

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO A LONGO
PRAZO DE LASTRO REFORÇADO COM GEOGRELHA**

LUCAS MACHADO DE SOUZA

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
SETEMBRO, 2024**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO A LONGO
PRAZO DE LASTRO REFORÇADO COM GEOGRELHA**

LUCAS MACHADO DE SOUZA

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências
para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
SETEMBRO, 2024

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pelo autor.

S729

Souza, Lucas Machado de.

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO A LONGO PRAZO DE LASTRO REFORÇADO COM GEOGRELHA / Lucas Machado de Souza. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2024.

92 f. : il.

Bibliografia: 83 - 92.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2024.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia.

1. Rigidez da geogrelha. 2. Deformação plástica. 3. Ensaio triaxial. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624


AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO A LONGO PRAZO DE LASTRO REFORÇADO COM GEOGRELHA

LUCAS MACHADO DE SOUZA


Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências
para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Aprovada em 05 de setembro de 2024.


Comissão examinadora:

Documento assinado digitalmente
 **ALDO DURAND FARFAN**
Data: 17/10/2024 17:12:36-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>


Prof^o. Aldo Durand Farfán (D.Sc, Geotecnia) – LECIV/UENF

Documento assinado digitalmente
 **ANA CRISTINA CASTRO FONTENLA SIEIRA**
Data: 18/10/2024 06:57:39-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (D.Sc, Geotecnia) – UERJ

Documento assinado digitalmente
 **GREGORIO LUIS SILVA ARAUJO**
Data: 17/10/2024 18:12:29-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof^o. Gregório Luís Silva Araújo (D.Sc, Geotecnia) – UNB

Documento assinado digitalmente
 **PAULO CESAR DE ALMEIDA MAIA**
Data: 17/10/2024 17:01:28-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof^o. Paulo César de Almeida Maia (D.Sc, Geotecnia) – LECIV/UENF (Orientador)

AGRADECIMENTOS

A Deus por me permitir seguir em busca dos meus objetivos e sonhos.

Ao professor, orientador e amigo Paulo Maia pelo aprendizado e conselhos durante a elaboração deste projeto.

Ao professor Guilherme Cordeiro pelo auxílio ao longo do processo de produção das partículas de concreto.

À Universidade Estadual do Norte Fluminense, em especial ao programa de pós-graduação em Engenharia Civil, por acreditar e confiar no meu trabalho.

À FAPERJ pelo apoio financeiro.

À HUESKER pelo fornecimento das amostras de geossintéticos.

À BLITZAR pelo fornecimento das amostras produzidas com impressão 3D.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento geomecânico do lastro reforçado com geogrelha, analisando o efeito do reforço a longo prazo e a influência da rigidez no confinamento. Para isso, foram produzidas partículas com forma controlada em escala reduzida visando centralizar os efeitos promovidos pela inclusão da geogrelha. Os polímeros PETG e PLA foram utilizados, respectivamente, para confeccionar a geogrelha modelo mais flexível e mais rígida, tendo como referência as geogrelhas comerciais Basetrac Grid PET40 e PET65. A avaliação do enrijecimento e deformabilidade do lastro envolveu a execução de ensaios triaxiais de carga repetida de módulo resiliente, para o comportamento elástico, e deformação permanente, para o comportamento plástico. Os resultados mostraram que a rigidez da geogrelha atua diretamente no enrijecimento dos grãos a curto prazo, enquanto a deformabilidade dos grãos a longo prazo foi reduzida com a inclusão dos elementos de reforço, especialmente na geogrelha confeccionada com PLA. Os ensaios de longa duração também demonstraram que os materiais granulares possuem uma tendência de estabilização das deformações plásticas que não foi alcançada para o nível de tensões e frequência de carregamento adotados nesta pesquisa. O grau de fraturamento dos grãos foi baixo, mesmo nos ensaios sem adição de reforço, demonstrando que a utilização de partículas cúbicas, em conjunto com uma boa distribuição granulométrica, contribuem para reduzir o desgaste dos agregados na camada de lastro. No entanto, os elevados níveis de confinamento utilizados nos ensaios triaxiais contribuíram para reduzir o efeito promovido pelo elemento de reforço. Fatores associados às geogrelhas modelo, como elevada rigidez, baixa flexibilidade e abertura reduzida, também influenciaram a interação com os agregados.

Palavras-chave: Rigidez da geogrelha, deformação plástica, ensaio triaxial.

ABSTRACT

This work aims to evaluate the geomechanical behavior of ballast reinforced with geogrid, analyzing the long-term effects of reinforcement and the influence of stiffness on confinement. To this end, particles with controlled shape were produced on a reduced scale to focus on the effects promoted by the inclusion of the geogrid. PETG and PLA polymers were used, respectively, to manufacture the more flexible and more rigid model geogrids, with the commercial geogrids Basetrac Grid PET40 and PET65 as references. The evaluation of ballast stiffness and deformability involved the execution of repeated load triaxial tests for resilient modulus, to assess elastic behavior, and permanent deformation tests, to assess plastic behavior. The results showed that geogrid stiffness directly influences the short-term stiffening of grains, while the long-term deformability of the grains was reduced with the inclusion of the reinforcement elements, especially with the PLA-manufactured geogrid. Long-term tests also demonstrated that granular materials tend to stabilize plastic deformations, which was not achieved under the stress level and loading frequency adopted in this research. The degree of grain breakage was low, even in tests without reinforcement, demonstrating that the use of cubic particles, together with a well-graded distribution, helps reduce aggregate wear in the ballast layer. However, the high confinement levels used in the triaxial tests contributed to reducing the effect promoted by the reinforcement element. Factors associated with the model geogrids, such as high stiffness, low flexibility, and reduced aperture, also influenced the interaction with the aggregates.

Keywords: Geogrid stiffness, plastic deformation, triaxial test.

SUMÁRIO

RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS E UNIDADES	xv
Capítulo 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Escopo da dissertação.....	4
Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 Pavimento ferroviário.....	7
2.1.1 Considerações iniciais.....	7
2.1.2 Via permanente.....	8
2.1.2.1 Superestrutura.....	8
2.1.2.2 Subestrutura.....	10
2.1.3 Cargas ferroviárias.....	12
2.1.4 Comportamento geomecânico do lastro.....	13
2.1.4.1 Fatores associados às partículas.....	13
2.1.4.2 Fatores associados ao carregamento.....	15
2.1.5 Considerações finais.....	17
2.2 Geossintéticos.....	17
2.2.1 Considerações iniciais.....	17
2.2.2 Funções e aplicações em ferrovias.....	19
2.2.3 Composição e propriedades para aplicações de reforço.....	20
2.2.4 Efeito escala em geogrelhas.....	23
2.2.5 Considerações finais.....	24
2.3 Patologias em lastros.....	24
2.3.1 Considerações iniciais.....	24
2.3.2 Fragmentação por atrito.....	25
2.3.3 Técnicas de manutenção.....	27
2.3.4 Reforço do lastro com geogrelha.....	29

2.3.5 Considerações finais	31
2.4 Estudo experimental do lastro	32
2.4.1 Considerações iniciais.....	32
2.4.2 Ensaio triaxial de cargas repetidas.....	32
2.4.2.1 Módulo resiliente.....	34
2.4.2.2 Deformação permanente	36
2.4.2.3 Fator escala	38
2.4.3 Ensaio em escala real	39
2.4.4 Ensaio de cisalhamento direto	40
2.4.5 Ensaio de resistência	40
2.4.6 Considerações finais	41
Capítulo 3 – METODOLOGIA E PROGRAMA EXPERIMENTAL	42
3.1 Considerações iniciais	42
3.2 Produção e caracterização do lastro sintético	43
3.3 Caracterização das geogrelhas protótipo e modelo.....	46
3.4 Programa de ensaios.....	51
3.4.1 Preparação e montagem do corpo de prova	51
3.4.2 Procedimentos para ensaio de módulo resiliente.....	55
3.4.3 Procedimentos para ensaio de deformação permanente.....	57
3.5 Considerações finais.....	59
Capítulo 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	60
4.1 Considerações iniciais	60
4.2 Ensaio de caracterização do lastro sintético	60
4.3 Ensaio de caracterização das geogrelhas protótipo e modelo.....	62
4.4 Ensaio de módulo resiliente	68
4.5 Ensaio de deformação permanente	75
Capítulo 5 – CONCLUSÃO	81
5.1 Conclusões sobre o comportamento a curto prazo	81
5.2 Conclusões sobre o comportamento longo prazo.....	81
5.3 Sugestões para futuros trabalhos	82
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	83

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Matriz de transporte em maio de 2024 (Adaptado de CNT, 2024).....	2
Figura 2.1 - Elementos da ferrovia (Adaptado de Rosa e Ribeiro, 2016).	7
Figura 2.2 - Superestrutura ferroviária.	8
Figura 2.3 - Perfil de trilho Vignole.	8
Figura 2.4 - Dormentes com proteção anti-rachante (Rosa e Ribeiro, 2016).	9
Figura 2.5 - Subestrutura ferroviária.....	10
Figura 2.6 - Dimensões do material granular (NBR 5564, 2021).....	11
Figura 2.7 - Esforços atuantes na ferrovia (Adaptado de Zerbst et al., 2009).	12
Figura 2.8 - Tensões verticais cíclicas em trens de carga (Adaptado de Indraratna et al., 2010a).	13
Figura 2.9 - Morfologia de materiais granulares (Adaptado de Mitchell e Soga, 2005).	14
Figura 2.10 - Influência de tensão de confinamento no ângulo de atrito em agregados de latito e basalto (Adaptado de Indraratna; Ionescu; Christie, 1998).....	15
Figura 2.11 - Deformabilidade do lastro sob carregamento cíclico (Adaptado de Lekarp; Isacsson; Dawson, 2000).	16
Figura 2.12 - Estabilização das deformações permanentes (Adaptado de Huang, 2003).	16
Figura 2.13 - Aplicações com geossintéticos (Huesker, 2024).....	18
Figura 2.14 - Mecanismo de intertravamento das geogrelhas (Tensar, 2024).	20
Figura 2.15 - Curva característica do ensaio de tração em geossintéticos.	21
Figura 2.16 - Métodos para ensaio de punção.	22
Figura 2.17 - Curva característica do ensaio de punção em geossintéticos.	22
Figura 2.18 - Comportamento idealizado em geogrelhas (Adaptado de Viswanadham; König, 2004).....	23
Figura 2.19 - Mecanismos de degradação do lastro (Adaptado de Bassey et al., 2020).	24
Figura 2.20 - Fases de contaminação do lastro (Adaptado de Huang; Tutumluer; Dombrow, 2009).....	25
Figura 2.21 - Índice de desgaste do lastro (Adaptado de Indraratna; Lackenby; Christie, 2005).....	26
Figura 2.22 - Etapas da socaria (Adaptado de Selig e Waters, 1994).....	27

Figura 2.23 - Etapas do stoneblowing (Adaptado de Selig e Waters, 1994).	28
Figura 2.24 - Desguarnecedora de lastro (Plasser e Theurer, 2024).	29
Figura 2.25 - Amostras de geogrelhas extrudadas.....	30
Figura 2.26 - Efeito do reforço com geogrelha a longo prazo (Adaptado de Kwan, 2006).	30
Figura 2.27 - Efeito da geogrelha na rigidez do lastro (Adaptado de Liu et al., 2016).	31
Figura 2.28 - Perda de massa no lastro sintético (Adaptado de Conceição; Maia; Cordeiro, 2022).	31
Figura 2.29 - Esquema do equipamento para ensaios de carga repetida instalado na UENF.	33
Figura 2.30 - Rotação das tensões principais (Adaptado de Lekarp; Isacsson; Dawson, 2000).	34
Figura 2.31 - Comportamento de materiais granulares na teoria de shakedown (Adaptado de Werkmeister; Dawson; Wellner, 2004).....	37
Figura 2.32 - Deformação permanente sob estágio único vs. múltiplos estágios (Adaptado de Rahman; Erlingsson, 2015).	38
Figura 2.33 - Representação esquemática do ensaio RTF (Adaptado de Aursudkij; McDowell; Collop, 2009).	39
Figura 2.34 - Representação esquemática do ensaio de cisalhamento direto (Adaptado de Esmaili; Pourrashnoo, 2022).....	40
Figura 2.35 - Equipamento e carga abrasiva para ensaio abrasão Los Angeles.	41
Figura 2.36 - Equipamento e carga abrasiva para ensaio Micro-Deval.....	41
Figura 3.1 - Fluxograma do programa experimental.	42
Figura 3.2 - Partículas de lastro sintético (19 a 4,76 mm).	43
Figura 3.3 - Etapas de produção do lastro.	44
Figura 3.4 - Ensaio de absorção por imersão.....	44
Figura 3.5 - Ensaio de compressão uniaxial.....	45
Figura 3.6 - Geogrelhas Basetrac Grid PET40 e PET65.....	47
Figura 3.7 - Ensaio de tração em faixa larga.....	47
Figura 3.8 - Esquema da geogrelha modelo para ensaios de tração em faixa larga.	48
Figura 3.9 - Geogrelhas modelo para ensaios de tração direta.....	49
Figura 3.10 - Suportes e pistões para o ensaio de puncionamento estático.	50

Figura 3.11 - Esquema da geogrelha modelo para ensaios de punção estática.	50
Figura 3.12 - Curva granulométrica de ensaio.	52
Figura 3.13 - Limites da graduação n.º 24 (AREMA, 2015).....	52
Figura 3.14 - Montagem do corpo de prova.	54
Figura 3.15 - Software do ensaio triaxial.	54
Figura 3.16 - Célula de carga TU-K5C (Adaptado de Gefran, 2024).....	55
Figura 3.17 - Trajetórias de tensões do ensaio MR (CEN, 2004).....	56
Figura 3.18 - Pulso de carga do ensaio MR.	57
Figura 3.19 - Representação do vagão tipo GDT (Greenbrier Maxion, 2024).	57
Figura 3.20 - Pulso de carga do ensaio DP.....	59
Figura 4.1 - Efeitos do aditivo superplastificante.	61
Figura 4.2 - Curvas tensão vs. deformação da geogrelha PET40.....	62
Figura 4.3 - Curvas tensão vs. deformação da geogrelha PET65.....	63
Figura 4.4 - Curvas de tração direta das geogrelhas PET40 e PET65 (média).	63
Figura 4.5 - Curvas de tração direta das geogrelhas protótipo e modelo (média).....	65
Figura 4.6 - Curvas de puncionamento da geogrelha PET40.	66
Figura 4.7 - Curvas de puncionamento da geogrelha PET65.	66
Figura 4.8 - Curvas de puncionamento das geogrelhas modelo (média).	67
Figura 4.9 - Perspectiva da geogrelha modelo para ensaios de escala reduzida.	68
Figura 4.10 - Módulo resiliente vs. Número de ciclos.....	68
Figura 4.11 - Módulo resiliente vs. tensão de confinamento.	70
Figura 4.12 - Enrijecimento do lastro por estado de tensões.	71
Figura 4.13 - Módulo resiliente experimental vs. módulo resiliente ajuste.	72
Figura 4.14 - Índice B_g dos ensaios MR.....	74
Figura 4.15 - Índice BBI dos ensaios MR.	74
Figura 4.16 - Deformação permanente vs. número de ciclos.....	75
Figura 4.17 - Influência da geogrelha na deformabilidade do lastro a longo prazo. ..	76
Figura 4.18 - Deformação permanente vs. número de ciclos em escala semi-logarítmica.....	77
Figura 4.19 - Índice B_g dos ensaios DP.	78
Figura 4.20 - Índice BBI dos ensaios DP.....	78
Figura 4.21 - Geogrelhas modelo após os ensaios DP.	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Produções de 2022 e 2023 em toneladas por quilometro útil (Adaptado de ANTF, 2024).....	2
Tabela 2.1 - Limites de aceitabilidade do lastro.	11
Tabela 2.2 - Influência da granulometria no desgaste do lastro (Adaptado de Indraratna et al., 2006).	14
Tabela 2.3 - Funções típicas de geossintéticos (Adaptado de Palmeira, 2018).....	17
Tabela 2.4 - Ensaio de caracterização mecânica e de desempenho dos geossintéticos.....	21
Tabela 2.5 - Efeito escala para modelos 1g e Ng (Adaptado de Viswanadham; König, 2004).	23
Tabela 2.6 - Limites percentuais dos índices de contaminação.	26
Tabela 2.7 - Principais ensaios utilizados na avaliação do comportamento geomecânico do lastro.	32
Tabela 2.8 - Modelos de previsão do módulo resiliente.	35
Tabela 2.9 - Modelos de previsão das deformações permanentes.	36
Tabela 3.1 - Dosagem do CUAD em kg/m ³ (Conceição; Maia; Cordeiro, 2022).	43
Tabela 3.2 - Amostra do ensaio Micro-Deval (NBR 5564, 2021).....	46
Tabela 3.3 - Massa do ensaio Micro-Deval por diâmetro.	46
Tabela 3.4 - Ensaio triaxiais de carga repetida.....	51
Tabela 3.5 - Especificações da graduação n.º 24 (AREMA, 2015).	52
Tabela 3.6 - Níveis de tensão do ensaio MR (CEN, 2004).....	56
Tabela 3.7 - Características da ferrovia (Delgado et al., 2019).	57
Tabela 3.8 - Nível de tensões do ensaio DP.	59
Tabela 4.1 - Caracterização física do lastro sintético.....	60
Tabela 4.2 - Resistência à compressão aos 28 dias.	60
Tabela 4.3 - Desgaste por abrasão.	60
Tabela 4.4 - Propriedades físicas e mecânicas do lastro sintético.	61
Tabela 4.5 - Ensaio de tração em faixa larga da geogrelha PET40.	62
Tabela 4.6 - Ensaio de tração em faixa larga da geogrelha PET65.	63
Tabela 4.7 - Parâmetros das geogrelhas protótipo e modelo com os fatores de referência.	64
Tabela 4.8 - Ensaio de puncionamento das geogrelhas PET40 e PET65.....	66

Tabela 4.9 - Ensaio de punção das geogrelhas modelo.....	67
Tabela 4.10 - Enrijecimento do lastro por confinamento (média).	71
Tabela 4.11 - Modelo de ajuste por nível de tensões.....	73

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS E UNIDADES

3D	Tridimensional
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABS	Acrilonitrila butadieno estireno
ANTF	Associação Nacional dos Transportadores Ferroviários
AREMA	<i>American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association</i>
ASTM	<i>American Society for Testing Materials</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CCA	Cinza da Casca do Arroz
CCO	Centro de Controle Operacional
CCP	Centro de Controle de Pátio
CEN	Comitê Europeu de Normatização
CNT	Confederação Nacional do Transporte
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CP	Corpo de prova
CP-V ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
CTC	Centro de Tráfego Centralizado
CUAD	Concreto de Ultra Alto Desempenho
DP	Deformação Permanente
EFVM	Estrada de Ferro Vitória a Minas
EN	<i>European Standard</i>
EU	Estágio Único
EUA	Estados Unidos da América
GDT	Vagão gôndola
IGS	<i>International Geosynthetic Society</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LECIV	Laboratório de Engenharia Civil
LI	Limite inferior
LS	Limite superior
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
ME	Multiestágios
MEC	Modelo Empacotamento Compressível
MR	Módulo Resiliente
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PA	Poliamida
PE	Polietileno
PET	Polietileno tereftalato
PETG	Polietileno tereftalato com glicol
PLA	Poliácido láctico
PNL	Plano Nacional de Logística
PP	Polipropileno

PVC	Policloreto de polivinila
RFFSA	Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima
RLT	<i>Repeated Load Test</i>
RTF	<i>Railway Track Facility</i>
TPU	Poliuretano termoplástico
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UHPC	<i>Ultra-High Performance Concrete</i>
UV	Ultravioleta
#	Malha
h_o	Altura inicial do corpo de prova
a	Abertura da malha da geogrelha
A	Área da curva granulométrica antes do ensaio geomecânico
a_m	Abertura da malha da geogrelha modelo
a_p	Abertura da malha da geogrelha protótipo
A_s	Área de contato dormente-lastro
b	Largura dos filamentos da geogrelha
B	Área da curva granulométrica depois do ensaio geomecânico
BBI	<i>Ballast Breakage Index</i>
B_g	<i>Grain Breakage</i>
b_g	Largura do geossintético
b_m	Largura dos filamentos da geogrelha modelo
b_p	Largura dos filamentos da geogrelha protótipo
C_d	Coefficiente dinâmico
C_u	Coefficiente de uniformidade
d	Espaçamento entre dormentes
D	Distância entre eixos do vagão
d_{50}	Diâmetro médio dos grãos
D_w	Diâmetro da roda
F	Força
F_{rup}	Força de tração da geogrelha na ruptura
f_{ck}	Resistência à compressão do concreto
FI	<i>Fouling Index</i>
J	Rigidez secante
J_m	Rigidez secante da geogrelha modelo
J_p	Rigidez secante da geogrelha protótipo
J_{rup}	Rigidez secante da geogrelha na ruptura
L_o	Distância entre garras
L_s	Comprimento do dormente

m_a	Massa seca antes do ensaio Micro-Deval
m_b	Massa seca depois do ensaio Micro-Deval
M_{de}	Resistência ao Micro-Deval
MR	Módulo resiliente
m_{sat}	Massa saturada
m_{sec}	Massa seca
m_{sub}	Massa submersa
N	Número de ciclos
n.º	Número
vs.	Versus
p	Pressão efetiva média
P	Carga estática
P_d	Carga dinâmica
PVC	<i>Percentage Void Contamination</i>
q	Pressão desviadora
R	Reação da via
R^2	Coeficiente de determinação
R_{bf}	<i>Relative Ballast Fouling Ratio</i>
r_b	Raio do pistão CBR
s	Distância eixo a eixo entre os trilhos (bitola)
T	Resistência à tração da geogrelha
T_{rup}	Resistência à tração da geogrelha na ruptura
t	Espessura da geogrelha
T_m	Resistência à tração da geogrelha modelo na ruptura
t_m	Espessura da geogrelha modelo
T_p	Resistência à tração da geogrelha protótipo na ruptura
t_p	Espessura da geogrelha protótipo
v	Velocidade de operação da via
W_{kf}	Porcentagem retida na fração k depois do ensaio geomecânico
W_{ki}	Porcentagem retida na fração k antes do ensaio geomecânico
w_s	Largura do dormente
α_a	Teor de absorção de água
δ	Deslocamento
Δh	Deslocamento vertical do corpo de prova
ε	Deformação
ε_{rup}	Deformação da geogrelha na ruptura
ε_p	Deformação permanente
$\varepsilon_{p_{3000}}$	Deformação plástica em 3000 ciclos para cada nível de tensão
$\varepsilon_{p_{5000}}$	Deformação plástica em 5000 ciclos para cada nível de tensão

ε_r	Deformação axial resiliente
η_a	Porosidade aparente
λ	Fator escala
π	Pi
ρ_a	Massa específica aparente
σ	Tensão
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão de confinamento
σ_d	Tensão desviadora
ΣW_k	Somatório da porcentagem retida na fração k antes e depois do ensaio geomecânico
%	Porcentagem
"	Polegada
°C	Graus Celsius
cm	Centímetro
g	Grama
h	Hora
Hz	Hertz
kg	Quilograma
km	Quilômetro
kN	Quilonewton (10^3 N)
kPa	Quilopascal (10^3 Pa)
L	Litro
m	Metro
min	Minuto
mm	Milímetro
MPa	Megapascal (10^6 Pa)
ms	Milisegundo
N	Newton
nm	Nanômetro
rpm	Rotações por minuto
s	Segundo
ton	Tonelada
μm	Micrometro

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A qualidade de vida da população está diretamente associada à mobilidade diária, seja para atender demandas casuais ou profissionais. Entretanto, o modal rodoviário possui ampla dominância na matriz de transporte brasileira devido a uma combinação de fatores históricos, econômicos e políticos. Tal aspecto torna a sociedade e a economia brasileira amplamente dependente das condições de mobilidade e acesso dessas vias, como observado por exemplo em 2018, onde a paralisação dos caminhoneiros e o consequente bloqueio das rodovias gerou um impacto socioeconômico significativo na produção nacional. Esta ocorrência reforça a necessidade de se equilibrar a matriz de transporte para os próximos anos.

Nesse contexto, as ferrovias são um meio de transporte de amplo interesse nacional, tendo em vista que são capazes de transportar grandes volumes de carga, como por exemplo, minério de ferro, carvão mineral, cimento, soja e milho, para médias ou longas distâncias, bem como facilitar o deslocamento de passageiros por meio de trens intermunicipais ou metrô. Um aspecto importante com relação ao uso do transporte ferroviário é a redução significativa dos impactos ambientais, sendo capazes de transportar cargas com 75% menos energia em comparação com as rodovias, especialmente para distâncias superiores a 500 km (Rosa e Ribeiro, 2016).

As primeiras iniciativas relacionadas à construção e exploração de ferrovias no Brasil ocorreram no século XIX, tendo como finalidade a interligação das regiões do país, resultando na criação da Rede Ferroviária Federal (RFFSA) em 1957. O processo de construção de ferrovias foi crescente desde então até que, a partir da década de 80, a RFFSA passou por um processo de crise, gerando degradação e sucateamento da malha. Uma singela reação ocorreu posteriormente por meio de concessões para a iniciativa privada (Paula, 2008). No entanto, ainda que as privatizações tenham proporcionado uma leve retomada de investimentos no setor ferroviário, o amplo desequilíbrio na matriz de transporte brasileira permanece presente até os dias atuais (Figura 1.1). Para contextualização de tal problema pode-se mencionar que, de acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT), a malha ferroviária brasileira, em abril de 2024, possuía aproximadamente apenas 30,6 mil quilômetros de extensão. A critério de comparação, a malha dos EUA possuía, em

2014, cerca de 250 mil quilômetros (Railway Technology, 2024). Essa diferença demonstra as limitações estruturais da malha ferroviária brasileira.

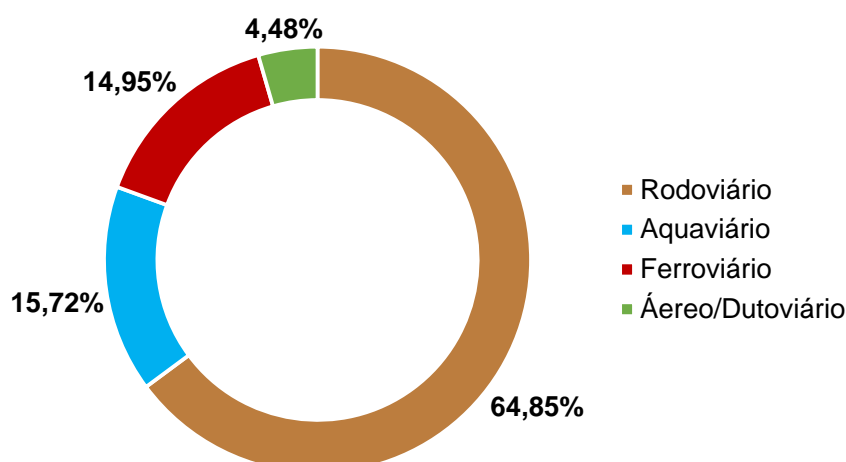


Figura 1.1 - Matriz de transporte em maio de 2024 (Adaptado de CNT, 2024).

A necessidade de otimização e expansão da malha ferroviária do Brasil é de fato emergente. Tal aspecto se justifica pelo aumento significativo do transporte de cargas no último trimestre de 2023. De acordo com os dados revelados pela ANTF (Associação Nacional dos Transportadores Ferroviários), as ferrovias apresentaram um crescimento médio de 11,22% na produção de mercadorias, em comparação com o mesmo período no ano anterior (Tabela 1.1).

Tabela 1.1 - Produções de 2022 e 2023 em toneladas por quilometro útil (Adaptado de ANTF, 2024).

Mercadoria	2022	2023	Varição (%)
Granéis agrícolas	18.605.799	20.934.867	12,52%
Minério de ferro	65.379.688	73.043.126	11,72%
Combustíveis	1.968.281	1.885.542	-4,20%
Outras cargas	8.302.347	8.971.639	11,25%
Total	94.256.115	104.835.174	11,22%

Nesse sentido, o governo federal elaborou em 2021 uma nova edição do Plano Nacional de Logística (PNL 2035) onde é proposto que as ferrovias alcancem 30% da matriz de transporte brasileira e sejam responsáveis por 35% do volume de carga transportado. Além disso, o plano sugere um crescimento na extensão da malha ferroviária acima de 60% na próxima década. Contudo, fatores como elevados investimentos iniciais na construção de novas vias, linhas com traçados obsoletos, ausência de uma política adequada de incentivos fiscais ao setor e falta de fiscalização dificultam demasiadamente essa recuperação em tão curto prazo.

Dentre os vários fatores associados à expansão e manutenção das ferrovias destaca-se aqui os custos dos intervalos de manutenção devido a degradação das partículas do lastro pelo carregamento dinâmico do material rodante e ações dos agentes intempéricos. Rosa e Ribeiro (2016) afirmam que o custo de manutenção das ferrovias por quilômetro é estimado entre 7 mil e 15 mil dólares por ano, cerca de 40 mil a 85 mil reais na cotação de agosto de 2024. Uma parte considerável deste valor está relacionada ao período de paralisação das vias. Diante disso, a redução das paralisações da via promove maior competitividade das ferrovias em comparação com outros sistemas de transporte.

Os procedimentos convencionais de manutenção na subestrutura ferroviária envolvem normalmente a recompactação dos grãos do lastro e sublastro, por meio de socaria ou *stoneblowing*, ou reposição do material degradado, por meio da técnica de desguarnecimento. Tais procedimentos buscam melhorar o desempenho a curto prazo e paliativamente restabelecer a condição plena da via.

No entanto, metodologias para reduzir os efeitos do processo de degradação da subestrutura vêm sendo objeto de estudo de vários pesquisadores. Dentre as propostas para aumentar a vida útil da subestrutura, destacam-se a instalação de palmilhas de amortecimento sob os dormentes e a adição de geossintéticos, tais como geogrelhas, geotêxteis e geocompostos na camada de lastro (Indraratna; Salim, 2003; Indraratna *et al.*, 2006; Hussaini, 2013).

Particularmente, estudos com aplicação de geogrelhas em ferrovias vêm demonstrando o potencial associado à inclusão destes materiais devido à mobilização gerada entre o elemento de reforço e os agregados perante as solicitações dinâmicas do pavimento. Contudo, a caracterização do comportamento geomecânico do lastro reforçado sob carregamento cíclico, especialmente a longo prazo, ainda é pouco explorada na bibliografia. Isso ocorre, sobretudo, devido ao efeito das diversas características, intrínsecas e extrínsecas, que afetam diretamente o comportamento dos grãos. As principais características influentes são a litologia e resistência da rocha constituinte; as variações na morfologia das partículas: forma, rugosidade, angularidade e esfericidade; a densidade do lastro; a distribuição granulométrica; o efeito escala; a representatividade do estado de tensões: trajetória de tensões, velocidade e forma do pulso de carregamento; e as condições de contorno dos ensaios de laboratório: efeito membrana e distribuição de tensões nas extremidades

da amostra (Abu-Farsakh *et al.*, 2012; Indraratna *et al.*, 2013; Sun *et al.*, 2016; Sweta; Hussaini, 2018).

Nesse contexto, a avaliação do comportamento geomecânico do lastro envolve, portanto, a execução de procedimentos de campo ou laboratório onde são isoladas as características de interesse, eliminando efeitos de segunda ordem associados às características restantes. Assim, é possível determinar o efeito de cada característica individualmente.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é estudar o comportamento geomecânico de um lastro reforçado com geogrelha a partir de ensaios triaxiais dinâmicos em escala reduzida.

Os objetivos específicos incluem:

- Produzir partículas cúbicas de concreto de alta resistência em escala reduzida visando representar os agregados de rocha natural;
- Confeccionar duas geogrelhas em escala reduzida, buscando um material com maior flexibilidade para analisar o efeito do reforço e menor flexibilidade para analisar a influência da rigidez;
- Avaliar o efeito do reforço na deformabilidade dos agregados a longo prazo com a realização de ensaios de deformação permanente;
- Analisar a influência da rigidez da geogrelha no confinamento dos grãos a curto e longo prazo com a execução de ensaios de módulo resiliente e de deformação permanente.

1.3 Escopo da dissertação

A dissertação está estruturada em cinco capítulos, sendo este dedicado à introdução ao tema, justificativa e objetivos da pesquisa.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica em quatro subtópicos. Inicialmente, são abordados conceitos essenciais relacionados ao pavimento ferroviário, incluindo a composição da via, os esforços atuantes e o comportamento geomecânico do lastro. Na sequência, o capítulo mostra as funções, aplicações e propriedades relevantes dos geossintéticos, com ênfase no uso de geogrelhas. Posteriormente, são apresentadas as patologias encontradas em lastros, as técnicas de manutenção convencionais e de reforço. Por fim, são enfatizados os ensaios de laboratório empregados no estudo da deformabilidade de materiais granulares.

O capítulo 3 mostra a metodologia e o programa experimental, detalhando a produção dos agregados sintéticos, a caracterização das geogrelhas protótipo e modelo, a preparação do corpo de prova e os procedimentos para os ensaios triaxiais de curta e longa duração.

O capítulo 4 expõe e discute os resultados do capítulo anterior, incluindo a caracterização física e mecânica do lastro sintético, os ensaios de tração direta e puncionamento nas geogrelhas protótipo e modelo, a validação das geogrelhas modelo, os módulos resilientes dos ensaios de curta duração, as deformações permanentes dos ensaios de longa duração e o grau de fraturamento dos grãos.

O capítulo 5 apresenta as conclusões do trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo mostra conceitos relacionados ao funcionamento geral das ferrovias e ao emprego de geossintéticos neste sistema, sendo divididos em quatro subitens:

Inicialmente, são apresentados, de forma concisa, os quatro elementos que compõem o modal ferroviário, com ênfase na via permanente. O subitem 2.1 aborda conceitos sobre os componentes da superestrutura, como trilho e dormente, e apresenta as funções e principais características das camadas da subestrutura, especialmente o lastro. Este subitem também aborda sobre os esforços atuantes, as especificações normativas do lastro e os fatores que influenciam o comportamento geomecânico de materiais granulares.

