma} \quad (\text{Equação 1})$$

$$FR_T = FR_{FL} \times FR_{DI} \times FR_{MA} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:  $FR$  é o fator de redução;  $\sigma_0$  é o valor da força de tração média da amostra virgem;  $\sigma$  é o valor da força de tração média na circunstância estudada;  $FR_T$  é o fator de redução total;  $FR_{FL}$  é o fator de redução devido a fluência do geossintético;  $FR_{DI}$  é o fator de redução devido ao dano de instalação;  $FR_{MA}$  é o fator de redução devido ao meio ambiente.

Neste trabalho a Equação 1 foi utilizada para calcular os fatores de redução parciais, referentes ao dano térmico e a associação do dano térmico ao mecânico, sendo este considerado como fator de redução total. Posteriormente, a fim de encontrar o fator de redução parcial relativo apenas ao dano mecânico, foi utilizada a Equação 2.

## 2.3. APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS NA ENGENHARIA DE PAVIMENTOS

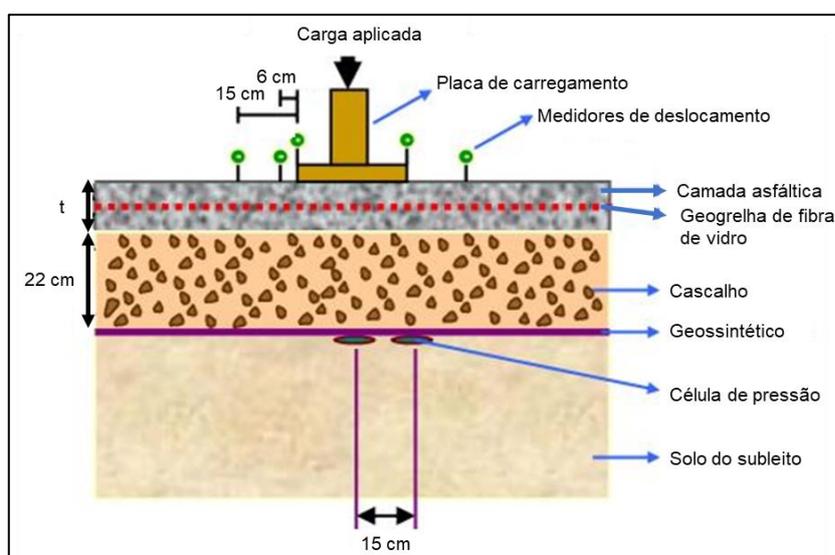
### 2.3.1. Aplicações de geossintéticos como reforço

Chang et al. (1998) realizaram estudos com geogrelhas de fibra de vidro com resistências máximas de 100 kN/m e 200kN/m, aplicando-as como reforço, no intuito de analisar a reação do geossintético perante a fadiga de vigas de asfalto. Os corpos de prova foram colocados sobre dois apoios de madeira compensada com uma folga de 10 mm no centro, a fim de simular uma junta ou fenda existente. Para a representação da fundação do solo foi utilizada uma base de borracha onde todo o conjunto foi apoiado. Posteriormente, o ensaio foi executado conforme ASTM STP

561:1974. A falha da estrutura foi determinada após a fissura transcorrer toda a viga. Ao fim do estudo, pode-se comprovar um Fator de Eficácia do Reforço (FER) de 1,5 a 2,5 vezes maior em comparação a viga em reforço na geogrelha de 100 kN/m. Enquanto isso, para a geogrelha de 200 kN/m o FER chegou ao máximo de 9 vezes, constatando a eficácia da inclusão do geossintético na viga asfáltica.

Siriwardane et al. (2010) investigam o comportamento das geogrelhas como reforço das camadas de asfalto em pavimentos flexíveis. Em escala laboratorial foram produzidos e testados corpos de prova com e sem reforço, apresentando como estrutura uma camada asfáltica de mistura quente, base granular e solo do subleito (Figura 26). Para desempenhar tal função, foi utilizada uma geogrelha de fibra de vidro. Os corpos de prova foram instrumentados com medidores de deslocamento, células de pressão e extensômetros, para o acompanhamento durante o ensaio, onde foram submetidos a 1.000.000 de aplicações de carga a uma frequência de 1,2 Hz. Após a inclusão da geogrelha na estrutura obteve-se uma melhoria de aproximadamente 38% nos deslocamentos verticais. Este fato pode ser justificado pelo fato da geogrelha distribuir melhor a carga, reduzindo as tensões que chegam nas camadas inferiores.

Figura 26 – Layout da estrutura do pavimento.



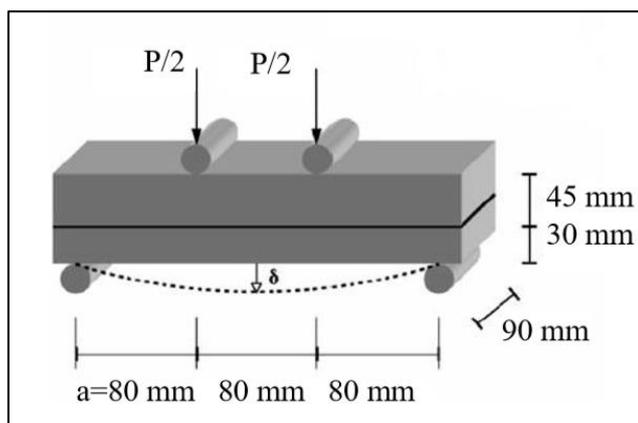
Fonte: SIRIWARDANE et al. (2010).

Montestruque et al. (2012) analisaram o comportamento à fadiga de geogrelhas de fibra de vidro e poliéster destinadas a restauração de pavimentos. Com os

resultados obtidos, pôde-se notar um maior desempenho da geogrelha de poliéster em comparação a de fibra de vidro, uma vez que este se torna frágil após os 21.000 ciclos. Em contrapartida, a geogrelha de poliéster não rompeu após os 160.000 ciclos.

Canestrari et al. (2013) efetuaram ensaios com o objetivo de averiguar a repercussão do reforço de geogrelhas de fibra de carbono, fibra de vidro pré-revestida com betume e polimérica reforçada com fibra de vidro, na interface das camadas de asfalto. Para isso, foram realizados ensaios de flexão em quatro pontos com previsão inicial de 36.000 ciclos (Figura 27) em amostras de concreto asfáltico de camada dupla, com interface reforçada e não reforçada. A geogrelha melhorou a resistência à deformação permanente dos corpos de prova reforçados em comparação aos corpos de prova sem reforço que atingiram o colapso antes da quantidade de ciclos previstos. Os autores chegaram a conclusão que a presença do reforço reduz o acúmulo de danos da mistura asfáltica.

Figura 27 - Esquema de teste de flexão em quatro pontos.



Fonte: CANESTRARI et al. (2013).

### 2.3.2. Aplicações de geossintéticos como sistema antirreflexão de trincas

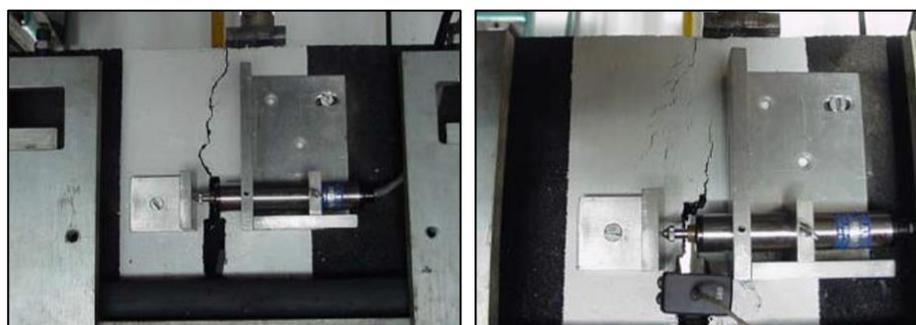
Sanders (2001), em laboratório, averiguou a eficácia de geotêxteis não tecidos e geogrelhas no controle de deformações e trincas. Foram confeccionadas vigas compactadas em rolo com e sem reforço, posteriormente, foi feita uma incisão na base da viga de asfalto de 10 mm simulando uma fenda. Os testes foram realizados a 20°C e 5 Hz. Ao final dos ensaios, a geogrelha de aço teve um fator de eficácia do reforço até 3 vezes maior que as amostras não reforçadas. A geogrelha polimérica se equiparou em termos de eficácia a geogrelha de aço e, enquanto isso, a geogrelha de

fibra de vidro teve desempenho ligeiramente menor. Notou-se uma redução na propagação das trincas devido à presença do geossintético antes mesmo da trinca atingir o nível da geogrelha.

No mesmo ano, Brown et al. (2001) ao realizarem ensaios de fadiga com o objetivo de avaliar também a propagação de trincas, concluíram que as geogrelhas apresentam desempenho consideravelmente melhor do que qualquer outro tipo de geossintético. Tal afirmação foi alcançada com os resultados dos ensaios, comprovando a redução da taxa de propagação de trincas por um fator de 2 a 3 vezes maior, quando comparada com uma seção não reforçada.

Montestruque et al. (2004) simularam um pavimento rachado após a reabilitação, embasados em avaliações quantitativas e qualitativas de testes de fadiga em vigas de concreto asfáltico com e sem o uso de reforços (Figura 28), onde foi inserida uma pré-trinca com abertura variável de 3 mm, 6 mm e 9 mm. Para esta pesquisa foram aplicadas geogrelhas de poliéster, posicionadas na extremidade da pré-trinca e as cargas aplicadas nas duas posições críticas: na flexão e cisalhamento. Os ensaios eram finalizados quando a primeira fissura aparecia na superfície. Ao final dos ensaios, para abertura de 3 mm, 6 mm e 9 mm os valores do fator de eficácia do reforço foram respectivamente 6,14, 4,6 e 5,11. Uma deformação plástica nas vigas reforçadas foi relatada pelos autores entre 30% e 36%, constando de movimentos menores da pré-trinca e abertura da trinca de reflexão quando em comparação com vigas não reforçadas.

Figura 28 - Resultados dos ensaios de fadiga - Modo de cisalhamento: (a) Viga não reforçada; (b) Viga reforçada com a geogrelha.



(a)

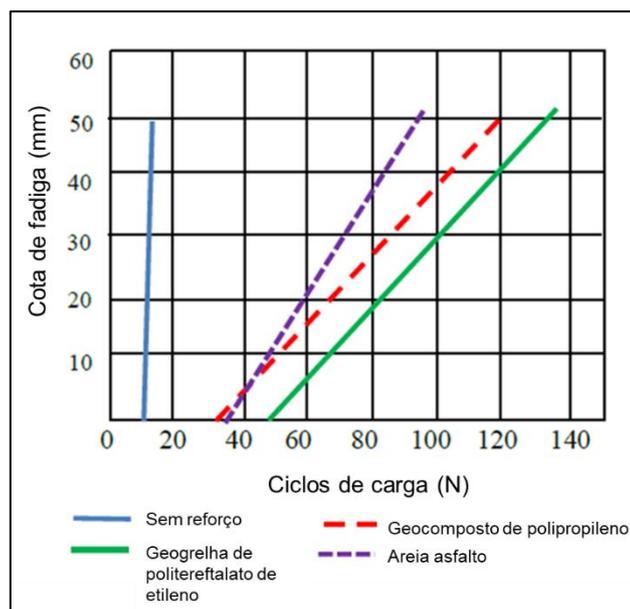
(b)

Fonte: MONTESTRUQUE et al. (2004).

Khodaii et al. (2009) utilizaram geogrelhas de poliéster com resistência à tração de 50 kN/m e 12% de deformação, com o objetivo de simular o reforço da camada asfáltica do recapeamento de uma via fissurada. Para esta simulação, a mistura asfáltica foi disposta sobre dois blocos de concreto descontínuos, com folgas de 10 mm, 15 mm e 20 mm. Foram separadas quatro amostragens: (I) sem reforço; (II) geogrelha colocada no bloco de concreto; (III) geogrelha embutida em um terço de profundidade a partir da base do concreto asfáltico e (IV) geogrelha introduzida no centro da camada de asfalto. O ensaio foi finalizado quando a fissura atingiu os 75 mm, correspondente a profundidade da amostra. Os valores de FER obtidos foram: 6,8 para folga de 10 mm e disposição do geossintético a um terço de profundidade; 5,1 para folga de 10 mm e o geossintético disposto no meio do corpo de prova; 2,9 para folga de 10 mm e geossintético disposto na parte inferior da amostra; 4,4 para folga de 15 mm e um terço de profundidade; 2,4 para folga de 20 mm e um terço de profundidade. Logo, pode-se notar que introduzindo o geossintético em um terço de profundidade os resultados foram melhores do que os resultados com a localização do geossintético na parte inferior da amostra.

Delbono et al. (2012) realizaram uma pesquisa em lajes de asfalto submetidas à resistência à flexão por cargas cíclicas, nas seguintes disposições: (I) concreto + camada asfáltica; (II) concreto + geocomposto de polipropileno + camada asfáltica; (III) concreto + areia de asfalto + geogrelha de poliéster + camada asfáltica e (IV) concreto + areia de asfalto + camada asfáltica. Em cada situação foi medido o tempo de surgimento da fissura nas fibras inferiores, bem como o tempo da fissura refletir até a superfície. A taxa de propagação das trincas foi equivalente para a geogrelha e para o geocomposto, como pode-se notar na inclinação do gráfico na Figura 29. Nos corpos de prova sem o reforço foi notória a taxa de espalhamento da trinca maior. A aplicação do geocomposto foi capaz de reduzir a taxa de propagação de trincas por um fator de 10 vezes em comparação com a amostra sem reforço, enquanto que a geogrelha reduziu em 2 vezes.

Figura 29 – Curvas de evolução das trincas.



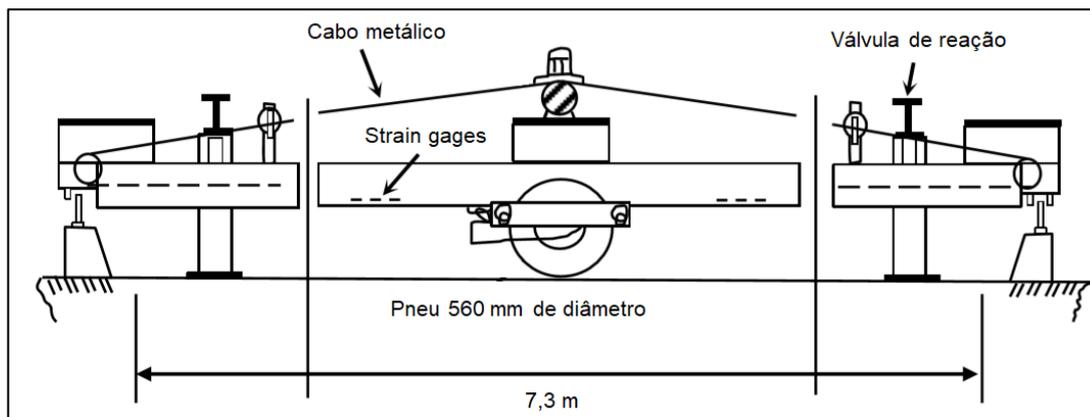
Fonte: DELBONO et al. (2012).

Correia et al. (2013) relataram um caso brasileiro de sucesso com o uso de um geocomposto na superfície de desgaste de um convés de ponte de madeira. A superfície de asfalto construída apresentava a seguinte estrutura: 30 mm de camada asfáltica + geocomposto + 20 mm de camada intermediária de membrana absorvente de tensão. Após 6 anos, em uma pesquisa de campo, percebeu-se a ausência de problemas com trincas na ponte onde a geogrelha foi instalada. Diante deste cenário, os autores confirmaram os benefícios da adição do geossintético como elemento de reforço, passando a reduzir os afundamentos.

### 2.3.3. Aplicações de geossintéticos para redução de deformações plásticas

A fim de averiguar a eficácia de um geogrelha de polipropileno na redução do afundamento da trilha de rodas, Brown et al. (1985) conduziram uma série de estudos utilizando um equipamento para teste acelerado (Figura 30). O ensaio em grande escala apresenta o movimento de roda controlado pelo motor hidráulico projetado para aplicar uma velocidade máxima de 14,5 km/h e carga de até 12 kN. Ao término da pesquisa, os resultados mostraram uma redução de 20% a 58% do afundamento com a inserção do geossintético.

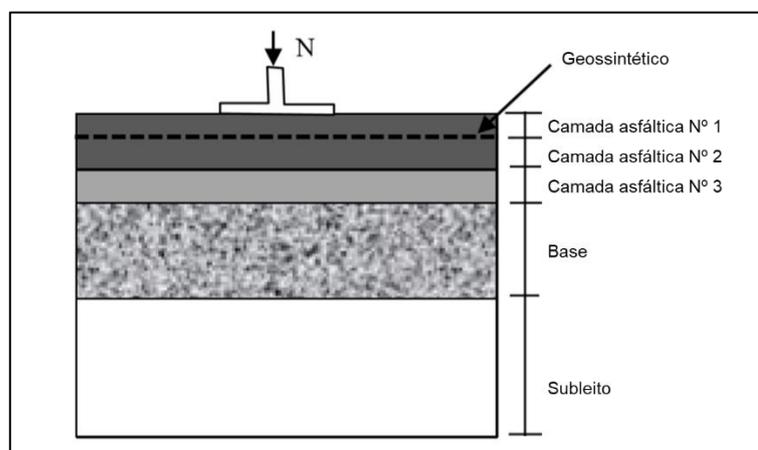
Figura 30 – Equipamento para teste acelerado.