Na sequência, apresentam-se os principais tipos de geossintéticos empregados na engenharia e as respectivas funções. O subitem 2.2 destaca o uso de geogrelhas como elemento de reforço de camadas granulares em ferrovias, visando aumentar os intervalos entre os ciclos de manutenção e reduzir os custos durante o período de paralisação dos trens. Neste subitem, expõem-se as propriedades relevantes dos geossintéticos associadas a função de reforço e o conceito de efeito escala em geogrelhas.

Posteriormente, expõem-se os mecanismos de contaminação do lastro, com ênfase no desgaste das partículas por fraturamento, decorrente dos esforços atuantes na ferrovia. O subitem 2.3 também disserta sobre as técnicas de reparo e manutenção convencionais do lastro, como socaria e desguarnecimento. Além disso, ilustra como o uso das geogrelhas pode ser benéfico para melhorar a competitividade do sistema ferroviário a longo prazo.

Por fim, são apresentados detalhes do ensaio triaxial de cargas repetidas, principal forma de avaliação do comportamento geomecânico de materiais granulares sob carregamento cíclico. O subitem 2.4 destaca a importância da aplicação do fator escala para realização de ensaios em escala reduzida e a limitação deste equipamento relacionada à rotação das tensões principais. Ainda, neste subitem, expõem-se conceitos associados ao módulo de resiliência e deformação permanente, parâmetros utilizados em estudos de deformabilidade do lastro a curto e longo prazo, e outros procedimentos empregados para avaliar o comportamento geomecânico do lastro disponíveis na bibliografia.

2.1 Pavimento ferroviário

2.1.1 Considerações iniciais

A ferrovia é um sistema de transporte terrestre, onde as locomotivas e vagões se deslocam sobre duas vigas metálicas longitudinais conhecidas como trilhos. Conforme Figura 2.1, o modal ferroviário é constituído por quatro elementos.

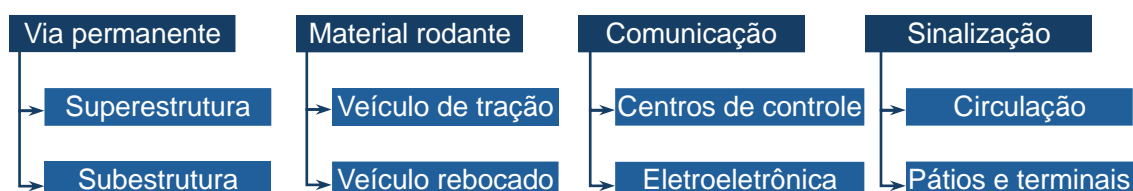


Figura 2.1 - Elementos da ferrovia (Adaptado de Rosa e Ribeiro, 2016).

O traçado da estrada de ferro, isto é, a geometria ferroviária, é composto por trechos em linha reta, chamados de tangentes, e trechos em curva, onde há uma mudança de direção no pavimento. A projeção do eixo vertical (greide) define o perfil da ferrovia, sendo em nível, trechos construídos sem inclinação em relação ao plano da via, ou em rampa, trechos que apresentam inclinação.

Os veículos ferroviários são classificados em tratores ou de tração (locomotivas e autos de linha), quando apresentam unidades motoras, e rebocados (vagões), que não possuem motores (Nabais, 2014). Entre os veículos tratores, destacam-se as locomotivas a vapor, diesel-elétricas e elétricas. Os vagões possuem várias tipologias, como, por exemplo, fechados, gôndolas, hoppers, plataformas, gaiolas e tanques.

No geral, a comunicação pode ser conduzida com centros de controle operacionais (CCO) ou centros de controle de pátios (CCP). As ferrovias também utilizam o centro de tráfego centralizado (CTC), um conjunto integrado que controla a circulação e segurança dos trens. Contudo, o sistema CTC sofre periodicamente com atos de vandalismo, que ocasionam interrupções no tráfego.

As ferrovias podem ser construídas com ou sem lastro. Vias lastradas (*Ballasted track*) são mais econômicas e apresentam manutenção mais acessível, mas estão sujeitas a problemas recorrentes, como contaminação do lastro, redução da permeabilidade, desalinhamento dos trilhos e interrupção da operação durante as intervenções. Já as vias sem lastro (*Slab track*) são construídas sobre lajes de concreto, sendo utilizadas na Alemanha, China e Japão. No entanto, apesar da melhor durabilidade, o uso deste pavimento ainda é restrito devido ao elevado custo de implantação (Charoenwong *et al.*, 2023).

2.1.2 Via permanente

Composta pela superestrutura e subestrutura, a via permanente ou férrea representa o conjunto das instalações que compõem o trecho de circulação dos trens. Durante a operação, o pavimento ferroviário está sujeito a diversas condições adversas, como intempéries, vandalismo, crescimento de vegetação, deslocamento dos trilhos e desgaste dos componentes devido ao tráfego.

2.1.2.1 Superestrutura

A superestrutura (Figura 2.2) é constituída por trilhos, acessórios de fixação, placas de apoio e dormentes, sendo responsável por receber os carregamentos do material rodante e direcioná-los para a subestrutura.

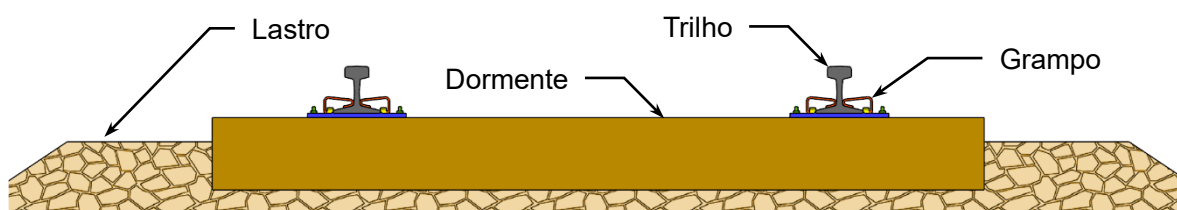


Figura 2.2 - Superestrutura ferroviária.

Os trilhos são vigas metálicas de alta rigidez que fornecem uma superfície de rolamento para guiar os trens e receber os carregamentos aplicados pelos rodeiros, distribuindo as cargas sobre os dormentes (Nabais, 2014). Estes elementos são classificados pelo peso nominal, que define a capacidade de carga e a durabilidade. Desenvolvido pelo engenheiro inglês Charles Vignoles, o perfil Vignole (Figura 2.3) é o mais adotado atualmente, sendo dividido em três seções: boleto, alma e patim.

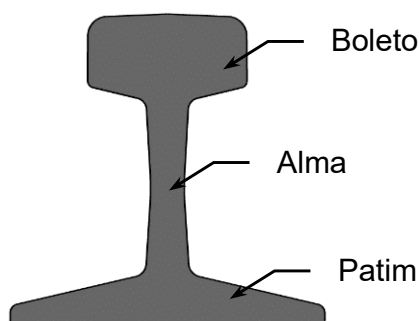


Figura 2.3 - Perfil de trilho Vignole.

De acordo com Rosa e Ribeiro (2016), o boleto é a seção mais solicitada devido ao contato direto com o material rodante. A alma é a seção situada entre o boleto e o patim, com altura suficiente para permitir a passagem do material rodante. O patim é a seção mais larga do trilho, fixada diretamente sobre o dormente.

O boleto representa de 40 a 42% da área da seção transversal, o patim, de 38 a 40%, e a alma, de 18 a 22%. As barras têm comprimentos de 12 ou 18 metros e são unidas por meio de talas de junção, peças de aço fixadas nas juntas (Santos, 2021). Para referir-se à distância entre as faces internas superiores dos trilhos, utiliza-se o termo bitola. No Brasil, geralmente, utilizam-se as bitolas métrica e larga.

O assentamento dos trilhos nos dormentes é feito por intermédio de placas de apoio e acessórios de fixação. As placas aumentam a área de apoio do trilho no dormente, proporcionando uma melhor distribuição de carga. Os acessórios de fixação podem ser rígidos (grampo de linha e tirefão) ou flexíveis (placa GEO, grampo Pandrol, grampo simples e grampo duplo), com capacidade para absorver choques e vibrações (Brina, 1979).

Os dormentes (Figura 2.4) recebem os carregamentos dos trilhos e os redistribuem para a camada de lastro. Posicionados transversalmente em relação à seção da ferrovia, eles também são responsáveis pela fixação do trilho (Nabais, 2014). Estes componentes são fabricados a partir de vários materiais, como madeira, concreto, aço e plástico reciclável.



Figura 2.4 - Dormentes com proteção anti-rachante (Rosa e Ribeiro, 2016).

Embora os dormentes de madeira ainda sejam utilizados, as desvantagens relacionadas à sustentabilidade e preços elevados têm inviabilizado o uso destes modelos. Em países como França, Alemanha e Bélgica, a madeira está sendo substituída por outros materiais, especialmente concreto. O dormente de concreto pode ser constituído por um bloco único (monobloco) ou por dois blocos (polibloco).

Ao longo dos anos, os projetos ferroviários foram focados na superestrutura, devido à complexidade e pouco conhecimento dos parâmetros que influenciam o comportamento de materiais granulares. Contudo, a subestrutura é o segmento da via permanente que apresenta o impacto mais significativo nos custos de manutenção (Fortunato, 2005).

2.1.2.2 Subestrutura

Constituída pelas camadas de lastro, sublastro e subleito, a subestrutura (Figura 2.5) é o segmento da via permanente que suporta a superestrutura, proporcionando uma correta distribuição dos carregamentos e impactos, e posterior dissipação para o solo.

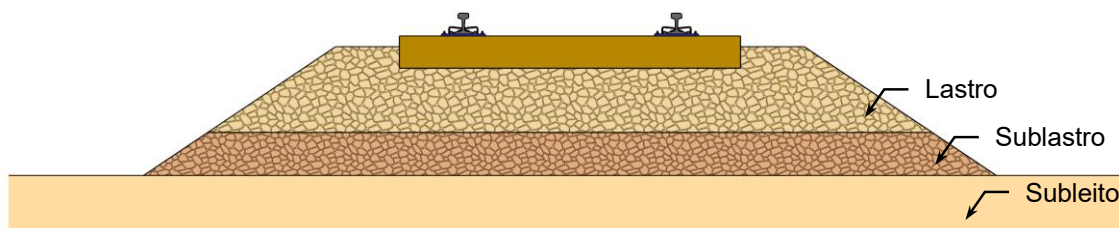


Figura 2.5 - Subestrutura ferroviária.

O sublastro é a segunda camada da subestrutura e suas funções principais incluem: i) aumentar a capacidade de suporte da plataforma, permitindo reduzir a altura do lastro; ii) aumentar a resistência da via à erosão e iii) permitir relativa elasticidade ao pavimento, tornando-o menos rígido. Trata-se de um material menos nobre em comparação ao lastro, sendo normalmente formado por partículas de jazidas próximas (Brina, 1979).

Sob o sublastro encontra-se o subleito, camada responsável por fornecer estabilidade ao pavimento ferroviário. Além disso, é diretamente responsável por contribuir com a elasticidade e resiliência das ferrovias, fatores condicionantes no desempenho do lastro (Selig e Waters, 1994).

O lastro é composto por agregados compactados de rocha natural, como granito, gnaisse e basalto. Por ser a primeira camada da subestrutura, os agregados devem possuir alta resistência aos esforços de compressão, distribuindo uniformemente as cargas aplicadas pela superestrutura para as camadas subsequentes.

Segundo Fortunato (2005), o lastro desempenha diversas funções, destacando-se: i) Resistir aos esforços atuantes; ii) Apoiar os dormentes da superestrutura; iii) Reduzir as vibrações na via; iv) Impedir o acúmulo de água; v) Reduzir as tensões sobre as camadas posteriores e vi) Inibir o crescimento de vegetação.

O lastro é constituído por partículas cúbicas, alongadas, lamelares e alongadas-lamelares. Esta classificação é determinada a partir das relações entre comprimento, largura e espessura do grão (Figura 2.6), medidas com paquímetro.

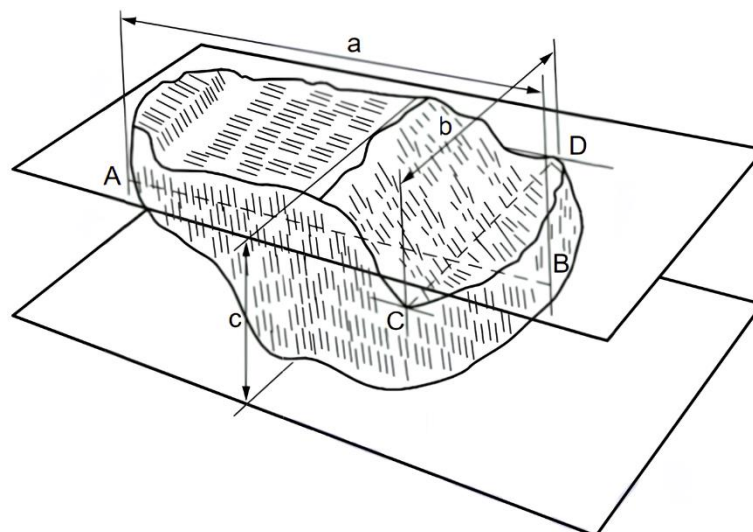


Figura 2.6 - Dimensões do material granular (NBR 5564, 2021).

O cascalho e a pedra britada são os materiais mais utilizados na composição do lastro. Entre as rochas populares no Brasil, destacam-se: granito, quartzito, basalto e gnaiss. A escória de aciaria, subproduto da fabricação do aço em usinas siderúrgicas, já utilizada em rodovias, também pode ser aplicada no lastro, dependendo da disponibilidade local e dos requisitos de projeto. Ensaios de longa duração, conduzidos por Delgado *et al.* (2019), demonstraram menor fraturamento em partículas de escória de aciaria em comparação a agregados de granito.

As propriedades da camada de lastro dependem de características físicas e mecânicas. A Tabela 2.1 exibe as especificações conforme a NBR 5564 (ABNT, 2021) e o Manual de Engenharia Ferroviária (AREMA, 2015).

Tabela 2.1 - Limites de aceitabilidade do lastro.

Característica	NBR 5564 (2021)	AREMA (2015)
Partículas não cúbicas (máx), %	15	10
Massa específica aparente (mín), kg/m ³	2500	2600
Porosidade Aparente (máx), %	2,0	-
Absorção de água (máx), %	1,0	2,0
Resistência à intempérie (máx), %	10	5,0
Limite de massa unitária solta (mín), kg/m ³	1250	-
Material pulverulento (máx), %	1,0	
Torrões de argila (máx), %	0,5	
Resistência à abrasão (Los Angeles) (máx), %	30	
Resistência ao choque (Treton) (máx), %	25	-
Teor de fragmentos macios e friáveis (máx), %	5,0	-

2.1.3 Cargas ferroviárias

Ao longo da vida útil, o pavimento ferroviário é submetido a um complexo conjunto de carregamentos. Os esforços atuantes na subestrutura são divididos em verticais, longitudinais e transversais (Figura 2.7).

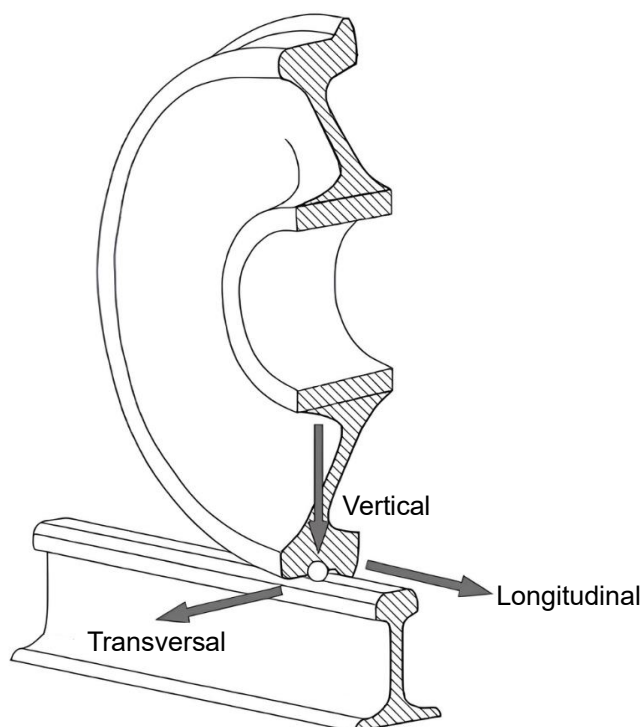


Figura 2.7 - Esforços atuantes na ferrovia (Adaptado de Zerbst *et al.*, 2009).

As forças verticais são classificadas em dois grupos: ascendentes e descendentes. O esforço descendente tem um componente estático, associado ao peso dos trens e da superestrutura, e um componente dinâmico, relacionado a fatores como velocidade, características dos veículos e condições operacionais e/ou ambientais. Este componente é o principal responsável pelo desgaste da subestrutura, especialmente em vias de alta velocidade (Selig e Waters, 1994).

Cargas horizontais, sejam longitudinais ou transversais, são complexas e difíceis de serem determinadas. Esforços longitudinais estão ligados aos efeitos de contração ou expansão térmica dos trilhos e à aceleração ou frenagem dos trens. Em contrapartida, os carregamentos transversais são gerados pelo contato entre a roda e o trilho (Fortunato, 2005).

Nas curvas, a força centrífuga causa desgaste nos rodeiros e trilhos externos, criando uma tendência de tombamento que sobrecarrega os acessórios de fixação e reduz a vida útil dos dormentes. Pode-se minimizar tais problemas elevando os trilhos externos nestas seções (Esveld, 2001).

As irregularidades na superfície dos trilhos e rodeiros podem causar uma sobrecarga de tensões na subestrutura (Figura 2.8), contribuindo para o aumento do desgaste do lastro e reduzir a vida útil do pavimento a longo prazo.

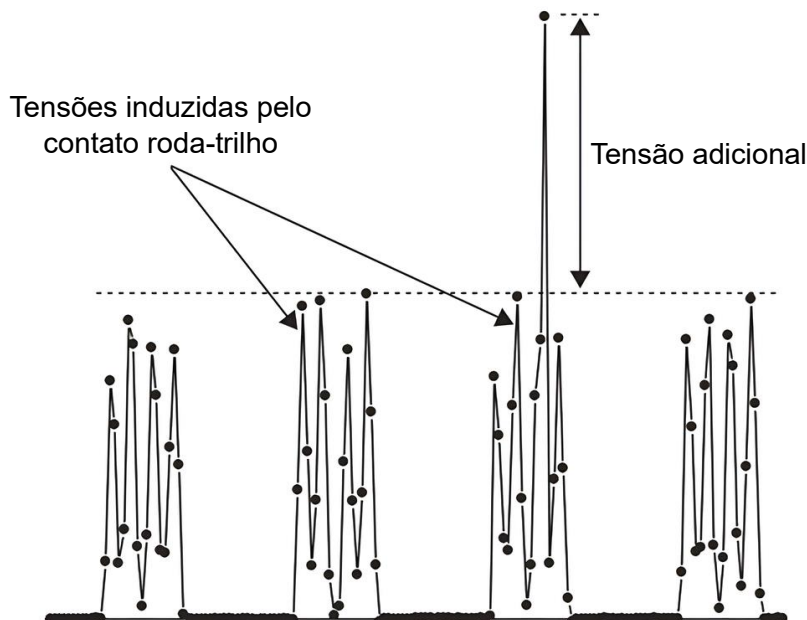


Figura 2.8 - Tensões verticais cíclicas em trens de carga (Adaptado de Indraratna *et al.*, 2010a).

Esveld (2001) comenta que as cargas verticais cíclicas atuantes na interface dormente-lastro devem ser superiores a 500 kPa. Estudos de campo e laboratório, conduzidos por Indraratna *et al.* (2010a), reportaram valores até 415 kPa, considerando um trem de 25 toneladas por eixo a uma velocidade de 60 km/h.

2.1.4 Comportamento geomecânico do lastro

Essencialmente, os materiais granulares são influenciados por características dos agregados e do carregamento, que atuam conjuntamente ao longo da vida útil do pavimento ferroviário.

2.1.4.1 Fatores associados às partículas

Os fatores associados às partículas podem ser micro ou macromecânicos. Enquanto a micromecânica analisa as propriedades dos agregados isoladamente, como morfologia e resistência, a macromecânica destaca os aspectos do conjunto, tais como, distribuição granulométrica, compactidade e grau de saturação.

A morfologia dos agregados é definida a partir de três propriedades: i) esfericidade, que representa a proximidade entre as dimensões; ii) angularidade, que expressa as mudanças de direção e iii) rugosidade, que caracteriza a irregularidade superficial (Figura 2.9).

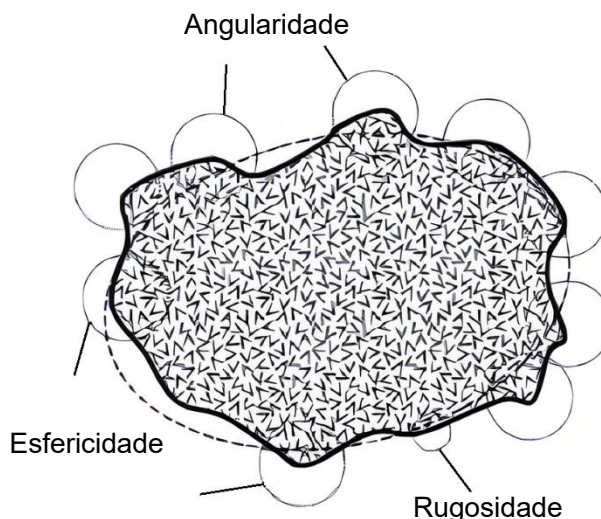


Figura 2.9 - Morfologia de materiais granulares (Adaptado de Mitchell e Soga, 2005).

Partículas mais angulares apresentam um ótimo imbricamento, contribuindo para aumentar a resistência ao cisalhamento. Contudo, estes grãos são mais suscetíveis ao desgaste e fraturamento devido às irregularidades e pontos de contato.

Devido ao desgaste durante os carregamentos cíclicos, a diminuição da rugosidade causa redução no ângulo de atrito e na resistência ao cisalhamento dos agregados, influenciando a estabilidade do lastro a longo prazo (Raymond, 1985).

A distribuição granulométrica afeta o grau de fraturamento das partículas (Tabela 2.2). Boas graduações proporcionam melhor confinamento e imbricamento, porém reduzem a capacidade de drenagem da via (Shi *et al.*, 2023).

Tabela 2.2 - Influência da granulometria no desgaste do lastro (Adaptado de Indraratna *et al.*, 2006).

Amostra	C_u	Desgaste (%)
Muito uniforme	1,39	4,28
Uniforme	1,72	2,31
Bem graduada	2,03	1,35

Comparados a agregados de baixa densidade, materiais densos são mais resistentes ao cisalhamento. Indraratna, Ionescu e Christie (1998) comentam que as condições críticas do lastro ocorrem logo após a instalação ou durante os períodos de manutenção, quando o grau de confinamento é mais baixo. Lastros de baixa compacidade geram altos níveis de plastificação devido às elevadas deformações iniciais (Selig e Waters, 1994).

A presença de água ao longo do pavimento reduz a permeabilidade e interfere no imbricamento das partículas. Para não comprometer o desempenho, as normas prescrevem o uso de rochas com baixa porosidade e absorção de água.

2.1.4.2 Fatores associados ao carregamento

Características como número de ciclos, frequência, tensão de confinamento, estado de tensões e história de tensões também influenciam na deformabilidade do material.

Os estudos de Marsal (1967) foram pioneiros na avaliação do efeito da tensão de confinamento na deformabilidade de materiais granulares, demonstrando que a variação da tensão de cisalhamento com a tensão normal atuante é não linear. Indraratna, Ionescu e Christie (1998) realizaram ensaios em partículas de basalto, observando a influência do confinamento no ângulo de atrito (Figura 2.10).

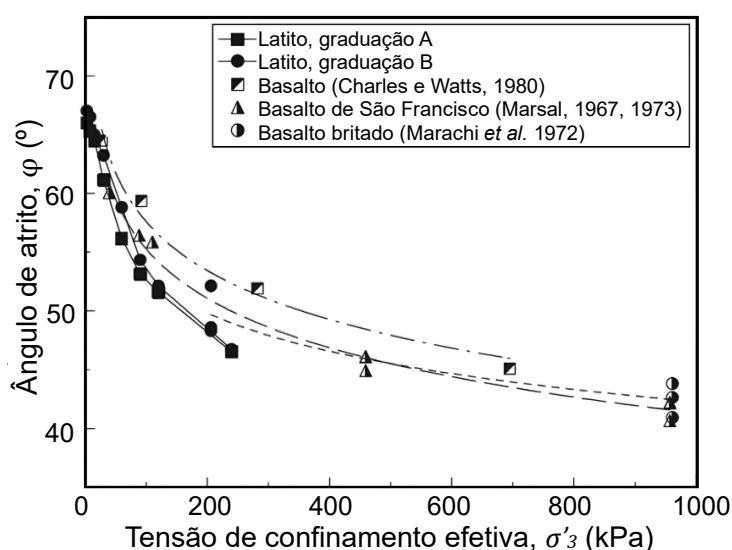


Figura 2.10 - Influência de tensão de confinamento no ângulo de atrito em agregados de latito e basalto (Adaptado de Indraratna; Ionescu; Christie, 1998).

Nos primeiros ciclos, as partículas do lastro sofrem com quebras e desgaste, como consequência dos efeitos de dilatância e facilidade de deslocamento. À medida que o nível de confinamento cresce, as áreas de contato aumentam e as concentrações de tensões diminuem, tornando o material mais estável (Indraratna; Lackenby; Christie, 2005). Ionescu, Indraratna e Christie (1998) e Dahlberg (2001) também observaram que o comportamento de materiais granulares quando submetidos a carregamentos cíclicos é inicialmente não linear. Os primeiros ciclos são caracterizados por um assentamento progressivo, devido ao tráfego e ao processo de compactação em vias recém-construídas.

A frequência de carregamento pode acelerar ou retardar a degradação do lastro, devido à ampla diversidade de velocidades que a ferrovia apresenta durante a operação. Sun, Indraratna e Nimbalkar (2014) afirmam que a frequência influencia diretamente nas deformações axiais e volumétricas.

Quando submetidos a carregamentos cíclicos, os materiais granulares apresentam um comportamento elastoplástico (Figura 2.11), com deformações recuperáveis (elásticas) e não recuperáveis (plásticas) a cada pulso de carga.

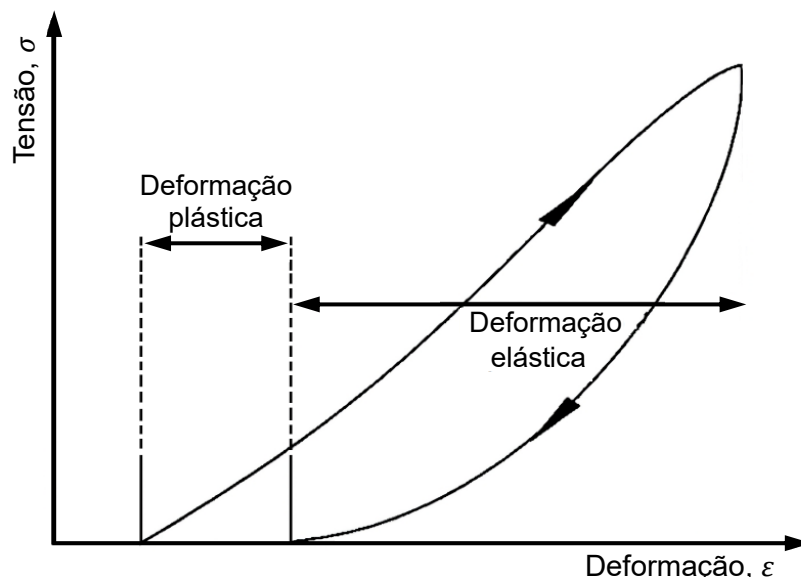


Figura 2.11 - Deformabilidade do lastro sob carregamento cíclico (Adaptado de Lekarp; Isacsson; Dawson, 2000).

Diyaljee (1987) realizou uma série de ensaios cíclicos para avaliar como a história e o estado de tensões afetam o comportamento do lastro. Quando o material é submetido a uma razão de tensões inferior àquela já tenha sido carregado, os incrementos de plastificação se estabilizam. No entanto, caso a razão de tensões seja superior, os incrementos continuam até atingir uma nova estabilização ou ruptura.

Selig e Waters (1994) também observaram a influência do estado de tensões na deformabilidade do lastro. Inicialmente, os carregamentos causam elevadas deformações permanentes, porém, à medida que o material enrijece, as deformações se estabilizam com o aumento do número de ciclos (Figura 2.12).

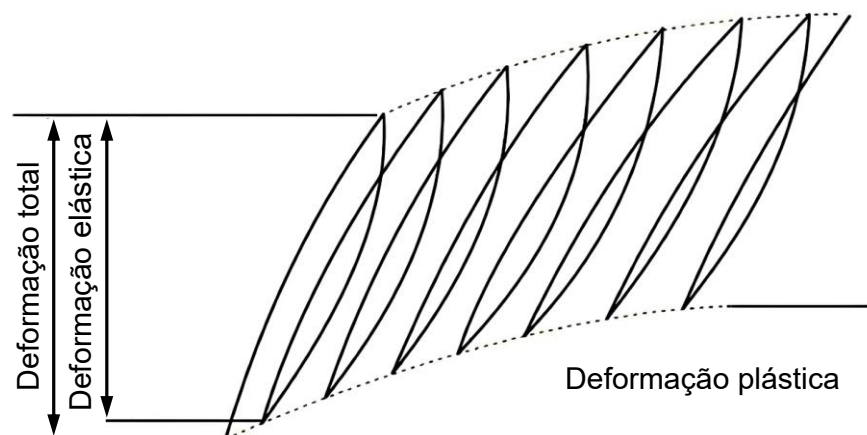


Figura 2.12 - Estabilização das deformações permanentes (Adaptado de Huang, 2003).

Após a estabilização das deformações permanentes, os grãos ainda podem apresentar incrementos de plastificação. Este comportamento está associado ao efeito de fadiga do material e ocorre quando os agregados são submetidos a um elevado número de ciclos (Delgado *et al.*, 2019).

2.1.5 Considerações finais

Fatores que influenciam o comportamento tensão vs. deformação do pavimento ferroviário tem sido amplamente estudados nos últimos anos. Porém, avaliar essas características, em conjunto com a simulação dos carregamentos aplicados na via, é uma tarefa complexa que exige conceitos avançados da mecânica dos solos.

As análises de distribuições de tensões na via permanente envolvem o uso de um coeficiente dinâmico, que majora as cargas estáticas de acordo com o movimento dos veículos. No entanto, não há um consenso sobre o valor exato deste fator.

O efeito de fadiga em materiais granulares reforça a necessidade da realização de ensaios de longa duração, com carregamentos superiores a um milhão de ciclos, para avaliar o comportamento geomecânico dos agregados a longo prazo.

2.2 Geossintéticos

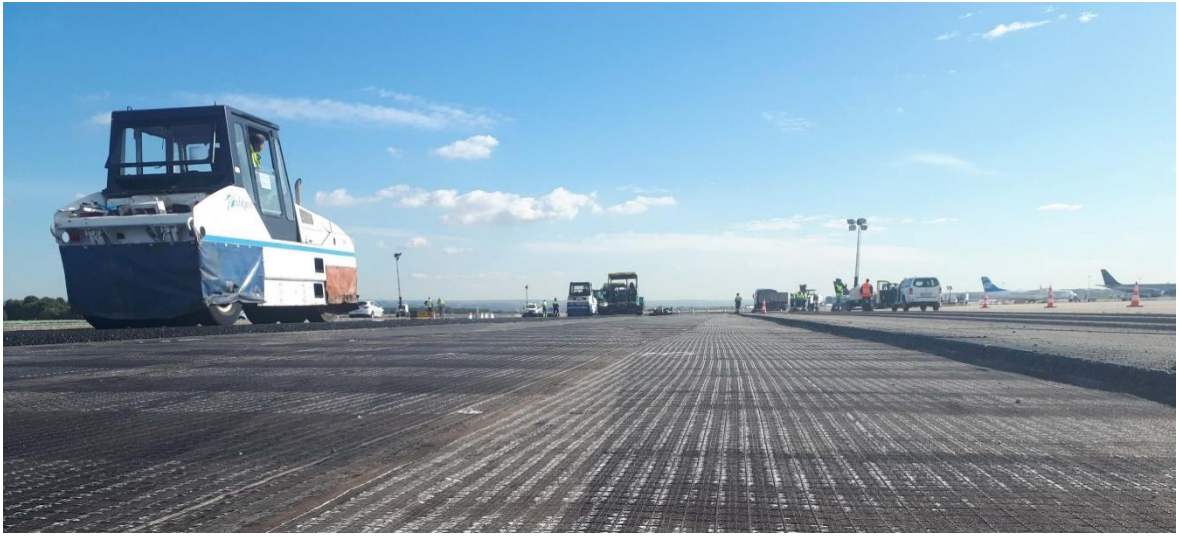
2.2.1 Considerações iniciais

A Sociedade Internacional dos Geossintéticos (*International Geosynthetic Society* - IGS) define os geossintéticos como materiais produzidos a partir de polímeros, sintéticos ou naturais, com diversas funções conforme Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Funções típicas de geossintéticos (Adaptado de Palmeira, 2018).

Geossintético	Reforço	Separação	Drenagem	Filtração	Barreira	Controle de erosão
Geotêxtil	✓	✓	✓	✓		✓
Geogrelha	✓	✓				
Georede			✓			
Geomanta					✓	✓
Geocélula	✓					✓
Geomembrana		✓			✓	
Geotira	✓					
Geotubo			✓			
Geocomposto	✓	✓	✓	✓	✓	
Geoespaçador	✓		✓			

A Figura 2.13 apresenta exemplos de aplicações com geossintéticos.



a) Reforço asfáltico



b) Reforço de base



c) Reforço de lastro

Figura 2.13 - Aplicações com geossintéticos (Huesker, 2024).

Além das funções já citadas e discutidas na bibliografia, Zornberg (2017) comenta que os geossintéticos também podem ser empregados na função de enrijecimento, onde o material desenvolve forças de tração destinadas ao controle de deformações do maciço.

Dentre as vantagens para a utilização de geossintéticos em obras geotécnicas e de proteção ambiental, destacam-se: i) soluções competitivas a longo prazo; ii) a facilidade de transporte para regiões com escassez de recursos naturais; iii) o constante aprimoramento da qualidade e iv) a realização de obras com maior sustentabilidade (Palmeira; Gardoni; Araújo, 2021).