Fonte: BROWN AND BRODRICK (1981).

Laurinavičius e Oginskas (2006) realizaram uma pesquisa baseada nas sobreposições de asfaltos reforçados com geossintéticos, objetivando reconhecer o efeito do reforço nas propriedades reológicas e de deformação da capa asfáltica. Para esse estudo foram utilizados três tipos de geogrelhas, introduzida entre duas camadas de concreto asfáltico, conforme esquema da Figura 31. O ensaio de rolamento de placa serviu de base para as medidas aferidas. Passados 5 meses, obtiveram-se novos dados de profundidade do sulco, locais onde o geossintético foi aplicado passou de 1,0 mm para 1,4 mm e, em contrapartida, locais sem reforço chegaram a sulcos de 3,0 mm. Assim, pôde-se notar que a profundidade do deslocamento vertical depende do módulo de elasticidade do concreto asfáltico, bem como do tipo de material geossintético aplicado na estrutura.

Figura 31 - Layout do pavimento.



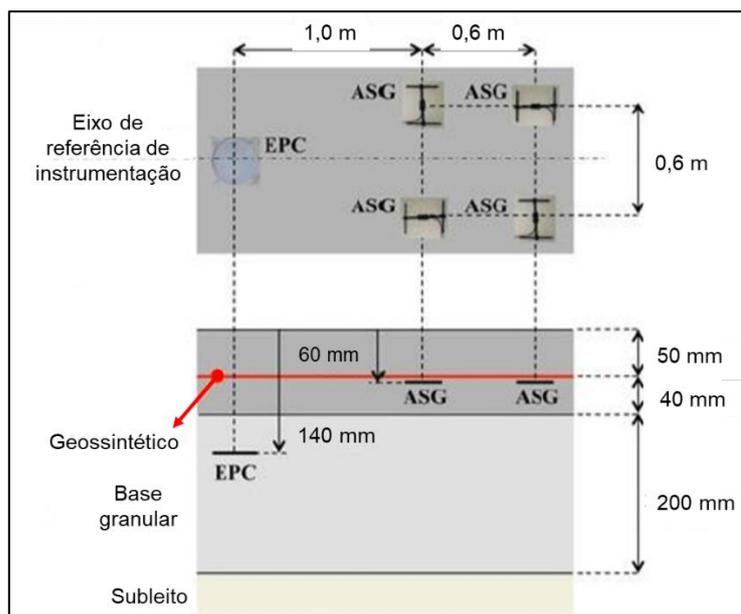
Fonte: LAURINAVICIUS E OGINSKAS (2006).

Chen et al. (2009) apresentaram resultados de um estudo desenvolvido com o intuito de averiguar a distribuição de deformações na extensão de dois tipos de geogrelha, uma biaxial e outra triaxial, instalada na base de pavimentos com subleitos fracos para desempenhar a função de reforço. Para a realização dos ensaios, foi confeccionada uma caixa com dimensões de 2,0 m x 2,0 m x 1,7 m, uma carga de 40 kN foi aplicada com frequência de 0,77 Hz por meio de uma placa de aço com diâmetro de 305 mm. Além disso, os autores aplicaram strain gages para obter as deformações no decorrer da linha central das geogrelhas em ciclos de carga distintos. Ao final dos ensaios, percebeu-se resultados semelhantes entre a geogrelha biaxial e a geogrelha triaxial, e a tensão de tração maior observada foi no ponto abaixo do centro da placa de carregamento.

Nguyen et al. (2013) através da instrumentação de uma geogrelha de fibra de vidro (1,0 m x 1,0 m) por strain gages, longitudinais e transversais, monitoraram o desempenho do geossintético na camada asfáltica de um novo pavimento. Os strain gages utilizados foram Kyowa KFG-5-350-C1-11, 10 mm de comprimento. A geogrelha foi disposta sobre uma fina camada de concreto asfáltico com 1 cm de espessura, e coberta por 7 cm de uma mistura asfáltica densa. Esta estrutura foi assentada sobre o subleito já existente no local do ensaio, composto por areia com 10% de finos e uma base granular de 30 cm. Com a obtenção e análise dos resultados, concluiu-se que a geogrelha, em comparação com o pavimento sem reforço, não pareceu sofrer deformação longitudinal e, por fim, os resultados das deformações transversais não puderam ser avaliados tendo em vista o dano gerado aos strain gages transversais durante a obra.

Graziani et al. (2014) desenvolveram um estudo, baseado em medidas de tensão-deformação, sobre a resposta estrutural de pavimentos betuminosos reforçados com geogrelha de fibra de vidro e geogrelha de fibra de carbono. Para isso, fez-se o uso de células de pressão e medidores de deformação em seções de pavimentos. As seções foram confeccionadas após a fresagem do asfalto existente (90 mm de espessura) e, após esse procedimento, foi construída a primeira camada asfáltica com 40 mm de espessura, inserido o geossintético e construída a segunda camada asfáltica com 50 mm de espessura (Figura 32). Vale ressaltar que em ambas as camadas foi utilizada a mesma mistura asfáltica, todavia a emulsão asfáltica modificada com polímero SBS foi aplicada apenas na superfície da primeira camada construída a uma taxa de 0,25 kg/m<sup>2</sup>.

Figura 32 - Vista plana da área instrumentada e seção transversal.



Fonte: GRAZIANI et al. (2014).

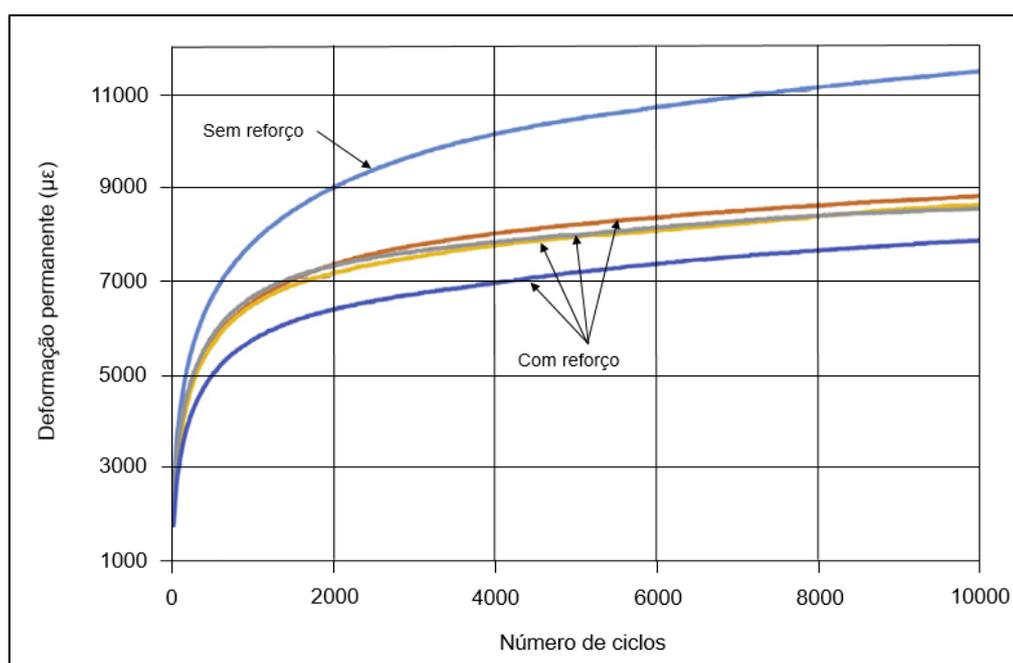
Ao final da pesquisa pôde-se concluir que a geogrelha de fibra de carbono obteve uma resistência à tração final de 111 kN/m e um respectivo alongamento na ruptura de 4,5%, enquanto isso, a geogrelha de fibra de vidro apresentou uma resistência à tração de 211 kN/m e deformação na ruptura de 3%, ambos no sentido longitudinal. Com isso, uma redução de 65% nas tensões médias foi observada na geogrelha de fibra de carbono quando comparadas as seções não reforçadas, em contrapartida, a geogrelha de fibra de vidro não demonstrou nenhuma redução em comparação a seções não reforçadas. Tais resultados podem ser associados a flexibilidade e conseqüente compatibilidade com o revestimento asfáltico, sendo a geogrelha de fibra de carbono mais flexível e a geogrelha de fibra de vidro mais rígida e mais espessa.

Mirzapour Mounes et al. (2016) exploraram a deformação permanente em misturas asfálticas com a presença de quatro tipos de geogrelhas de fibras de vidro, distinguindo-as pelas aberturas e resistência a tração. O estudo foi desenvolvido em condições laboratoriais, através do ensaio de fluência em corpos de prova cilíndricos de 60 mm de altura, 150 mm de diâmetro e o reforço localizado no meio do corpo de prova. As seguintes condições foram impostas: carregamento uniaxial dinâmico, confinamento lateral dos corpos de prova, temperatura de 40°C, frequência de 0,5 Hz, pressão de contato de 100 kPa e número total de ciclos de 10.000. A mistura asfáltica

conferiu uma granulometria densa, com tamanho máximo dos grãos de 9,5 mm, cimento asfáltico de petróleo 80/100, teor ótimo de asfalto determinado pelo método Marshall de 5% em relação a massa total da mistura.

Baseando-se nos resultados obtidos ilustrados na Figura 33, é possível concluir que a presença de geossintéticos, especificamente geogrelhas, como material de reforço de misturas asfálticas concede a diminuição das deformações permanentes. Vale salientar que não apenas a resistência à tração do reforço é importante, mas a união desta característica com a relação entre o tamanho dos grãos e abertura livre também é relevante (MIRZAPOUR MOUNES et al., 2016). Os geossintéticos com aberturas de grelha maiores e com alta rigidez obtiveram resultados melhores, possibilitando a diminuição das deformações permanentes em até 46% quando comparadas a mistura padrão, sem reforço.

Figura 33 – Curvas de fluência em misturas asfálticas com e sem reforço.



Fonte: Adaptado de MIRZAPOUR MOUNES et al. (2016).

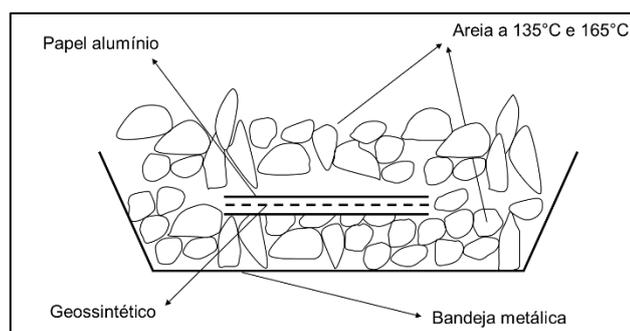
#### 2.3.4. Estudos de danos de instalação em geossintéticos

Norambuena – Contreras et al. (2009) selecionaram cinco tipos de geossintéticos entre geogrelha, geocomposto e geotêxtil não tecido, constituídos por poliéster ou polipropileno. Estes materiais foram submetidos a ensaios de laboratório,

a fim de reproduzir o processo de instalação dos geossintéticos entre camadas de revestimento.

Foram desenvolvidas duas metodologias. A primeira consistiu em medir a evolução da temperatura do geossintético submetido ao contato com ar quente em uma estufa (150°C), correspondente a temperatura do concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) em obra. Tal acompanhamento, permitiu a obtenção da temperatura máxima de referência em função do tempo de exposição ao ar. O segundo procedimento correspondeu a medição da porcentagem de variação da área do geossintético adquirida através do contato com um material granular quente (135°C e 165°C), conforme ilustrado na Figura 34. Todas os corpos de prova foram cortados com seção quadrada de 100 cm<sup>2</sup>.

Figura 34 – Esquema da segunda metodologia aplicada na pesquisa.



Fonte: Adaptado de NORAMBUENA – CONTRERAS et al. (2009).

Finalizadas as avaliações, Norambuena – Contreras et al. (2009) concluíram que os geossintéticos de polipropileno adquirem com maior facilidade o calor transmitido, enquanto isso, os geossintéticos de poliéster demoram mais tempo para chegar a mesma temperatura. Assim, não é aconselhável utilizar geossintéticos de polipropileno em misturas asfálticas com temperaturas superiores a 140°C, no entanto, geossintéticos de poliéster podem ser expostos a temperaturas de até 165°C (NORAMBUENA – CONTRERAS et al., 2009).

Carneiro et al. (2013) avaliaram os efeitos dos processos de instalação nas propriedades mecânicas e hidráulicas por meio de ensaios de laboratório. Para isso, foram utilizados: geotêxteis não tecidos, mecanicamente ligados e termicamente ligados; três materiais granulares, com diâmetro variando de 5 a 10 mm, um sintético (corindo) e dois naturais (calcário e granito).

Os geotêxteis foram inseridos entre duas camadas de material granular e submetidos a cargas dinâmicas entre  $5 \pm 5$  kPa e  $900 \pm 10$  kPa, com frequência de 1 Hz, totalizando 200 ciclos. Posteriormente, foram realizados ensaios mecânicos de tração, ruptura e punção, e ensaios hidráulicos de permeabilidade com carga constante e carga variável.

Puderam concluir que os ensaios de DDI ocasionaram mudanças consideráveis nas propriedades avaliadas, sendo algumas dessas mudanças altamente relacionadas com a massa por unidade de área e o tipo de ligação dos materiais. A resistência à tração, alongamento na carga máxima, resistência à ruptura e resistência à punção diminuíram após o dano, sendo mais perceptível em geossintéticos que apresentavam menor massa por unidade de área.

Pinho – Lopes e Lopes (2013) apresentaram e analisaram dados de ensaios de instalação em campo de geossintéticos e ensaios de laboratório. Alguns fatores foram considerados: o tipo de geossintético; o solo; a energia de compactação; a resistência; e o método usado para induzir o dano durante a instalação. Foram ensaiados seis geossintéticos, entre geotêxteis tecidos de polipropileno, geogrelhas tecidas de politereftalato de etileno (uniaxial e biaxial), geogrelha uniaxial extrudada de poliestireno de alta densidade e geocomposto de reforço (geogrelha e geotêxtil não tecido de politereftalato de etileno).

Em campo foram confeccionados aterros em três locais distintos com três tipos de solo e duas energias de compactação (90% e 98% do Proctor normal), totalizando seis aterros, dois em cada canteiro. Os aterros eram compactados em três camadas de 200 mm de altura e os geossintéticos dispostos entre a primeira e a segunda camada de solo compactado. Enquanto isso, em laboratório, os danos foram simulados segundo a norma EN ISO 10722 e o ensaio de tração em faixa larga nas amostras conforme a EN ISO 10319. Por fim, através da microscopia eletrônica de varredura, houve a caracterização visual das amostras virgens e danificadas.

Após os resultados obtidos, as principais conclusões foram: os danos de instalação induzidos em laboratório podem ser mais severos que os induzidos em testes de campo; o aumento da energia de compactação resultou em danos mais severos; o tipo de geossintético pode ser mais importante que o tipo de material de preenchimento utilizado; os fatores de redução de danos da instalação determinados variaram entre 1,06 (para geogrelha tecida compactada com 90% do Proctor normal) e 9,93 (geotêxtil após dano induzido em laboratório).

Gonzalez – Torre et al. (2014) realizaram um estudo experimental de danos devido à instalação em geossintéticos diferentes, aplicando três metodologias. A primeira metodologia consistiu na indução do dano mecânico em laboratório, levando em consideração a ação dos agregados, seguindo a EN ISO 10722. O segundo procedimento foi desenvolvido in situ numa seção de teste, reproduzindo os danos mecânico e térmico presentes em obras de pavimentação. E o terceiro método foi desenvolvido no intuito de reproduzir condições reais de instalação, submetendo os geossintéticos aos danos térmico e mecânico.

Os materiais utilizados foram: cinco geossintéticos diferentes – geotêxtil não tecido de polipropileno, geotêxtil não tecido de polipropileno reforçado com filamentos de fibra de vidro, geogrelha de poliéster com geotêxtil leve não tecido de polipropileno, geogrelha de polipropileno não tecida e geogrelha de polipropileno com tecido de poliéster –; mistura asfáltica (AC16 surf 50/70); e uma emulsão betuminosa (C69 B3).

A instalação in situ simulou uma seção reabilitada. Os geossintéticos foram dispostos no pavimento trincado já existente e submetidos a atividades comuns de obra, como espalhamento e compactação. Após o resfriamento da massa asfáltica, o material sintético foi exumado manualmente. Na simulação de obra em laboratório, terceira metodologia, foi executada uma camada de asfalto, espalhada a emulsão, instalado o geossintético e, posteriormente, confeccionada outra camada sob o geossintético com os procedimentos habituais. Para retirada do geossintético, o conjunto foi aquecido a 110°C e, então, as camadas foram segregadas.

Ao final das análises dos resultados, puderam concluir que: o ensaio de dano mecânico, utilizando apenas agregados, apresentou uma melhor repetibilidade dos resultados em comparação com os demais; observou-se que tiveram diferentes comportamentos conforme o material e o procedimento aplicado, sendo o maior dano verificado no geotêxtil com fibra de vidro e o menor na geogrelha tecida de polipropileno; o novo teste desenvolvido mostrou-se adequado para reproduzir as condições de obra, além da maior facilidade de execução, as variáveis podem ser controladas com maior rigor que nos métodos anteriores.

Todavia, vale ressaltar que na terceira metodologia adotada, o geossintético sofre dano térmico duas vezes, o que não é comum em obra. Primeiro, quando entra em contato com o asfalto em temperatura de trabalho e, segundo, quando a amostra é aquecida a 110°C para segregação dos materiais. Tal fato pode acrescentar uma

deterioração ao material que normalmente não aconteceria, podendo influenciar na representatividade dos resultados.

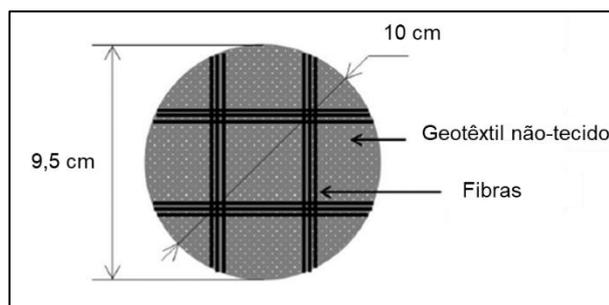
Carlos et al. (2015) avaliaram o efeito do dano mecânico diante do comportamento de tração a curto prazo em dois geotêxteis não tecidos, com massas por unidade de área distintas, ambos feitos com fibras de polipropileno estabilizadas com ultravioleta. As amostras de geossintéticos (250 mm de largura por 500 mm de comprimento) foram deterioradas em laboratório seguindo a EN ISO 10722. Como agregado foi usado corindo e outros oito tipos de solo, a fim de representar materiais que geralmente estão em contato com os geotêxteis nas várias estruturas geotécnicas. Após serem expostas ao dano, as amostras foram avaliadas visualmente e submetidas a ensaios de tração de faixa larga.

Ao final do estudo, pôde-se notar que os danos gerados (rompimento de fibras, abrasão e cortes) causaram alterações nas propriedades de tração dos dois produtos. Estas modificações dependeram do tamanho do grão, uniformidade dos solos e da massa por unidade de área dos geossintéticos.

Os solos com grãos maiores estavam associados as maiores quedas na resistência à tração, comportamento contrário diante de solos com maior porcentagem de finos. Entretanto, para solos com tamanho de grãos comparáveis, a diminuição da resistência à tração mostrou-se maior para o solo uniforme. O corindo ocasionou maior redução na resistência à tração que os demais solos. Dessa maneira, confirmou uma abordagem conservadora quando comparado ao uso de geotêxteis não tecidos com solos finos, ao mesmo tempo que pode estar abaixo dos limites de segurança para solos mais grosseiros. Por fim, no geotêxtil de maior massa por unidade de área houve uma menor perda de resistência à tração que no geotêxtil de menor massa por unidade de área.

Norambuena – Contreras et al. (2016), criaram uma nova metodologia para simular em laboratório os danos originados pelo espalhamento e compactação da massa asfáltica quente em geossintéticos. Para isso, recorreram a compactação dinâmica de agregados em altas temperaturas, utilizando: três geogrelhas com um geotêxtil não tecido de polipropileno e fibras de poliéster, álcool polivinílico e vidro, revestidas com betume; uma mistura asfáltica; e o agregado de escória de aço 100% do tipo britagem. Neste estudo, fez-se uso de corpos de prova circulares com 10 cm de diâmetro (Figura 35), permitindo a extração de fibras com comprimento aproximado de 9,5 cm para realização dos testes de tração.

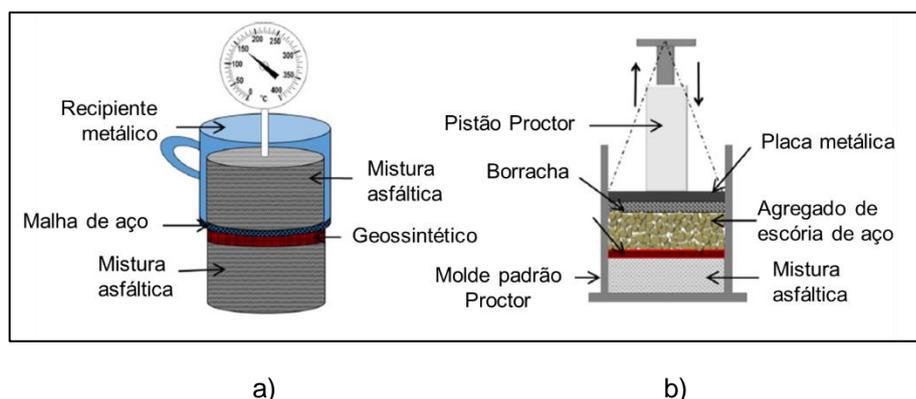
Figura 35 – Esquema dos corpos de prova dos geossintéticos.



Fonte: Adaptado de NORAMBUENA – CONTRERAS et al. (2016).

A simulação realizada foi dividida em duas fases: a primeira fase de aquecimento (I) e a segunda fase de compactação (II). Na fase I, os corpos de prova foram colocados entre duas camadas asfálticas dentro de uma estufa à 160°C, durante um tempo “t”. Os corpos de prova de geossintéticos ficaram em contato direto com a camada inferior da mistura, todavia, para facilitar a retirada dos geossintéticos ao final da fase de aquecimento, a camada superior foi inserida em um recipiente metálico com uma malha de aço na base, como mostra a Figura 36 (a). Posteriormente, o corpo de prova foi transferido da estufa para o equipamento onde foi realizada a compactação.

Figura 36 – Esquema do procedimento de dano usando a compactação Proctor: (a) Fase I e (b) Fase II.



Fonte: Modificado de NORAMBUENA – CONTRERAS et al. (2016).

Em um grupo de corpos de prova, o tempo de aquecimento foi de 3 minutos (Fase I) e o número de golpes variou entre 30 e 120 (Fase II). Enquanto que em outro grupo, o tempo de aquecimento variou entre 3 e 20 minutos (Fase I) e o número de

golpes foi fixado em 80 (Fase II). Por fim, as fibras foram recolhidas e submetidas a ensaios de tração.

Além disso, com o objetivo de comparar os danos produzidos nos geossintéticos pela compactação Proctor e pela compactação Marshall, Norambuena – Contreras et al. (2016) aplicaram outro procedimento baseado na norma ASTM D6926-10. Uma camada asfáltica de 3 cm de espessura foi compactada utilizando 75 golpes, seguidamente o geossintético foi instalado e outra camada de 3 cm de espessura foi compactada com o mesmo número de golpes da camada inferior. Para exumação dos geossintéticos, os corpos de prova foram para estufa a 110°C durante 3 horas. Então, as fibras foram retiradas e ensaiadas conforme as demais, a uma taxa de velocidade de 10 mm/min até a falha.

Baseando-se nos resultados da pesquisa, as seguintes conclusões foram feitas: após o dano pela compactação Proctor, as fibras apresentaram esmagamento, perda de revestimento betuminoso e quebra, produzindo uma redução significativa na força de tração máxima; as variáveis estudadas, tempo de aquecimento e número de golpes, não demonstraram influência considerável no valor de força máxima de tração; compactar agregado de escória, que é termicamente similar ao CBUQ, em geossintético não provoca necessariamente a mesma redução na resistência à tração; o dano gerado na compactação Marshall produziu maior redução nos valores de força máxima, seguido pelos golpes e pelo processo de aquecimento, em relação à análise de resistência à tração residual; as fibras são bastante danificadas quando é ultrapassado o limite de energia de compactação.

## CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

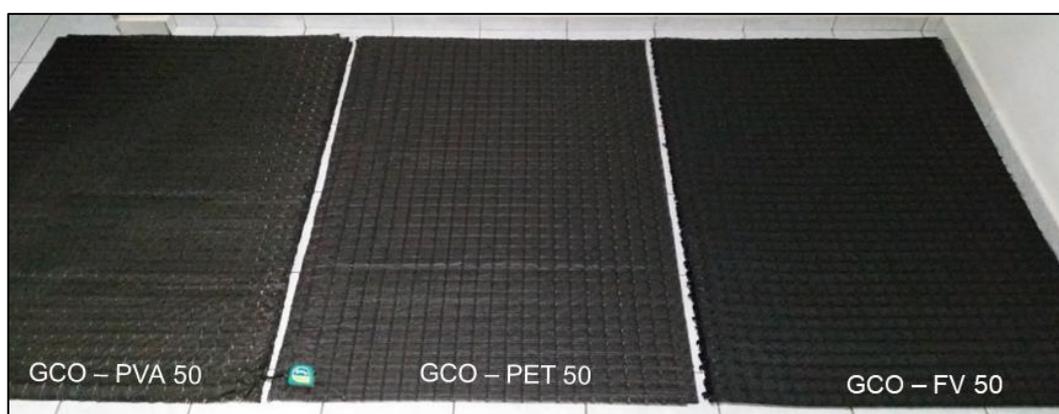
Neste capítulo serão descritos os materiais utilizados na pesquisa, o local onde os geossintéticos foram instalados e, por fim, as metodologias aplicadas em campo e em laboratório.

Os geossintéticos foram submetidos a quatro situações distintas: os geossintéticos virgens, sem danos de instalação; as amostras de geossintéticos expostas apenas ao dano térmico, gerado pela alta temperatura do CBUQ; os geossintéticos submetidos ao dano térmico e ao dano de compactação, este ocasionado pelo maquinário na execução da obra; e o grupo de geossintéticos sujeitos aos danos citados anteriormente somados a lesão acarretada pelo tráfego diário.

### 3.1. GEOSSINTÉTICOS

Mediante a disponibilização do material adequado para a situação em estudo pelas empresas parceiras, fez-se uso de diferentes tipos de geocompostos, aptos a desempenhar a função de reforço em um pavimento. Na Figura 37 estão o geocomposto de poliacetato de vinila (GCO – PVA 50), o geocomposto de politereftalato de etileno (GCO – PET 50) e o geocomposto de fibra de vidro (GCO – FV 50), inicialmente com dimensões de 1,0 m x 1,5 m. Na Tabela 2, encontram-se as propriedades referente a cada tipo de geocomposto utilizado.

Figura 37 – Geocompostos utilizados na pesquisa.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 2 – Propriedades referentes a cada geocomposto.

Propriedades	Tipo de geossintético		
	GCO - PVA 50	GCO - PET 50	GCO - FV 50
Deformação em resistências à tração nominal	≤ 6%	≤ 12%	≤ 3%
Resistência à tração (MD + CMD)*	50 kN/m	50 kN/m	50 kN/m, 100 kN/m
Teor de betume do revestimento	> 60%	> 60%	> 60%
Resistência à tração após o teste de danos de instalação (DIN EN ISO 10722)	> 90%	> 90%	> 90%
Abertura da malha	4 cm	4 cm	3 cm

\* MD: na direção do equipamento.  
CMD: transversal ao equipamento.

Fonte: HUESKER (2018).

### 3.2. CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE

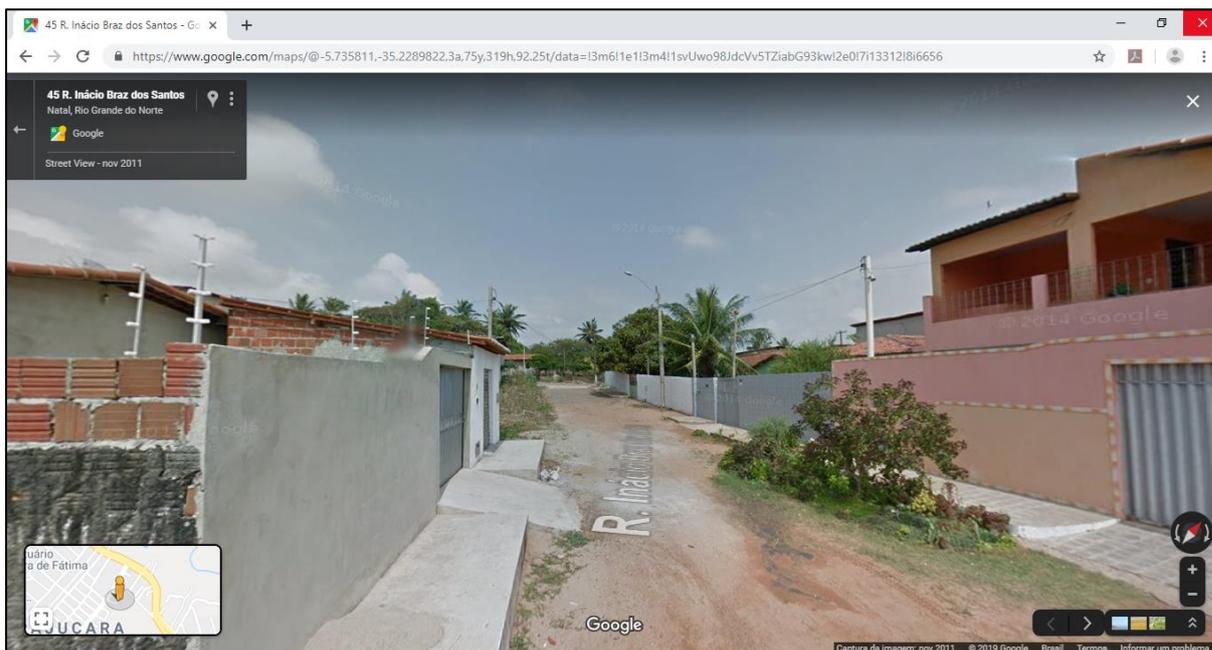
O concreto betuminoso era composto por 19,0% de brita 5/8", 25,65% de cascalho, 50,35% de pó de pedra e 5,0% de CAP 50/70. Os agregados da composição foram provenientes da Pedreira Potiguar na cidade de Macaíba – RN e o CAP fornecido pela Refinaria Lubrificantes e Derivados do Nordeste (Lubnor) com sede em Fortaleza – CE.

### 3.3. ÁREA DE ESTUDO

Esta pesquisa foi dividida em quatro etapas conforme a Figura 38. Em campo, a instalação dos geossintéticos ocorreu entre a camada de base e a camada de revestimento, na faixa esquerda da Rua Inácio Braz dos Santos (5°44'8.8" S, 35°13'44.5" W), pertencente ao Conjunto Brasil Novo no bairro Pajuçara na cidade de Natal – RN (Figura 39). A estrutura do pavimento na área de estudo é composta por subleito, camada de regularização, sub-base, base e capa asfáltica. Primeiramente, o subleito foi regularizado com areia retirada próxima ao local para poder iniciar a construção da sub-base composta por material argiloso e, posteriormente, da base



Figura 40 - Rua Inácio Braz dos Santos antes da pavimentação.



Fonte: Google Maps (2011).

A escolha do local ocorreu mediante a exposição da pesquisa a empresa responsável pela pavimentação das ruas do Conjunto. Por sua vez, os ensaios de laboratório foram externos a Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

### 3.4. INSTALAÇÃO E EXUMAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS EM CAMPO

Executadas as etapas até a fase de imprimação da base, deu-se início ao processo de fixação dos geossintéticos na via. Inicialmente, dois grupos de geossintéticos foram fixados com CBUQ nas extremidades (Figura 41). No primeiro grupo, os geossintéticos foram dispostos aos pares, na seguinte ordem: duas amostras de GCO – PVA 50, duas de GCO – PET 50 e duas de GCO – FV 50. E, no segundo grupo, apenas uma amostra de cada geossintético foi aplicada: GCO – PVA 50, GCO – PET 50 e GCO – FV 50. Vale ressaltar que a demarcação do local de cada folha de geossintético foi feita com gesso no meio fio, a fim de facilitar a atividade de exumação (Figura 42).

Figura 41 – Fixação dos geossintéticos na via com CBUQ.



Fonte: Autor (2019).

Figura 42 – Marcação do local das amostras de geossintéticos no meio fio.



Fonte: Autor (2019).

Fixados e alinhados os geossintéticos com a vibro-acabadora (BOMAG VDA 400 MAX), deu-se início a confecção da camada de revestimento com 5 cm de espessura (Figura 43). Assim, todos os geossintéticos instalados foram expostos a degradação térmica ocasionada pela alta temperatura do CBUQ, cerca de 140°C.

Figura 43 – Confeção da camada de revestimento asfáltico.



Fonte: Autor (2019).

Enquanto a vibro-acabadora finalizava a distribuição do CBUQ na via, foi retirada, com a ajuda do arado, uma amostra de cada tipo de polímero do primeiro grupo de geossintéticos (Figura 44). O tempo decorrido do início da atividade de distribuição do CBUQ sobre o primeiro grupo de geossintéticos e exposição destes a alta temperatura, durou em média quinze minutos.

Figura 44 – Processo de retirada dos geossintéticos em campo – Dano térmico.



Fonte: Autor (2019).

Finalizada a atividade da vibro-acabadora na faixa do pavimento onde ocorreu o posicionamento dos geossintéticos, deu-se início ao trabalho de compactação, através do rolo compactador pneumático (DYNAPAC CP 224) e, sucessivamente, do rolo compactador liso (BOMAG BW 90 AD-5) (Figura 45). Dessa maneira, os

geossintéticos ainda presentes na via foram submetidos além da degradação térmica, ao dano mecânico imposto pela compactação. Após a compactação, com a ajuda de uma chibanca, a camada de revestimento foi retirada (Figura 46), possibilitando a exumação cuidadosa das amostras restantes do primeiro grupo de geossintéticos (Figura 47).

Figura 45 – Finalização da via com o rolo compactador pneumático e rolo compactador liso.



Fonte: Autor (2019).

Figura 46 – Início da retirada da camada de rolamento.



Fonte: Autor (2019).

Figura 47 – Exumação dos geossintéticos da via.



Fonte: Autor (2019).

Após o recolhimento de todas as amostras, foi retirado o excesso de concreto betuminoso com a ajuda de uma escova. Os demais geossintéticos foram designados a permanecer no pavimento para estudos futuros. Logo, além dos danos térmico e de compactação, foram submetidos também ao dano imposto pelo tráfego diário existente na rua.