2.2.2 Funções e aplicações em ferrovias

Geogrelhas, geotêxteis e geomembranas são os principais tipos de geossintéticos empregados em ferrovias, sendo utilizados especialmente para as funções de separação ou reforço.

Geotêxteis podem atuar como elemento de separação entre camadas ou sistema filtrante. No primeiro caso, o geossintético restringe o contato entre os grãos e preserva a granulometria original. No segundo, o material previne o bombeamento ascendente de finos do subleito, impedindo a contaminação das camadas superiores (Koerner, 2000).

O uso de geossintéticos em obras de reforço busca reduzir as deformações e aumentar a resistência do maciço em estruturas geotécnicas, explorando a alta resistência à tração destes elementos (Shukla; Sivakugan; Das, 2009). Geotêxteis e geogrelhas são empregados como elemento de reforço na subestrutura visando proporcionar os seguintes benefícios: redução dos deslocamentos associados ao movimento de fluxo lateral das partículas, diminuição das deformações permanentes, aumento na vida útil do sistema e redução dos custos de manutenção (Fernandes; Palmeira; Gomes, 2008).

No pavimento ferroviário, o uso de geogrelhas como elemento de reforço promove a restrição da movimentação das partículas, aumentando o nível de confinamento do sistema (Desbrousses; Meguid; Bhat, 2023). Conhecido como intertravamento ou *interlocking*, o mecanismo, ilustrado na Figura 2.14, inibe o fluxo lateral dos agregados. Assim, é possível tornar as camadas granulares mais rígidas e reduzir o grau de fraturamento dos grãos (Indraratna; Hussaini; Vinod, 2013; Palmeira; Gardoni; Araújo, 2021).



Figura 2.14 - Mecanismo de intertravamento das geogrelhas (Tensar, 2024).

Uma aplicação que tem sido aplicada em ferrovias é o uso de paredes de solo reforçado e compactado com geogrelhas em gabiões caixa. Outras propostas de reforço incluem o uso de sacos com geossintéticos empilhados ao longo da via permanente (Kachi *et al.*, 2013).

As funções de separação e reforço podem ser aplicadas conjuntamente utilizando geocompostos, elementos formados por associações entre geogrelhas e geotêxteis.

2.2.3 Composição e propriedades para aplicações de reforço

Os geossintéticos são constituídos por polímeros e aditivos de proteção contra agentes degradantes. Os polímeros são macromoléculas resultantes da combinação de monômeros, moléculas de baixo peso molecular (Koerner, 2012), podendo ser de origem sintética, com o uso de derivados do petróleo, ou natural, com a utilização de fibras como juta, sisal e coco. Exemplos de polímeros incluem a poliamida (PA), o polipropileno (PP), o polietileno (PE) e o polietileno tereftalato (PET), este último pertencente ao grupo dos poliésteres.

O polietileno, aplicado em geomembranas, geocélulas, geogrelhas, geotubos, georredes e geocompostos, é produzido a partir da polimerização de compostos com ligações insaturadas entre átomos de carbono. O polipropileno, utilizado na fabricação de geotêxteis, geogrelhas e geocompostos, é um polímero de alta rigidez, com boas propriedades de tração, obtido a partir da polimerização do monômero propeno. O poliéster, utilizado em geotêxteis e geogrelhas, resulta-se da condensação do ácido tereftálico e etilenoglicol (Palmeira, 2018).

Os geossintéticos apresentam propriedades físicas, mecânicas, hidráulicas e de desempenho. Por serem materiais que sofrem influência significativa de fatores externos, os ensaios laboratoriais devem ser realizados em ambientes de temperatura e umidade relativa controladas. O conhecimento das propriedades mecânicas e de durabilidade (Tabela 2.4) é essencial para a utilização destes produtos como elementos de reforço.

Tabela 2.4 - Ensaio de caracterização mecânica e de desempenho dos geossintéticos.

Ensaio	Norma
Resistência a tração em faixa larga	NBR ISO 10319 (ABNT, 2013)
Resistência a tração em faixa restrita	ASTM D4632 (2023)
Resistência ao puncionamento estático	NBR ISO 12236 (ABNT, 2013)
Resistência ao puncionamento dinâmico	NBR ISO 13433 (ABNT, 2013)
Fluência sob tração	NBR ISO 13431 (ABNT, 2022)
Fluência sob compressão	NBR ISO 25619 (ABNT, 2013)
Exposição à radiação ultravioleta	ASTM G154 (2023)
Degradação química	ASTM D6389 (2023)
Resistência à abrasão	ASTM D4886 (2023)
Resistência aos danos de instalação	ASTM D5818 (2022)

Nos ensaios de tração, são obtidos alguns parâmetros característicos, como resistência, deformação e módulo de rigidez secante a uma deformação correspondente (Figura 2.15). O corpo de prova é preso ao equipamento com o auxílio de garras. Este ensaio é importante para avaliar a confiabilidade dos geossintéticos em carregamentos de longo prazo.

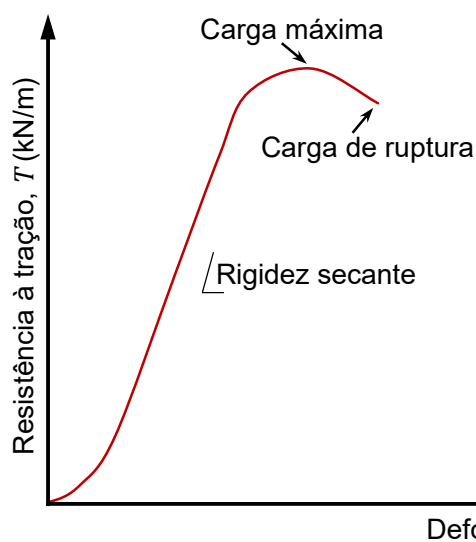


Figura 2.15 - Curva característica do ensaio de tração em geossintéticos.

Eventualmente, os geossintéticos ficam expostos a danos causados por quedas de objetos, tráfego de veículos e contato com partículas de solo, que podem provocar perfurações ou rasgos no material. Para medir esta resistência em laboratórios, realiza-se o ensaio de punção, no qual a amostra é fixada nas extremidades de uma base rígida. Este ensaio pode ser estático (haste cilíndrica) ou dinâmico (cone padronizado) (Figura 2.16).

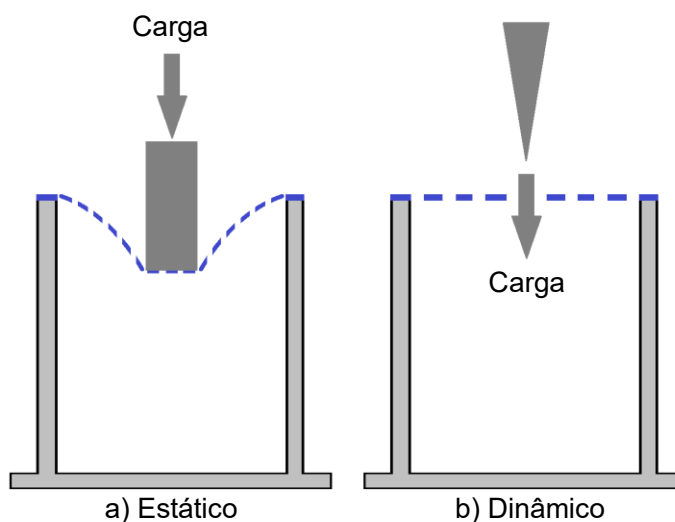


Figura 2.16 - Métodos para ensaio de punção.

O punção estático aplica uma força vertical crescente por meio de um pistão CBR (*California Bearing Ratio*) até perfurar a amostra. Em contrapartida, o punção dinâmico representa o lançamento dos agregados sobre o geossintético, sendo executado com um cone de 500 g em queda livre de uma altura de 50 cm (Palmeira, 2018). A curva típica dos ensaios de punção está ilustrada na Figura 2.17.

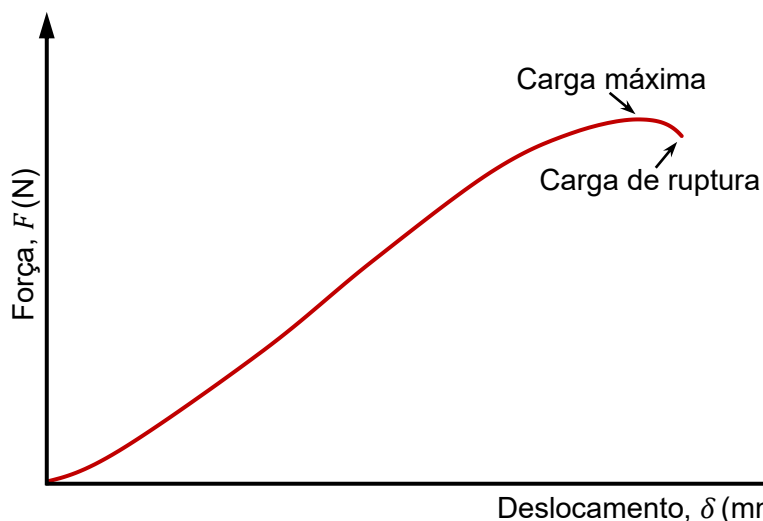


Figura 2.17 - Curva característica do ensaio de punção em geossintéticos.

2.2.4 Efeito escala em geogrelhas

Estudos de modelagem física em escala reduzida com geogrelhas exigem que a similaridade geométrica (comprimento, largura, espessura e área) e dinâmica (força, resistência e rigidez) atuem conjuntamente, a partir de relações entre o protótipo (elemento real) e o modelo (elemento reduzido).

Os parâmetros da Tabela 2.5 são utilizados para validar a geogrelha modelo em modelagens 1g ou Ng. Procedimentos executados sem o ajuste do fator de escala superestimam o efeito do reforço.

Tabela 2.5 - Efeito escala para modelos 1g e Ng (Adaptado de Viswanadham; König, 2004).

Parâmetros	Fatores de escala	
	1g	Ng
Deformação	1	1
Abertura da malha, largura do filamento e espessura (m)	$1/\lambda$	$1/\lambda$
Deslocamento (mm)	$1/\lambda$	$1/\lambda$
Área da seção transversal da abertura (m ²)	$1/\lambda$	$1/\lambda^2$
Comprimento da seção transversal da abertura (m)	$1/\lambda$	$1/\lambda$
Resistência à tração (kN/m)	$1/\lambda^2$	$1/\lambda$
Módulo de rigidez secante (kN/m)	$1/\lambda^2$	$1/\lambda$
Força de arrancamento (kN)	$1/\lambda^3$	$1/\lambda^2$
Força de ligação (kN/m ²)	$1/\lambda$	1
Ângulo de atrito solo-geossintético	1	1

Brown, Kwan e Thom (2007) explicam que a abertura da malha, a largura dos filamentos e o módulo de rigidez são os parâmetros mais influentes no assentamento do lastro. As relações de tensão vs. deformação entre as geogrelhas protótipo e modelo apresentam um comportamento semelhante (Figura 2.18).

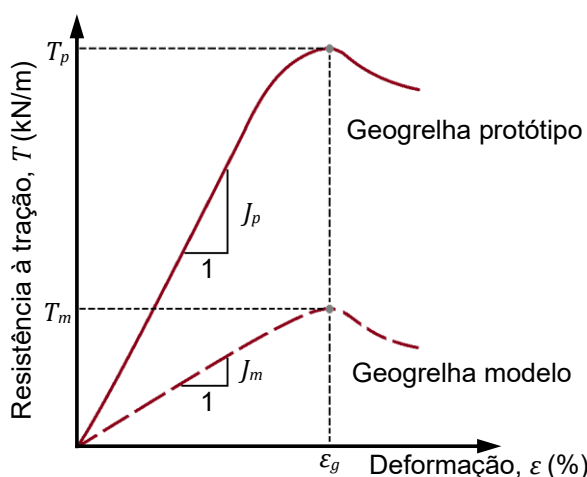


Figura 2.18 - Comportamento idealizado em geogrelhas (Adaptado de Viswanadham; König, 2004).

2.2.5 Considerações finais

Devido à elevada resistência e flexibilidade, as geogrelhas são muito aplicadas como elementos de reforço, especialmente em rodovias e ferrovias. No entanto, os benefícios desses geossintéticos só podem ser alcançados plenamente mediante a mobilização máxima dos filamentos longitudinais e/ou transversais.

A modelagem física reduzida tem se destacado como uma solução eficiente para investigações geotécnicas em laboratório. Contudo, mesmo com a validação do fator escala, existem questionamentos em relação a representatividade destes resultados quando comparados à escala real.

2.3 Patologias em lastros

2.3.1 Considerações iniciais

O pavimento ferroviário está sujeito a uma série de patologias que exigem serviços de manutenção preventiva e corretiva, considerando a condição operacional e as especificações previamente estabelecidas em projeto.

A paralisação das ferrovias durante os processos de intervenção gera consequências negativas na economia. Um estudo realizado por Sgavioli *et al.* (2015) na EFVM (Estrada de Ferro Vitória a Minas) demonstrou que o custo de paralisação dos trens representa de 70% a 90% do custo total dos processos de manutenção.

O desgaste e a contaminação do lastro podem ocorrer por vários mecanismos: produção de finos por fraturamento entre as partículas, bombeamento de finos do subleito e infiltração pela superfície (Figura 2.19).

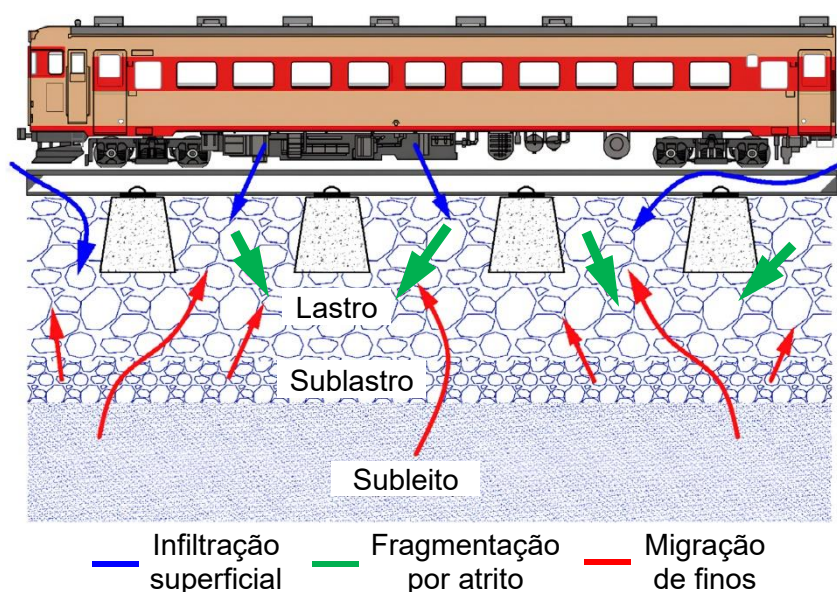


Figura 2.19 - Mecanismos de degradação do lastro (Adaptado de Bassey *et al.*, 2020).

2.3.2 Fragmentação por atrito

Durante a vida útil, as partículas da camada de lastro, inicialmente bem confinadas e compactadas, sofrem um desgaste gradativo que afeta o comportamento geomecânico a longo prazo. A desagregação provoca o surgimento de finos que passam a preencher os vazios em um processo conhecido como colmatação ou contaminação do lastro.

Nesta condição, os grãos perdem a capacidade de drenagem devido à diminuição da permeabilidade, afetando a resistência ao cisalhamento e estabilidade da via permanente (Indraratna *et al.*, 2014; Koohmishi; Palassi, 2018). Quando o lastro perde a capacidade funcional, é classificado como *fouled* (Figura 2.20) e exige intervenção imediata. Na superfície, pode-se observar esta tendência quando a via apresenta acúmulo de água e lama.

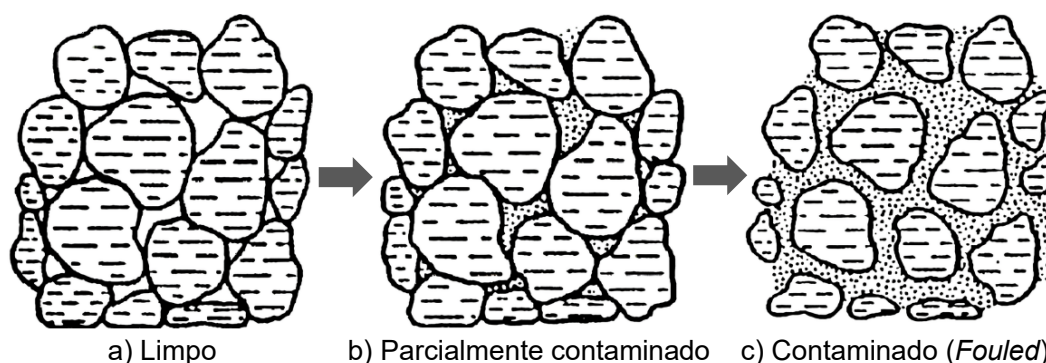


Figura 2.20 - Fases de contaminação do lastro (Adaptado de Huang; Tutumluer; Dombrow, 2009).

Análises realizadas por Selig e Waters (1994) demonstraram que 76% da fonte de contaminação do lastro está associada à produção de finos pelo desgaste dos grãos. Para avaliar o grau de contaminação, os autores propuseram o índice *FI* (*Fouling Index*), obtido a partir da soma das porcentagens de material passante pelas peneiras #4 (4,75 mm) e #200 (0,075 mm).

Posteriormente, Feldman e Nissen (2002) e Indraratna, Su e Rujikiatkamjorn (2011) apresentaram, respectivamente, os índices *PVC* (*Percentage Void Contamination*) e R_{bf} (*Relative Ballast Fouling Ratio*). O *PVC* é determinado pela relação entre o volume total de material contaminado e o volume de vazios não contaminado. Enquanto o R_{bf} utiliza a massa seca das partículas passantes e não passantes na peneira 3/8" (9,5 mm) e a densidade relativa do lastro e do material degradado. A Tabela 2.6 apresenta o critério de classificação adotado para cada índice.

Tabela 2.6 - Limites percentuais dos índices de contaminação.

Categoria	FI	PVC	R_{bf}
Limpo	<1	0 a 20	<2
Moderadamente limpo	1 a 9	-	2 a 9
Moderadamente contaminado	10 a 19	20 a 29	10 a 19
Contaminado	20 a 39	>30	20 a 49
Altamente contaminado	≥40	-	≥50

Além do percentual contaminante, o grau de fraturamento é outro parâmetro importante para avaliar a degradação de materiais granulares. Um índice bastante utilizado em amostras com escala reduzida é o B_g (Grain Breakage), proposto por Marsal (1967), que calcula as diferenças positivas entre as porcentagens retidas nas peneiras antes (W_{ki}) e depois do ensaio (W_{kf}) de acordo com a Equação 2.1.

$$B_g = \sum W_k (W_{ki} - W_{kf}) \quad (2.1)$$

Posteriormente, Indraratna, Lackenby e Christie (2005) propuseram o *BBI* (*Ballast Breakage Index*) (Figura 2.21).

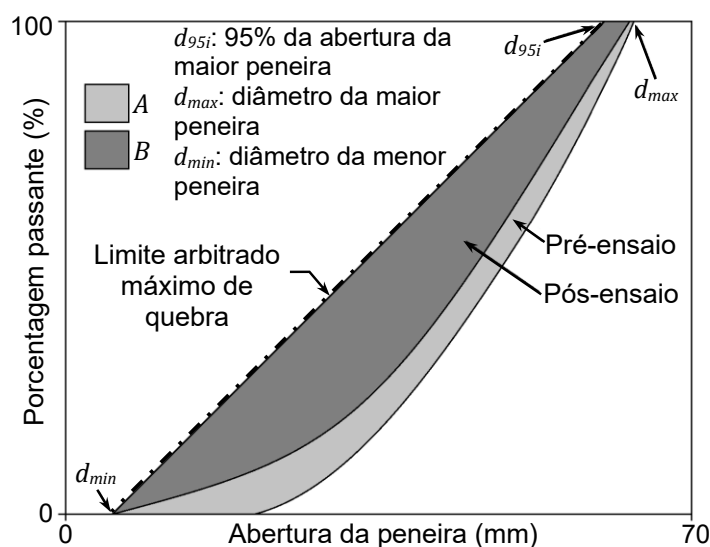


Figura 2.21 - Índice de desgaste do lastro (Adaptado de Indraratna; Lackenby; Christie, 2005).

Este índice é determinado ao dividir a área inicial (A) pelo somatório da área máxima teórica (composta por A e B). Hussaini (2013) definiu uma correlação entre os dois índices conforme Equação 2.2.

$$B_g = 0,25BBI + 0,32 \quad (2.2)$$

2.3.3 Técnicas de manutenção

Periodicamente, a via passa por intervenções para restaurar o desempenho funcional da subestrutura e manter a estabilidade a curto prazo. A socaria, o desguarnecimento e o *stoneblowing* são os métodos de manutenção ferroviária mais convencionais.

A socaria (*tamping*) é um processo de densificação do lastro para corrigir falhas geométricas de nivelamento e alinhamento, sendo realizado de forma manual ou mecânica. Atualmente, utiliza-se frequentemente o método mecânico, que realiza a compactação por meio de uma máquina socadora. Esta densificação é efetuada por um mecanismo de pressão uniforme (aperto) que preenche a área vazia sob o dormente (Figura 2.22).

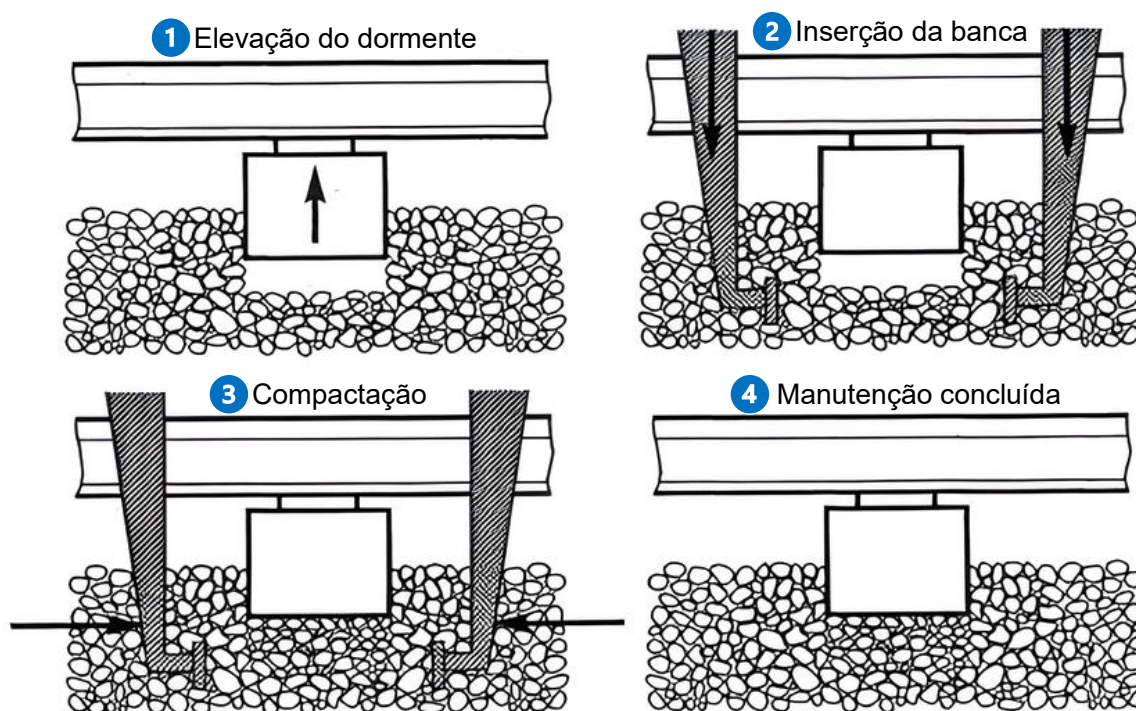


Figura 2.22 - Etapas da socaria (Adaptado de Selig e Waters, 1994).

Apesar da ampla utilização da socaria mundialmente, existem críticas acerca da confiabilidade e produtividade desta técnica. Guo, Markine e Jing (2021) comentam que a socaria é uma técnica de baixa eficiência, com rendimento na faixa de 600 a 2600 m/h, e não é indicada para vias de alta velocidade. Selig e Waters (1994) afirmam que esse método causa um efeito adverso de fraturamento dos grãos durante a compactação, acelerando o processo de contaminação do lastro. Aursudkij (2007) explica que a socaria realiza apenas o preenchimento dos vazios por um período limitado, gerando um fenômeno no lastro conhecido como efeito memória.

O *stoneblowing* (Figura 2.23) é uma técnica que injeta partículas, com diâmetros de até 20 mm, por ar comprimido sob o dormente. Estabelecido no Reino Unido, este método foi desenvolvido para prevenir o efeito memória observado na socaria, quando o lastro tende a retornar gradativamente à condição anterior antes da compactação (Esveld, 2001).

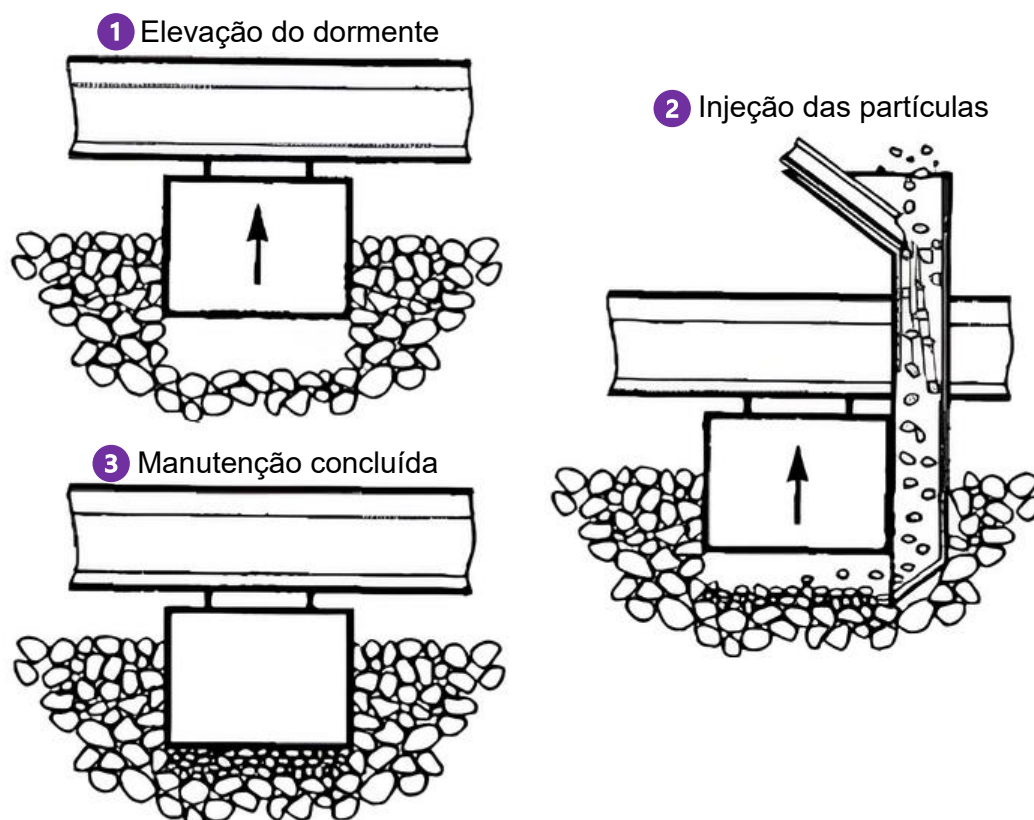


Figura 2.23 - Etapas do *stoneblowing* (Adaptado de Selig e Waters, 1994).

Entretanto, a produtividade deste método também é baixa, com rendimento médio de 440 m/h. Além disso, o *stoneblowing* não corrige irregularidades na via, sendo considerada uma técnica complementar à socaria (Guo; Markine; Jing, 2021).

O desguarnecimento (*Ballast cleaning*) é um método que possibilita a substituição total ou parcial do lastro, sendo executado principalmente com máquinas desguarnecedoras. Estas máquinas possuem correntes de escavação que coletam o lastro colmatado e transfere para uma série de peneiras vibratórias. Os agregados limpos são reintroduzidos na via, enquanto os rejeitos são transportados por correias até módulos de rejeitos.

A desguarnecedora (Figura 2.24) lança aproximadamente 1,5 toneladas de lastro degradado por metro. Os módulos de rejeito são compostos por vagões hopper, com capacidade para armazenar entre 65 e 100 toneladas (Esveld, 2001).



Figura 2.24 - Desguarnecedora de lastro (Plasser e Theurer, 2024).

2.3.4 Reforço do lastro com geogrelha

O reforço do lastro com a adição de geogrelhas visa aprimorar as propriedades de deformabilidade e resistência da subestrutura por meio do mecanismo de intertravamento, reduzindo o custo com intervenções a curto prazo. Trata-se de uma técnica alternativa aos procedimentos convencionais citados anteriormente.

A geogrelha é uma estrutura plana de alta flexibilidade composta por um conjunto de filamentos ligados paralelamente, com aberturas que permitem a passagem dos materiais granulares (Müller; Saathoff, 2015). Os polímeros mais utilizados na fabricação de geogrelhas são o poliéster, o polietileno e o polipropileno. Segundo Palmeira (2018), as geogrelhas são classificadas como:

- I. extrudadas: confeccionadas a partir do processo sucessivo de estiramento em uma direção (uniaxial) ou em múltiplas direções (biaxiais ou triaxiais);
- II. soldadas: os elementos longitudinais e transversais são soldados nas juntas, geralmente produzidas com feixes de filamentos recobertos por uma capa protetora;
- III. tecidas: formadas por uma tecelagem de elementos longitudinais e transversais.

As geogrelhas extrudadas (Figura 2.25) apresentam ótimo desempenho para obras de reforço. Comercialmente, são produzidas com espessura nominal entre 0,5 e 1,5 mm, junções variando de 2,5 a 5,0 mm e aberturas de 25 a 150 mm (Das, 2016).

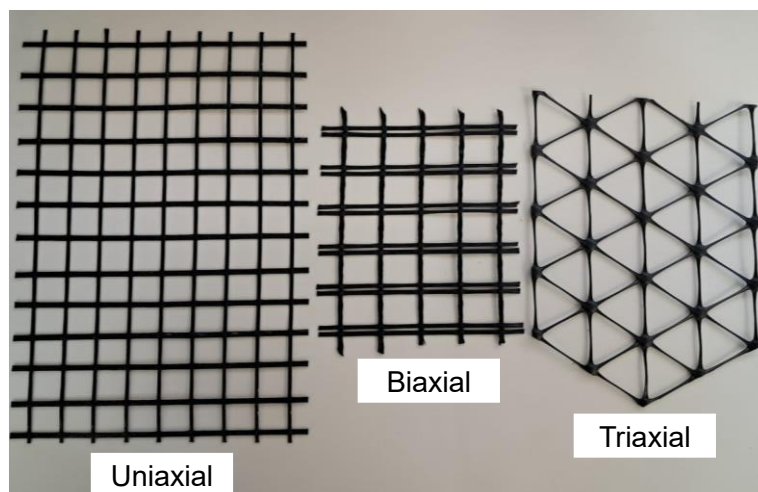


Figura 2.25 - Amostras de geogrelhas extrudadas.

A interação da geogrelha com as partículas está relacionada com a abertura da malha e o diâmetro médio dos grãos (a/d_{50}). Para McDowell *et al.* (2006), valores próximos a 1,4 asseguram a melhor mobilização de resistência no intertravamento. Indraratna, Hussaini e Vinod (2013) classificam a interface lastro-geogrelha em três critérios: a) zona de intertravamento fraca, com $a/d_{50} < 0,95$; b) zona de intertravamento ótima, com $0,95 < a/d_{50} < 1,2$ e c) zona de intertravamento reduzida, com $a/d_{50} > 1,2$.

Nos últimos anos, vários pesquisadores conduziram estudos sobre os benefícios promovidos pela adição de geogrelhas em ferrovias. Ensaio de longa duração, executados por Kwan (2006), demonstraram que o uso da geogrelha no lastro reduziu em mais de 2,0 mm o deslocamento (Figura 2.26).

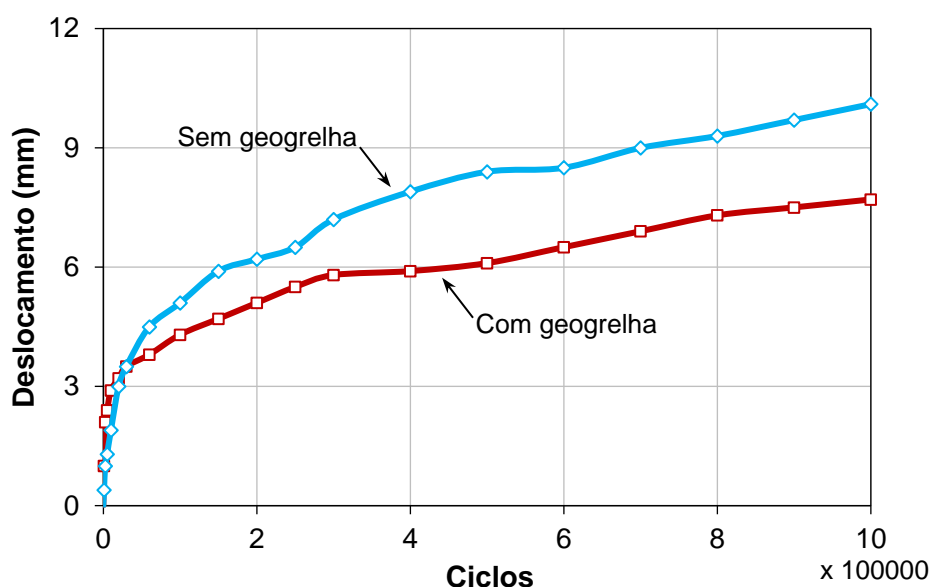


Figura 2.26 - Efeito do reforço com geogrelha a longo prazo (Adaptado de Kwan, 2006).

Liu *et al.* (2016) observaram que a geogrelha proporcionou um incremento de 30% na rigidez do lastro (Figura 2.27).