### **3.5. ENSAIO DE TRAÇÃO UNIAXIAL**

Primeiramente, todas as amostras foram cortadas, separadas e nomeadas, conforme a situação em que se encontrava, distinguindo-as por: tipo de polímero e dano submetido. As amostras de geocomposto foram seccionadas conforme a quantidade de elementos, sendo cinco elementos para cada amostra.

Na realização dos ensaios de tração uniaxial fez-se uso do dinamômetro INSTRON 3385H com célula de carga para testes de até 25 toneladas e, acoplado ao equipamento, estava um vídeo extensômetro (Figura 48). O equipamento estava

conectado ao computador que, por sua vez, executava o programa Instron Bluehill, fornecendo os dados de cada amostra ensaiada.

Figura 48 – Equipamento utilizado nos ensaios de tração.



Fonte: Autor (2019).

Os ensaios foram realizados conforme a ASTM D4595, totalizando nove ensaios (Figura 49). Era determinado o fim do teste quando o gráfico apresentava queda considerável da resistência à tração, caracterizado pelo rompimento total ou parcial dos elementos (Figura 50).

Figura 49 – Ajuste do corpo de prova no dinamômetro para realização do ensaio de tração uniaxial.



Fonte: Autor (2019).

Figura 50 – Final do ensaio com o rompimento do corpo de prova.



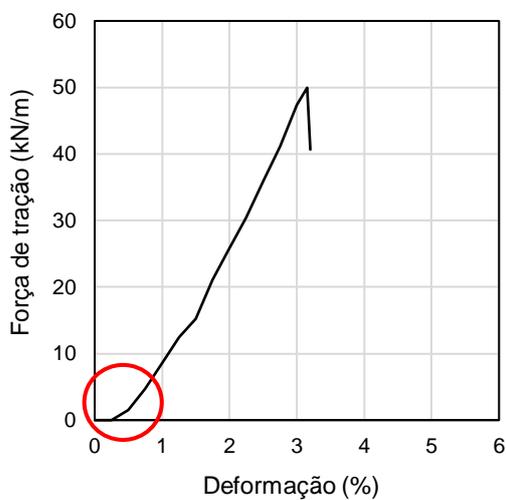
Fonte: Autor (2019).

### 3.6. CORREÇÃO DAS CURVAS

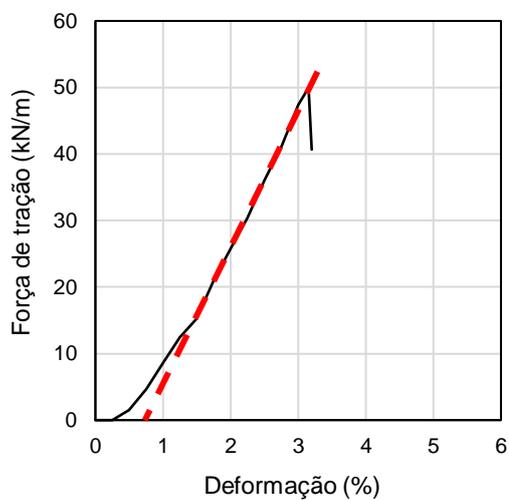
Finalizados os ensaios, notou-se a presença de alguns abaulamentos no início da deformação em algumas curvas (Figura 51 (a)). Este fenômeno ocorreu devido a não aplicação de uma pré-tensão no corpo de prova antes de iniciar o ensaio. Diante deste fato, fez-se necessária a análise e posterior correção destas curvas.

Assim, para a realização dos ajustes lineares, inicialmente, houve a identificação das curvas que necessitavam correção. Posteriormente, foi traçada uma reta a fim de prolongar a parte linear da curva até tocar o eixo x e, então, permitir uma melhor visualização dos pontos de interesse (Figura 51 (b)). Os pontos que não pertenciam a reta traçada, foram excluídos temporariamente da tabela de dados. Obtida a linearidade desejada do gráfico, foi adicionada uma linha de tendência e sua respectiva equação (Figura 51 (c)). Dessa maneira, o fator de correção foi alcançado ao igualar  $y = 0$ . A partir de então, as retas foram transladadas para a origem com o par de coordenadas (alongamento corrigido; tensão). Com base nesses gráficos corrigidos foram calculados os módulos de rigidez a 0,5% (Figura 51 (d)).

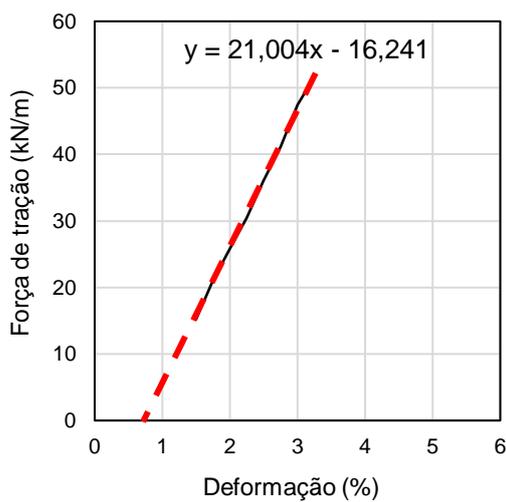
Figura 51 – Correção de curvas: (a) Percepção de abaulamento no início da curva; (b) Prolongamento da parte linear da curva; (c) Linha de tendência; (d) Translação da curva para a origem.



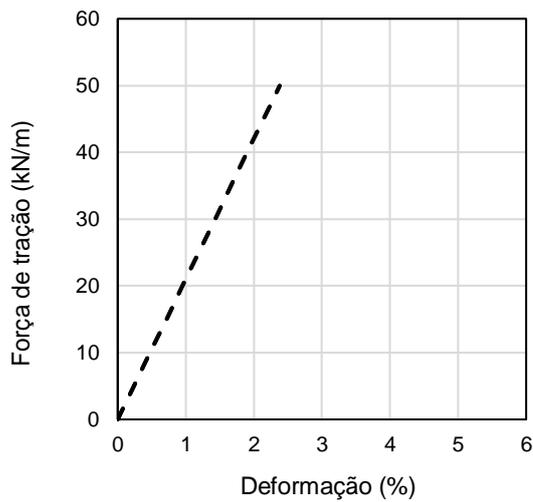
(a)



(b)



(c)



(d)

Fonte: Autor (2019).

## CAPÍTULO 4 – RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos na execução dos ensaios de tração uniaxial, mediante o tipo de geossintético e a situação em que a amostra foi submetida. A ordem dos gráficos de força de tração por deformação é fixa e independe do tipo de geossintético avaliado, logo: (a) curvas que refletem o comportamento dos corpos de prova (CPs) virgens; (b) curvas que retratam o comportamento do geossintético após sofrer o dano térmico; (c) resultado da exposição do geossintético a alta temperatura e a compactação; (d) curvas geradas pelas médias dos resultados dos corpos de prova caracterizando cada uma das três situações anteriores.

### 4.1. ENSAIOS DE TRAÇÃO UNIAXIAL

Com a obtenção dos gráficos provenientes dos ensaios de tração uniaxial, pôde-se examinar os comportamentos dos geossintéticos frente as propriedades de tração, deformação e módulo de rigidez, sendo também avaliado o coeficiente de variação.

#### 4.1.1. GCO – PVA 50

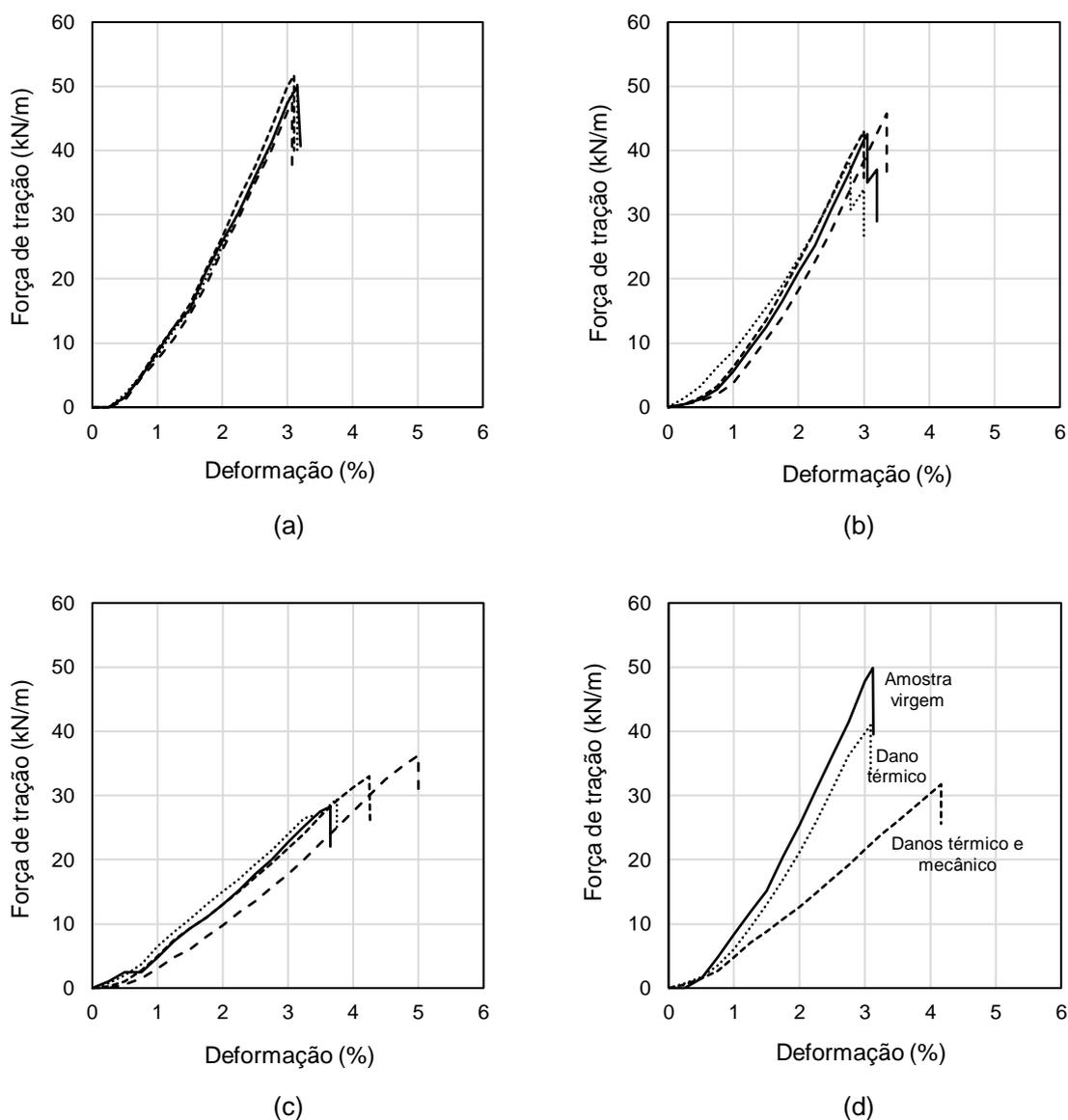
Os resultados obtidos com o GCO – PVA 50 nos ensaios de tração uniaxial são apresentados na Figura 52. Foram utilizados quatro corpos de prova em cada circunstância, totalizando doze CPs. Primeiramente, na Figura 52 (a), existe uma sobreposição das curvas que valida a boa execução dos ensaios, logo os coeficientes de variação foram baixos: 3,7% para força máxima e 1,0% para a deformação. Nestas curvas, utilizadas como referência para as sucessivas comparações, foram obtidos máximos de 51,7 kN/m para a força de tração na ruptura e 3,1% de alongamento.

Enquanto isso, após a degradação térmica (Figura 52 (b)) ocorre o aumento da variabilidade entre as curvas, compatível com a elevação dos CVs que passam a 7,7%. Por sua vez, verifica-se uma diminuição na resistência máxima à tração e aumento do alongamento. Neste caso, a força de tração máxima na ruptura foi de 45,8 kN/m e a deformação na força máxima de 3,4%.

Em seguida, na Figura 52 (c), nota-se um acréscimo na variabilidade dos dados, fato confirmado pelo aumento dos coeficientes de variação: 11,3% para a força de tração e 13,0% para o alongamento. Mediante o acúmulo de danos, a redução da resistência à tração mostra-se mais acentuada, perdendo 29,8% da resistência mecânica inicial e chegando a 36,3 kN/m, porém aumentando a deformação na força de tração máxima e atingindo 5,0%. De maneira geral, houve uma diminuição na resistência mecânica proporcional ao dano sofrido, no entanto os CPs representantes da sobreposição dos danos térmico e mecânico mostraram-se mais deformáveis até a ruptura (Figura 52 (d)).

Realizadas as devidas correções dos gráficos (Apêndice A) conforme mencionado no item 3.6 do presente estudo, pôde-se comparar o módulo de rigidez médio a 0,5% de deformação em cada situação (antes e após a retificação). Inicialmente, na condição de amostra virgem, o módulo de rigidez foi igual a 303,1 kN/m e, após o aprimoramento das curvas (Figura 55), obteve um resultado igual a 2056,0 kN/m, tal discrepância pôde ser notada mediante a maior inclinação da curva corrigida. Posteriormente ao dano térmico, o  $J_{0,5\%}$  obtido antes da correção foi de 345,0 kN/m e, após (Figura 56), alcançou o módulo de rigidez de 2003,2 kN/m. Por fim, diante da sobreposição dos danos térmico e mecânico, o  $J_{0,5\%}$  atingido foi de 300,0 kN/m e, em seguida a correção (Figura 57), o módulo de rigidez a 0,5% de deformação foi igual a 884,9 kN/m. As incompatibilidades nos resultados encontradas frente a correção das curvas, podem ser justificadas mediante o ajuste inicial do geossintético no dinamômetro, que causou um leve abaulamento no início da deformação de algumas curvas. Vale salientar que todas as curvas do GCO – PVA 50 foram corrigidas.

Figura 52 – Curvas obtidas para o GCO – PVA 50 após ensaios de tração uniaxial: (a) CPs virgens; (b) CPs após dano térmico; (c) CPs após dano térmico e mecânico; (d) Média dos CPs em cada situação.



Fonte: Autor (2019).

#### 4.1.2. GCO – PET 50

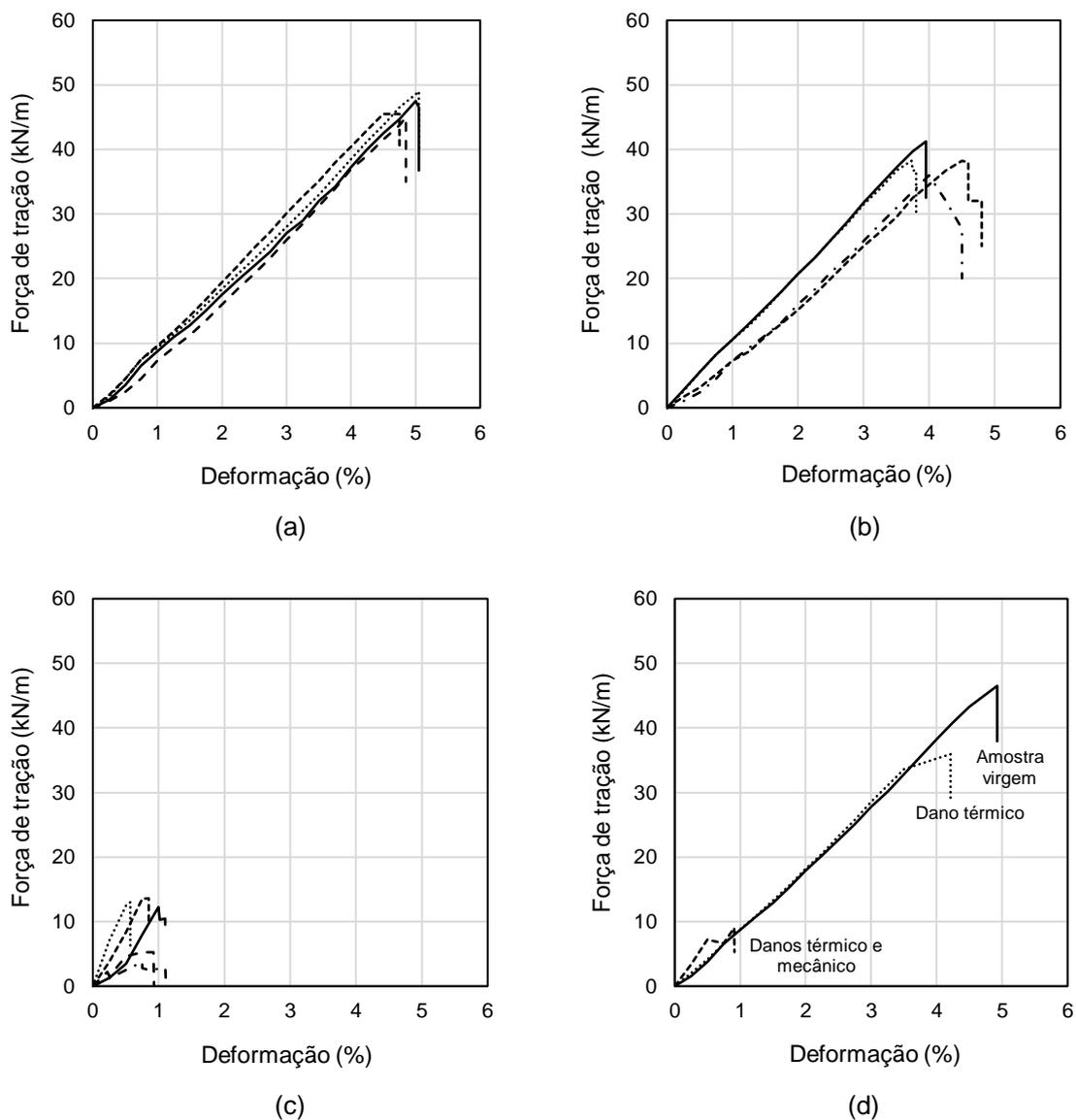
No caso do GCO – PET 50 foram utilizados quatro corpos de prova em cada momento, finalizando com doze testes de tração uniaxial, cujos resultados encontram-se ilustrados na Figura 53. Previamente, estudando as curvas de referência (Figura 53 (a)), nota-se uma leve variabilidade entre elas, certificada pelos coeficientes de variação iguais a 3,5% para a força de tração e 2,8% para o alongamento. Neste caso, o ponto de máximo atingido apresenta coordenadas iguais a 5,1% e 49,0 kN/m.

Seguidamente na Figura 53 (b), percebe-se um aumento na variabilidade das curvas, atingindo CVs ainda baixos de 5,0% e 8,2% para força de tração máxima na ruptura e deformação na força máxima, respectivamente. As coordenadas máximas foram 4,0% e 41,3 kN/m.

Diante dos danos sofridos, térmico e mecânico, os corpos de prova do GCO – PET 50 originaram curvas com os maiores CVs do estudo (Figura 53 (c)), sendo 47,0% para a força de tração e 22,0% para a deformação, particularizando uma alta variabilidade. Além disso, foi identificada uma redução de 72,2% na resistência à tração inicial e 82,4% na deformação inicial, gerando corpos de prova mais rígidos. Neste cenário, a resistência à tração máxima atingida foi de 13,6 kN/m e a deformação na força máxima de 0,9%. Nos gráficos da Figura 53 (d), há uma aproximação acentuada nas curvas de amostra virgem e dano térmico até a coordenada (3,5%; 33,6 kN/m). Enquanto isso, para a terceira curva, o declínio nas propriedades mecânicas é mais evidente.

Mediante análise preliminar das curvas obtidas com o GCO – PET 50, constatou-se a necessidade de correção de algumas delas, devido a presença de abaulamento nas deformações iniciais. Dessa forma, no cenário exposto pelas amostras virgens, apenas os CP GCO PET 2 e CP GCO PET 4 necessitaram de correção (Figura 58), sendo o  $J_{0,5\%}$  anterior a correção igual a 750,0 kN/m e, posterior de 959,6 kN/m. Sucessivamente, diante da exposição ao dano térmico, outras duas curvas foram retificadas, CP GCO PET 1 e CP GCO PET 4 (Figura 59), obtendo módulo de rigidez inicialmente de 826,3 kN/m e, posteriormente, de 1027,7 kN/m. Finalmente, na presença da sobreposição dos danos térmico e mecânico, as curvas que necessitaram de retificação foram CP GCO PET 3 e CP GCO PET 4 (Figura 60), atingindo, a princípio, um  $J_{0,5\%}$  de 1450,0 kN/m e, em seguida, um  $J_{0,5\%}$  de 1467,8 kN/m.

Figura 53 – Curvas obtidas para o GCO – PET 50 após ensaios de tração uniaxial: (a) CPs virgens; (b) CPs após dano térmico; (c) CPs após dano térmico e mecânico; (d) Média dos CPs em cada situação.



Fonte: Autor (2019).

#### 4.1.3. GCO – FV 50

Nos ensaios realizados com o GCO – FV 50 fez-se uso de cinco CPs retirados da amostra virgem, cinco CPs oriundos da amostra após dano térmico e quatro CPs procedentes da amostra após danos térmico e mecânico, completando quatorze ensaios, cujos resultados encontram-se na Figura 54. Avaliando as curvas de referência (Figura 54 (a)), os CVs foram 5,0% e 14,9% para força de tração máxima

na ruptura e alongamento máximo, enquanto que a coordenada máxima na ruptura foi (1,2%; 49,5 kN/m).

Na situação posterior (Figura 54 (b)), percebe-se um aumento no CV da força de tração e diminuição no de deformação, passando a 14,1% e 8,3%, respectivamente. Neste caso, há uma decaída na resistência à tração, atingindo o máximo de 41,0 kN/m na força de tração e 1,3% no alongamento na força máxima.

Em seguida, na Figura 54 (c), sucede uma redução no CV de ambas as propriedades mecânicas, sendo 7,8% e 10,4% para força de tração e deformação, respectivamente. Estes dados expõem uma baixa variabilidade dos dados fornecidos, todavia, vale salientar o baixo número de corpos de prova ensaiados nesta circunstância. É notório o comportamento mais deformável dos corpos de prova mediante as curvas obtidas após os danos térmico e mecânico, compreendendo o ponto máximo de 35,5 kN/m de força de tração na ruptura e 2,9% de alongamento na força máxima, representando uma queda de resistência à tração de 28,3%.

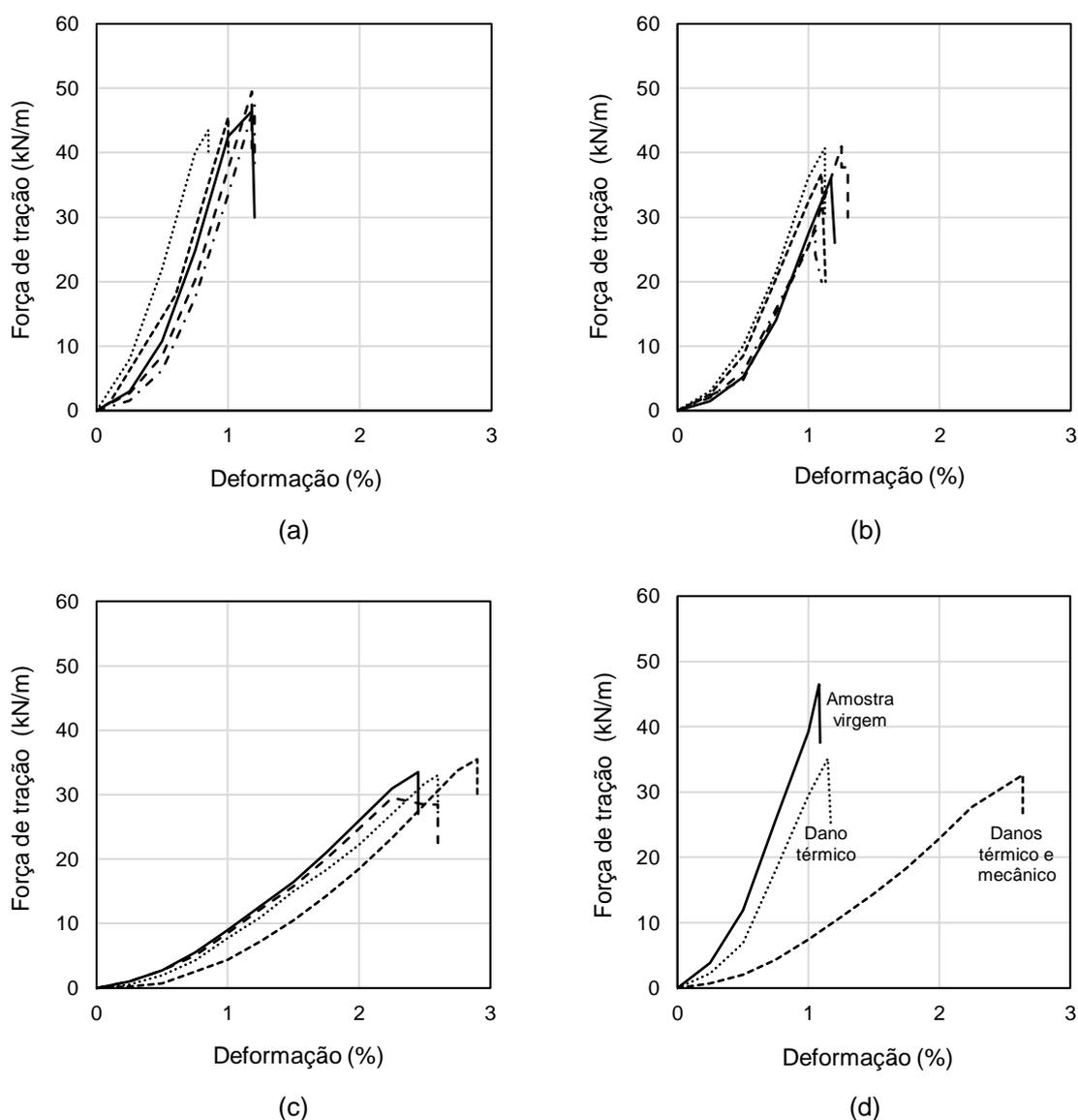
De maneira ampla, os dados médios são exibidos na Figura 54 (d). Nela, percebe-se uma queda de resistência à tração conforme o aumento da degradação das amostras, juntamente com o aumento da deformação, ainda baixa, que pode ser justificada pelo tipo de polímero utilizado.

O comportamento apresentado pelo GCO – FV 50 pode ser explicado com base nas morfologias existentes nos polímeros: amorfa e cristalina. No estado amorfo existe ausência de ordem entre as moléculas, ao contrário do estado cristalino onde as moléculas são alinhadas e orientadas, semelhantes a estrutura de um cristal. Porém, os dois estados coexistem, fazendo com que a cristalinidade nunca atinja sua totalidade (ANTE, 2016). Dessa forma, quanto maior a cristalinidade do polímero, maior será sua rigidez, temperatura de transição vítrea e temperatura de fusão (LOTTI E BUENO, 2015). A temperatura de transição vítrea mostra a transformação do polímero de um estado sólido para outro conhecido por mobilidade. Nesse estado o material se torna mais deformável. Em temperaturas abaixo da temperatura de transição vítrea, o material responde de maneira rígida e frágil, no entanto, para temperaturas superiores a resposta é mais dúctil, semelhante ao que é visto na Figura 54 (d) (ANTE, 2016). Assim, é interessante que haja uma investigação da temperatura de transição vítrea do material para que essa possibilidade seja melhor averiguada.

Na presença das curvas apresentadas para o GCO – FV 50, pôde-se constatar a necessidade de ajustes para uma melhor averiguação dos resultados no que diz

respeito ao módulo de rigidez a 0,5% de alongamento. Para esse geossintético, a curva de cada CP foi ajustada. Na circunstância de amostra virgem (Figura 61), o módulo de rigidez médio antes da correção foi 2375,0 kN/m e, após a correção, o  $J_{0,5\%}$  atingiu 6275,2 kN/m. Sequencialmente, no cenário de dano térmico (Figura 62), verificou-se um módulo de rigidez de 1380,0 kN/m pré-correção e, pós-correção, um módulo de 4727,8 kN/m. Por último, mediante a sobreposição dos danos térmico e mecânico (Figura 63), houve a constatação inicial de um  $J_{0,5\%}$  de 412,0 kN/m e, final, de 1687,5 kN/m. Como previsto, houve uma diminuição no módulo de rigidez do material mediante o aumento da deterioração.

Figura 54 – Curvas obtidas para o GCO – FV 50 após ensaios de tração uniaxial: (a) CPs virgens; (b) CPs após dano térmico; (c) CPs após dano térmico e mecânico; (d) Média dos CPs em cada situação.



Fonte: Autor (2019).

#### 4.1.4. Comentários gerais

Avaliando de forma conjunta as médias dos resultados, pode-se afirmar que entre as amostras virgens dos geossintéticos, os geocompostos de PET e FV apresentaram a menor força de tração inicial com 46,5 kN/m, enquanto que o GCO – PVA 50 exibiu 49,9 kN/m de resistência à tração inicial, sendo a maior entre elas. No quesito deformação, o GCO – FV 50 expressou o menor valor médio com 1,1% e o GCO – PET 50 mostrou o maior deles com 4,9%.

Após a deterioração gerada pelo contato com a alta temperatura do CBUQ, todas as amostras de geossintéticos apresentaram redução na resistência à tração, cujos valores médios extremos foram 35,1 kN/m e 41,0 kN/m, correspondentes ao GCO – FV 50 e ao GCO – PVA 50, este identificando a menor perda percentual de força de tração inicial, 17,8%. A maior perda em porcentagem ficou a cargo do GCO – FV 50 com 24,5%. O alongamento mínimo foi de 1,2%, relativo ao GCO – FV 50 e o máximo de 4,2%, apresentando o GCO – PET 50 como responsável. Todavia, o GCO – PVA 50 manteve a deformação média igual a padrão, obtendo 0% de variação após o dano térmico, comportamento contrário ao do GCO – FV 50 que teve aumento de 9,1% na deformação e do GCO – PET 50 que manifestou a maior redução com 14,3%.

Em seguida, ao sobrepor o dano mecânico ao térmico, a GCO – PET 50 com 9,0 kN/m e o GCO – FV 50 com 32,6 kN/m foram responsáveis pelos limites mínimo e máximo, respectivamente, da força de tração média dos geossintéticos. Neste caso, a menor perda de resistência mecânica foi de 29,9% ligada ao GCO – FV 50, enquanto que a maior redução ficou a cargo do GCO – PET 50 com 80,6%. Por fim, a deformação média mínima foi de 0,9% e a máxima de 4,2%, pertencentes a GCO – PET 50 e ao GCO – PVA 50, nessa ordem. Contudo, as maiores variações no alongamento foram: 81,6% de redução para o GCO – PET 50 e 136,4% de aumento para o GCO – FV 50.

#### 4.2. FATORES DE REDUÇÃO

Os fatores de redução (FR) de cada geossintético após serem submetidos exclusivamente ao dano térmico e a sobreposição do dano de compactação ao térmico estão expostos na Tabela 3.

Tabela 3 – Fatores de redução.

Geossintético	Fator de redução	
	Dano térmico	Dano térmico + mecânico
GCO – PVA 50	1,1	1,4
GCO – PET 50	1,2	3,6
GCO – FV 50	1,2	1,4

Fonte: Autor (2019).

Os valores de fator de redução utilizados para estradas pavimentadas tocantes aos danos de instalação podem variar de 1,2 a 1,5 (KOERNER, 2012). Desse modo, ao analisar os dados da Tabela 3, percebe-se que ao sofrer apenas o dano térmico, o GCO – PVA 50 mostra valor inferior ao limite mínimo de 1,2.

Por sua vez, quando sobreposto o dano de compactação ao térmico, apenas um geossintético (GCO – PET 50) encontra-se com FR além do limite existente na literatura, os demais (GCO – PVA 50 e o GCO – FV 50) apresentam fatores de redução de 1,4. Assim, apenas o GCO – PET 50 mostra um resultado inadequado diante da literatura com FR igual a 3,6 após a sobreposição dos danos.

## CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo principal representar os danos de instalação (térmico e mecânico) que os geossintéticos são expostos em obras de pavimentação e, através de ensaios de tração uniaxial, comparar o desempenho dos geossintéticos utilizados em termos de resistência à tração, deformação, coeficiente de variação, módulo de rigidez e fator de redução. Logo, com base nos resultados apresentados, as seguintes conclusões podem ser feitas:

- Após a exposição aos danos de instalação, o maior fator de redução obtido foi 3,6, referente ao GCO – PET 50. Apenas o GCO – PVA 50 e o GCO – FV 50, mantiveram os resultados conforme os limites máximos existentes na literatura.
- Ao avaliar o comportamento das amostras submetidas aos danos térmico e mecânico pôde-se notar que: foi a circunstância que acarretou a maior perda de resistência a tração dos geossintéticos, sendo a maior delas exibida pelo GCO – PET 50, com 80,6% a menos da força de tração inicial; as maiores variações no alongamento foram 81,6% de redução para o GCO – PET 50 e 136,4% de aumento para o GCO – FV 50; os maiores coeficientes de variação para força de tração e deformação, pertencem ao GCO – PET 50, com 47,1% e 21,5% respectivamente, podendo ser reflexo da baixa quantidade de corpos de prova ensaiados; o maior módulo de rigidez a meio por cento de deformação ( $J_{0,5\%}$ ) igual a 1687,49 kN/m foi obtido do GCO – FV 50.
- Nas amostras danificadas termicamente, percebeu-se que: todas as amostras apresentaram redução na resistência à tração, sendo o GCO – FV 50 responsável pela maior delas, com 24,5%; a maior variação no alongamento foi correspondente a uma diminuição de 14,3%, representada pela GCO – PET 50, todavia o GCO – FV 50 apresentou um aumento na deformação de 9,1%; os maiores CVs ficaram a cargo da GCO – FV 50 com 14,1% e 8,3%, respectivamente para força de tração e alongamento; o maior módulo de rigidez a meio por cento de deformação ( $J_{0,5\%}$ ) igual a 4727,76 kN/m, ficou a cargo do GCO – FV 50.

## **CAPÍTULO 6 – PROPOSTAS PARA ESTUDOS POSTERIORES**

Com base nos resultados obtidos nesta dissertação, algumas sugestões para pesquisas futuras podem ser apontadas: análise termogravimétrica, microscopia eletrônica de varredura e a comparação de fatores de redução.

A análise termogravimétrica consiste no registro contínuo da perda de massa da amostra em função da temperatura, cujas condições de ensaio são determinadas com base nas circunstâncias reais em que o geossintético estará exposto. Dessa forma, seria necessário um acompanhamento prévio em obra a fim de marcar as temperaturas do CBUQ em intervalos determinados de tempo. Com isso, haveria a possibilidade de especificar: a temperatura onde inicia o processo de decomposição, a temperatura média de decomposição e o percentual de massa perdida.