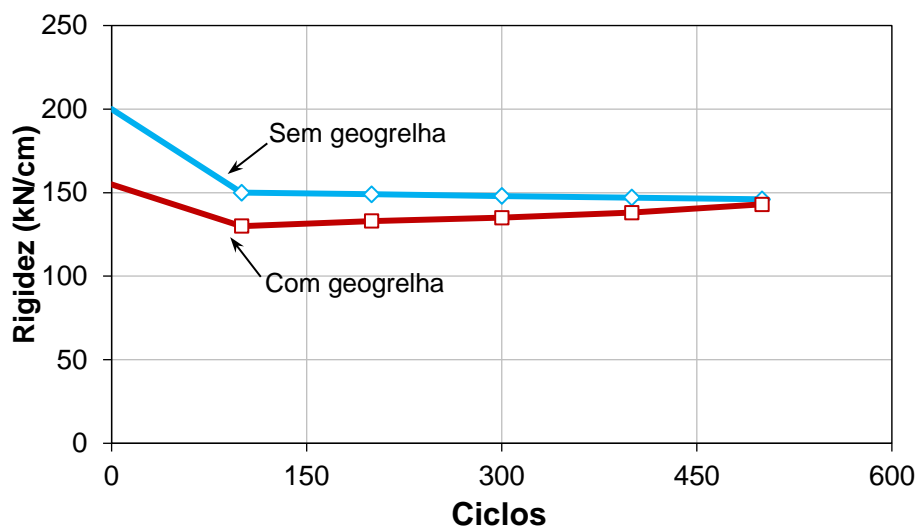


Figura 2.27 - Efeito da geogrelha na rigidez do lastro (Adaptado de Liu *et al.*, 2016).

Conceição, Maia e Cordeiro (2022) notaram uma redução de 65,7% na produção de finos em amostras de lastro sintético (Figura 2.28).

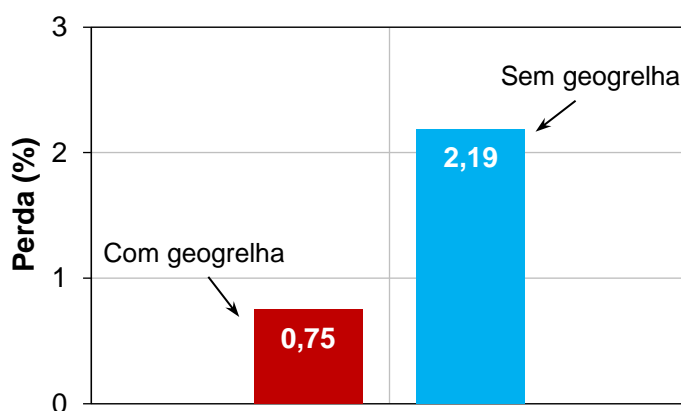


Figura 2.28 - Perda de massa no lastro sintético (Adaptado de Conceição; Maia; Cordeiro, 2022).

2.3.5 Considerações finais

Apesar da variedade de métodos empregados na recuperação do lastro, os benefícios promovidos por tais técnicas são restritos a curto prazo. Além disso, os procedimentos, mesmo executados corretamente, induzem desgaste e deformabilidade ao material granular durante os processos de manutenção. Por outro lado, o uso da geogrelha se apresenta como uma técnica mais eficiente, desde que seja instalada corretamente.

O intertravamento, proporcionado pelas geogrelhas, pode ser intensificado alterando a granulometria do lastro e o tamanho da abertura.

2.4 Estudo experimental do lastro

2.4.1 Considerações iniciais

A busca pela simulação do comportamento geomecânico de materiais granulares deve considerar as condições observadas em campo. Tendo em vista que a análise na via operacional é restrita, devido ao alto custo de paralisação dos trens, estudos em laboratório se apresentam como propostas mais acessíveis.

Modelos físicos e numéricos são utilizados para simular um estado de tensões em ensaios de laboratório. Contudo, a reprodução das solicitações dinâmicas de ferrovias é difícil de ser reproduzida, devido às diferentes intensidades de cargas que o pavimento é submetido ao longo da vida útil (Medina; Motta, 2015).

A deformabilidade e resistência dos agregados são influenciadas pelo nível de carregamento e características intrínsecas da rocha. Nesse sentido, a avaliação experimental do comportamento geomecânico do lastro é realizada com ensaios de caracterização física, mecânica e de durabilidade (Tabela 2.7).

Tabela 2.7 - Principais ensaios utilizados na avaliação do comportamento geomecânico do lastro.

Tipo	Ensaio	Referência
Físicos	Porosidade	Conceição, Maia e Cordeiro (2022)
	Absorção	
	Forma	
Mecânicos	Abrasão Los Angeles	Qian <i>et al.</i> (2014)
	Micro-Deval	Adomako <i>et al.</i> (2021)
	Compressão triaxial (cilíndrico)	Merheb <i>et al.</i> (2014)
	Compressão triaxial (prismático)	Vizcarra (2015)
	Compressão uniaxial	McDowell <i>et al.</i> (2004)
	Esmagamento	Delgado <i>et al.</i> (2019)
	Cisalhamento direto	Ngo e Indraratna (2024)
	<i>Railway test facility</i>	Aursudkij (2007)

2.4.2 Ensaio triaxial de cargas repetidas

Introduzido no Brasil pela COPPE/UFRJ em 1977, o ensaio triaxial de cargas repetidas (*Repeated Load Test* - RLT) marcou um avanço significativo na avaliação da deformabilidade de materiais granulares. Este ensaio aplica um par de tensões (confinante e desviadora) sobre a amostra, tendo sido utilizado por diversos autores (Indraratna; Ionescu; Christie, 1998; Merheb *et al.*, 2014 e Delgado *et al.*, 2019).

Nos primeiros experimentos, cada amostra era submetida a uma tensão de confinamento constante de 21 kPa e tensões desviadoras de 42, 63 e 82 kPa. Posteriormente, foram realizados ensaios de módulo resiliente com aplicação de vários pares de tensões para eliminar o efeito da história de tensões, tendo como referência o *Special Report 162*, publicado pelo *Transportation Research Board* (TRB, 1975). Nestes experimentos, as amostras passaram por um pré-condicionamento para eliminar as deformações permanentes iniciais. Esta metodologia estabilizou as deformações permanentes, tornando-se referência para pesquisas futuras (Medina; Motta, 2015).

A tensão confinante (σ_3) é aplicada ao corpo de prova por água ou ar comprimido com o uso de reguladores de pressão. O ensaio pode ser executado com confinamento constante ou variável. A tensão desviadora (σ_d) é aplicada à amostra por um sistema de carregamento pneumático. Todo o material é impermeabilizado com membranas de látex ou neoprene.

As deformações axiais são lidas por transdutores mecânicos eletromagnéticos de deslocamento (*Linear Variable Differential Transducers* - LVDTs), presos em suportes laterais ou no cabeçote. Os transdutores geram sinais elétricos, registrados no computador por um sistema de aquisição de dados. Para medir as deformações radiais, utilizam-se transdutores, sensores eletromecânicos (*strain gauges*) ou fotogrametria. A Figura 2.29 ilustra os principais componentes do equipamento.

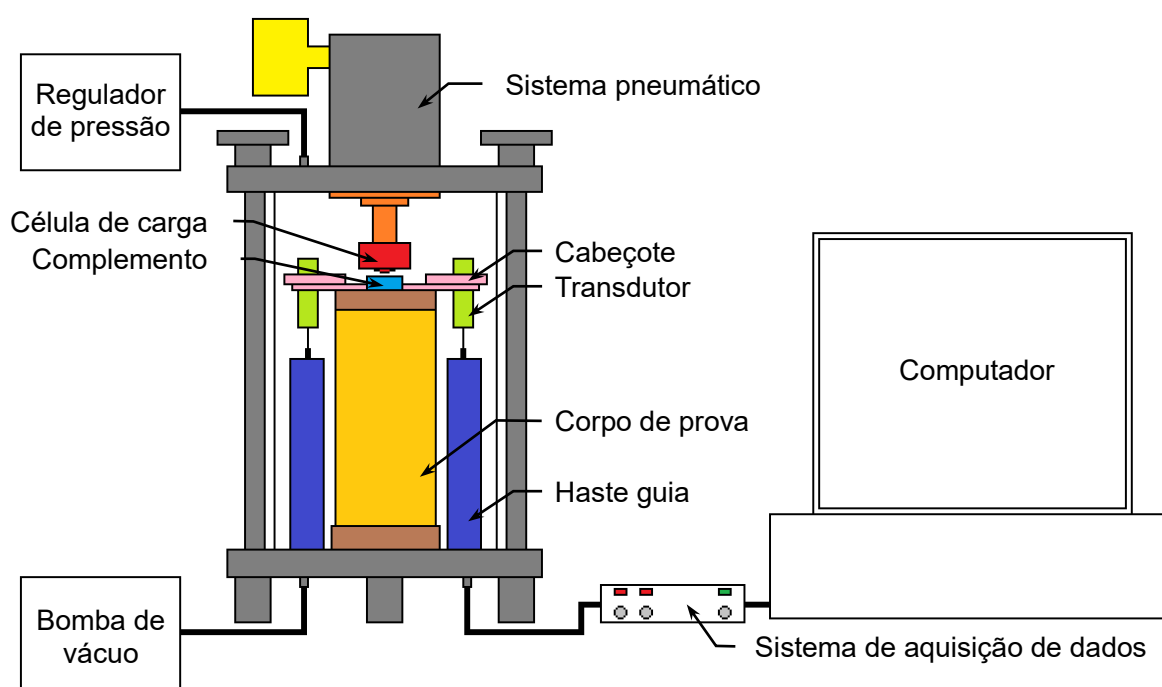


Figura 2.29 - Esquema do equipamento para ensaios de carga repetida instalado na UENF.

O RLT busca simular as condições de campo a partir da aplicação de pulsos de carga, que possuem um período de carregamento seguido por um período de repouso. Tanto a amplitude quanto o tempo de duração do pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade analisada. Em contrapartida, a frequência de carregamento e o nível de tensões estão relacionados com a quantidade de veículos, o número de eixos e o peso do material rodante (Medina; Motta, 2015).

Este ensaio tem como limitação o estado de tensões axissimétrico, condição em que as tensões principais intermediária e menor são iguais ($\sigma_2 = \sigma_3$). Portanto, não é possível simular o efeito de rotação das tensões principais (Figura 2.30).

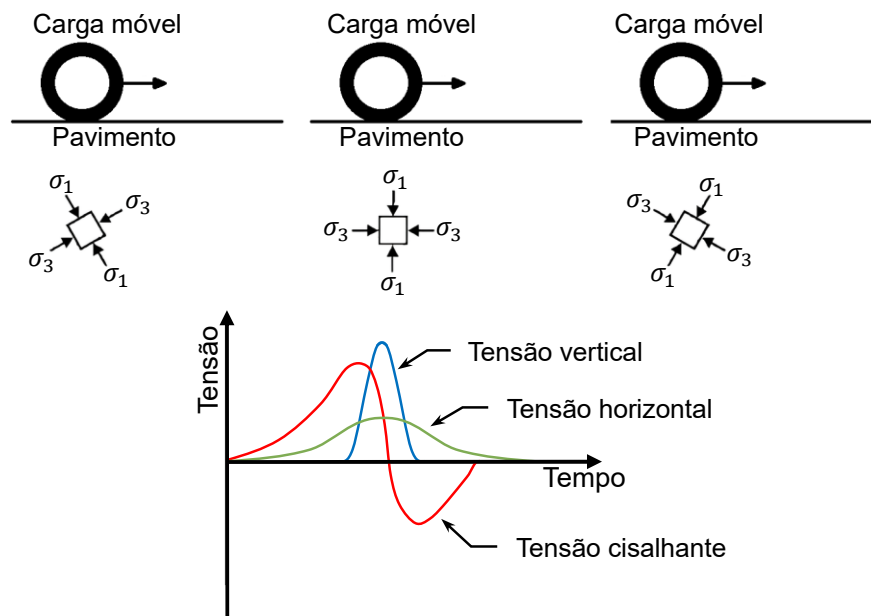


Figura 2.30 - Rotação das tensões principais (Adaptado de Lekarp; Isacsson; Dawson, 2000).

Desenvolvido na Austrália, o ensaio triaxial prismático (*Box test*), conduzido por Vizcarra (2015), Liu *et al.* (2016) e Sadeghi *et al.* (2023), é um ensaio alternativo ao RLT que permite aplicar um estado de tensões verdadeiramente triaxial, sendo composto por uma caixa de aço apoiada em pinos móveis de suporte lateral.

2.4.2.1 Módulo resiliente

O conceito de resiliência, adotado por Hveem (1955), define a capacidade dos grãos de armazenar energia e retornar à forma original quando as tensões cessam. O módulo de resiliência (*MR*) é definido pela Equação 2.3.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r} \quad (2.3)$$

onde:

σ_d é a tensão desviadora;

σ_1 é a tensão principal maior;

σ_3 é a tensão de confinamento;

ε_r é a deformação axial resiliente.

A deformação resiliente é determinada pela Equação 2.4.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_o} \quad (2.4)$$

onde:

Δh é o deslocamento vertical;

h_o é a altura inicial do corpo de prova.

Lekarp, Isacsson e Dawson (2000) relatam que, para cada estado de tensão, o módulo de resiliência aumenta enquanto as deformações plásticas diminuem. Entretanto, à medida que os grãos se enrijecem, o módulo passa a ter um comportamento estável. Como o módulo resiliente considera apenas as deformações elásticas, este parâmetro é empregado para avaliar o comportamento a curto prazo.

Diversos autores afirmam que o módulo de resiliência é influenciado por vários fatores, como morfologia, granulometria, grau de saturação, densidade, história de tensões, número de ciclos, tensão de confinamento e percentual de finos (Hicks; Monismith, 1971; Suiker; Selig; Frenkel, 2005; Sun; Indraratna; Nimbalkar, 2016). Na bibliografia, existem vários modelos que podem ser utilizados na previsão do comportamento elástico do solo (Tabela 2.8).

Tabela 2.8 - Modelos de previsão do módulo resiliente.

Modelo	Parâmetros	Referência
$MR = k_1 \sigma_3^{k_2}$	σ_3 : tensão de confinamento k_1, k_2 : coeficientes	Monismith <i>et al.</i> (1967)
$MR = k_1 \theta^{k_2}$	θ : somatório das tensões principais k_1, k_2 : coeficientes	Seed <i>et al.</i> (1967)
$MR = k_1 \sigma_d^{k_2}$	σ_d : tensão desviadora k_1, k_2 : coeficientes	Moosazadeh e Witczak (1981)
$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$	σ_3 : tensão de confinamento σ_d : tensão desviadora k_1, k_2, k_3 : coeficientes	Macêdo (1996)

2.4.2.2 Deformação permanente

A deformação permanente ou plástica ocorre quando o material não consegue retornar ao estado inicial após o carregamento. Ao contrário do módulo de resiliência, a acumulação das deformações plásticas é importante para prever o comportamento do material a longo prazo perante o carregamento cíclico.

Assim como o módulo de resiliência, as deformações permanentes são influenciadas por vários fatores, como estado de tensões, história de tensões, rotação das tensões principais, número de ciclos, teor de umidade, granulometria, densidade e morfologia (Arnold, 2004). Fortunato (2005) afirma que a deformação permanente é diretamente proporcional a tensão desviadora, mas apresenta comportamento contrário com o aumento da tensão de confinamento.

Em geral, os modelos de previsão da deformação permanente em materiais granulares são expressos em função do número de ciclos e do estado de tensões (Tabela 2.9). Além disso, existem ainda modelos baseados no conceito de tensão crítica, que avaliam o comportamento do material pela teoria de *shakedown*.

Tabela 2.9 - Modelos de previsão das deformações permanentes.

Modelo	Fatores de correlação	Referência
$\varepsilon_p = a + b \log (N)$	N : número de ciclos a, b : coeficientes	Barksdale (1972)
$\varepsilon_p = a N^b$	N : número de ciclos a, b, c, d : coeficientes	Monismith; Ogawa; Freeme, (1975)
$\varepsilon_p = a \left(\frac{\sigma_3}{\rho_o}\right)^b \left(\frac{\sigma_d}{\rho_o}\right)^c N^d$	N : número de ciclos a, b, c, d : coeficientes ρ_o : pressão atmosférica σ_3 : tensão confinante σ_d : tensão desviadora	Guimarães (2009)
$\varepsilon_p = a N^{bS_f} S_f$	N : número de ciclos a, b : coeficientes S_f : relação das tensões hidrostática e desviadora	Rahman e Erlingsson (2015)

A teoria de *shakedown* é composta por zonas (Figura 2.31) que delimitam o comportamento do material:

- I. Na zona A (*shakedown* elástico), o maciço de solo sofre plastificação durante o período inicial de rearranjo dos grãos. Na sequência, o material assume um comportamento elástico, alcançando uma condição de estabilidade conhecida como *shakedown* (Merheb *et al.*, 2014);

- II. Na zona B (shakedown plástico), as deformações iniciais ocorrem de forma semelhante à fase anterior, porém com níveis de tensões superiores. Mesmo após a acomodação dos grãos, o material continua a apresentar incrementos de deformação permanente (Arnold, 2004);
- III. Na zona C (colapso), as tensões aplicadas acumulam deformações permanentes nos grãos a cada ciclo, até causar a ruptura do material (Werkmeister; Dawson; Wellner, 2001).

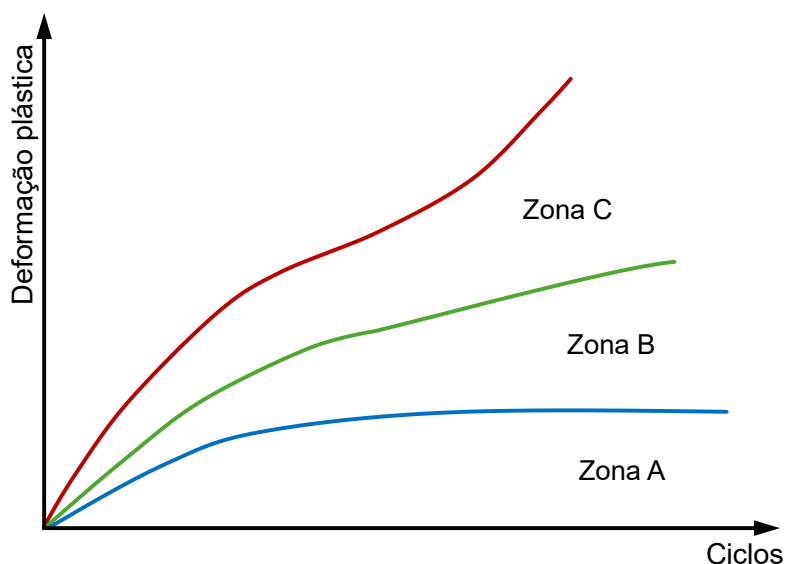


Figura 2.31 - Comportamento de materiais granulares na teoria de shakedown (Adaptado de Werkmeister; Dawson; Wellner, 2004).

Esta teoria também apresenta uma zona onde não existem incrementos de deformação plástica, sendo desconsiderada por não representar o comportamento elastoplástico observado em materiais granulares.

Chen *et al.* (2020) afirmam que, na teoria de *shakedown*, as zonas A, B e C se dividem em dois períodos: pós-compactação (curva com inclinação acentuada) e compressão secundária (curva com inclinação achatada). Na pós-compactação, os incrementos de deformação plástica são superiores devido à movimentação e acomodação dos grãos, indicando uma rápida densificação do material. Por outro lado, na compressão secundária, a taxa de deformação plástica diminui, e os grãos passam a apresentar um comportamento mais estável.

A zona C representa a condição crítica de projeto e não deve ser utilizada no pavimento, enquanto a zona A representa a condição mais favorável e estável. A zona B pode ser utilizada, mas o uso deve ser restrito a um número limitado de ciclos.

No ensaio triaxial de cargas repetidas, a norma EN 13286-7 (CEN, 2004) sugere que as zonas A, B e C sejam, respectivamente, delimitadas pelos intervalos das Equações 2.5, 2.6 e 2.7.

$$\varepsilon_{p_{5000}} - \varepsilon_{p_{3000}} < 0,045 \times 10^{-3} \quad (2.5)$$

$$0,045 \times 10^{-3} < \varepsilon_{p_{5000}} - \varepsilon_{p_{3000}} < 0,4 \times 10^{-3} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{p_{5000}} - \varepsilon_{p_{3000}} > 0,4 \times 10^{-3} \quad (2.7)$$

onde:

$\varepsilon_{p_{5000}}$ e $\varepsilon_{p_{3000}}$ são, respectivamente, as deformações plásticas acumuladas para 5000 e 3000 ciclos para cada nível de tensão.

O ensaio de deformação permanente (DP) é utilizado para observar e avaliar o comportamento geomecânico dos agregados a longo prazo. Rahman e Erlingsson (2015) comentam que nos ensaios DP, o corpo de prova pode ser submetido a um estágio único (EU) ou múltiplos estágios (ME) (Figura 2.32).

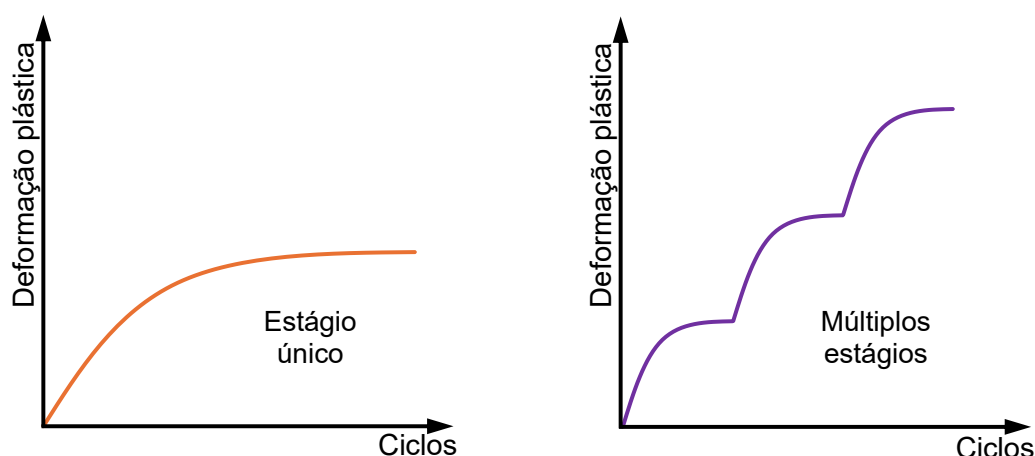


Figura 2.32 - Deformação permanente sob estágio único vs. múltiplos estágios (Adaptado de Rahman; Erlingsson, 2015).

2.4.2.3 Fator escala

As dimensões do lastro podem alcançar até 63,5 mm de diâmetro, considerando a NBR 5564 (ABNT, 2021) e o manual norte-americano (AREMA, 2015). Para tanto, são utilizados equipamentos que possibilitam a execução do ensaio triaxial cilíndrico em larga escala. Este procedimento foi executado por vários autores na literatura (Suiker; Selig; Frenkel, 2005; Lackenby *et al.*, 2007; Anderson; Fair, 2008; Thakur; Vinod; Indraratna, 2013; Merheb *et al.*, 2014).

O número de laboratórios com capacidade para executar os ensaios de larga escala ainda é limitado. Assim, o ensaio em escala reduzida continua sendo a opção mais versátil e difundida na literatura (Abu-Farsakh *et al.*, 2012; Delgado *et al.*, 2019; Wang *et al.*, 2021 e Zhang *et al.*, 2023).

Os ensaios em escala reduzida são executados com uma curva granulométrica decalada, obtida a partir da translação da curva original. Para eliminar efeitos de escala, o ensaio deve considerar as dimensões recomendadas entre o diâmetro máximo do agregado e o diâmetro do corpo de prova. Skoglund (2002) recomenda valores entre 5 e 7, enquanto a norma ASTM D5311 (2011) define que a relação não deve ser superior a 6.

2.4.3 Ensaio em escala real

A simulação dos carregamentos dinâmicos sobre a subestrutura é difícil de ser feita em laboratório. Portanto, alternativas ao ensaio RLT foram avaliadas por diversos pesquisadores na bibliografia. Entre os procedimentos, destaca-se o ensaio RTF (*Railway Test Facility*), que permite analisar a via permanente com mais representatividade (Brown; Kwan; Thom, 2007; Shi, 2009; Aursudkij; McDowell; Collop, 2009).

Neste procedimento, o equipamento é instalado sobre um poço de concreto para representar uma seção da via permanente. O carregamento é aplicado por atuadores hidráulicos controlados por servoválvulas. Para representar o nível de tensões, o ensaio utiliza um atuador sobre cada dormente (Figura 2.33). O RTF também permite simular o desgaste da camada de lastro pelo processo de socaria (Kwan, 2006).

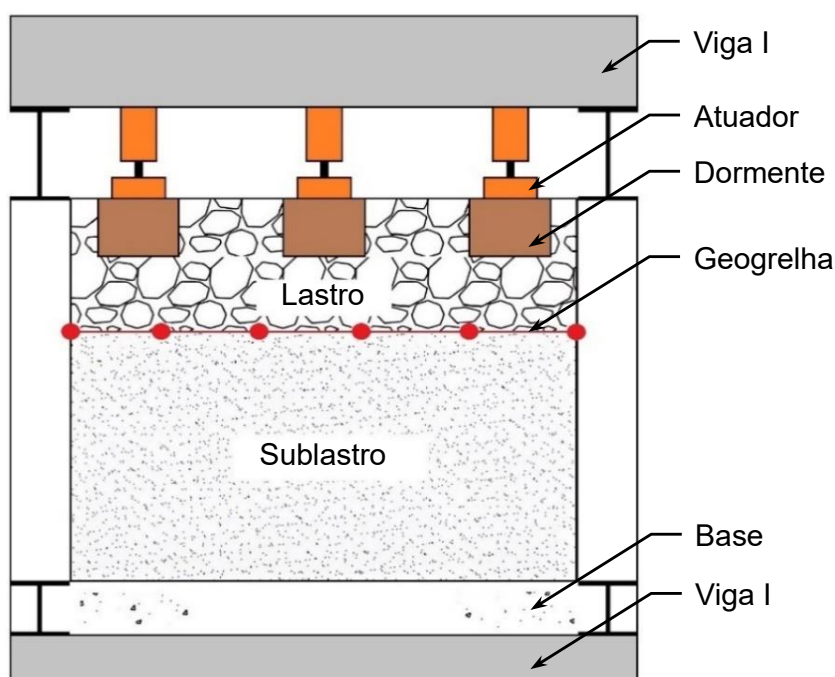


Figura 2.33 - Representação esquemática do ensaio RTF (Adaptado de Aursudkij; McDowell; Collop, 2009).

Entretanto, assim como o ensaio de compressão triaxial em caixa prismática, o RTF exige laboratórios bem estruturados para ser realizado corretamente. Além disso, o custo de implantação é elevado, tornando-se um ensaio de baixa acessibilidade.

2.4.4 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto em materiais granulares são conduzidos em caixas prismáticas de grandes dimensões (Figura 2.34), considerando os diâmetros dos grãos e os efeitos de escala (Sweta; Hussaini, 2018; Chen *et al.*, 2021; Ngo; Indraratna, 2024). Este procedimento é fundamental para avaliar a interação entre a camada de lastro e a abertura da geogrelha (Qian *et al.*, 2015).

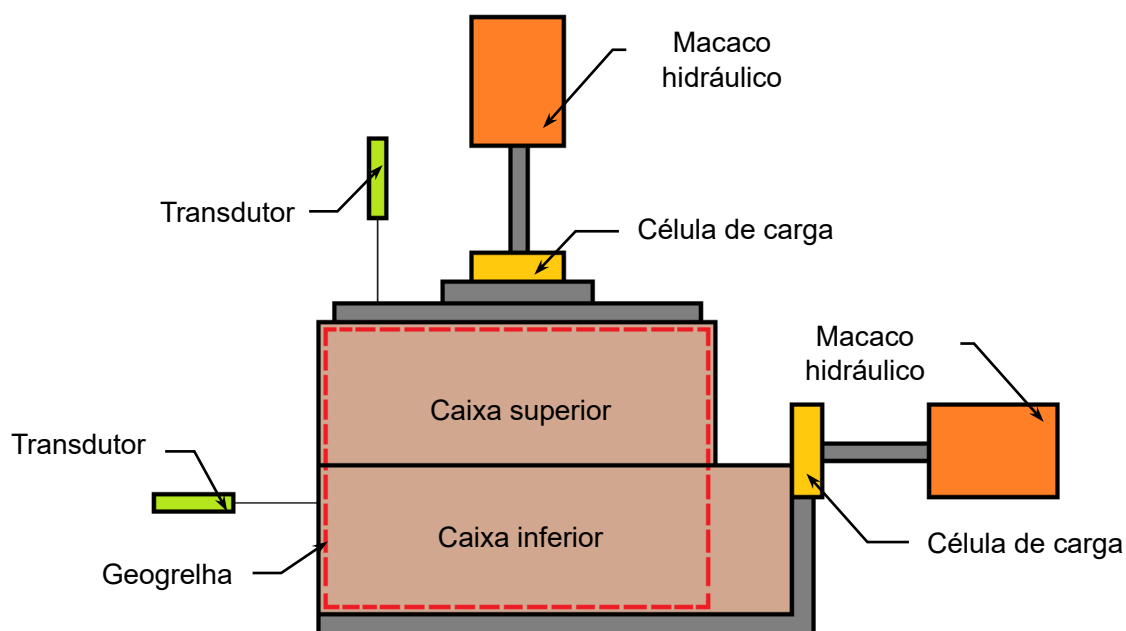


Figura 2.34 - Representação esquemática do ensaio de cisalhamento direto (Adaptado de Esmaili; Pourrashnoo, 2022).

Além do ângulo de atrito do solo, este ensaio também permite determinar a contribuição do intertravamento fornecido pela geogrelha (Koerner, 2012).

2.4.5 Ensaios de resistência

A resistência do grão é um parâmetro importante na avaliação do grau de fraturamento do lastro. O ensaio de esmagamento é uma técnica bastante utilizada para medir diretamente a resistência do material, apesar de não ser prevista pela NBR 5564 (ABNT, 2021). Neste procedimento, a partícula permanece entre duas placas paralelas até a completa fragmentação, desconsiderando-se rupturas localizadas (McDowell; Bolton, 1998). A resistência é calculada a partir da relação entre a força de esmagamento e o diâmetro do grão.

Os ensaios de resistência ao desgaste por abrasão avaliam o comportamento do lastro durante o atrito com outras partículas, apresentando os resultados pelo percentual de perda. O Los Angeles é composto por um tambor cilíndrico que utiliza esferas, com aproximadamente 47,6 mm de diâmetro (Figura 2.35). O Micro-Deval avalia a resistência à abrasão e durabilidade do agregado na presença de água, utilizando uma carga abrasiva composta por esferas de 9,5 mm (Figura 2.36).



Figura 2.35 - Equipamento e carga abrasiva para ensaio abrasão Los Angeles.

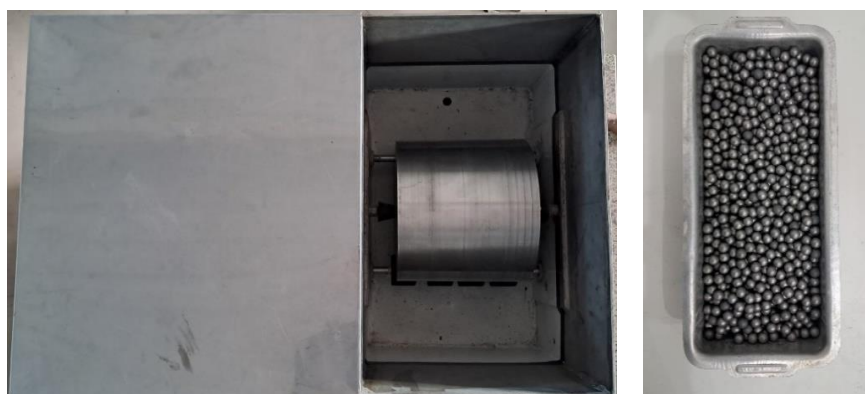


Figura 2.36 - Equipamento e carga abrasiva para ensaio Micro-Deval.

O ensaio Los Angeles simula condições de impacto mais severas, já o Micro-Deval busca avaliar a degradação superficial a partir do polimento dos agregados na presença de água (Adomako *et al.*, 2021).

2.4.6 Considerações finais

O RLT em amostras cilíndricas é uma ótima opção para estudar materiais granulares em escala reduzida, desde que se realize o controle dos fatores de análise. Para ensaios com grãos em escala real, outros métodos, como o triaxial prismático e o RTF, são mais adequados, porém, o custo das pesquisas aumenta consideravelmente em função da complexidade destes métodos.

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta em detalhes as três etapas do programa experimental ilustrado na Figura 3.1.

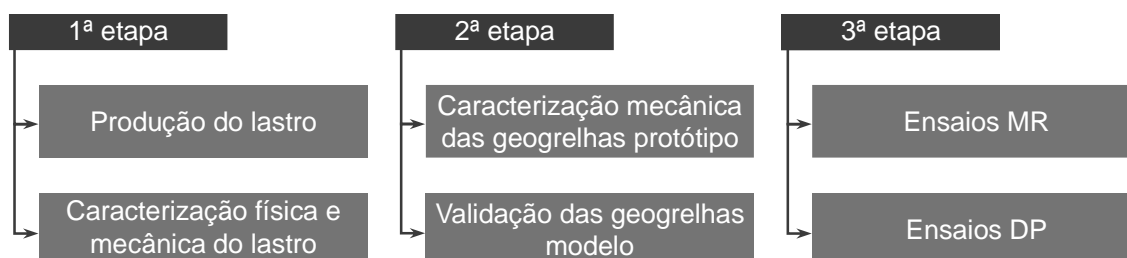


Figura 3.1 - Fluxograma do programa experimental.

3.1 Considerações iniciais

Inicialmente, o programa experimental envolveu a produção de partículas do lastro sintético, com distribuição granulométrica situada entre os limites superior e inferior da graduação n.º 24 (AREMA, 2015), utilizando um concreto de ultra alto desempenho (CUAD) ou UHPC (*Ultra-high performance concrete*). Este material é empregado em obras onde o uso do concreto convencional não é adequado e apresenta resistência à compressão uniaxial de 120 MPa de acordo com a norma ASTM C1856 (2017). O CUAD possui uma densidade aprimorada na matriz devido ao uso de agregados finos, proporcionando excelentes características de durabilidade e controle de parâmetros intrínsecos, tais como, forma, tamanho e resistência.