O microscópio eletrônico de varredura possibilita o fornecimento de informações sobre a morfologia e identificação de elementos químicos de uma amostra sólida. Assim, pode-se obter uma imagem com aparência tridimensional, facilitando a comparação entre amostras e a determinação do tipo de dano sofrido por elas.

Por fim, seria interessante uma avaliação de projetos de pavimentação que utilizaram geossintéticos como reforço na camada de revestimento, comparando os resultados obtidos com os fatores de redução utilizados no projeto, disponíveis na literatura, e os fatores de redução encontrados nesta pesquisa.

## REFERÊNCIAS

AFONSO, M. R. F. L. **Ensaio de corte directo na caracterização da interface solo-geossintético – Efeito da variação da tensão normal**. 2009. 82 p. Dissertação (Mestrado em Materiais e Processos de Construção) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

AGUIAR, P. R.; VERTEMATTI, J. C. **Manual brasileiro de geossintéticos – Capítulo 7: Aplicações em Drenagens**. 2ª ed. São Paulo: Blucher. 305-322 p. 2015.

ALMEIDA, L. C. **Técnicas de Conservação e de Reabilitação para Pequenas Reparações de Pavimentos Rodoviários**. 2013. 129 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Ambiente) – Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal, 2013.

American Society for Testing and Materials – **ASTM D4595**: Standard Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method. 2009. 12p.

AMORIM, E. F. Notas de aula da disciplina Tópicos Especiais em Construção Civil. 2017.

ANTE, J. R. O. **Desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos**. 2016. 202 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

ANTE, J. R. O. **Geossintéticos como reforço de revestimentos em pavimentação**. 2012. 116 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

ARAÚJO, J. P. C. **Avaliação da sustentabilidade de estruturas e materiais de pavimentos rodoviários**. 2016. 275 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2016.

ARAÚJO, L. M. A. **Mecanismo de interacção solo-geossintético: Ensaio de arranque**. 2008. 152 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2008.

ASCENSO, S. R. L. C. **Conservação e Reabilitação de Pavimentos Rodoviários – Avaliação das Características Superficiais**. 2011. 103 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – **ABNT NBR ISO 10318-1**: Geossintéticos – Termos e definições. Rio de Janeiro: ABNT. 2018. 9 p.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR ISO 10318**: Geossintéticos — Termos e definições. Rio de Janeiro: ABNT. 2013. 23 p.

American Society for Testing and Materials – **ASTM D6926-10**: Standard Practice for Preparation of Bituminous Specimens Using Marshall Apparatus. 2010. 6p.

\_\_\_\_\_. **ASTM STP 561**: Fatigue and dynamic testing of bituminous mixtures. 1974. pp. 95-114.

AVESANI NETO, J. O. Instrumentação de Muro Reforçado com Geossintéticos com face em Geobloco H. **Revista Fundações e Obras Geotécnicas**, v. 45, p. 46-51, 2014.

AVESANI NETO, J. O.; BUENO, B. S. Proteção e Controle de Erosão em Taludes com Geocélula. **V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (COBRAE)**. São Paulo 2009.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos. 560 p. 2007.

BARBOSA, I. L. L. F. **Muros de contenção com geossintéticos em aterros sobre solos moles reforçados com colunas de Jet Grout**. 2013. 163 p. Dissertação (Mestrado em Construções) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.

BATHRUST, R. J. para IGS Brasil – **Classificação dos geossintéticos**. 2 p. 2017.

BRÁS, A. C. M. **Efeito da danificação mecânica em sistemas de impermeabilização de aterros de resíduos**. 2017. 107 p. Dissertação (Mestrado em Materiais e Processos de Construção) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.

BROWN, S. F.; THOM, N. H.; SANDERS, P.J. A study of grid reinforced asphalt to combat reflection cracking. **Asphalt Paving Technology**, 70, pp. 543-571. 2001.

BROWN, S. F.; BRUNTON, J. M.; HUGHES, D. A. B.; BRODRICK, B.V. Polymer grid reinforcement of asphalt. **Proceedings...** Association of Asphalt Paving Technologists, 54, pp. 18-41. 1985.

BROWN, S. F.; BRODRICK, B. V. The Nottingham pavement test facility. **Transportation Research Record**, 810, pp. 67-72. 1981.

CANESTRARI, F.; BELOGI, L.; FERROTTI, G.; GRAZIANI A.. Shear and flexural characterization of grid-reinforced asphalt pavements and relation with field distress evolution. **Materials and Structures**. Ed. RILEM. 2013.

CARLOS, D. M.; CARNEIRO, J. R.; PINHO – LOPES, M.; LOPES, M. L. Effect of Soil Grain Size Distribution on the Mechanical Damage of Nonwoven Geotextiles Under Repeated Loading. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**. 7 p. 2015.

CARNEIRO, J. R.; MORAIS, L. M.; MOREIRA, S. P.; LOPES, M. L. Evaluation of the Damages Occurred During the Installation of Non-Woven Geotextiles. **Materials Science Forum**, v. 730-732, p. 439-444, 2013.

CARVALHO, F. D. F. **Resistência de um geocompósito de reforço à danificação durante a instalação e à abrasão**. 2014. 101 p. Dissertação (Mestrado em Materiais e Processos de Construção) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.

CHANG, D. T. T.; LAI, R. Q.; CHANG, J. Y.; WANG, Y. H. **Effects of geogrid in enhancing the resistance of asphalt concrete to reflection cracks**. ASTM STP 1348, American Society for Testing and Materials, p. 39 – 51, 1998.

CHEN, Q. ABU-FARSAKH, M. TAO, M. Laboratory evaluation of geogrid base reinforcement and corresponding instrumentation program. **Geotechnical Testing Journal**, Vol. 32, No. 6, 10 p. 2009.

Confederação Nacional do Transporte. **Anuário CNT do Transporte: Estatísticas consolidadas**. Brasília, DF. 229 p. 2018.

Confederação Nacional do Transporte. **Anuário CNT do Transporte: Estatísticas consolidadas**. Material para imprensa. Brasília, DF. 21 p. 2018.

Confederação Nacional do Transporte. **Transporte rodoviário: Por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram?** Brasília, DF. 162 p. 2017.

Confederação Nacional do Transporte. **Pesquisa CNT de rodovias 2016: relatório gerencial**. 20ª ed. Brasília: CNT: SEST: SENAT, 399 p. 2016.

CORREIA, N. S.; PORTELINHA, F. H. M.; SCALIANTE, R. M.; CALIL JR., C.; CARMO, C. A. T.. Geosynthetics on asphalt wearing surfaces for timber bridge decks. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**. Vol. 18, pp. 809-822. 2013.

COSTA, H. B. C. B. M. **Análise de Custos de Ciclo de Vida Relativa a Pavimentos Rodoviários Flexíveis**. 2008. 113 p. Dissertação (Mestrado em engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa, 2008.

DELBONO, H. L.; RICCI, L. A.; FENSEL, E. A.; BOTASSO, H. G.. Geocomposite of national production as anti-reflective cracking agent. Comparison with other geosynthetic of different polymeric composition. **Proceedings...** 5th European Geosynthetic Congress. Valencia, Spain, pp 52-59. 2012.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – **DNIT 137 – ES: Pavimentação – Regularização do subleito – Especificação de serviço.** 2010. 7 p.

\_\_\_\_\_. **DNIT 138 – ES: Pavimentação – Reforço do subleito – Especificação de serviço.** 2010. 7 p.

\_\_\_\_\_. **DNIT 307 – ES: Pavimentos flexíveis – Pintura de ligação – Especificação de serviço.** 2009. 7 p.

\_\_\_\_\_. **DNIT 005: Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos Terminologia.** 2003. 12 p.

DUARTE, A. F. S. **Aplicação de Geossintéticos na Impermeabilização e Selagem de Aterros.** 2009. 159 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Ambiente) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2009.

**EN ISO 10319:** Geosynthetics – Wide-width tensile test. 2015. 22 p.

**EN ISO 10722:** Geosynthetics - Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading - Damage caused by granular material. 2007. 14 p.

ESCÓRCIO, F. R. C. **Resistência de geossintéticos à danificação mecânica e abrasão.** 2016. 104 p. Dissertação (Mestrado em Materiais de Construção) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.

FERREIRA, M. D. S. **Compósito geotêxtil – geogrelha: propriedades hidráulicas após dano.** 2012. 140 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2012.

FERREIRA, F. B. **Comportamento das interfaces solo-geossintético.** 2010. 138 p. Dissertação (Mestrado em Materiais e Processos de Construção) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.

FERREIRA, J. A. Z. **Estudo de reforço de pavimentos com ensaios de arranchamento em equipamento de pequenas dimensões.** 2007. 114 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

FRANÇA, F. A. N.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Confined, Accelerated Creep Tests on Geosynthetics. **Foundations and Geotechnical Projects.** Vol. 2, N° 12, December, p. 56-63, 2011.

GALVÃO, C. F. A. **Estudo de geossintéticos sob efeito de DDI e corte em plano inclinado**. 2012. 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2012.

**GeoSoluções**. Disponível em: [https://docs.wixstatic.com/ugd/1664f4\\_ce7ec2cf269845ac9d9a7a95b1c6d5fd.pdf](https://docs.wixstatic.com/ugd/1664f4_ce7ec2cf269845ac9d9a7a95b1c6d5fd.pdf). Acesso em: 10 de outubro de 2018.

GONÇALVES, M. M. N. G. **Avaliação da utilização de geossintéticos no dimensionamento de pavimentos rodoviários**. 2015. 115 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2015.

GONZALEZ-TORRE, I.; CALZADA-PEREZ, M. A.; VEGA-ZAMANILLO, A.; CASTRO-FRESNO, D. Damage evaluation during installation of geosynthetics used in asphalt pavements. **Geosynthetics International**, 21, Nº 6, p. 377–386, 2014.

GRAZIANI, A.; PASQUINI, E.; FERROTTI, G.; VIRGILI, A. CANESTRARI, F. Structural response of grid-reinforced bituminous pavements. **Materials and Structures**. 18p. 2014.

HOLTZ, R. D; CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. **Geosynthetic design and construction guidelines**. U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute. 484 p. 1998.

**Huesker**. Disponível em: <https://www.huesker.com.br/produtos/geossinteticos/>. Acesso em: 10 de outubro de 2018.

JELINSKA, N.; KALNINS, M.; TUOUREINA, V.; DZENE, A. Poly (Vinyl alcohol)/Poly (Vinyl acetate) blend films. **Scientific Journal of Riga Technical University**. Material Science and Applied Chemistry, v. 21, p. 55-61, 2010.

KAKUDA, F. M. **Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob carregamento cíclico**. 2010. 290 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

KHODAI, A.; FALLAH S.; MOGHADAS NEJAD F.. Effects of geosynthetics on reduction of reflection cracking in asphalt overlays. **Geotextiles and Geomembranes**. Vol. 27, pp. 187–195. 2009.

KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**. 6<sup>a</sup> ed. Xlibris Corporation. 526 p. 2012.

LAURINAVIČIUS, A.; OGINSKAS, R. Experimental research on the development of rutting in asphalt concrete pavements reinforced with geosynthetic materials. **Journal of Civil Engineering and Management**. Vol. 12, p. 311-317. 2006.

LOPES, O. M. M. **Misturas Betuminosas – Determinação das características para o cálculo dos pavimentos**. 2009. 77 p. Dissertação (Mestrado em Vias de Comunicação) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

LOTTI, C. L.; BUENO, B. S. **Manual brasileiro de geossintéticos – Capítulo 2: Matérias Primas**. 2ª ed. São Paulo: Blucher. 31-46 p. 2015.

**Maccaferri**. Disponível em: <https://www.maccaferri.com/br/produtos/geogrelhas-macgrid/macgrid-ar/>. Acesso em: 10 de outubro de 2018.

MARQUES, A. C. M.; GEROTO, R. E. **Manual brasileiro de geossintéticos – Capítulo 13: Aplicações em Controle de Erosão Superficial**. 2ª ed. São Paulo: Blucher. 421-456 p. 2015.

MIRZAPOUR MOUNES, S.; KARIM, M. R.; KHODAI, A.; ALMASI, M. H. Evaluation of permanent deformation of geogrid reinforced asphalt concrete using dynamic creep test. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 44, p. 109–116, 2016.

MENDES, M. J. A. **Comportamento carga – alongamento de geotêxteis não tecidos submetidos à tração confinada**. 2006. 173 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

MONTESTRUQUE, G. M. V.; BERNUCCI, L.; FRITZEN, M.; MOTTA, L. G. Stress-relief asphalt layer and reinforcing polyester grid as anti-reflective cracking composite interlayer system in pavement. **Proceedings... 7th RILEM Conference on Cracking in Pavements**, p. 1189-1198, 2012.

MONTESTRUQUE, G. M. V.; RODRIGUES R.; NODS M.; ELSING A. Stop of reflective crack propagation with the use of PET geogrid as asphalt overlay reinforcement. **Proceedings... 5th RILEM International Conference Cracking in Pavement, Mitigation, Risk Assessment and Prevention**. Limoges, France, pp. 231-238, 2004.

MOREIRA, S. P. C. N. M. **Efeitos da danificação mecânica de geossintéticos no comportamento como filtro em sistemas de cobertura de estruturas de confinamento de resíduos**. 2009. 159 p. Dissertação (Mestrado em engenharia do Ambiente) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

NGUYENA, M.; BLANCA, J.; KERZRÉHOA, J.; HORNYCH, P. Review of glass fiber grid use for pavement reinforcement and APT experiments at IFSTTAR. **Road Materials and Pavement Design**, Vol. 14, (1) p. 287-308. 2013.

NORAMBUENA-CONTRERAS, J.; GONZALEZ-TORRE, I.; FERNANDEZ-ARNAU, D.; LOPEZ-RIVEROS, C. Mechanical damage evaluation of Geosynthetics fibers used as anti-reflective cracking systems in asphalt pavements. **Construction and Building Materials**, v. 109, p. 47-54, 2016.

NORAMBUENA-CONTRERAS, J.; BARRAZA, D. Z.; CASTRO-FRESNO, D.; VEGA-ZAMANILLO, A. Thermal analysis of geosynthetics used in the rehabilitation of pavements. **Ingeniare**, v.17, p. 95-100, 2009.

PALMEIRA, E. M.; FONSECA, E. C. **Manual brasileiro de geossintéticos – Capítulo 8: Aplicações em Separação de Materiais**. 2ª ed. São Paulo: Blucher. 323-340 p. 2015.

PAULA, A. M. V. **Danificação durante a instalação – avaliação laboratorial da influência no comportamento dos geossintéticos**. 2003. 176 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2003.

PEREIRA, D. A. B. **Modelação Numérica de Ensaios de Arranque de Geossintéticos – Estudos Paramétricos**. 2003. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2003.

PINHO-LOPES, M.; LOPES, M. L. Tensile properties of geosynthetics after installation damage. **Environmental Geotechnics**, v. 1, p. 161-178, 2013.

PINHO-LOPES, M.; LOPES, M. L. **A Durabilidade dos Geossintéticos**. 1ª ed. FEUP edições, Porto, Portugal. 294 p. 2010.

PINHO-LOPES, M. J. F. **Estudo de coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos**. 2006. 693 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2006.

RAMOS, J. C. **Metodologia para controle operacional de barreiras geossintéticas empregadas em depósitos de rejeitos de mineração**. 2013. 139 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.

REIS, A. C. N. **Geossintéticos em vias de comunicação: Influência das condições climáticas**. 2016. 111 p. Dissertação (Mestrado em Vias de Comunicação e Transportes) – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2016.

RODRIGUES, J. L. A. **Conceção de pavimentos rígidos**. 2011. 128 p. Dissertação (Mestrado em Vias de Comunicação) – Faculdade de Engenharia, Universidade Porto, Porto, Portugal, 2011.

RODRIGUES, R. M.; CERATTI, J. A. P. **Manual brasileiro de geossintéticos – Capítulo 12: Aplicações em Restauração de Pavimentos**. 2ª ed. São Paulo: Blucher. 395-420 p. 2015.

ROSÁRIO, C. S. R. **Efeito da DDI na Aplicação de Geossintéticos em Aterros de Resíduos**. 2008. 163 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2008.

SANDERS, P.J. **Reinforced Asphalt Overlays for Pavements**. 2001. Tese (Doutorado), Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Nottingham, Nottingham, United Kingdom. 2001.

SANTOS, J. M. R. **Materiais Utilizados na Construção de Pavimentos Rodoviários**. 2010. 131 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2010.

SANTOS, M. J. L. **Dimensionamento de camadas de reforço de pavimentos rodoviários flexíveis**. 2009. 203 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2009.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. v. 1. 2ª ed. São Paulo: Pini. 779 p. 2007.

SHUKLA, S. K. **Fundamental of geosynthetics. In Handbook of Geosynthetic Engineering**. ICE Publishing, London, UK. 1 – 44 p. 2011.

SHUKLA, S. K. **Geosynthetics and their application**. 1ª ed. Thomas Telford Ltd. 425 p. 2002.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha**. 2003. 377 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

SILVA, A. **Avaliação da danificação mecânica de geossintéticos causada por resíduos reciclados**. 2016. 117 p. Dissertação (Mestrado em Materiais e Processos de Construção) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.

SILVA, A. S. **Danificação durante a instalação em obra de geossintéticos**. 2010. 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2010.

SILVA, L. F. A. **Pavimentos aeroportuários: Análise de soluções rígidas e de soluções flexíveis**. 2009. 156 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2009.

SIRIWARDANE, H.; GONDLE, R.; BORA K. Analysis of flexible pavements reinforced with geogrids. **Geotechnical and Geological Engineering**. Vol. 28, p. 287-297, 2010.

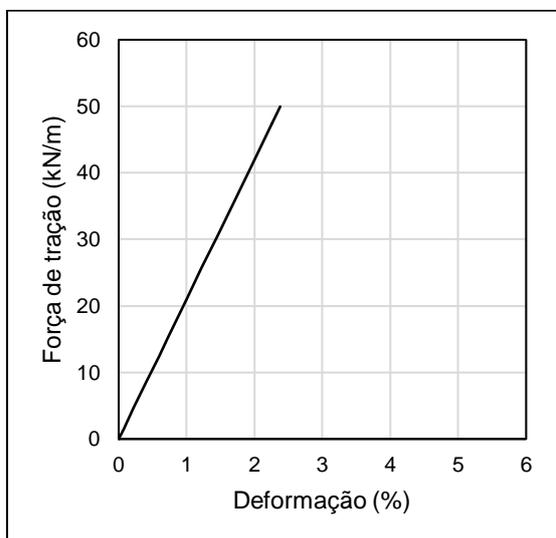
VILAR, O. M.; BUENO, B. S.; BENVENUTO, C. **Manual brasileiro de geossintéticos – Capítulo 14: Aplicações em Barreiras Impermeabilizantes**. 2ª ed. São Paulo: Blucher. 457-504 p. 2015.

VIOLANTE, F. M. M. **Caracterização da danificação mecânica de geossintéticos**. 2016. 100 p. Dissertação (Mestrado em Materiais e Processos de Construção) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.

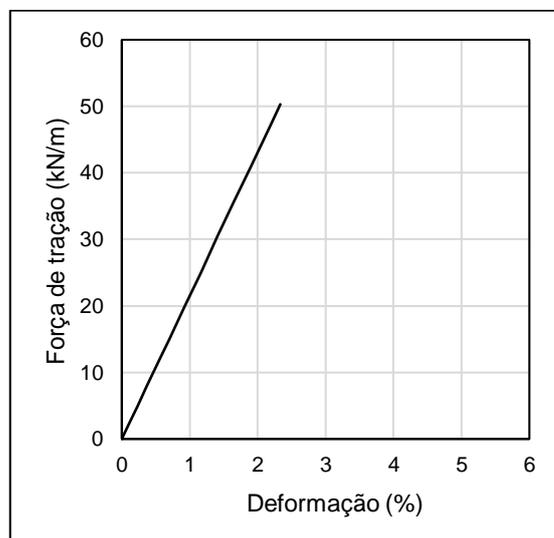
ZORNBERG, J. G. Sistemas de pavimentos reforzados con geosintéticos. **Ingeniería Civil**, v. 171, p. 5-25, 2013.

**APÊNDICE A – GRÁFICOS CORRIGIDOS**

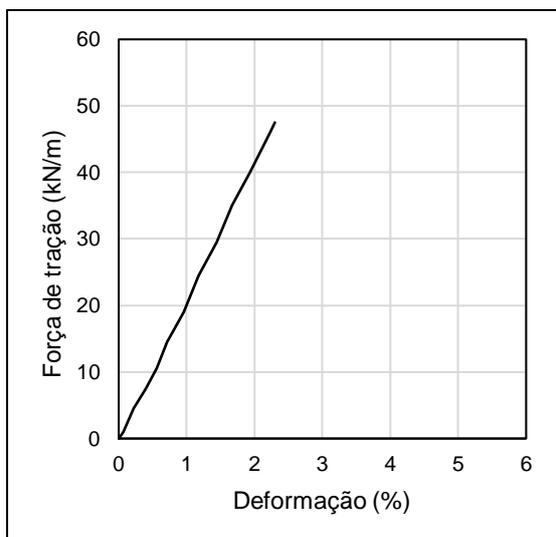
Figura 55 – Geocomposto de PVA – Amostras virgens: (a) CP PVA 1; (b) CP PVA 2; (c) CP PVA 3; (d) CP PVA 4.



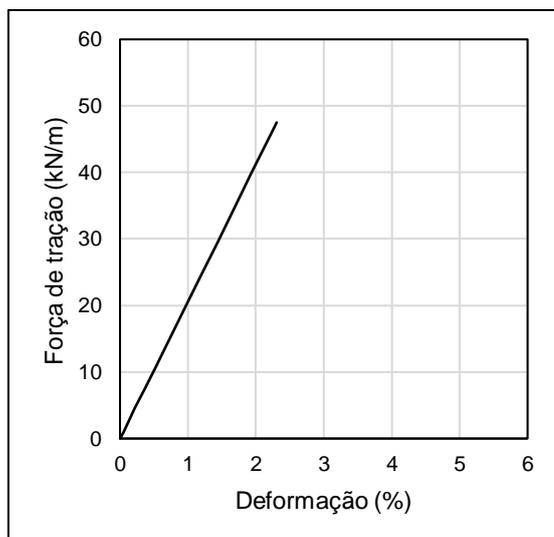
(a)



(b)



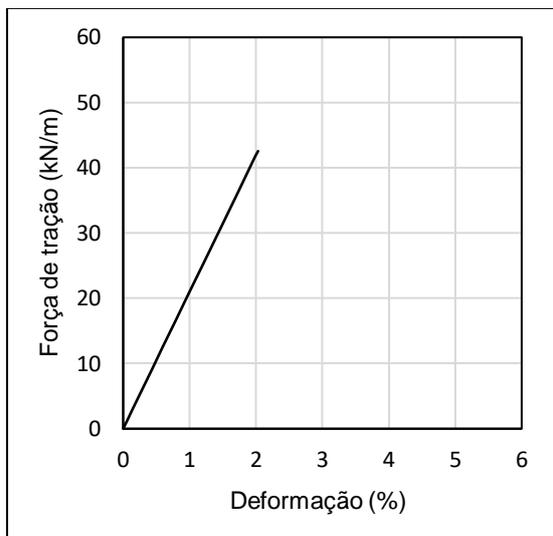
(c)



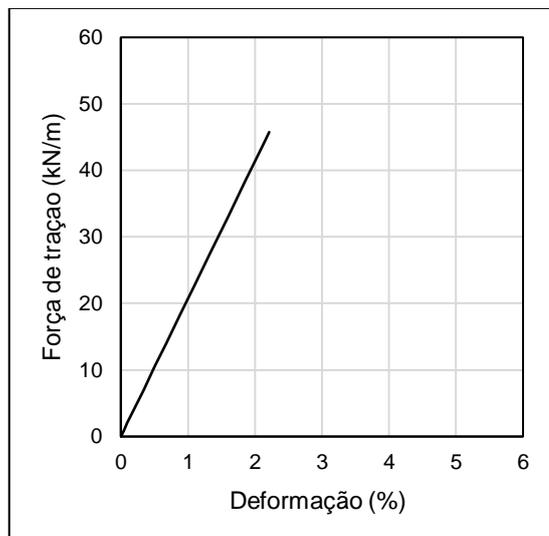
(d)

Fonte: Autor (2019).

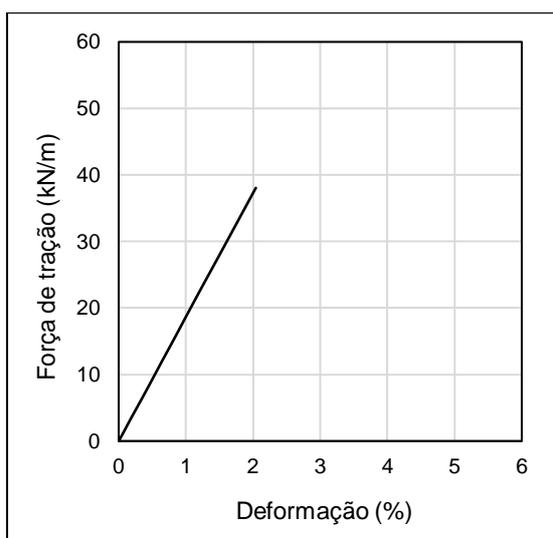
Figura 56 - Geocomposto de PVA – Amostras após dano térmico: (a) CP PVA 1; (b) CP PVA 2; (c) CP PVA 3; (d) CP PVA 4.



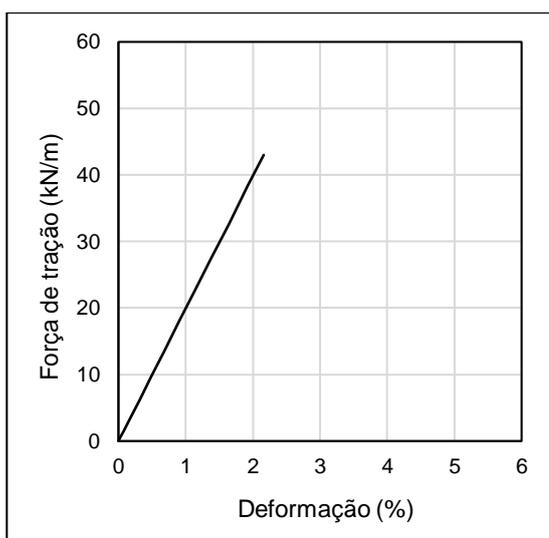
(a)



(b)



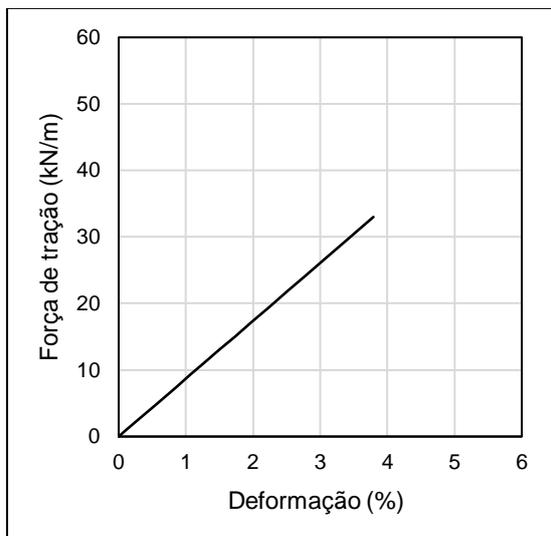
(c)



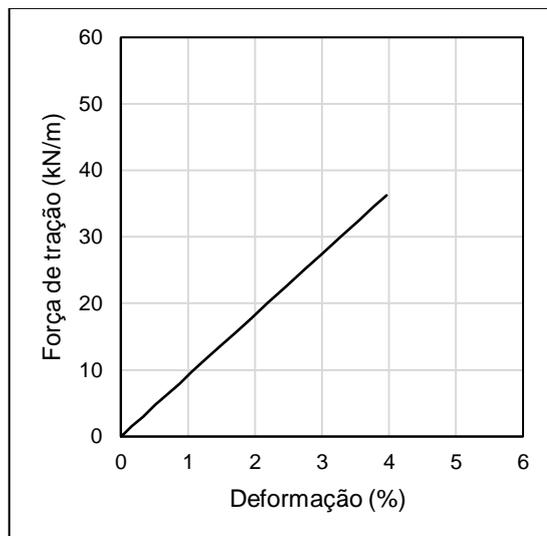
(d)

Fonte: Autor (2019).

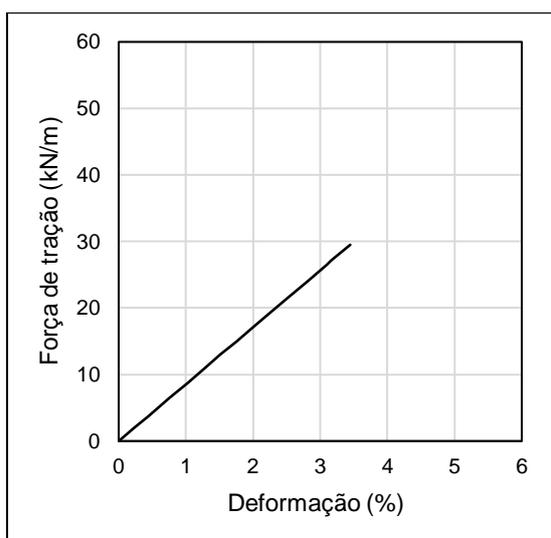
Figura 57 - Geocomposto de PVA – Amostras após danos térmico e mecânico: (a) CP PVA 1; (b) CP PVA 2; (c) CP PVA 3; (d) CP PVA 4.



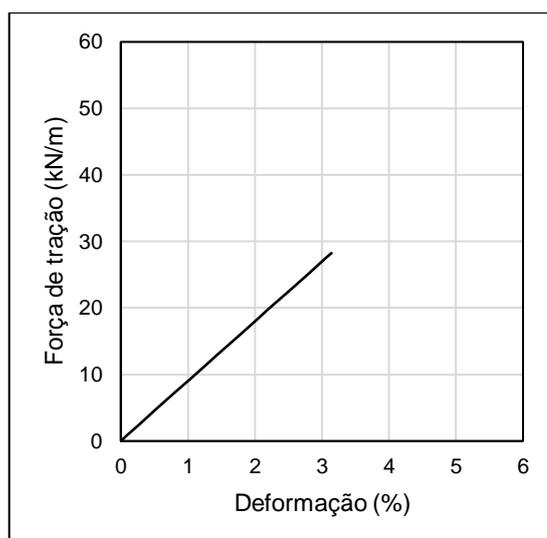
(a)



(b)



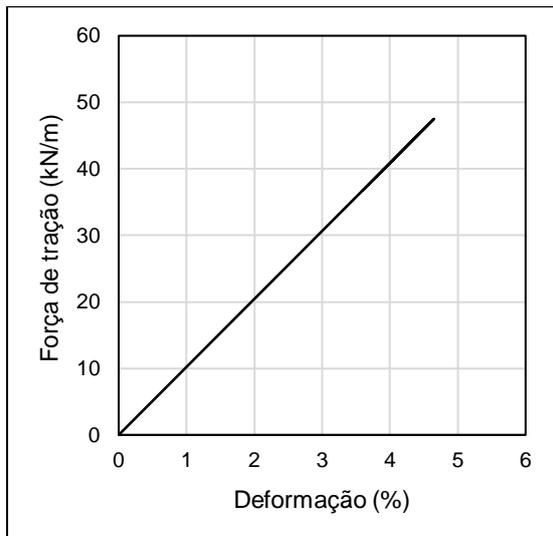
(c)



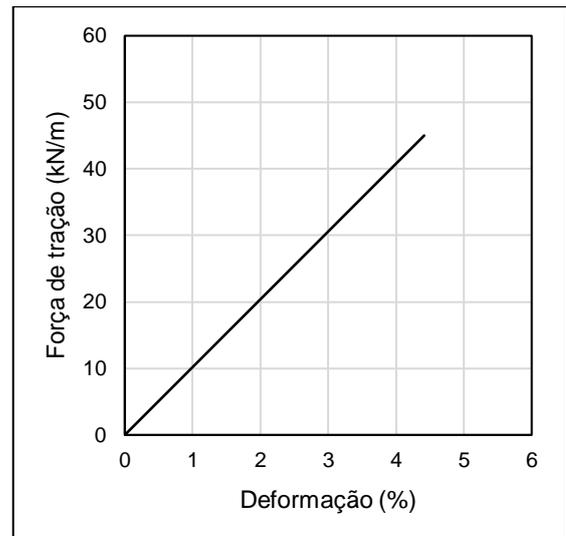
(d)

Fonte: Autor (2019).

Figura 58 - Geocomposto de PET – Amostras virgens: (a) CP PET 2; (b) CP PET 4.



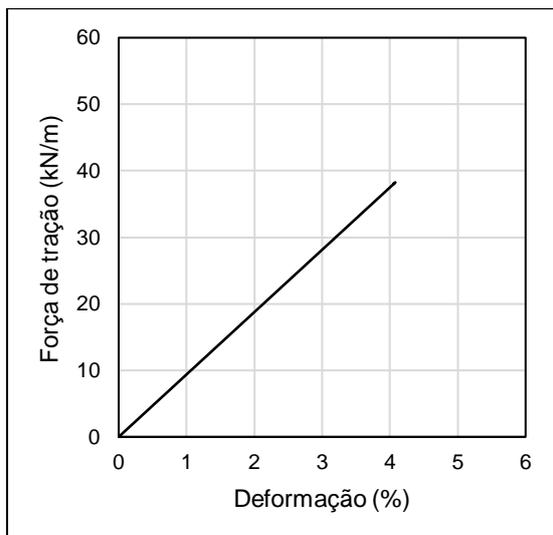
(a)



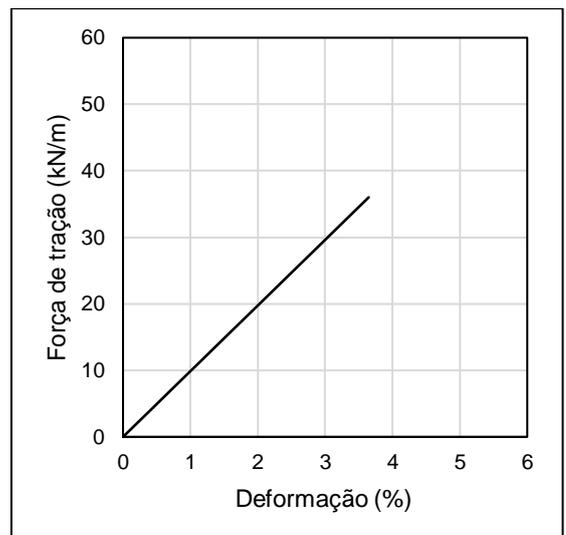
(b)

Fonte: Autor (2019).