Na sequência, as partículas sintéticas passaram por ensaios de absorção por imersão e resistência à compressão, de acordo com a NBR 5564 (ABNT, 2021). Este material também foi submetido ao ensaio de resistência ao desgaste por abrasão (Micro-Deval), conforme a norma ASTM D6928 (2017).

Posteriormente, o programa experimental envolveu o processo de caracterização mecânica das geogrelhas protótipo (escala real) e validação das geogrelhas modelo (escala reduzida), seguindo o mesmo fator escala utilizado no lastro sintético. Os ensaios de tração em faixa larga e punção estática foram realizados, respectivamente, em conformidade com a NBR ISO 10319 (ABNT, 2013) e NBR ISO 12236 (ABNT, 2013).

Por fim, apresenta-se a metodologia dos ensaios triaxiais de carga repetida, aplicados para avaliar o comportamento geomecânico do lastro sintético a curto e longo prazo, com e sem adição de reforço.

3.2 Produção e caracterização do lastro sintético

As partículas (com diâmetros de 19,0; 17,0; 15,1; 13,4; 12; 10,8; 9,5; 8,3; 7,2; 6,2; 5,6 e 4,76 mm) foram produzidas seguindo a dosagem especificada na Tabela 3.1, visando a produção de um concreto de alta resistência e boa trabalhabilidade. A dosagem foi feita considerando o modelo de empacotamento compressível (MEC) (De Larrard; Sedran, 2002). O aditivo superplastificante, anteriormente fabricado pela Basf, foi fornecido pela empresa Matchem.

Tabela 3.1 - Dosagem do CUAD em kg/m³ (Conceição; Maia; Cordeiro, 2022).

Material	Massa (kg)
Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI)	1013
Cinza da casca do arroz (CCA)	53,32
Sílica 325#	81,26
Areia 150-300 µm	61
Areia 450-600 µm	832
Microfibra de volastonita	76,7
Superplastificante	51,13
Água	196,1

Os agregados (Figura 3.2) possuem uma forma controlada para destacar o efeito promovido pela geogrelha e eliminar fatores associados à morfologia dos grãos. Partículas de gnaiss, provenientes da pedreira Paraíso, no município de Itaperuna, foram utilizadas como referência para a rocha natural.



Figura 3.2 - Partículas de lastro sintético (19 a 4,76 mm).

A produção do lastro se divide em três fases: preparação, cura e polimento. Para atingir a trabalhabilidade necessária do concreto, utilizou-se um misturador de tintas preso a uma furadeira de coluna. Em seguida, os cubos, moldados em fôrmas de silicone com dimensões variando de 4,76 a 19,0 mm, foram desmoldados após 48 horas e permaneceram em cura em água saturada de cal até completarem 28 dias. Estas fôrmas foram confeccionadas a partir de gabaritos criados no SketchUp por

Conceição, Maia e Cordeiro (2022). Após a cura, os agregados foram adicionados ao Micro-Deval a 100 rpm durante 20 minutos para o processo de polimento das arestas.

A relação entre o diâmetro máximo da partícula e diâmetro do corpo de prova foi igual a 5,2, situada entre 5 e 7, conforme as recomendações de Skoglund (2002). Todas as fases da produção do lastro sintético estão apresentadas na Figura 3.3.

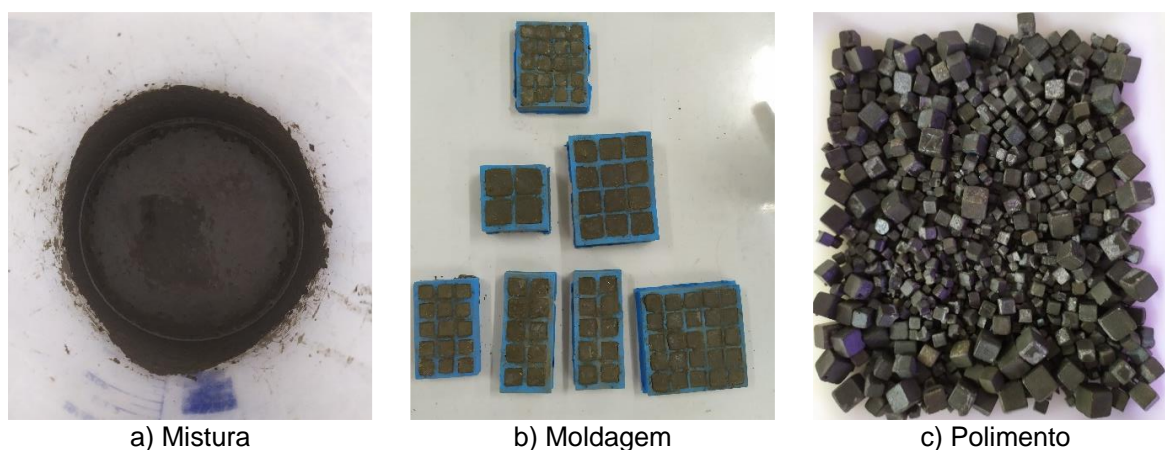


Figura 3.3 - Etapas de produção do lastro.

Seis amostras de 19,0 mm foram produzidas para os ensaios de caracterização física. Os cubos foram submersos por 48 horas e depois secos com um pano levemente úmido para a pesagem da massa saturada (m_{sat}). Para determinar a massa submersa (m_{sub}), cada amostra foi posicionada sobre um cesto de PVC preso a uma balança com precisão de três dígitos (Figura 3.4). As amostras foram então levadas para secagem em estufa a uma temperatura de $(70 \pm 5) ^\circ\text{C}$ por dois dias e, depois, permaneceram à temperatura ambiente para pesagem da massa seca (m_{sec}).



a) Amostras de 19 mm

b) Pesagem hidrostática

Figura 3.4 - Ensaio de absorção por imersão.

Após a determinação das massas seca, saturada e submersa, prosseguiu-se para o cálculo da massa específica aparente (ρ_a) (Equação 3.1), porosidade aparente (η_a) (Equação 3.2) e teor de absorção de água (α_a) (Equação 3.3).

$$\rho_a = \frac{m_{sec}}{m_{sat} - m_{sec}} \quad (3.1)$$

$$\eta_a = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{m_{sat} - m_{sub}} \times 100 \quad (3.2)$$

$$\alpha_a = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{m_{sec}} \times 100 \quad (3.3)$$

Amostras de 50 mm foram produzidas para os ensaios de resistência à compressão. Os cubos foram moldados em duas camadas, aplicando-se 20 golpes com soquete metálico. Para eliminar bolhas de ar, os cubos passaram um minuto na mesa vibratória a cada camada. Na sequência, as amostras permaneceram em câmara úmida por dois dias e, após o desmolde, foram mantidas em cura em água saturada de cal durante 26 dias.

Com o auxílio do paquímetro, as arestas das três amostras foram medidas para o cálculo da área da seção transversal. O ensaio foi realizado na prensa universal Shimadzu UH-F500kNI (LECIV/UENF) a uma velocidade de 0,5 mm/min (Figura 3.5).



Figura 3.5 - Ensaio de compressão uniaxial.

Devido ao tamanho das partículas, o ensaio Micro-Deval foi adotado como referência para avaliar a resistência à abrasão. Para preparar a amostra, foi considerado um diâmetro nominal máximo de 12,5 mm e massa de (1500 ± 5) g conforme as Tabelas 3.2 e 3.3.

Tabela 3.2 - Amostra do ensaio Micro-Deval (NBR 5564, 2021).

Malha da peneira passante (mm)	Malha da peneira retida (mm)	Massa (g)
12,5	9,5	750
9,5	6,3	375
6,3	4,75	375

Tabela 3.3 - Massa do ensaio Micro-Deval por diâmetro.

Tamanho (mm)	Massa (g)
12,0	353,84
10,8	301,19
9,5	100,33
8,3	187,33
7,2	186,73
6,2	375,08
Total	1504,26

Após a separação da amostra, foi pesada a massa seca antes do ensaio, permanecendo submersa por duas horas em um recipiente com 2,0 L de água a uma temperatura de (20 ± 5) °C. Os agregados foram mantidos no Micro-Deval com (5000 ± 5) g de carga abrasiva a 100 rpm durante duas horas.

Posteriormente, as partículas foram lavadas e separada das cargas abrasivas. O material retido sobre peneira #16 (1,18 mm) foi seco em estufa a uma temperatura de (110 ± 5) °C. A perda (M_{de}) foi determinada a partir da relação entre a massa seca antes (m_a) e depois do ensaio (m_b) (Equação 3.4).

$$M_{de} = \frac{m_a - m_b}{m_a} \times 100 \quad (3.4)$$

3.3 Caracterização das geogrelhas protótipo e modelo

Geogrelhas da linha Basetrac Grid, fabricadas pela empresa Huesker, foram selecionadas como referência para as geogrelhas protótipo, devido ao amplo uso destes geossintéticos como elemento de reforço em rodovias e ferrovias.

Produzidas com filamentos de polietileno tereftalato ou polipropileno, estas geogrelhas biaxiais apresentam elevada flexibilidade e resistência. Para avaliar o efeito do reforço e a influência da rigidez, foram escolhidas, respectivamente, as geogrelhas Basetrac Grid PET40 e PET65, ambas com 25 mm de abertura da malha e 1,0 mm de espessura dos filamentos (Figura 3.6).

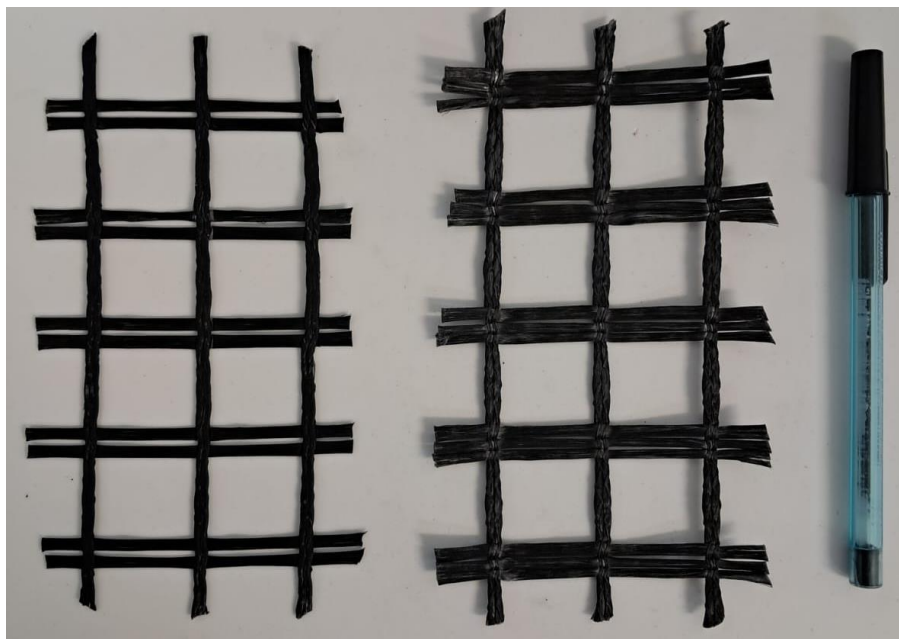


Figura 3.6 - Geogrelhas Basetrac Grid PET40 e PET65.

Os ensaios de tração em faixa larga, na direção longitudinal, foram executados na prensa universal Emic DL-3000 (Figura 3.7), disponível no LECIV/UENF, utilizando uma garra de aperto frontal, com uma velocidade constante de 20 mm/min, de acordo com a NBR ISO 10319 (ABNT, 2013).



Figura 3.7 - Ensaio de tração em faixa larga.

A resistência (T) foi obtida a partir da força (F), fornecida pela célula de carga, e da largura da amostra (b_g), medida com paquímetro (Equação 3.5). Determinou-se a deformação (ε) pela relação entre o deslocamento (δ) e a distância entre garras (L_o) (Equação 3.6). O módulo de rigidez secante (J) foi determinado pela Equação 3.7.

$$T = \frac{F}{b_g} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_o} \quad (3.6)$$

$$J = \frac{T}{\varepsilon} \quad (3.7)$$

Tendo em vista as dimensões das geogrelhas protótipo e o fator escala proposto por Viswanadham e König (2004), optou-se por confeccionar as geogrelhas modelo com impressão 3D, em vez do tradicional corte de filamentos (Figura 3.8).

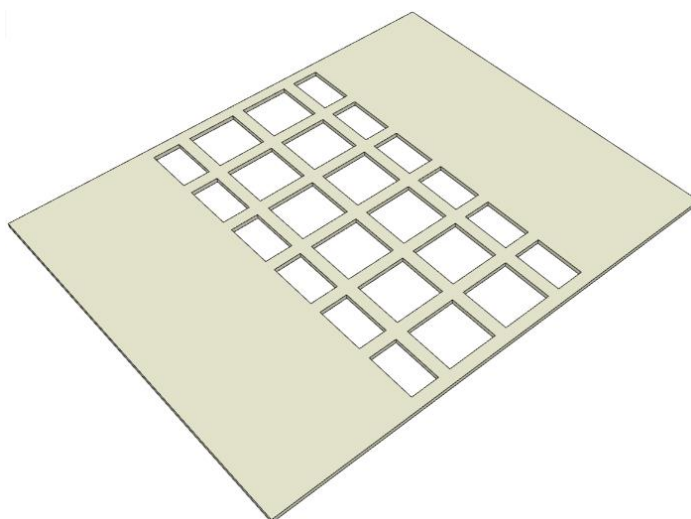


Figura 3.8 - Esquema da geogrelha modelo para ensaios de tração em faixa larga.

As geogrelhas foram desenvolvidas no software SketchUp, aplicando o fator $1/\lambda$ nas dimensões de abertura, largura e espessura (Equação 3.8) e $1/\lambda^2$ na rigidez (Equação 3.9).

$$\lambda = \frac{a_p}{a_m} = \frac{b_p}{b_m} = \frac{t_p}{t_m} \quad (3.8)$$

onde:

a_p , b_p e t_p , são, respectivamente, as dimensões de abertura, largura e espessura da geogrelha protótipo;

a_m , b_m , e t_m são, respectivamente, as dimensões de abertura, largura e espessura da geogrelha modelo;

λ é o fator escala.

$$\lambda^2 = \frac{T_p}{T_m} = \frac{J_p \varepsilon}{J_m \varepsilon} = \frac{J_p}{J_m} \quad (3.9)$$

onde:

T_p é a resistência da geogrelha protótipo;

T_m é a resistência da geogrelha modelo;

J_p é a rigidez secante da geogrelha protótipo;

J_m é a rigidez secante da geogrelha modelo;

ε é a deformação da geogrelha;

λ é o fator escala.

Os seguintes polímeros foram utilizados na confecção das geogrelhas modelo: TPU (Poliuretano Termoplástico), PETG (Polietileno Tereftalato com adição de Glicol), ABS (Acrilonitrila Butadieno Estireno) e PLA (Poliácido Lático) (Figura 3.9). Para validar as geogrelhas modelo X e Y, que representam as geogrelhas protótipo PET40 e PET65, foram escolhidos, respectivamente, os polímeros com a menor e a maior rigidez.

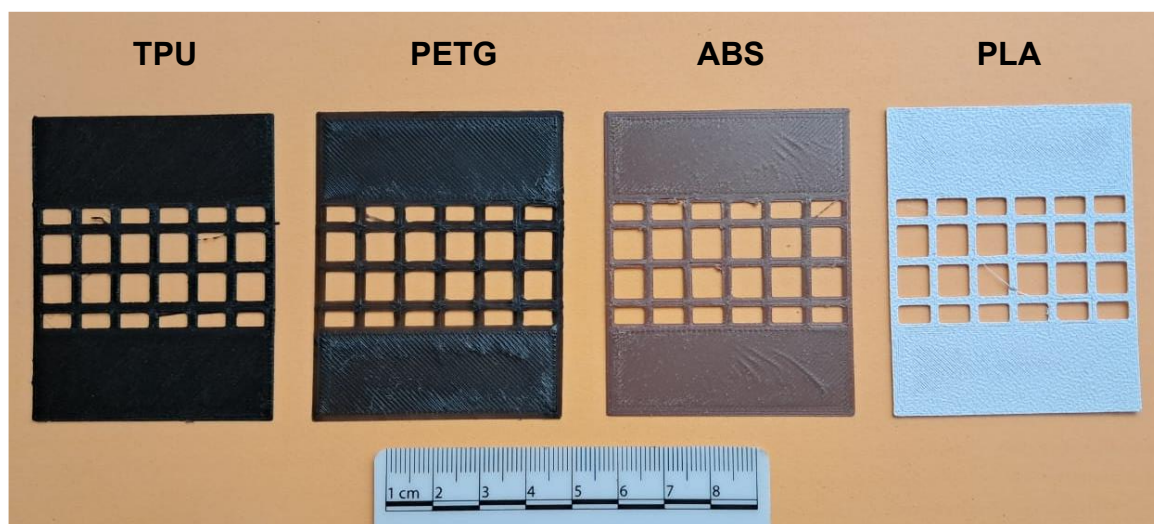


Figura 3.9 - Geogrelhas modelo para ensaios de tração direta.

A resistência à tração indireta, referente ao ensaio de puncionamento estático, foi determinada pela Equação 3.10, proposta por Cazzuffi *et al.* (1986). Estes ensaios foram conduzidos a uma taxa de deformação igual a 50 mm/min.

$$T = \frac{F}{2 \pi r_p} \quad (3.10)$$

onde:

F é a força de tração;

r_p é o raio do pistão.

O CBR padrão, com diâmetro interno de 150 mm e pistão com diâmetro de 5 cm, foi empregado para os testes nas geogrelhas protótipo, enquanto o mini CBR, com diâmetro interno de 50 mm e pistão com diâmetro de 1,7 cm, foi utilizado nas geogrelhas modelo (Figura 3.10).

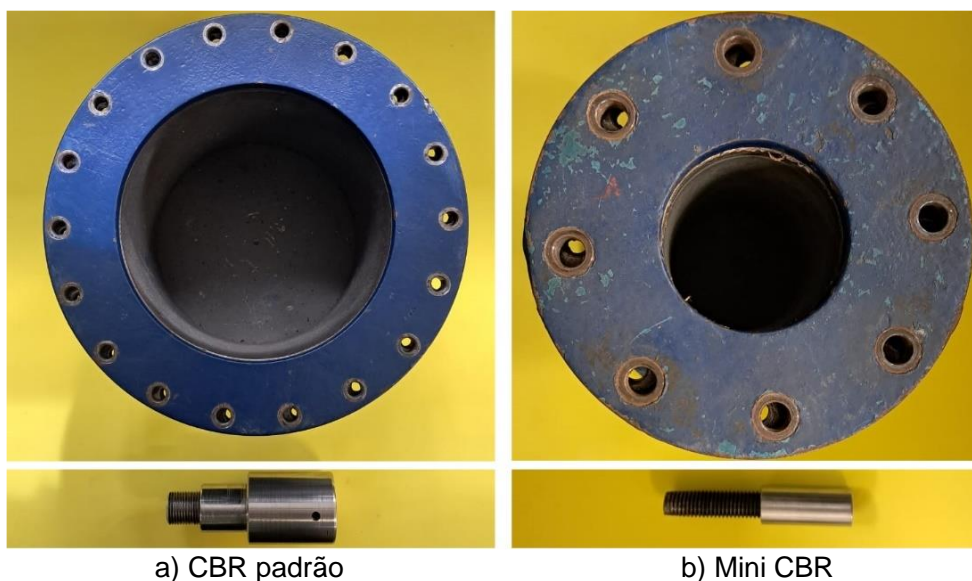


Figura 3.10 - Suportes e pistões para o ensaio de puncionamento estático.

A Figura 3.11 ilustra a representação esquemática das geogrelhas modelo para os ensaios de puncionamento.

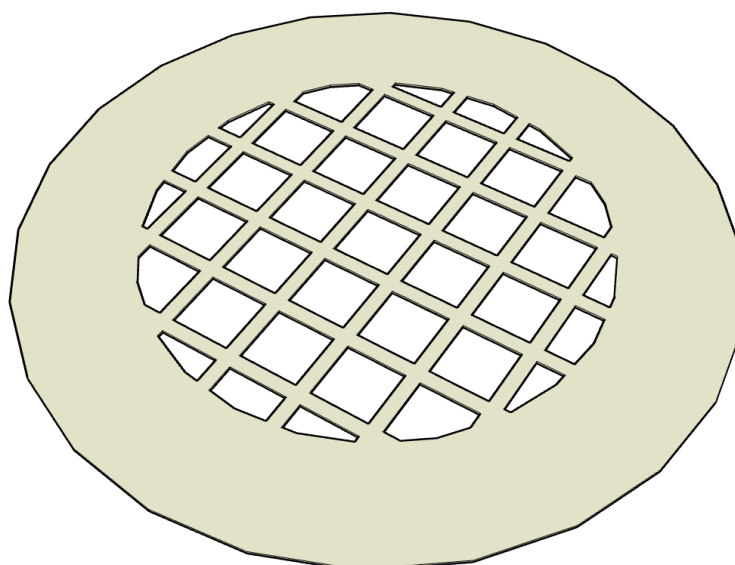


Figura 3.11 - Esquema da geogrelha modelo para ensaios de punção estática.

3.4 Programa de ensaios

O programa experimental envolveu a realização de três conjuntos de ensaios RLT para observar o comportamento do lastro sob carregamento cíclico (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 - Ensaios triaxiais de carga repetida.

Conjunto	Ensaio	Ciclos	Reforço
I	MR-I	2900	Nenhum
	DP-I	1 milhão	
II	MR-II	2900	Geogrelha modelo X
	DP-II	1 milhão	
III	MR-III	2900	Geogrelha modelo Y
	DP-III	1 milhão	

Estes ensaios buscaram simular um carregamento característico de uma ferrovia do tipo *heavy haul*, linhas projetadas para transportar grandes volumes de carga, como carvão e minério de ferro. Ambos os ensaios foram feitos seguindo as recomendações da norma EN 13286-7 (CEN, 2004). Os índices B_g (Marsal, 1967) e BBI (Indraratna; Lackenby; Christie, 2005) foram utilizados para medir o grau de fraturamento das partículas.

3.4.1 Preparação e montagem do corpo de prova

O corpo de prova, com densidade de $1,0 \text{ g/cm}^3$, possui 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, sendo composto por: partículas cúbicas, fitas de PVC, membranas de látex e *o-rings*. As membranas são adicionadas para impermeabilizar a amostra enquanto os *o-rings* são anéis utilizados nos caps superior e inferior para vedação.

A norma EN 13286-7 (CEN, 2004) define que a espessura da membrana não deve exceder 0,8% do diâmetro do corpo de prova para corrigir o efeito membrana nas leituras de deformação. Testes executados com a membrana de látex, com espessura de 0,4 mm empregadas neste trabalho, mostraram que, para um confinamento de 1,0 kPa, a correção nas leituras de deformação deve ser igual a 12%. Estudos conduzidos por Indraratna, Ionescu e Christie (1998) em membranas de 0,4 mm apresentaram correção inferior a 8%. Shi (2009) explica que, nos ensaios com amostras em condição seca, a correção do efeito membrana é desprezível.

Devido à ampla utilização em ferrovias *heavy haul* e em ensaios RLT, a graduação n.º 24 (AREMA, 2015) foi adotada como referência para a curva granulométrica (Tabela 3.5). Delgado *et al.* (2019) explicam que esta graduação também fornece um bom imbricamento entre os grãos.

Tabela 3.5 - Especificações da graduação n.º 24 (AREMA, 2015).

Peneira (mm)	Porcentagem passante (%)
76,2	100
63,5	90 - 100
38,1	25 - 60
19,1	0 - 10
12,7	0 - 5

Seguindo as recomendações de Indraratna *et al.* (2006) e Shi *et al.* (2023), a curva granulométrica definida previamente passou por um processo de redistribuição, para manter o coeficiente de uniformidade (C_u) próximo a 2,0 e garantir o atendimento aos limites inferior (LI) e superior (LS) da graduação n.º 24 (AREMA, 2015) (Figuras 3.12 e 3.13).

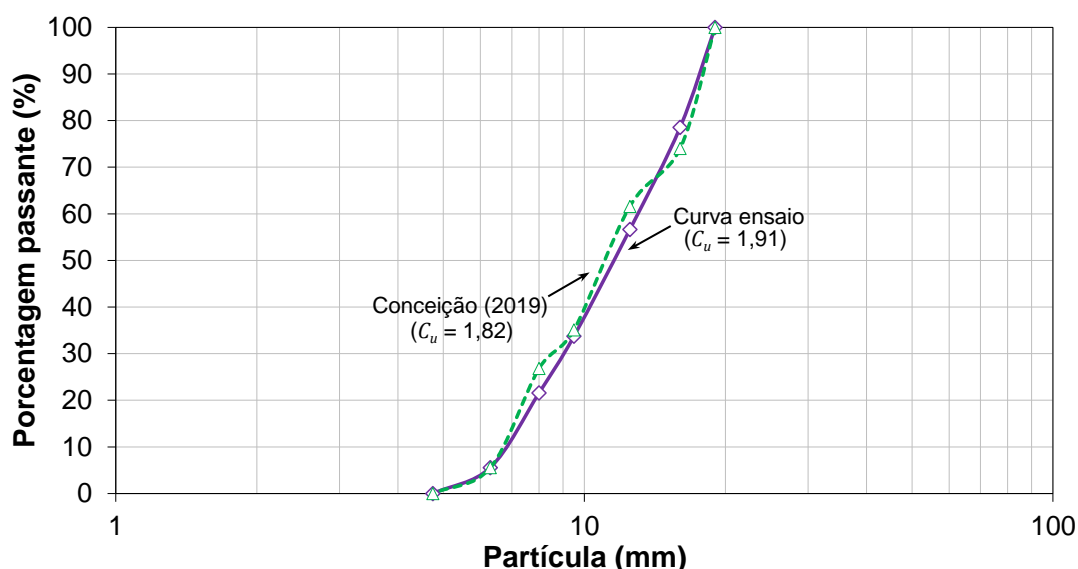


Figura 3.12 - Curva granulométrica de ensaio.

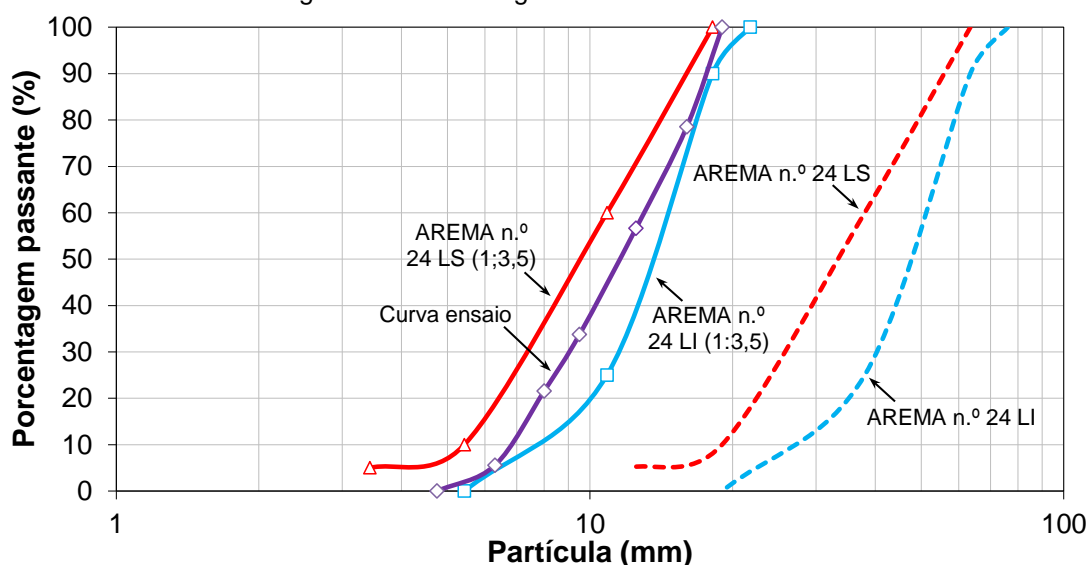


Figura 3.13 - Limites da graduação n.º 24 (AREMA, 2015).

A montagem do corpo de prova foi feita a partir do encaixe das fitas de PVC de baixa resistência circunferencial ao longo do cap inferior, sendo vedadas na primeira membrana de látex. Agregados de diferentes tamanhos foram adicionados e compactados em três camadas de 6,6 cm. Durante o processo de montagem, foi utilizado, dentro da amostra, um tubo de PVC com 8,4 cm de diâmetro para manter as fitas posicionadas verticalmente, à medida em que as partículas eram adicionadas. Nos ensaios com reforço, a geogrelha foi adicionada a um terço da base da amostra. Após a fixação do cap superior, a segunda membrana de látex foi adicionada ao corpo de prova.

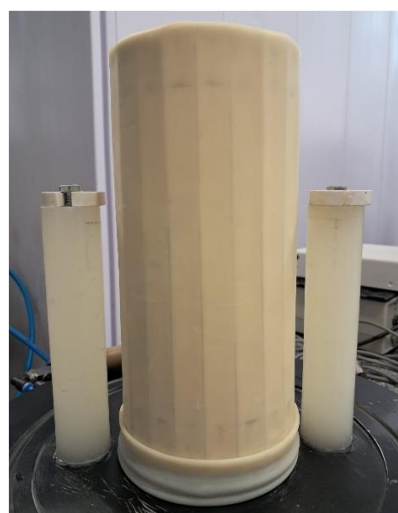
Na base da célula triaxial, um dreno foi conectado a uma bomba de vácuo para verificar eventualmente a presença de furos na membrana e prevenir a ocorrência de deformações na amostra antes do início dos ensaios.

Após a montagem do corpo de prova, o cabeçote de PVC foi preso no cap superior e os dois transdutores eletromagnéticos de deslocamento, com base fixa em hastes guia, foram calibrados individualmente. Ressalta-se que a literatura recomenda o uso de três LVDTs para medir as deformações axiais. No entanto, esta instrumentação não foi possível devido às limitações do equipamento.

A Figura 3.14 apresenta todas as etapas do procedimento de montagem do corpo de prova em escala reduzida até o início do ensaio. A Figura 3.15 ilustra o software do sistema triaxial utilizado nesta pesquisa, fornecido pela empresa Solotest. Na tela do programa, é possível observar as configurações do ensaio, como o estado de tensões, as leituras dos transdutores, o número de ciclos, o ciclo em tempo real e os tempos de carga e de repouso do pulso.



a) Aplicação da primeira membrana



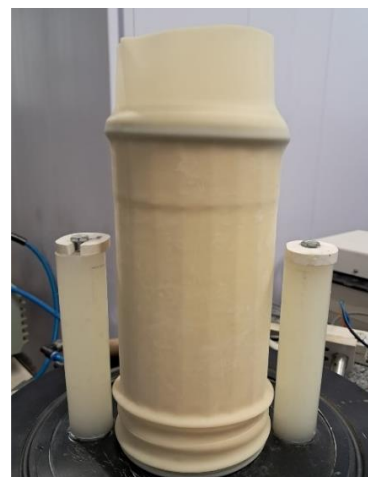
b) Encaixe das fitas de PVC



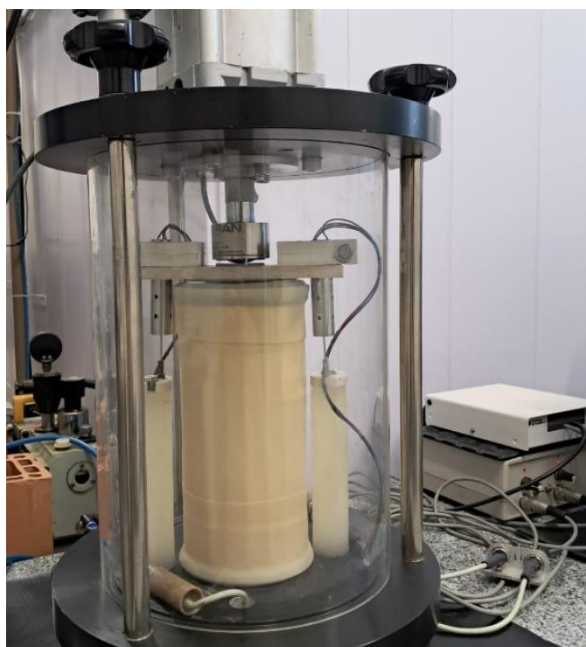
c) Adição da geogrelha modelo



d) Preenchimento do corpo de prova



e) Aplicação da segunda membrana



f) Fixação dos transdutores e fechamento da câmara.
Figura 3.14 - Montagem do corpo de prova.

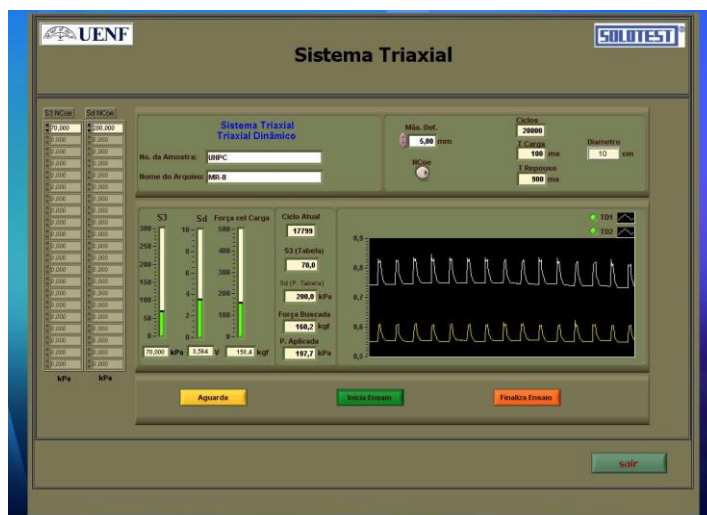


Figura 3.15 - Software do ensaio triaxial.

O carregamento foi realizado por um sistema pneumático, composto por pistão, célula de carga, regulador de pressão, válvula solenoide de três vias e atuador hidráulico. As leituras dos transdutores foram registradas pelo sistema de aquisição de dados. Todo o confinamento da amostra foi aplicado por ar comprimido.

O modelo de célula de carga utilizado nos ensaios foi o TU-K5C (Figura 3.16), fabricado pela empresa Gefran, com 500 kg de carga nominal. A utilização desta célula atendeu ao propósito deste trabalho, considerando o corpo de aço inoxidável, com elevada resistência a vibrações, e o tamanho compacto, ideal para ensaios em escala reduzida.