Figura 59 - Geocomposto de PET – Amostras após dano térmico: (a) CP PET 1; (b) CP PET 4.



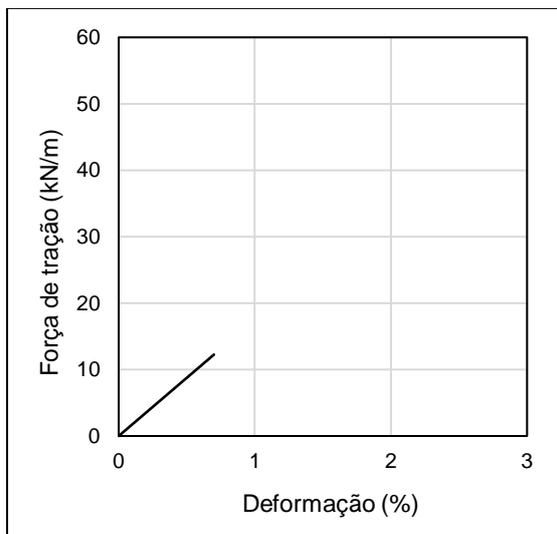
(a)



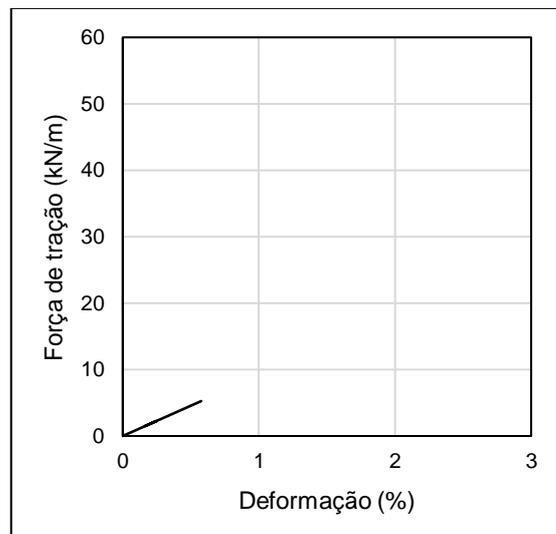
(b)

Fonte: Autor (2019).

Figura 60 - Geocomposto de PET – Amostras após danos térmico e mecânico: (a) CP PET 3; (b) CP PET 4.



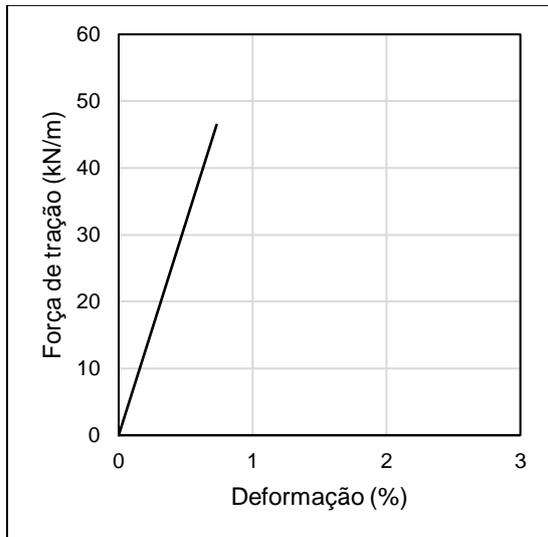
(a)



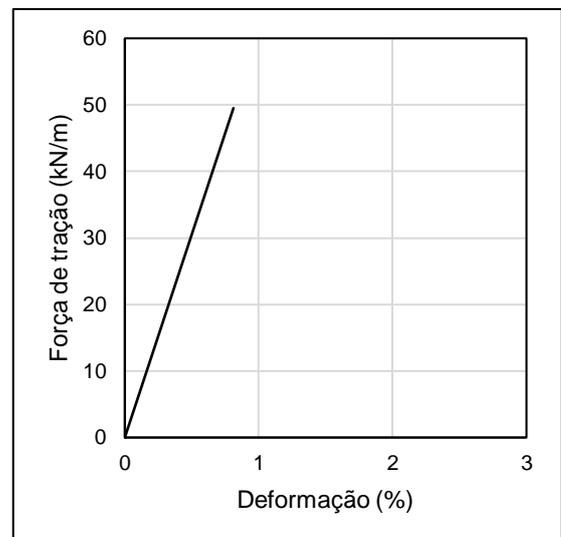
(b)

Fonte: Autor (2019).

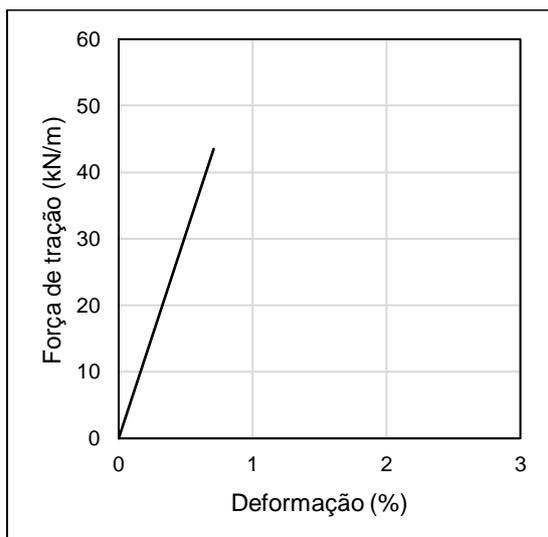
Figura 61 - Geocomposto de FV – Amostras virgens: (a) CP FV 1; (b) CP FV 2; (c) CP FV 3; (d) CP FV 4; (e) CP FV 5.



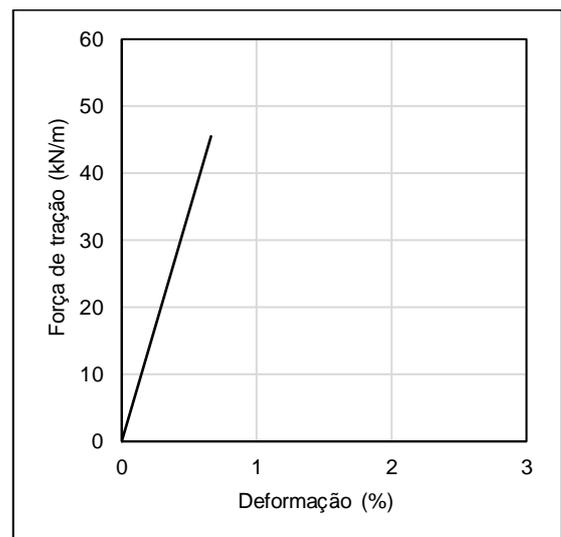
(a)



(b)



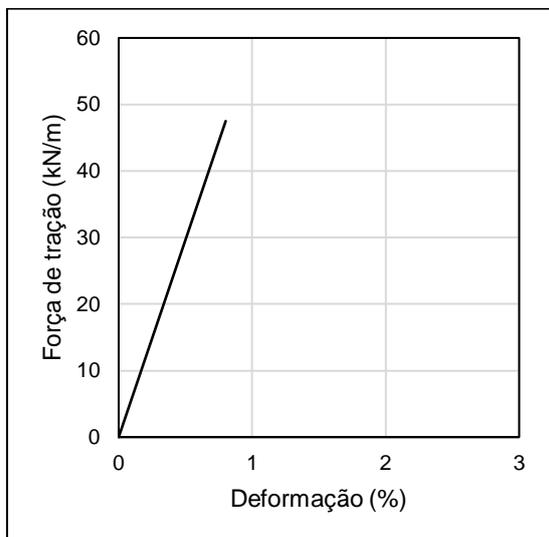
(c)



(d)

Fonte: Autor (2019).

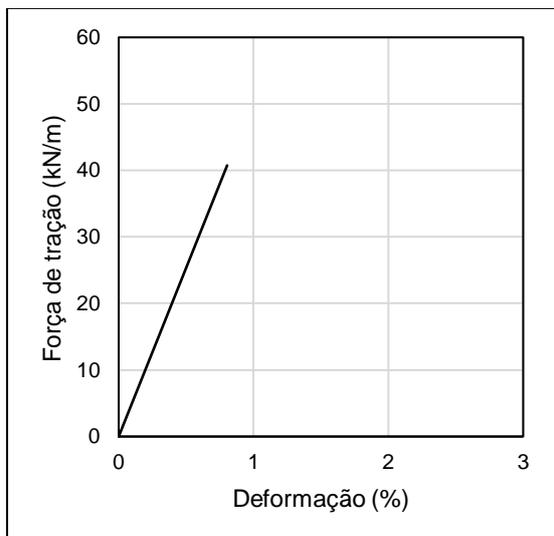
Figura 61 - Geocomposto de FV – Amostras virgens: (a) CP FV 1; (b) CP FV 2; (c) CP FV 3; (d) CP FV 4; (e) CP FV 5. (Continuação).



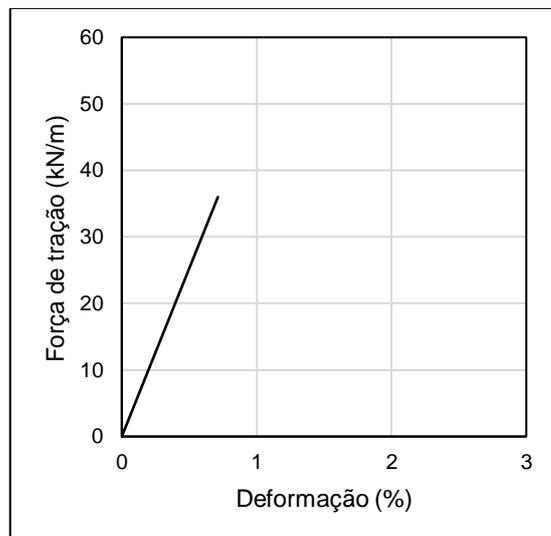
(e)

Fonte: Autor (2019).

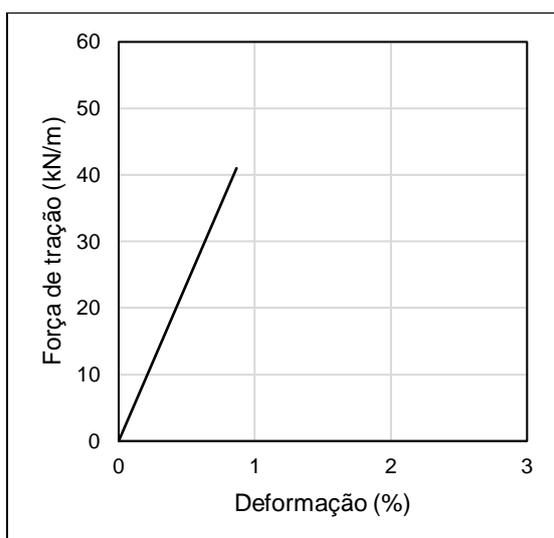
Figura 62 - Geocomposto de FV – Amostras após dano térmico: (a) CP FV 1; (b) CP FV 2; (c) CP FV 3; (d) CP FV 4; (e) CP FV 5.



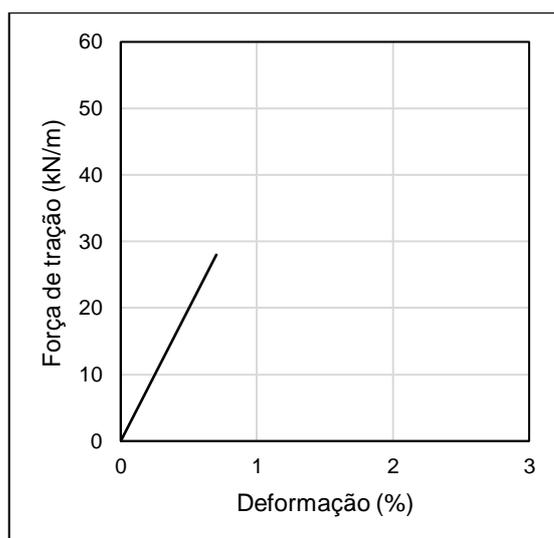
(a)



(b)



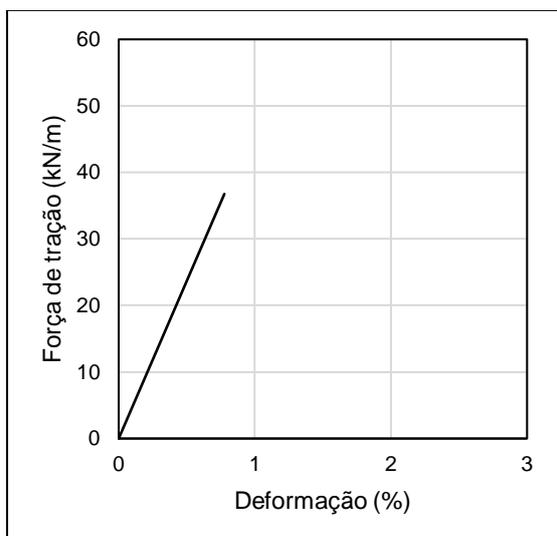
(c)



(d)

Fonte: Autor (2019).

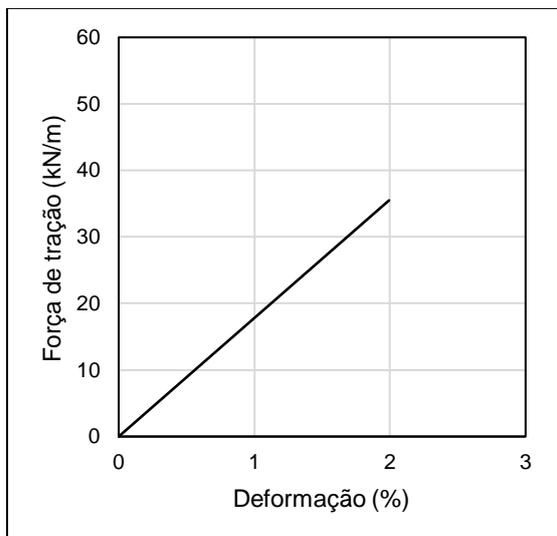
Figura 63 - Geocomposto de FV – Amostras após dano térmico: (a) CP FV 1; (b) CP FV 2; (c) CP FV 3; (d) CP FV 4; (e) CP FV 5. (Continuação).



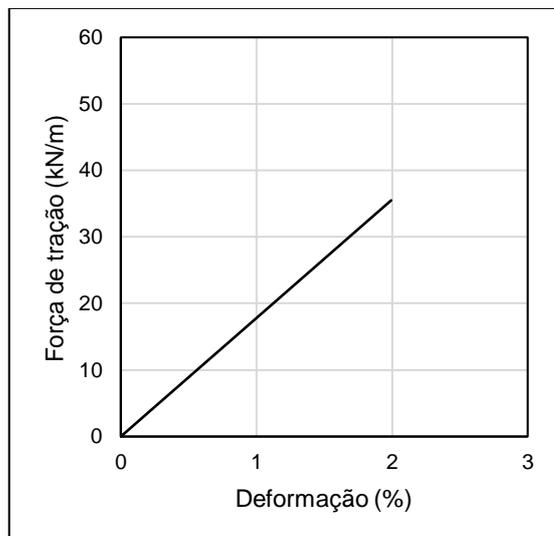
(e)

Fonte: Autor (2019).

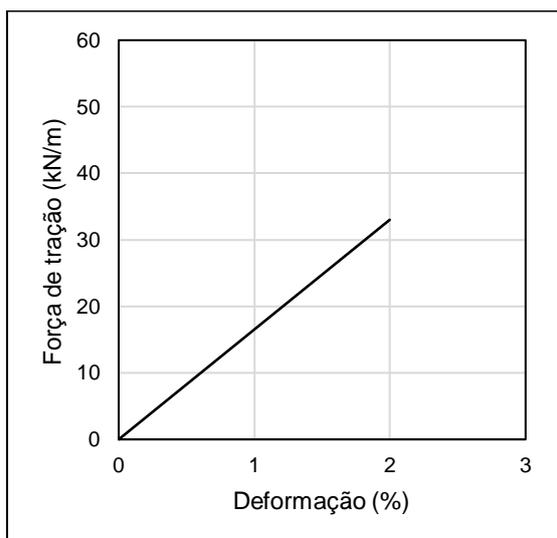
Figura 64 - Geocomposto de FV – Amostras após dano térmico e mecânico: (a) CP FV 1; (b) CP FV 2; (c) CP FV 3; (d) CP FV 4.



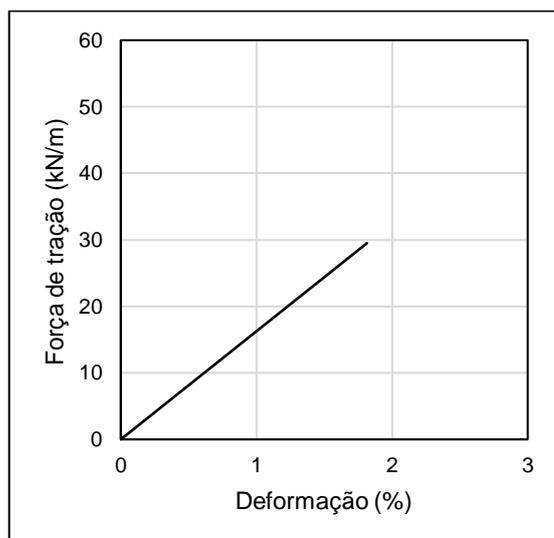
(a)



(b)



(c)



(d)

Fonte: Autor (2019).