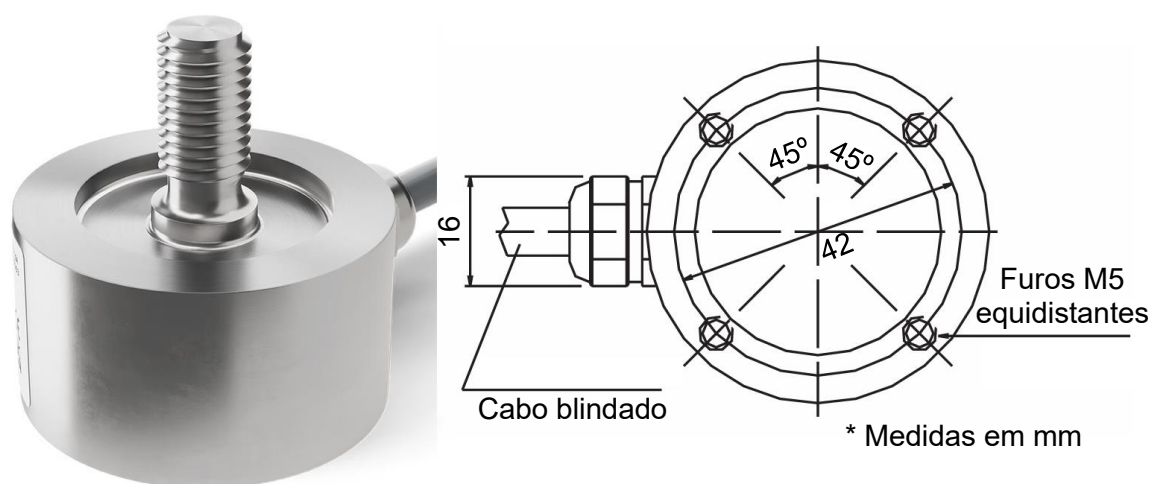


Figura 3.16 - Célula de carga TU-K5C (Adaptado de Gefran, 2024).

3.4.2 Procedimentos para ensaio de módulo resiliente

Os ensaios MR foram realizados para avaliar o comportamento do lastro a curto prazo. Seguindo as recomendações da norma EN 13286-7 (CEN, 2004), estes ensaios foram conduzidos em duas etapas: pré-condicionamento e carregamento.

A fase de pré-condicionamento foi aplicada à amostra para estabilizar as deformações plásticas iniciais, buscando simular o processo de compactação inicial dos materiais granulares na via (Delgado *et al.*, 2019). O pré-condicionamento foi aplicado durante 20 mil ciclos, para um confinamento de 70 kPa e uma tensão desviadora de 200 kPa.

A norma define que o nível de confinamento nos ensaios triaxiais de carga repetida pode ser baixo ou alto, constante ou variável. Considerando o peso nominal da célula de carga e o meio de fixação dos transdutores no corpo de prova, optou-se pelo nível de confinamento baixo e constante. Assim, a fase de carregamento envolveu a aplicação de 29 pares de tensão estabelecidos por norma (Tabela 3.6).

Tabela 3.6 - Níveis de tensão do ensaio MR (CEN, 2004).

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)
-	-	70	70
	20		90
20	35		120
	50		160
	70		200
35	35	100	90
	50		120
	70		160
	90		200
	120		240
50	50	150	120
	70		160
	90		200
	120		240
	160		300

As trajetórias de tensões do ensaio de módulo resiliente, para cada nível de confinamento, estão ilustradas na Figura 3.17.

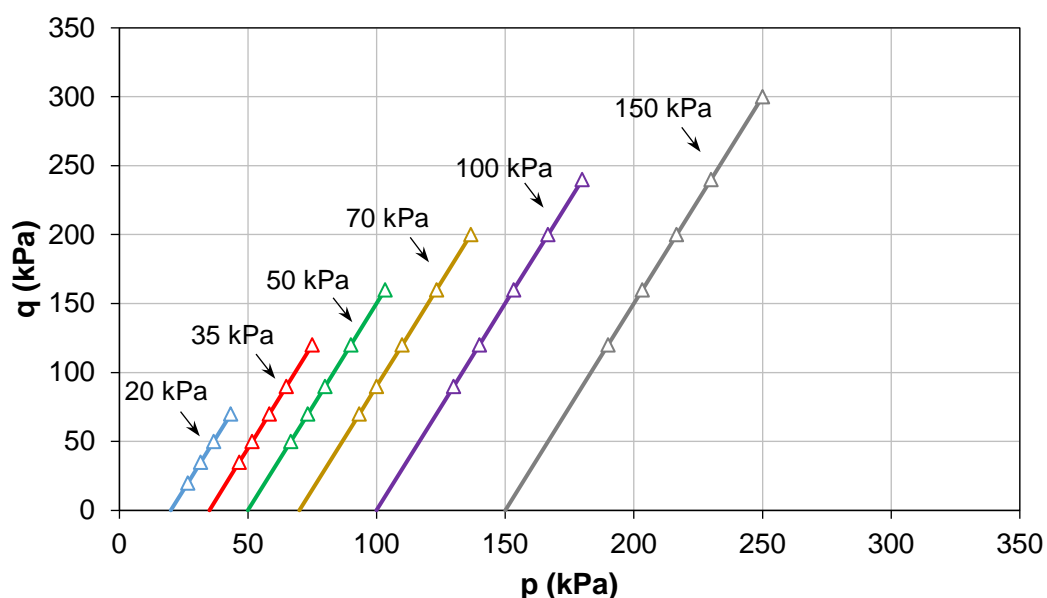


Figura 3.17 - Trajetórias de tensões do ensaio MR (CEN, 2004).

Nos ensaios MR, a frequência de carregamento adotada foi igual a 1 Hz, considerando um pulso com 0,1 s (100 ms) de carga e 0,9 s de repouso (900 ms) (Figura 3.18).

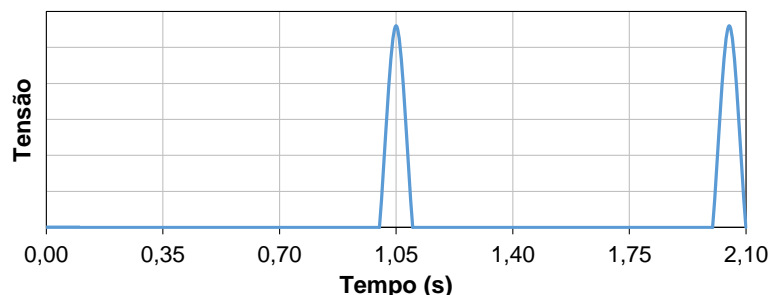


Figura 3.18 - Pulso de carga do ensaio MR.

3.4.3 Procedimentos para ensaio de deformação permanente

Neste trabalho, optou-se pelo ensaio em estágio único (EU), simulando uma ferrovia *heavy haul* com um estado de tensões correspondente a uma carga axial de 32,5 toneladas por eixo.

Os materiais foram submetidos a um único nível de tensões, definido a partir de formulações empíricas conservadoras. A Tabela 3.7 apresenta a base de dados utilizada como referência para definir a tensão desviadora. Adotou-se um confinamento constante de 70 kPa, de acordo com as recomendações da norma EN 13286-7 (CEN, 2004) para baixo nível de tensões. O material rodante da via permanente é composto por vagões do tipo GDT, utilizados no transporte de minério de ferro (Figura 3.19).

Tabela 3.7 - Características da ferrovia (Delgado *et al.*, 2019).

Parâmetros	Valor
Carga axial (ton/eixo)	32,5
Carga estática (kN)	162,5
Bitola (m)	1,6
Velocidade média (km/h)	80
Diâmetro da roda (cm)	91,44
Comprimento do dormente (cm)	280
Largura do dormente (cm)	24
Distância entre eixos do vagão (cm)	183
Espaçamento entre dormentes (cm)	61

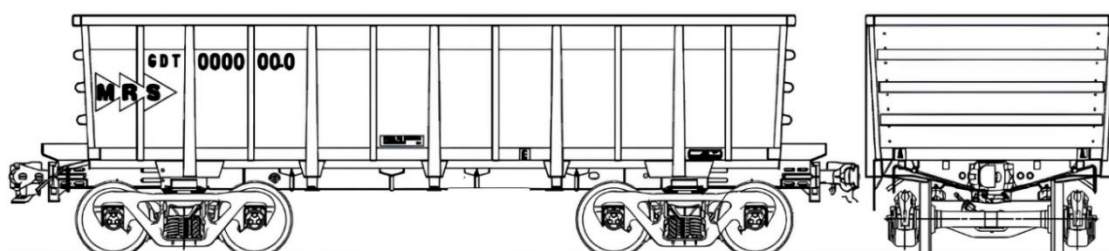


Figura 3.19 - Representação do vagão tipo GDT (Greenbrier Maxion, 2024).

O coeficiente dinâmico (C_d) foi obtido pela Equação 3.11 (AREMA, 2015).

$$C_d = 1 + \frac{5,2v}{D_w} \quad (3.11)$$

onde:

v é a velocidade de operação (em km/h);

D_w é o diâmetro da roda (em mm).

Para obter a carga dinâmica (P_d), calculou-se o produto da carga estática (P) pelo coeficiente dinâmico (Equação 3.12).

$$P_d = P C_d \quad (3.11)$$

Considerando uma carga dinâmica de 236,43 kN, determinou-se a reação da via (R) pela Equação 3.12 (Stopatto, 1987) e a área de contato dormente-lastro (A_s) (Equação 3.13).

$$R = \frac{P_d d}{D} \quad (3.12)$$

$$A_s = (L_s - s) w_s \quad (3.13)$$

onde:

d é o espaçamento entre dormentes;

D é a distância entre eixos do vagão;

L_s é o comprimento do dormente;

s é a distância eixo a eixo entre os trilhos (bitola);

w_s é a largura do dormente.

A pressão sobre o lastro (P_b) foi obtida pela Equação 3.14.

$$P_b = \frac{R}{A_s} \quad (3.14)$$

Considerando a pressão de 270,87 kPa, adotou-se uma tensão desviadora igual a 280 kPa (Tabela 3.8).

Tabela 3.8 - Nível de tensões do ensaio DP.

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3
70	280	5

A frequência adotada nos ensaios DP foi de 2 Hz (pulso com 100 ms de carga e 400 ms de repouso) (Figura 3.20), considerando que a influência da frequência no comportamento plástico é desprezível para a faixa de valores entre 1 e 3 Hz, geralmente utilizada em ensaios triaxiais dinâmicos (Shenton, 1978; Zhang; Zhao; Zhai, 2019).

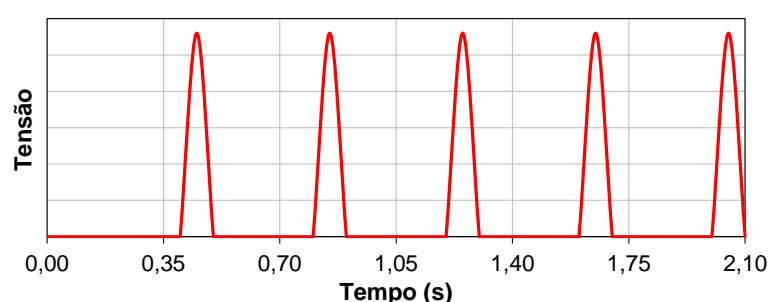


Figura 3.20 - Pulso de carga do ensaio DP.

Devido às limitações do sistema, não foi possível medir a deformação individual em cada ciclo, apenas a acumulada ao final do número de ciclos previamente definido. Sendo assim, as medições recomendadas pela norma para os primeiros 100 mil ciclos não foram realizadas. Para coletar os dados, foram medidas as deformações à cada 50 mil ciclos nos primeiros 250 mil ciclos. Posteriormente, foram coletadas as deformações para 350 mil, 450 mil, 550 mil, 700 mil e 1 milhão de ciclos.

3.5 Considerações finais

O pulso de carga aplicado nos ensaios triaxiais de carga repetida é uma simplificação idealizada para estudos em laboratório. Para representar corretamente o carregamento real, o pulso deveria incluir os três eixos correspondentes ao rodeiro ferroviário.

Os ensaios RLT são geralmente conduzidos em frequências entre 1 e 3 Hz devido às limitações nos equipamentos, sendo mais adequados para simular trens de baixa velocidade.

CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Considerações iniciais

Este capítulo apresenta e analisa os resultados dos ensaios descritos no Capítulo 3. Inicialmente, são expostos os dados de caracterização física e mecânica do lastro sintético, a caracterização mecânica das geogrelhas protótipo, bem como o processo de validação das geogrelhas modelo X e Y. Na sequência, o capítulo avalia a contribuição das geogrelhas no comportamento geomecânico do lastro, com análises a curto e longo prazo, por meio dos ensaios triaxiais de carga repetida.

4.2 Ensaios de caracterização do lastro sintético

As partículas foram submetidas a ensaios de caracterização física (Tabela 4.1) e mecânica (Tabelas 4.2 e 4.3), para analisar as propriedades do material granular de acordo com as especificações normativas.

Tabela 4.1 - Caracterização física do lastro sintético.

CP	m_{sec} (g)	m_{sat} (g)	m_{sub} (g)	p_a (kg/m ³)	η_a (%)	α_a (%)
1	14,12	14,58	8,50	2320,46	7,64	3,29
2	14,47	14,87	8,70	2345,22	6,48	2,76
3	14,67	15,08	8,71	2297,57	6,50	2,83
4	14,18	14,63	8,60	2348,85	7,57	3,22
5	14,15	14,52	8,55	2367,80	6,29	2,66
6	14,80	15,38	8,95	2300,28	9,08	3,95
Média	14,40	14,85	8,67	2330,03	7,26	3,12
Desvio Padrão	0,29	0,34	0,16	28,43	1,06	0,48

Tabela 4.2 - Resistência à compressão aos 28 dias.

CP	L1 (cm)	L2 (cm)	F (kN)	f_{ck} (MPa)
1	49,7	50,0	292,0	117,51
2	49,2	50,1	295,0	119,68
3	50,2	49,4	302,5	121,98
Média				119,66

Tabela 4.3 - Desgaste por abrasão.

m_A (g)	m_B (g)	M_{de} (%)
1504,26	1195,85	20,5

Observa-se que a resistência à compressão uniaxial do material atendeu ao requisito mínimo da NBR 5564 (ABNT, 2021), para uso como lastro, e ASTM C1856

(2017), para ser classificado como concreto de ultra alto desempenho. Em contrapartida, o material não atendeu às propriedades físicas.

Comparando-se os resultados com os agregados sintéticos de referência, nota-se que as partículas são quase duas vezes mais porosas (Tabela 4.4). Esta diferença está associada ao aditivo, uma vez que foi mantida a mesma dosagem (130 MPa) e relação água/cimento (0,22) ao longo da produção. A resistência à compressão foi 9,62% inferior, enquanto o desgaste por abrasão no Micro-Deval foi 62,3% superior.

Tabela 4.4 - Propriedades físicas e mecânicas do lastro sintético.

Propriedade	Resultado	Conceição, Maia e Cordeiro (2022)		NBR 5564 (ABNT, 2021)
		CUAD	Gnaisse	
ρ_a (kg/m ³)	2330,03	2673,98	2634,86	2500*
α_a (%)	7,3	4,6	0,4	2,0**
η_a (%)	3,1	1,9	0,2	2,0**
M_{de} (%)	20,5	12,63	10,93	-
f_{ck} (%)	119,66	132,3	124,27	100*
* Requisito mínimo				
** Requisito máximo				

Durante o período de produção, observou-se uma perda superficial em uma das arestas dos agregados, com a formação de uma camada que se desprende após o início da cura. Esta reação, provocada pelo aditivo superplastificante, resultou na perda de material. Entretanto, a perda não foi observada nas partículas produzidas para os ensaios de caracterização embora a camada tenha se formado (Figura 4.1).

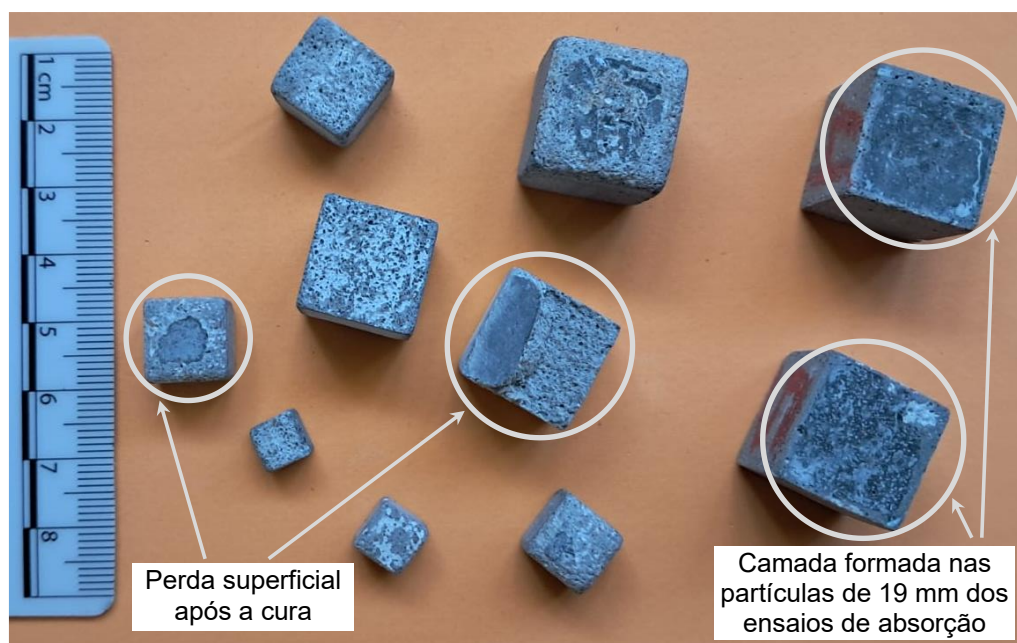


Figura 4.1 - Efeitos do aditivo superplastificante.

Deve-se ressaltar que, excepcionalmente, durante a moldagem das partículas para os ensaios de caracterização física e mecânica, foi utilizada uma mesa vibratória de concreto. As demais partículas foram moldadas apenas com espátula.

4.3 Ensaios de caracterização das geogrelhas protótipo e modelo

Os ensaios de tração em faixa larga foram conduzidos para determinar a resistência à tração na ruptura (T_{rup}) e a rigidez secante na ruptura (J_{rup}), conforme a NBR ISO 10319 (ABNT, 2013). A Tabela 4.5 e a Figura 4.2 apresentam, respectivamente, os parâmetros e as curvas dos ensaios de tração direta na geogrelha protótipo PET40.

Tabela 4.5 - Ensaios de tração em faixa larga da geogrelha PET40.

CP	F_{rup} (N)	δ (mm)	T_{rup} (kN/m)	ε_{rup} (%)	J_{rup} (kN/m)
1	3494,05	17,39	28,97	7,24	400,11
2	3718,22	17,37	30,86	7,04	438,07
3	3461,33	15,74	28,39	7,00	405,54
4	3460,12	17,33	28,80	7,76	371,24
5	3541,57	16,20	29,13	6,57	443,20
Média			29,23	7,12	411,63

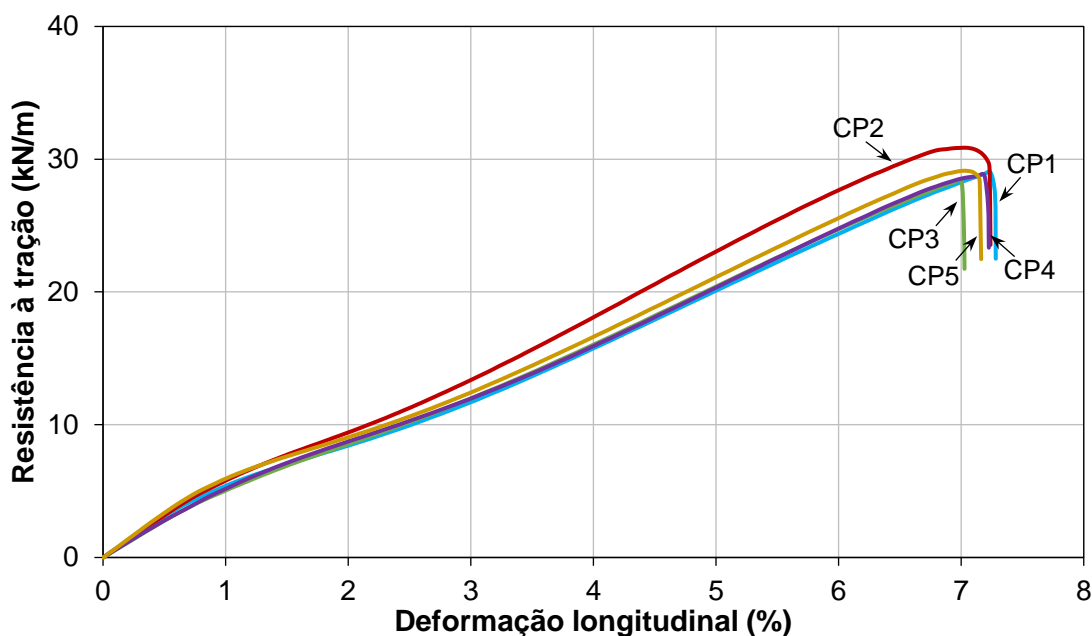


Figura 4.2 - Curvas tensão vs. deformação da geogrelha PET40.

A Tabela 4.6 e a Figura 4.3 ilustram, respectivamente, as curvas e os resultados dos ensaios de tração direta realizados na geogrelha protótipo PET65. Na Figura 4.4, apresenta-se o gráfico com as curvas médias de cada geossintético.

Tabela 4.6 - Ensaio de tração em faixa larga da geogrelha PET65.

CP	F_{rup} (N)	δ (mm)	T_{rup} (kN/m)	ε (%)	J_{rup} (kN/m)
1	4012,10	13,03	38,39	6,53	587,51
2	4207,10	12,94	40,93	6,17	663,22
3	4130,50	14,61	40,06	6,31	635,36
4	4120,00	16,31	39,62	6,56	604,21
5	4207,10	16,92	41,49	6,78	611,99
Média			40,10	6,47	620,46

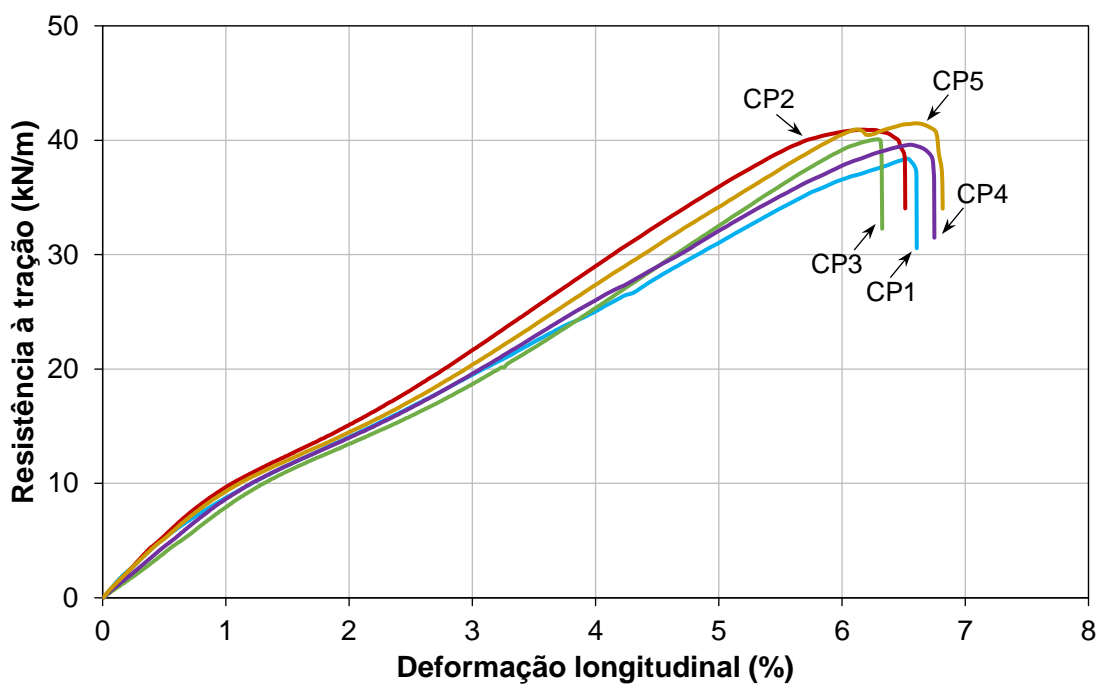


Figura 4.3 - Curvas tensão vs. deformação da geogrelha PET65.

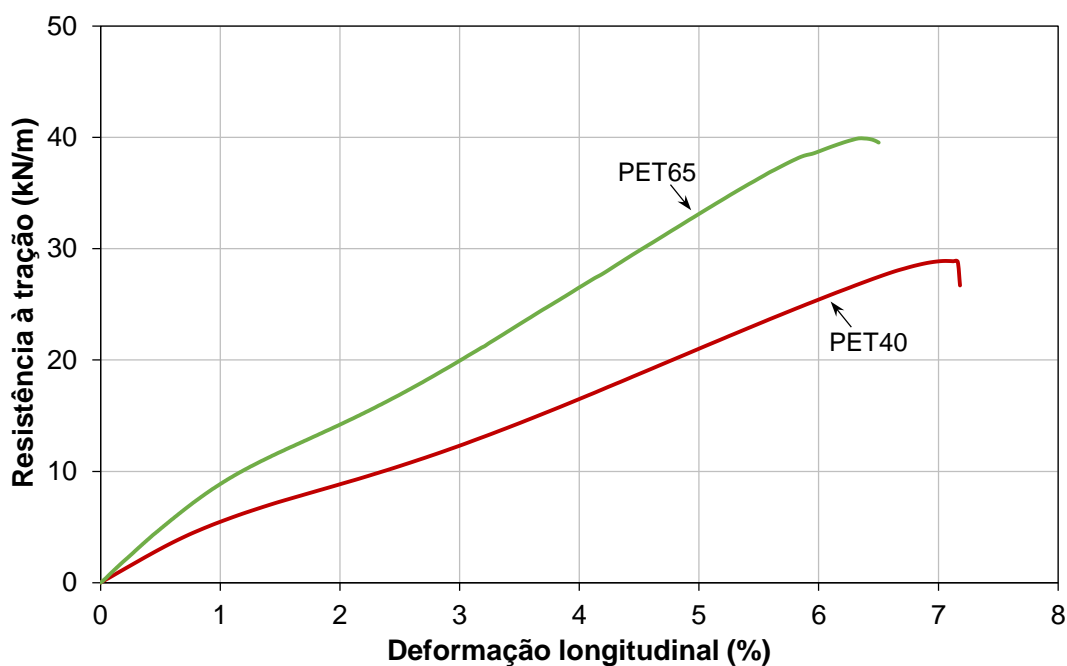


Figura 4.4 - Curvas de tração direta das geogrelhas PET40 e PET65 (média).

Nos ensaios de tração em faixa larga nas geogrelhas modelo, observou-se um escorregamento ao longo do carregamento devido à textura lisa do material impresso. Este escorregamento aumentava os deslocamentos medidos pelo sistema, gerando erros nas curvas de tensão vs. deformação. Para solucionar o problema, lixas de baixa gramatura foram adicionadas às garras de aperto frontal.

Além das dimensões de abertura da malha (a) e largura dos filamentos (b), o fator λ igual a 3,5 também foi aplicado à espessura (c), para manter a relação $1/\lambda^2$ na rigidez secante conforme as recomendações de Viswanadham e König (2004). Entretanto, devido à baixa espessura e elevada rigidez dos polímeros PETG, ABS e PLA, os filamentos da geogrelha rompiam durante o encaixe nas garras, mesmo sem aplicação de pré-carga. Assim, para permitir a continuidade dos ensaios, a espessura do material foi alterada de 0,3 mm para 0,6 mm.

Com a mudança na espessura, o fator escala adotado na rigidez foi igual ao produto de 3,5 vezes 1,6. Portanto, aplicando-se o fator 5,6 nas geogrelhas protótipo, os valores de rigidez deveriam ser aproximadamente iguais a 73,27 kN/m, para o modelo X, e 110,67 kN/m, para o modelo Y.

O polímero TPU apresentou baixa resistência e elevada deformabilidade, características inadequadas para o uso como elemento de reforço em camadas granulares, tendo em vista que a rigidez atua diretamente na deformabilidade do lastro (Brown; Kwan; Thom, 2007). De acordo com a Tabela 4.7, os polímeros PETG e PLA forneceram, respectivamente, a menor e maior rigidez, enquanto o ABS foi o polímero de menor elasticidade.

Tabela 4.7 - Parâmetros das geogrelhas protótipo e modelo com os fatores de referência.

Parâmetros	PET40	PET65	PETG	ABS	PLA
a ($\lambda = 3,5$), mm	25,0	25,0	7,0	7,0	7,0
b ($\lambda = 3,5$), mm	6,0	6,0	1,7	1,7	1,7
c ($\lambda = 1,6$), mm	1,0	1,0	0,6	0,6	0,6
T_{rup} ($\lambda^2 = 5,6$), kN/m	29,23	40,10	2,86	2,93	4,11
ε_{rup} (Sem fator), %	7,12	6,47	2,37	1,92	2,02
J_{rup} ($\lambda^2 = 5,6$), kN/m	410,35	619,80	120,69	152,77	203,66

Considerando o comportamento semelhante entre os polímeros PETG e ABS, estes materiais foram empregados para validar a geogrelha modelo X, enquanto o PLA, foi utilizado para a geogrelha modelo Y. As curvas de tração direta dos polímeros PETG e PLA estão representadas na Figura 4.5.

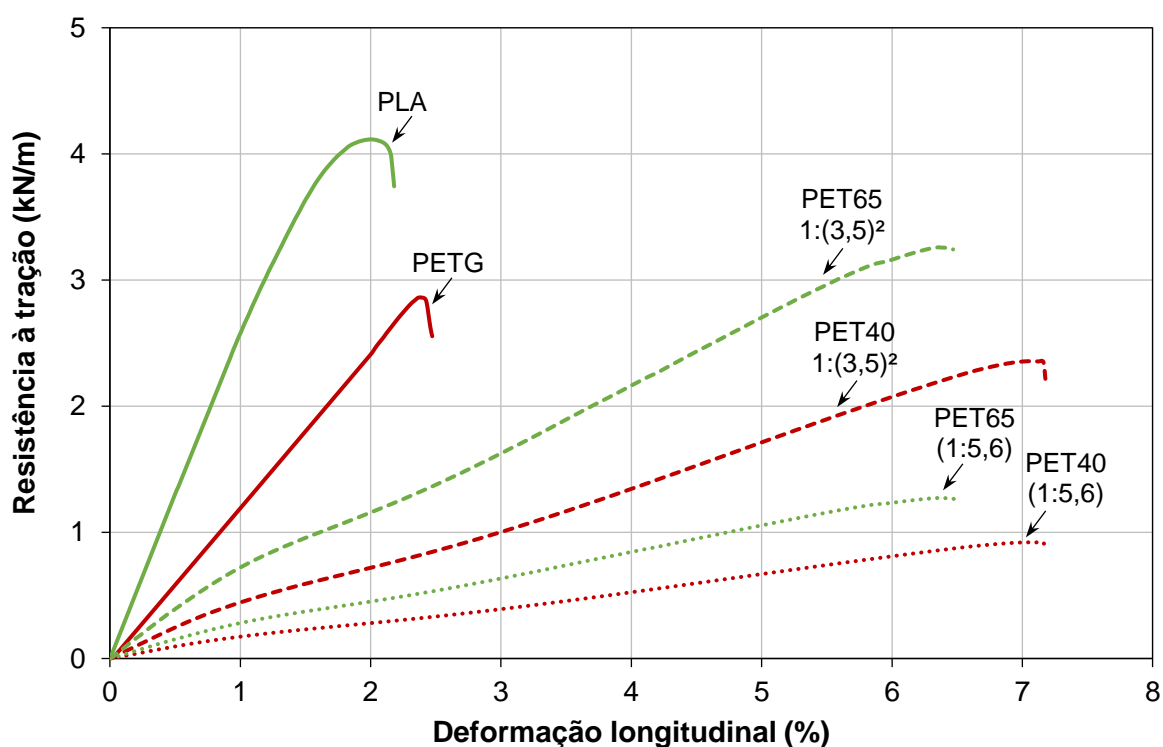


Figura 4.5 - Curvas de tração direta das geogrelhas protótipo e modelo (média).

Os resultados anteriores mostram que nenhum dos polímeros atendeu ao fator escala de 5,6 para a rigidez secante. O PETG possui, em média, 64,7% mais rigidez do que a geogrelha PET40, enquanto o ABS possui, em média, 108,5%. Assim, o PETG foi escolhido como material de confecção para a geogrelha modelo X. Por outro lado, o PLA, com uma rigidez secante, em média, 84% superior à geogrelha PET65, foi o material adotado para a geogrelha modelo Y.

Verifica-se ainda que as resistências do PETG e PLA foram próximas das especificações para o fator escala igual ao quadrado de 3,5. Neste fator, as geogrelhas PET40 e PET65 possuem, respectivamente, resistências iguais a 2,39 kN/m² (16,4% inferior ao modelo X) e 3,27 kN/m² (20,4% inferior ao modelo Y). No entanto, vale destacar que os valores de resistência à tração obtidos neste trabalho foram inferiores às especificações comerciais de 40 kN/m e 65 kN/m para as geogrelhas Basetrac Grid PET40 e PET65 fornecidas pela fabricante.

Aplicando-se a equação proposta por Cazzuffi *et al.* (1986) nos ensaios de punção estática, as geogrelhas protótipo apresentaram 51% menos resistência em comparação com os resultados dos ensaios de tração em faixa larga (Tabela 4.8). Contudo, deve-se ressaltar que existem outras propostas de correlações disponíveis na literatura. As Figuras 4.6 e 4.7 ilustram, respectivamente, as curvas dos ensaios de puncionamento realizados nas geogrelhas PET40 e PET65.

Tabela 4.8 - Ensaio de punção das geogrelhas PET40 e PET65.

PET40				PET65			
CP	F_{rup} (N)	δ (mm)	T_{rup} (kN/m)	CP	F_{rup} (N)	δ (mm)	T_{rup} (kN/m)
1	1970,39	26,01	12,54	1	3565,92	25,96	22,70
2	2119,36	30,70	13,49	2	2796,78	26,21	17,80
3	2225,60	31,08	14,17	3	3193,72	25,58	20,33
4	2429,98	28,55	15,47	4	2855,89	22,76	18,18
5	2353,61	25,89	14,98	5	2735,78	26,38	17,42
Média			14,13	Média			19,28

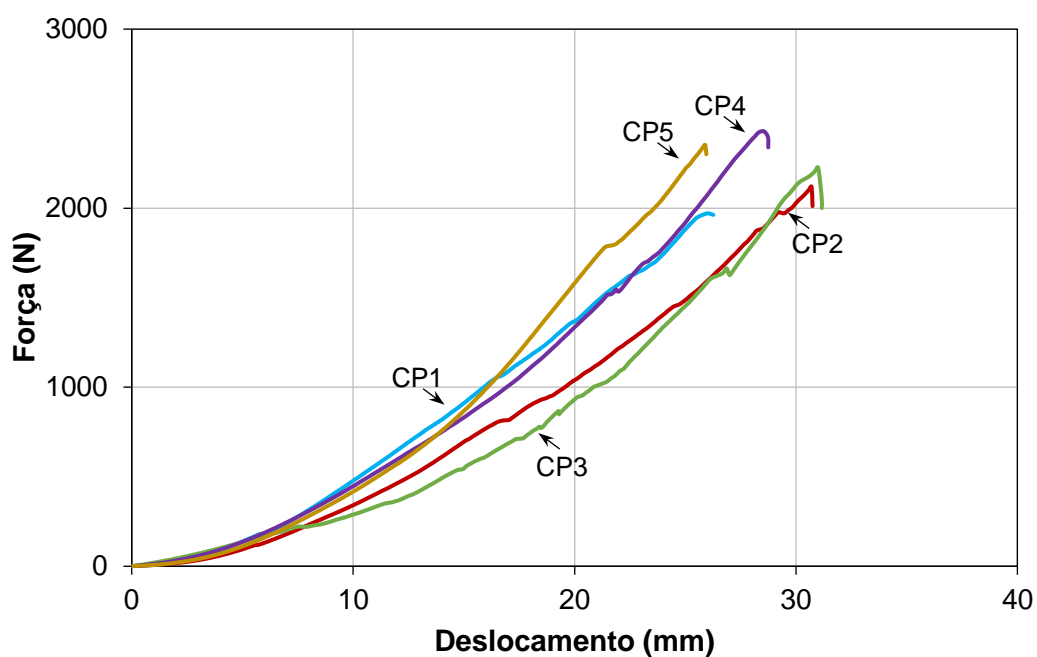


Figura 4.6 - Curvas de punção da geogrelha PET40.

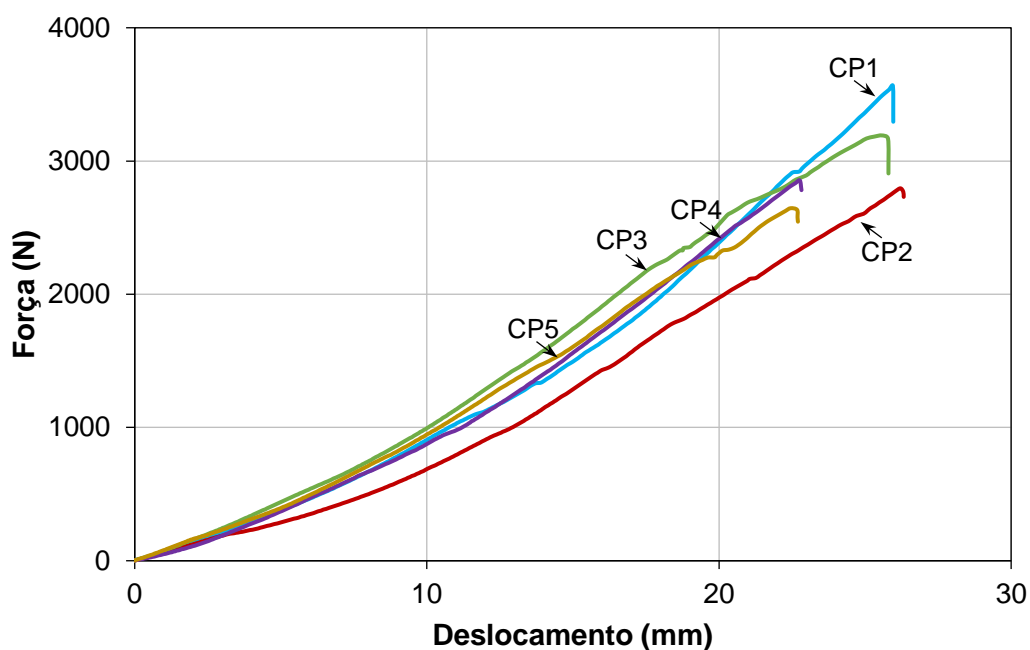


Figura 4.7 - Curvas de punção da geogrelha PET65.

Pode-se observar que o ensaio de punção com a equação de Cazzuffi *et al.* (1986) não resultou em boas correlações ao serem aplicados em geogrelhas. No entanto, segundo Murphy e Koerner (1988), este ensaio pode apresentar correlações inferiores a 15% para geotêxteis e geocompostos.

De acordo com Ghosh (1998), os ensaios de puncionamento mobilizam uma concentração de deformações próximas à ponta do pistão, resultando em valores de resistência inferiores aos obtidos em ensaios de tração direta.

Conforme a Figura 4.8, as geogrelhas modelo também apresentaram resistências menores em comparação aos ensaios de tração em faixa larga.

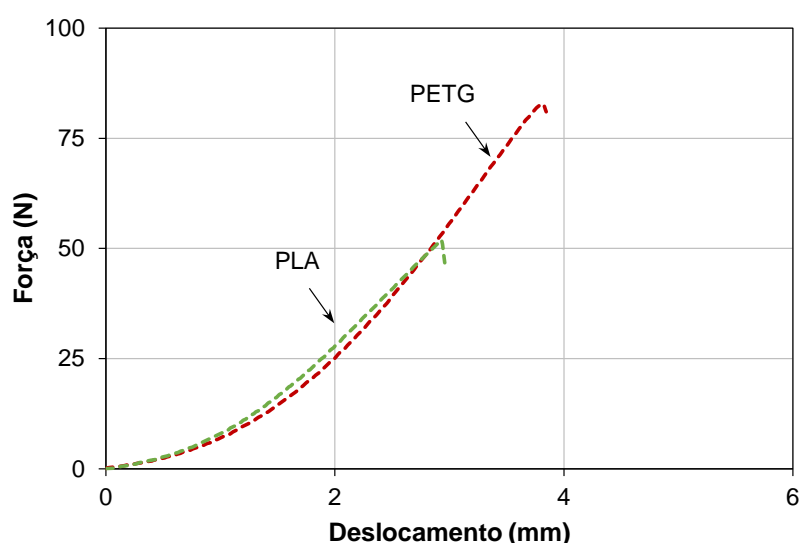


Figura 4.8 - Curvas de puncionamento das geogrelhas modelo (média).

A resistência do PETG foi, em média, 46,8% inferior à geogrelha PET40, seguindo a tendência observada na geogrelha protótipo. Por outro lado, o PLA apresentou a pior correlação entre os resultados, com uma resistência, em média, 76,4% menor. Estes dados corroboram a conclusão de que os ensaios de punção não forneceram boas correlações para obter a tração indireta das geogrelhas. Portanto, seria necessário refazer os procedimentos com outras correlações e materiais para observar a reincidência deste comportamento.

Tabela 4.9 - Ensaio de puncionamento das geogrelhas modelo.

Geogrelha	F (N)	δ (mm)	T (kN/m)
Modelo X (PETG)	82,75	3,82	1,52
Modelo Y (PLA)	51,79	2,93	0,97

A Figura 4.9 mostra a representação esquemática da geogrelha modelo pronta para o processo de impressão.

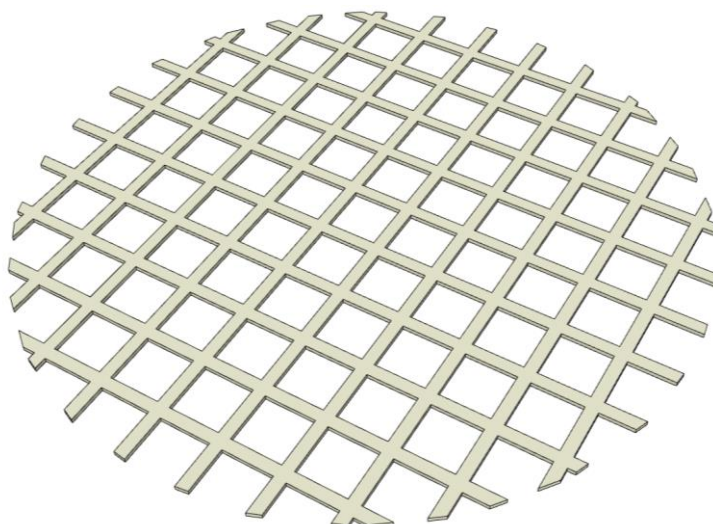


Figura 4.9 - Perspectiva da geogrelha modelo para ensaios de escala reduzida.

4.4 Ensaios de módulo resiliente

Foram executados três ensaios de módulo resiliente visando avaliar o comportamento do lastro a curto prazo, conforme descrito no item 3.4.2. A Figura 4.10 apresenta os resultados dos três ensaios MR seguindo os níveis de tensão propostos pela norma EN 13286-7 (CEN, 2014), descritos no capítulo anterior. Na literatura, os ensaios são plotados geralmente pelo número de ciclos, entretanto, esta representação não reflete o real estado de tensões ao qual o material foi submetido, uma vez que são aplicados apenas 100 ciclos a cada par de tensão.

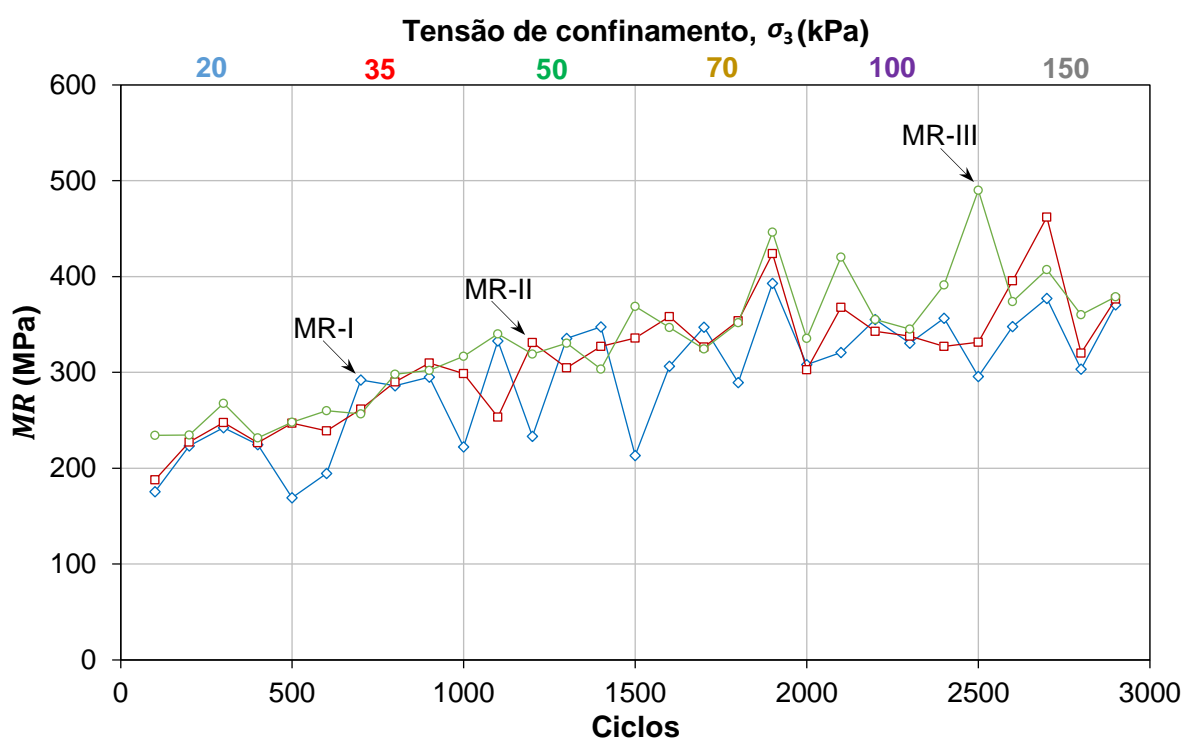


Figura 4.10 - Módulo resiliente vs. Número de ciclos.

Nos três ensaios, notou-se um comportamento semelhante na variação do módulo resiliente, com a tendência de estabilização com o aumento do número de ciclos e nível de tensões, seguindo o comportamento relatado na bibliografia (Lackenby *et al.*, 2007; Thakur; Vinod; Indraratna, 2013). Assim, conforme a tensão de confinamento aumenta, os módulos também crescem, devido ao enrijecimento gradual do material.

Com base no comportamento de materiais granulares sob carregamento cíclico definido por Indraratna, Lackenby e Christie (2005), pode-se afirmar que, para o lastro sintético com forma controlada, a zona estável (ótima) está situada para um nível de confinamento a partir de 50 kPa. A zona instável (dilatante) abrange valores entre 20 e 35 kPa. A zona compressiva, situada após a zona estável, não foi observada. Vale ressaltar que a frequência do ensaio MR foi limitada a 1 Hz.

Na zona instável, o material mostrou um aumento significativo nas deformações axiais devido ao baixo nível de confinamento. Esta fase representa a condição em que os grãos sofrem o maior grau de fraturamento. No entanto, não foi possível quantificar o grau de desgaste para cada nível de tensão.

Além do percentual de desgaste, a avaliação do comportamento geomecânico de materiais granulares também é realizada utilizando as deformações volumétricas, determinadas pela soma das deformações axial e radial. Entretanto, por limitações do sistema de aquisição de dados, não foi possível medir as deformações radiais.

Comparando os três ensaios, observou-se que a inclusão da geogrelha aumentou a rigidez do lastro devido ao efeito de intertravamento mobilizado pelo elemento de reforço conforme os resultados de Chen *et al.* (2013) e Sweta e Hussaini (2020). A geogrelha PETG promoveu um aumento médio de 9,8% nos valores de módulo resiliente, enquanto a geogrelha PLA aumentou, em média, 17,2%. O enrijecimento proporcionado pelas geogrelhas foi mais evidente na zona de estabilização das deformações axiais. Este comportamento está associado ao aumento do nível de confinamento que influenciou na mobilização dos elementos de reforço, considerando que os agregados foram submetidos a tensões até 150 kPa, seguindo as recomendações da norma europeia.

Tendo em vista que o módulo resiliente é significativamente influenciado pelo confinamento dos grãos, os resultados dos ensaios foram plotados separadamente para cada nível de tensão confinante (Figura 4.11).

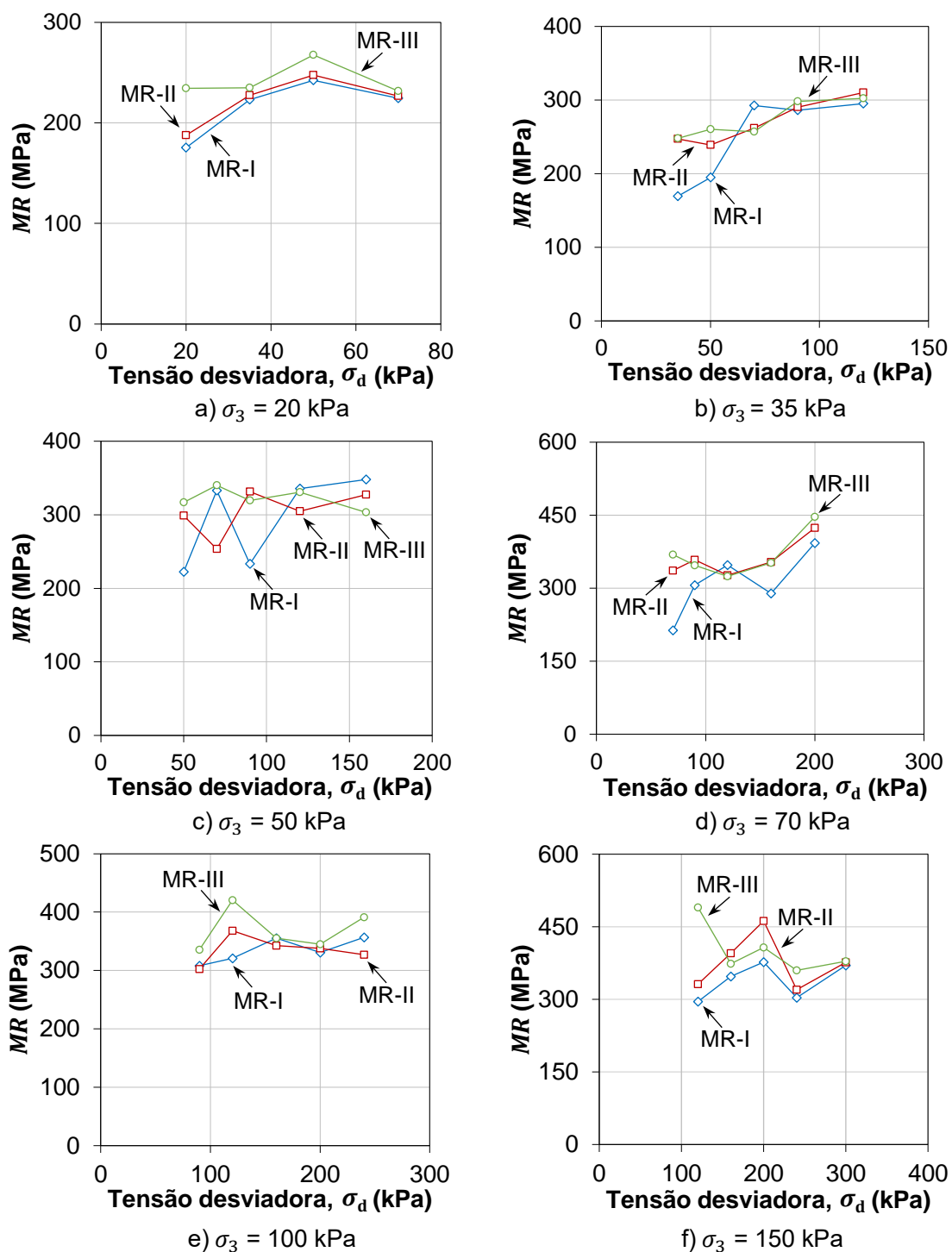


Figura 4.11 - Módulo resiliente vs. tensão de confinamento.

Os resultados apresentados anteriormente mostram um comportamento típico de materiais granulares quando submetidos a carregamentos cíclicos. Assim como a tensão de confinamento, o módulo resiliente também foi influenciado pela tensão desviadora, embora em menor magnitude. Esta tendência de enrijecimento segue as observações de Thakur, Vinod e Indraratna (2013), Merheb *et al.* (2014) e Conceição, Maia e Cordeiro (2022).

Para outros níveis de tensão, foi observado um comportamento oposto, onde o módulo de resiliência reduziu com o aumento da tensão desviadora. Esta tendência também foi notada por Conceição, Maia e Cordeiro (2022).

Para melhor entendimento, a contribuição das geogrelhas nos ensaios MR-II e MR-III também foi ilustrada para cada estado de tensão (Figura 4.12) e confinamento (Tabela 4.10).

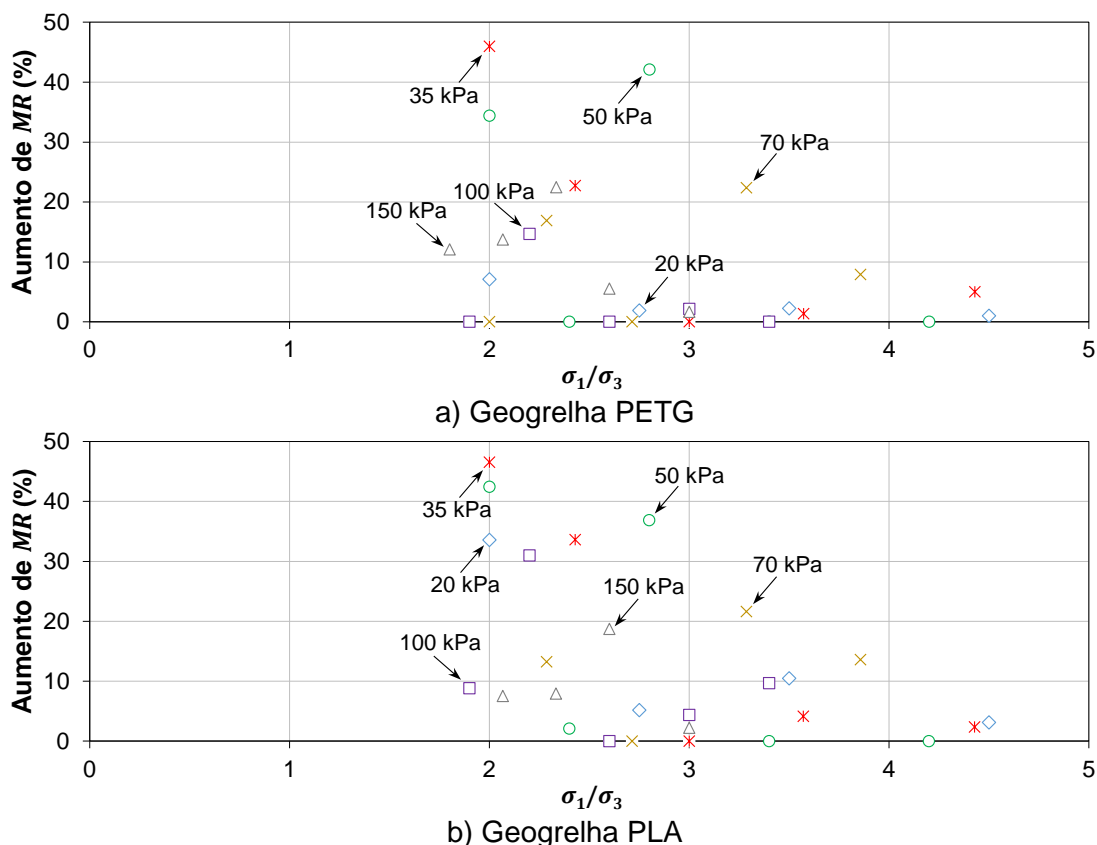


Figura 4.12 - Enrijecimento do lastro por estado de tensões.

Tabela 4.10 - Enrijecimento do lastro por confinamento (média).

σ_3 (kPa)	PETG (%)	PLA (%)
20	3,05	13,11
35	15,01	17,34
50	15,29	16,30
70	9,43	24,30
100	3,37	10,80
150	11,11	20,44

Verifica-se que as maiores contribuições da geogrelha PETG foram observadas na faixa de confinamento entre 35 e 70 kPa. A geogrelha PLA também manteve esta tendência, mas melhorou o enrijecimento em todos os níveis de confinamento, especialmente para 20 e 100 kPa.

O modelo composto de Macêdo (1996) foi utilizado para observar a dispersão entre os dados experimentais (Figura 4.13) (Tabela 4.11).

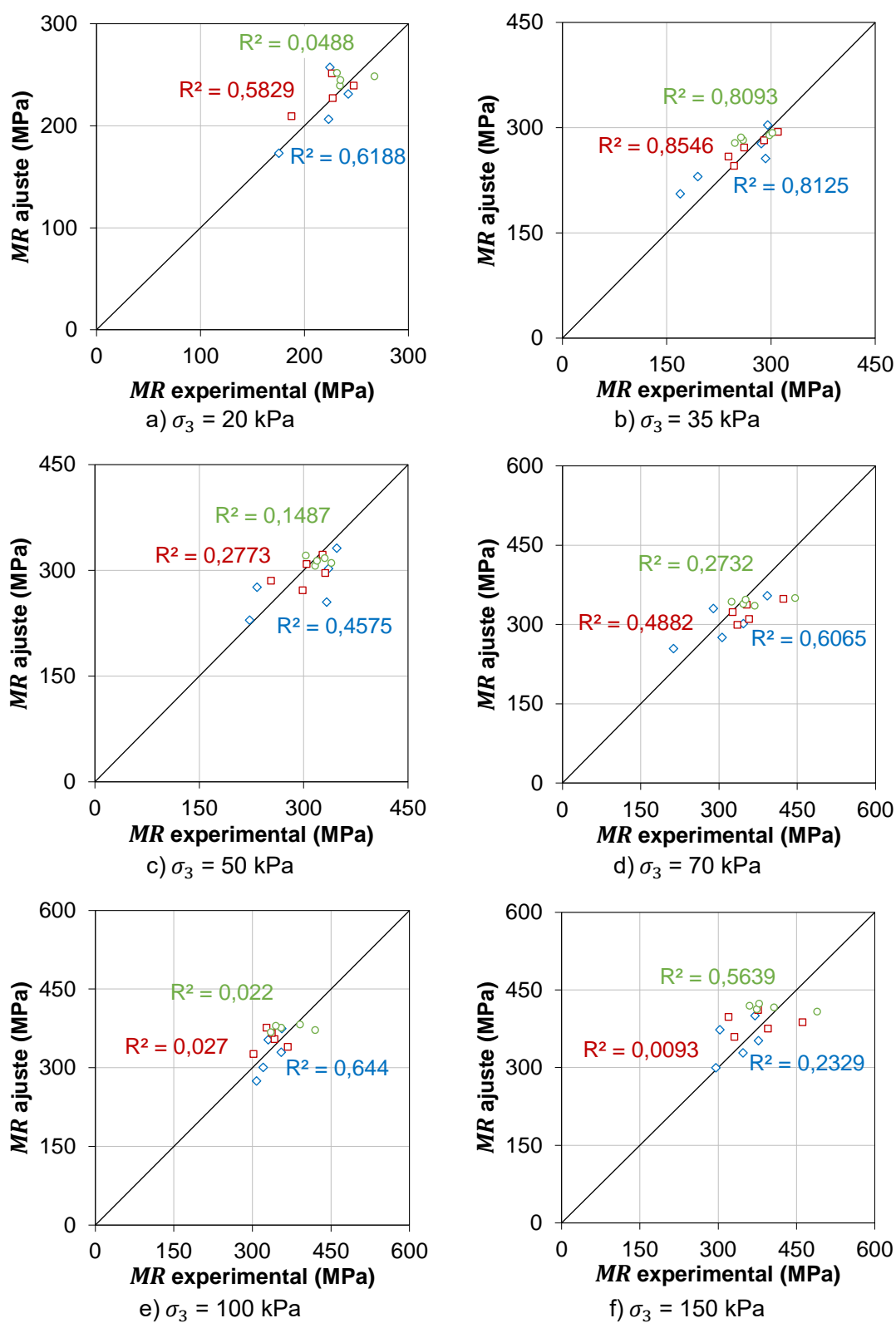


Figura 4.13 - Módulo resiliente experimental vs. módulo resiliente ajuste.

Tabela 4.11 - Modelo de ajuste por nível de tensões.

Estado de tensões		Módulo resiliente (MPa)					
		Experimental			Ajuste		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	MR-I	MR-II	MR-III	MR-I	MR-II	MR-III
20	20	175,41	187,83	234,36	173,03	209,21	239,19
	35	223,22	227,42	234,80	206,56	227,08	244,73
	50	242,26	247,68	267,70	231,25	239,25	248,34
	70	224,51	226,74	231,60	257,24	251,33	251,78
35	35	169,21	247,01	248,00	205,54	245,37	278,10
	50	194,64	238,88	260,10	230,10	258,52	282,19
	70	292,23	261,68	256,85	255,96	271,58	286,10
	90	286,13	290,00	298,00	277,15	281,75	289,06
	120	295,18	309,90	302,20	303,58	293,88	292,49
50	50	222,27	298,67	316,70	229,37	271,60	306,13
	70	332,95	253,38	340,06	255,15	285,32	310,38
	90	233,16	331,27	319,20	276,28	296,01	313,59
	120	335,64	304,66	330,60	302,61	308,75	317,31
	160	347,68	327,26	303,40	331,46	322,03	321,07
70	70	213,26	335,99	368,90	254,39	298,92	335,17
	90	306,36	358,16	347,00	275,45	310,13	338,64
	120	347,28	326,52	324,60	301,71	323,47	342,65
	160	289,28	353,96	351,90	330,47	337,38	346,71
	200	392,92	423,91	446,40	354,66	348,59	349,89
100	90	308,25	302,74	335,47	274,58	325,82	367,37
	120	320,85	367,96	420,41	300,75	339,84	371,73
	160	355,26	342,82	355,30	329,43	354,46	376,13
	200	330,63	337,78	345,20	353,53	366,23	379,58
	240	356,61	327,27	391,20	374,54	376,14	382,43
150	120	295,75	331,53	490,09	299,67	359,46	407,79
	160	347,71	395,52	373,96	328,24	374,92	412,62
	200	377,19	461,96	407,25	352,26	387,37	416,41
	240	303,34	320,16	360,21	373,19	397,85	419,53
	300	370,48	376,69	378,78	400,50	411,07	423,38

O modelo de Macêdo (1996) não teve um bom ajuste aos resultados experimentais, apresentando um coeficiente de determinação (R^2) médio igual a 0,562 (MR-I), 0,373 (MR-II) e 0,311 (MR-III).

As Figuras 4.14 e 4.15 ilustram o grau de fraturamento das partículas pelo índice B_g (Marsal, 1967) e BBI (Indraratna; Lackenby; Christie, 2005), sendo este último determinado diretamente pela correlação de Hussaini (2013).

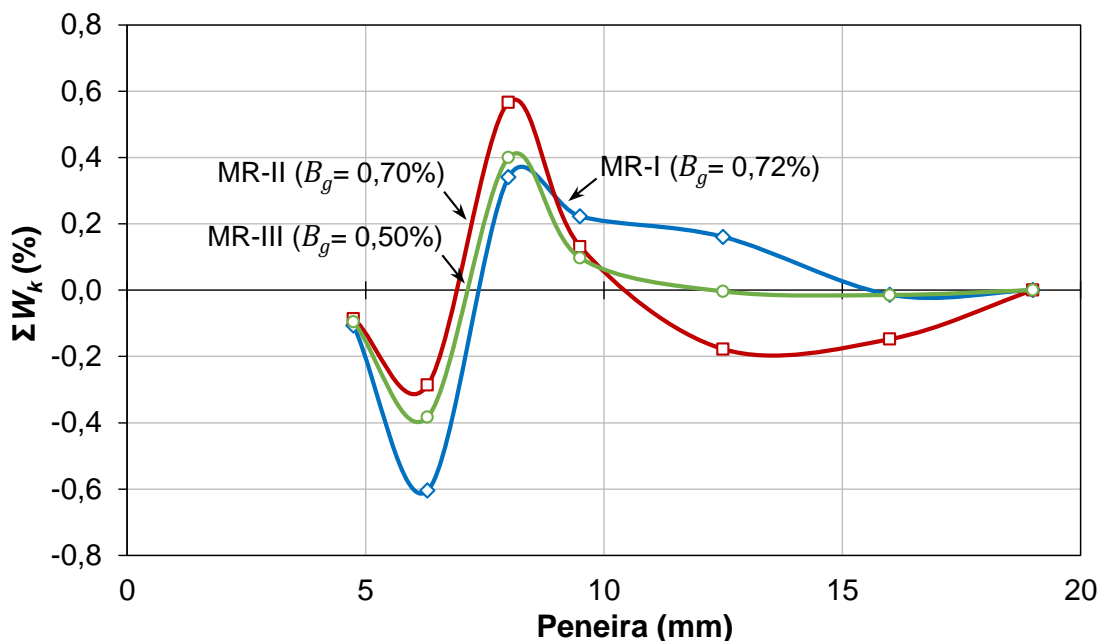


Figura 4.14 - Índice B_g dos ensaios MR.

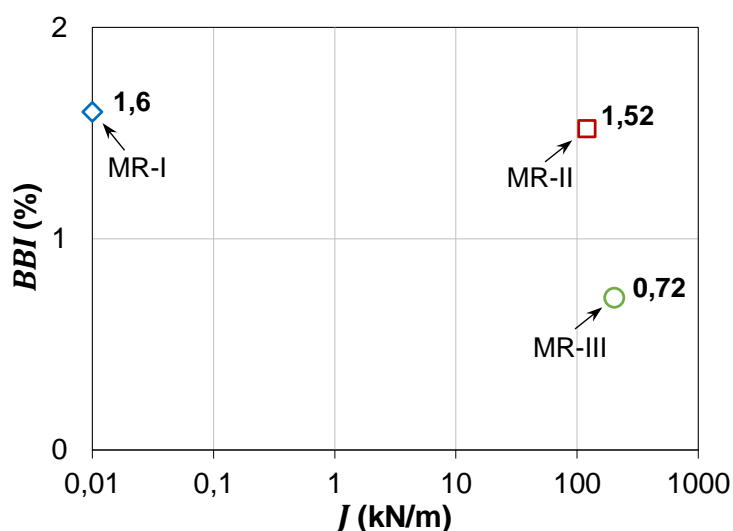


Figura 4.15 - Índice BBI dos ensaios MR.

Os resultados mostram que a inclusão do reforço influenciou na quebra dos grãos, seguindo as observações de Palmeira, Gardoni e Araújo (2021). Nota-se que a geogrelha PLA forneceu o melhor resultado entre os ensaios. De acordo com o índice BBI , o grau de desgaste dos agregados no ensaio MR-III foi reduzido em 55% quando comparado ao MR-I. Em contrapartida, a geogrelha PETG reduziu o fraturamento em apenas 5%.

Verifica-se também que as partículas com diâmetro entre 13,4 e 19,0 mm foram menos influenciadas pelo reforço devido à zona de bloqueio com abertura reduzida fornecida pelas geogrelhas.

4.5 Ensaios de deformação permanente

Seguindo a metodologia apresentada no item 3.4.3, os ensaios de deformação permanente foram conduzidos simulando um nível de tensão para uma ferrovia *heavy haul* com carga axial de 32,5 toneladas por eixo, visando observar o comportamento do lastro a longo prazo. Os resultados dos três ensaios de longa duração estão ilustrados na Figura 4.16.

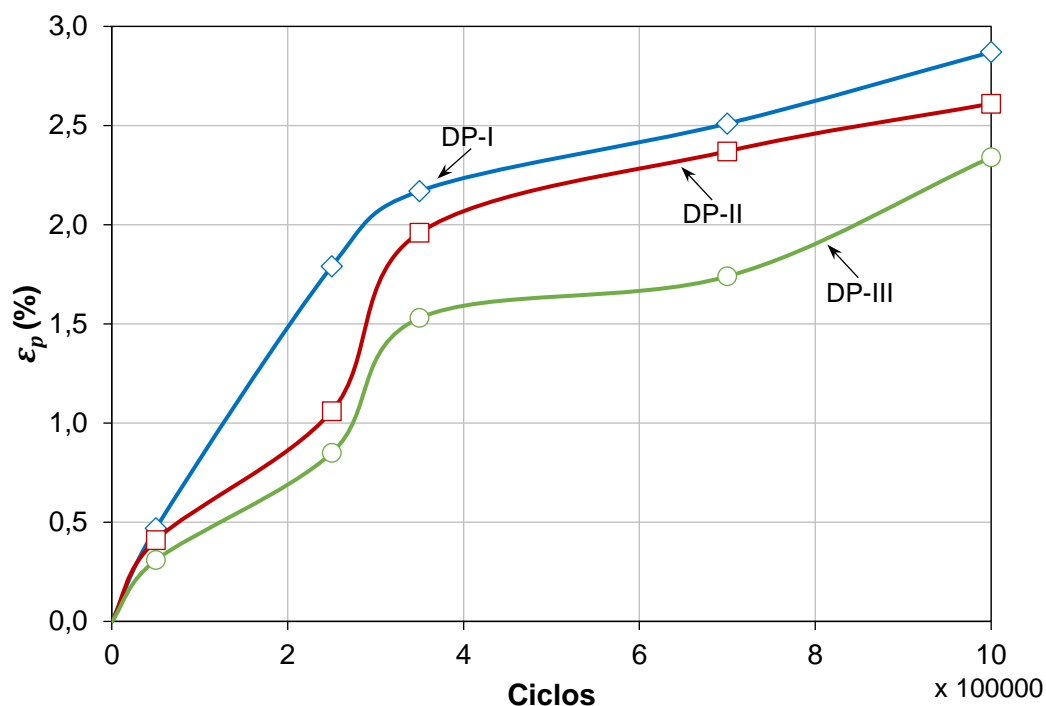


Figura 4.16 - Deformação permanente vs. número de ciclos.

Pode-se observar que os incrementos de deformação plástica foram superiores nos primeiros 350 mil ciclos. Contudo, o material passa por um processo de estabilização das deformações axiais para o nível de tensões correspondente. Esta tendência, observada em todos os ensaios de longa duração, confirma o comportamento descrito por Indraratna e Salim (2003); Abu-Farsakh, Nazzal e Mohammad (2007); Indraratna, Pramod e Vinod (2010b) e Qian *et al.* (2018).

Inicialmente, o lastro sofre elevadas deformações iniciais devido à movimentação dos grãos, desgaste durante o contato e processos de compactação. Esta fase de instabilidade foi observada durante os primeiros 350 mil ciclos.

Sendo assim, pode-se afirmar que o lastro sintético começou a entrar na fase de *shakedown* após o período de instabilidade inicial. Contudo, mesmo depois de alcançar um milhão de ciclos, o material não estabilizou as deformações plásticas, mantendo um percentual de crescimento inferior à fase inicial.

Tendo em vista que o ensaio DP foi conduzido para um único nível de tensão, com paralisações a cada 50 mil ciclos, nos primeiros 250 mil ciclos, deve-se observar que o condicionamento da amostra entre as leituras pode ter influenciado nestes resultados. Vale ressaltar que este procedimento foi limitado pelo sistema de aquisição de dados e software empregado nesta pesquisa, possibilitando a medição das deformações somente no final do número de ciclos, ao contrário das recomendações da norma EN 13286-7 (CEN, 2004). Além disso, não foi possível avaliar o efeito da tensão desviadora no comportamento plástico.

Zhang *et al.* (2019) explicam que frequências baixas, situadas entre 1 e 3 Hz, comumente utilizadas em ensaios triaxiais dinâmicos, não influenciam nas deformações permanentes. Porém, Indraratna, Pramod e Vinod (2010b) destacam que frequências elevadas, como, por exemplo, 20, 30 ou 40 Hz, empregadas para simular trens de alta velocidade, influenciam no grau de fraturamento dos grãos e na taxa de deformação axial e volumétrica.

Portanto, a relação entre a frequência e o longo período de instabilidade inicial pode ter influenciado o comportamento dos grãos, considerando que na bibliografia, os materiais granulares tendem a se estabilizar em até 100 mil ciclos durante a realização de ensaios de longa duração.

Nota-se que a geogrelha contribuiu positivamente na redução das deformações permanentes. A geogrelha PETG reduziu as deformações em até 40,8% no ensaio DP-II, enquanto geogrelha PLA reduziu em até 52,5% no ensaio DP-III (Figura 4.17). A contribuição de geogrelhas produzidas com impressão 3D também foi observada por Kaluder *et al.* (2022). Tais resultados demonstram a influência dos efeitos do reforço e rigidez na deformabilidade de materiais granulares.

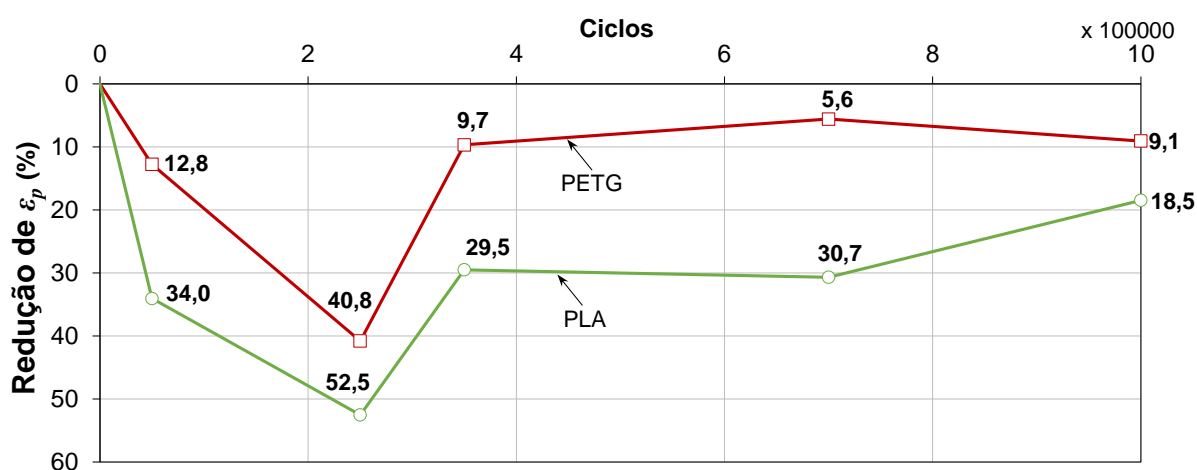


Figura 4.17 - Influência da geogrelha na deformabilidade do lastro a longo prazo.

Para uma geogrelha modelo com 7 mm de abertura da malha e partículas com diâmetro médio igual a 11,7 mm, a relação a/d_{50} foi igual a 0,6. De acordo com a literatura, este valor corresponde a uma zona de bloqueio fraca. Indraratna, Hussaini e Vinod (2013) comentam que a faixa ideal de valores se encontra entre 0,95 e 1,2. McDowell *et al.* (2006) destacam que, a relação ideal está situada entre 1,1 e 1,4, enquanto Han *et al.* (2018) recomendam valores entre 1,3 e 1,7 para geogrelhas biaxiais.

Sendo assim, o fator escala aplicado às geogrelhas reduziu o efeito promovido pelo intertravamento. Esta observação corrobora com os estudos de Brown, Kwan e Thom (2007), comprovando que parâmetros geométricos da geogrelha, tais como abertura da malha e rigidez secante, influenciam a deformabilidade da camada de lastro.

Estudos desenvolvidos por Barksdale (1972) demonstraram que a deformabilidade de materiais granulares, sob carregamento cíclico, pode ser representada por uma escala semi-logarítmica para observar o comportamento a longo prazo (Figura 4.18).

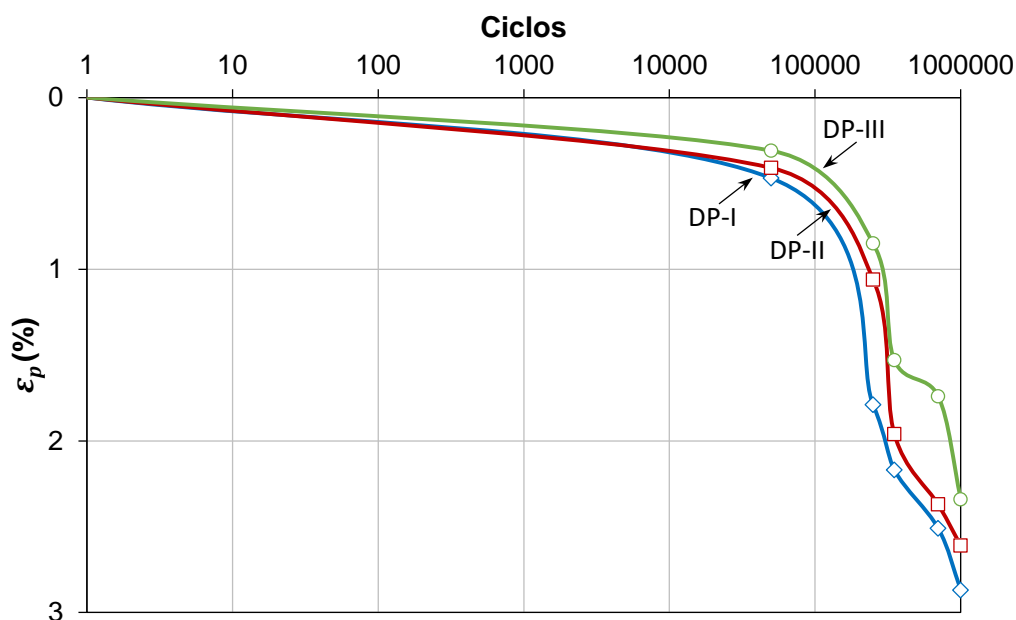


Figura 4.18 - Deformação permanente vs. número de ciclos em escala semi-logarítmica.

As Figuras 4.19a, 4.19b e 4.19c apresentam os resultados do índice de fraturamento B_g (Marsal, 1967) para os ensaios de longa duração. O índice BBI (Indraratna; Lackenby; Christie, 2005), determinado a partir da correlação de Hussaini (2013), está ilustrado na Figura 4.20.

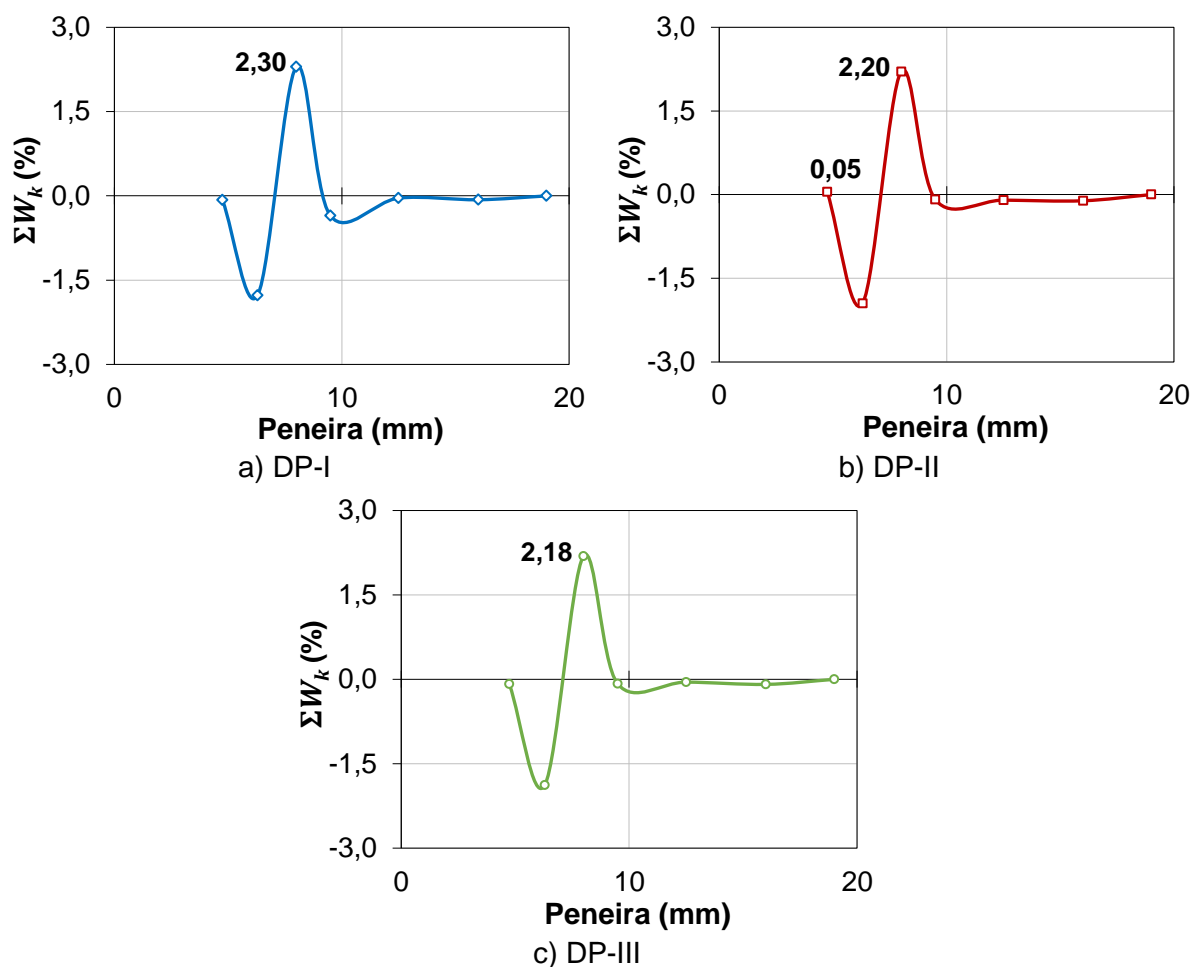


Figura 4.19 - Índice B_g dos ensaios DP.

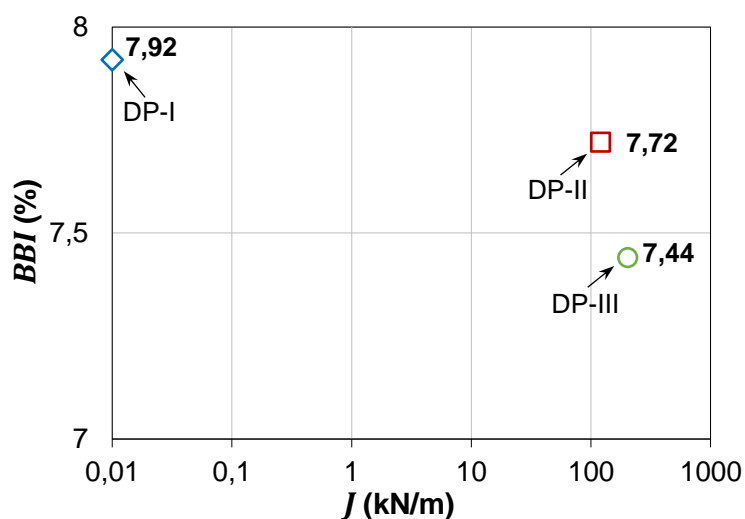


Figura 4.20 - Índice BBI dos ensaios DP.

Comparado aos agregados de granito, empregados nos ensaios conduzidos por Delgado *et al.* (2019), a degradação do lastro sintético foi 36,5% inferior. Contudo, vale destacar que os ensaios de carga repetida deste trabalho foram executados

utilizando-se um lastro com forma controlada. Portanto, o controle de forma do agregado, em conjunto com a utilização de um coeficiente de uniformidade próximo a 2,0, contribuiu para reduzir o desgaste do material, mesmo sem adição de reforço.

Para o índice B_g , a geogrelha PETG reduziu o desgaste de em 2,2%, enquanto a geogrelha PLA reduziu em 5,2%. Para o índice BBI , as reduções foram, respectivamente, iguais a 2,5% e 6,1%.

Assim como os ensaios MR, as partículas com maiores diâmetros (13,4 a 19,0 mm) foram menos influenciadas pelo elemento de reforço. Este comportamento está associado à zona de bloqueio reduzida, considerando a abertura de 7,0 mm da geogrelha modelo.

Pode-se afirmar que, ao contrário da deformabilidade, o efeito da geogrelha na degradação do lastro foi desprezível no comportamento a longo prazo. A elevada rigidez dos polímeros pode ter influenciado nos resultados, tendo em vista que a rigidez secante de ambos os polímeros foi superior ao efeito escala desejado. Nos ensaios de módulo resiliente, esta tendência também foi observada no MR-II, onde a geogrelha PETG reduziu o fraturamento em 2,8% (B_g) e 5,0% (BBI).

Geogrelhas comerciais, como a Basetrac Grid, são rígidas, mas apresentam uma elevada flexibilidade de interação com o solo. Tal característica não foi observada nas geogrelhas modelo durante a caracterização mecânica e nos ensaios triaxiais de carga repetida. O alinhamento das fibras de composição dos polímeros utilizados nas geogrelhas modelo em conjunto com a textura lisa observada nestes materiais, contrasta com a superfície rugosa das geogrelhas protótipo PET40 e PET65.

A Figura 4.21 mostra a condição das geogrelhas após os ensaios DP.

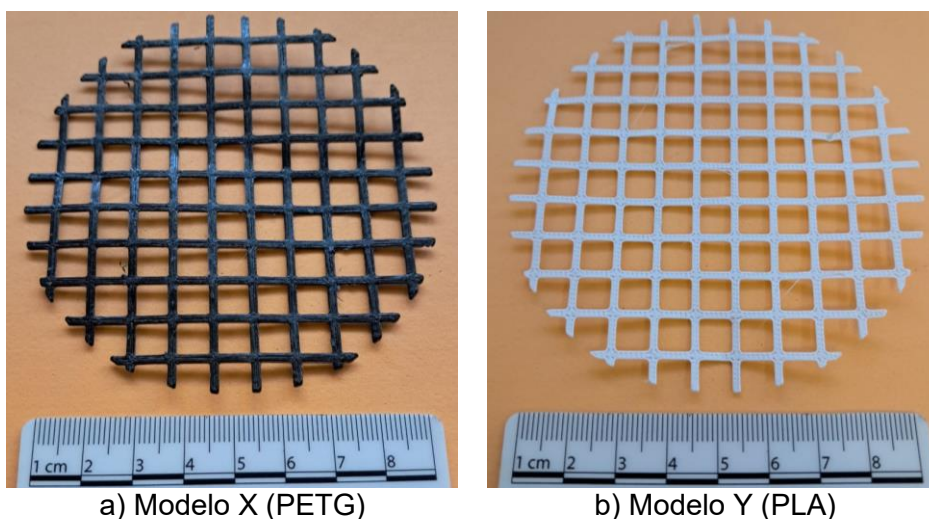


Figura 4.21 - Geogrelhas modelo após os ensaios DP.

Nota-se a elevada rigidez e baixa flexibilidade dos polímeros entre os filamentos e junções. A deformabilidade dos componentes é mais visível no PETG, devido à menor rigidez. O desgaste em um dos filamentos do PLA pode estar associado ao processo de compactação do lastro durante a montagem do corpo de prova no ensaio DP-III.

Assim como os ensaios MR, vale ressaltar que o confinamento de 70 kPa também pode ter influenciado nos resultados dos ensaios com adição de reforço.

Com base nos resultados anteriores, destaca-se que os efeitos dos elementos de reforço a longo prazo foram influenciados tanto pelo fator escala quanto pela rigidez dos polímeros PETG e PLA. Novos estudos devem ser conduzidos em lastros de forma controlada para observar a recorrência deste comportamento. Porém, utilizando geogrelhas com aberturas maiores, para atender aos intervalos das zonas de bloqueio recomendadas na bibliografia, e confeccionadas com materiais mais flexíveis, para melhor similaridade de interação com os agregados em comparação com as geogrelhas comerciais.

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÃO

O trabalho teve como objetivos avaliar, isoladamente, o efeito do reforço da geogrelha a longo prazo e a influência da rigidez no confinamento. Para isso, foram utilizadas partículas sintéticas com forma controlada em ensaios triaxiais de curta e longa duração, com e sem adição de geogrelha.

A metodologia empregada no ensaio triaxial de carga repetida buscou, de forma simplificada, simular um carregamento vertical dinâmico a partir de um pulso senoidal.

Este capítulo apresenta e resume as conclusões obtidas nesta pesquisa.

5.1 Conclusões sobre o comportamento a curto prazo

O crescimento do nível de confinamento promoveu reduções nas deformações iniciais, enrijecendo gradualmente a massa de solo. Porém, o efeito de intertravamento fornecido pelos elementos de reforço foi reduzido.

A rigidez presente no polímero PLA aumentou o enrijecimento da massa de solo para todos os níveis de confinamento.

A zona pós-estabilização não foi observada nos materiais granulares, devido ao número de ciclos aplicados e à baixa frequência de carregamento.

5.2 Conclusões sobre o comportamento longo prazo

Os agregados apresentaram deformações plásticas elevadas nos primeiros ciclos. Este comportamento demonstra que os materiais granulares passam por um processo de estabilização das deformações permanentes quando estão próximos de alcançar a condição de *shakedown*.

O efeito de intertravamento, promovido pela geogrelha, é mais visível nos primeiros ciclos, quando os grãos se reacomodam devido ao elemento de reforço até atingir o estado de equilíbrio, onde as deformações se estabilizam.

Apesar da tendência de redução das deformações plásticas, a condição de *shakedown* não foi alcançada pelo lastro, mesmo sendo submetidos somente a um único estado de tensão. Este comportamento pode ter sido influenciado pela baixa frequência de carregamento.

A elevada rigidez e a textura lisa presente nos polímeros PETG e PLA inibiu o grau de adaptabilidade e a contato com os agregados, enquanto a abertura da malha influenciou na mobilização do intertravamento. Portanto, as geogrelhas apresentaram uma flexibilidade de interação parcial com a massa de solo.

5.3 Sugestões para futuros trabalhos

Reduzir o fator escala da geogrelha na abertura da malha e largura dos filamentos para 1,6, avaliando a contribuição do elemento de reforço com uma zona de bloqueio situada nas faixas recomendadas da bibliografia.

Executar ensaios utilizando uma geogrelha modelo confeccionada com polímeros mais flexíveis e com uma textura superficial rugosa.

Conduzir ensaios com confinamento máximo de 20 kPa, buscando avaliar a contribuição das geogrelhas para curto e longo prazo, com um estado de tensões mais próximo às condições encontradas na ferrovia.

Analisar a contribuição das geogrelhas nas deformações radiais utilizando partículas com forma controlada.

Avaliar o efeito de intertravamento promovido pelas geogrelhas em ensaios com frequências maiores, visando simular com mais fidelidade o carregamento presente em ferrovias *heavy haul*.

Submeter as geogrelhas a ensaios de deformação permanente com múltiplos estágios para observar a influência da história de tensões sobre o lastro reforçado.

Conduzir ensaios em escala real (RTF), analisando os efeitos do processo de socaria no comportamento geomecânico do lastro com forma controlada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABU-FARSAKH, M.; SOUCI, F.; VOYIADJIS, G. Z.; CHEN, Q. Evaluation of factors affecting the performance of geogrid-reinforced granular base material using repeated load triaxial tests. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 24, n. 1, p. 72–83, jan. 2012.
- ABU-FARSAKH, M. Y.; NAZZAL, M. D.; MOHAMMAD, L. N. Effect of reinforcement on resilient and permanent deformations of base course material. **Transportation Research Record**, v. 2004, n. 1, p. 120–131, jan. 2007.
- ADOMAKO, S.; ENGELSEN, C. J.; THORSTENSEN, R. T.; BARBIERI, D. M. Review of the relationship between aggregates geology and Los Angeles and Micro-Deval tests. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 80, p. 1963–1980, 2021.
- AMERICAN RAILWAY ENGINEERING MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION. **Manual for Railway Engineering**. Lanham: AREMA, 2015.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5311: Standard test method for load controlled cyclic triaxial strength of soil**. West Conshohocken: ASTM, 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C1856: Standard practice for fabricating and testing specimens of ultra-high performance concrete**. West Conshohocken: ASTM, 2017.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D6928: Standard test method for resistance of coarse aggregate to degradation by abrasion in the Micro-Deval apparatus**. West Conshohocken: ASTM, 2017.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4623: Standard Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles**. West Conshohocken: ASTM, 2023.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **G154: Standard Practice for Operating Fluorescent Ultraviolet (UV) Lamp Apparatus for Exposure of Materials**. West Conshohocken: ASTM, 2023.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D6389: Standard Practice for Tests to Evaluate the Chemical Resistance of Geotextiles to Liquids**. West Conshohocken: ASTM, 2023.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4886: Standard Test Method for Abrasion Resistance of Geotextiles (Sandpaper/Sliding Block Method)**. West Conshohocken: ASTM, 2023.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5818: Standard Practice for Exposure and Retrieval of Samples to Evaluate Installation Damage of Geosynthetics**. West Conshohocken: ASTM, 2022.

- ANDERSON, W. F.; FAIR, P. Behavior of railroad ballast under monotonic and cyclic loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 134, n. 3, p. 316–327, 2008.
- ARNOLD, G. K. **Rutting of granular pavements**. Nottingham: Universidade de Nottingham, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 5564: Via férrea - Lastro ferroviário - Requisitos e métodos de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR ISO 10319: Geossintéticos - Ensaio de tração faixa larga**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR ISO 12236: Geossintéticos - Ensaio de puncionamento estático (punção CBR)**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR ISO 13433: Geossintéticos - Ensaio de perfuração dinâmica (ensaio de queda de cone)**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR ISO 25619-1: Geossintéticos - Determinação do comportamento em compressão - Parte 1: Propriedades de resistência à fluência**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR ISO 13431: Geotêxteis e produtos correlatos - Determinação do comportamento em deformação e na ruptura por fluência sob tração**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTADORES FERROVIÁRIOS. Relatório de produção. Disponível em: <https://www.antf.org.br/relatorio-mensal-de-producao/>. Acesso em 16 mai. 2024.
- AURSUDKIJ, B. **A laboratory study of railway ballast behaviour under traffic loading and tamping maintenance**. Nottingham: Universidade de Nottingham, 2007.
- AURSUDKIJ, B.; MCDOWELL, G. R.; COLLOP, A. C. Cyclic loading of railway ballast under triaxial conditions and in a railway test facility. **Granular Matter**, v. 11, n. 6, p. 391–401, dez. 2009.
- BARKSDALE, R. D. **Laboratory evaluation of rutting in base course material**. In: Third International Conference on Asphalt Pavements, Ann Arbor, 1972.
- BASSEY, D.; NGENE, B.; AKINWUMI, I.; AKPAN, V.; BAMIGBOYE, G. Ballast contamination mechanisms: A criterial review of characterisation and performance indicators. **Infrastructures**, v. 5, n. 11, p. 1–24, 1 nov. 2020.
- BRINA, H. L. **Estradas de ferro: Via permanente**. Rio de Janeiro: LTC, 1979.

- BROWN, S. F.; KWAN, J.; THOM, N. H. Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 25, n. 6, p. 326–335, dez. 2007.
- CAZZUFFI, D.; VENESLA, S.; RINALDI, M.; ZOCCA, M. **The mechanical properties of geotextiles: Italian standard and interlaboratory test comparison**. In: Third International Conference on Geotextiles. Vienna, 1986.
- CHAROENWONG, C.; CONNOLLY, D. P.; COLAÇO, A.; COSTA, P. A.; WOODWARD, P. K.; ROMERO, A.; GALVÍN, P. Railway slab vs ballasted track: A comparison of track geometry degradation. **Construction and Building Materials**, v. 378, 16 mai. 2023.
- CHEN, J.; GAO, R.; LIU, Y.; SHI, Z.; ZHANG, R. Numerical exploration of the behavior of coal-fouled ballast subjected to direct shear test. **Construction and Building Materials**, v. 273, 1 mar. 2021.
- CHEN, Q.; ABU-FARSAKH, M.; VOYIADJIS, G. Z.; SOUCI, G. Shakedown analysis of geogrid-reinforced granular base material. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 25, n. 3, p. 337–346, mar. 2013.
- CHEN, W.; FENG, W.; YIN, J.; CHEN, J.; BORANA, L.; CHEN, R. New model for predicting permanent strain of granular materials in embankment subjected to low cyclic loadings. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 146, n. 9, set. 2020.
- COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound Mixtures**. CEN, 2004.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Boletins**. Disponível em: <https://www.cnt.org.br/boletins>. Acesso em 13 jun. 2024.
- CONCEIÇÃO, K. S.; MAIA, P. C. A.; CORDEIRO, G. C. Use of ultra-high-performance concrete to produce standard coarse aggregates. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 50, n. 2, 1 mar. 2022.
- DAHLBERG, T. Some railroad settlement models - A critical review. **Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit**, v. 215, n. 4, p. 289–300, jul. 2001.
- DAS, B. M. Use of geogrid in the construction of railroads. **Innovative Infrastructure Solutions**, v. 1, n. 1, p. 1–15, 1 dez. 2016.
- DE LARRARD, F.; SEDRAN, T. Mixture-proportioning of high-performance concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 11, p. 1699–1702, nov. 2002.
- DELGADO, B. G.; FONSECA, A. V.; FORTUNATO, E.; MAIA, P. Mechanical behavior of inert steel slag ballast for heavy haul rail track: Laboratory evaluation. **Transportation Geotechnics**, v. 20, set. 2019.

- DESBROUSSES, R. L. E.; MEGUID, M. A.; BHAT, S. Experimental investigation of the effects of subgrade strength and geogrid location on the cyclic response of geogrid-reinforced ballast. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 9, n. 6, 1 dez. 2023.
- DIYALJEE, V. A. Effect of stress history on ballast deformation. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 113, n. 8, p. 909–914, 1987.
- ESMAEILI, M.; POURRASHNOO, A. Experimental investigation of shear strength parameters of ballast encased with geogrid. **Construction and Building Materials**, v. 335, 13 jun. 2022.
- FELDMAN, F.; NISSEN, D. **Alternative testing method for the measurement of ballast fouling: percentage void contamination**. Wollongong: nov. 2002.
- FERNANDES, G.; PALMEIRA, E. M.; GOMES, R. C. Performance of geosynthetic-reinforced alternative sub-ballast material in a railway track. **Geosynthetics International**, v. 15, n. 5, p. 311–321, 2008.
- FORTUNATO, E. M. C. **Renovação de plataformas ferroviárias: Estudos relativos à capacidade de carga**. Porto: Universidade do Porto, 2005.
- GEFRAN. **TU - GEFRAN**. <https://www.gefran.com/products/strain-and-force-sensors/force/tu-small-size-load-cell/>. Acesso em 26 jun. 2024.
- GHOSH, T. K. Puncture resistance of pre-strained geotextiles and its relation to uniaxial tensile strain at failure. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 16, p. 293–302, 1998.
- GREENBRIER MAXION. **Vagão gôndola GDT - GBMX**. Disponível em: <https://www.gbm.com.br/negocios/vagao-gondola-gdt-mrs/>. Acesso em 22 jun. 2024.
- GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2009.
- GUO, Y.; MARKINE, V.; JING, G. Review of ballast track tamping: Mechanism, challenges and solutions. **Construction and Building Materials**, v. 300, 20 set. 2021.
- HAN, B.; LING, J.; SHU, X.; GONG, H.; HUANG, B. Laboratory investigation of particle size effects on the shear behavior of aggregate-geogrid interface. **Construction and Building Materials**, v. 158, p. 1015–1025, 15 jan. 2018.
- HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. Factors influencing the resilient properties of granular materials. **Highway Research Record**, v. 345, p. 15–31, 1971.

- HUANG, H.; TUTUMLUER, E.; DOMBROW, W. Laboratory characterization of fouled railroad ballast behavior. **Transportation Research Record**, n. 2117, p. 93–101, 2009.
- HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. 2. ed. Londres: Pearson, 2003.
- HUSSAINI, S. K. K. **An experimental study on the deformation behaviour of geosynthetically reinforced ballast**. Wollongong: Universidade of Wollongong, 2013.
- HVEEM, F. N. **Pavement deflections and fatigue failures**. Highway Research Board, 1955.
- INDRARATNA, B.; KHABBAZ, H.; SALIM, W.; CHRISTIE, D. Geotechnical properties of ballast and the role of geosynthetics in rail track stabilisation. **Ground improvement**, v. 10, n. 3, p. 91–101, 2006.
- INDRARATNA, B.; NIMBALKAR, S.; CHRISTIE, D.; RUJIKIATKAMJORN, C.; VINOD, J. S. Field assessment of the performance of a ballasted rail track with and without geosynthetics. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 7, p. 907–917, 2010a.
- INDRARATNA, B.; NGO, N. T.; RUJIKIATKAMJORN, C.; VINOD, J. S. Behavior of fresh and fouled railway ballast subjected to direct shear testing: Discrete element simulation. **International Journal of Geomechanics**, v. 14, n. 1, p. 34–44, fev. 2014.
- INDRARATNA, B.; HUSSAINI, S. K. K.; VINOD, J. S. The lateral displacement response of geogrid-reinforced ballast under cyclic loading. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 39, n. 3, p. 20–29, ago. 2013.
- INDRARATNA, B.; IONESCU, D.; CHRISTIE, H. D. Shear behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 5, 1 mai. 1998.
- INDRARATNA, B.; LACKENBY, J.; CHRISTIE, D. Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading. **Géotechnique**, v. 55, n. 4, p. 325–328, 2005.
- INDRARATNA, B.; PRAMOD, T. K.; VINOD, J. S. Experimental and numerical study of railway ballast behavior under cyclic loading. **International Journal of Geomechanics**, v. 10, n. 4, p. 136–144, 2010b.
- INDRARATNA, B.; SALIM, W. Deformation and degradation mechanics of recycled ballast stabilised with geosynthetics. **Soils and Foundations**, v. 43, n. 4, p. 35–46, 2003.
- INDRARATNA, B.; SU, L. J.; RUJIKIATKAMJORN, C. A new parameter for classification and evaluation of railway ballast fouling. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 2, p. 322–326, fev. 2011.

- IONESCU, D.; INDRARATNA, B.; CHRISTIE, H. D. **Deformation of railway under dynamic loads**. *In: Conference on Railway Engineering*. Yeppoon, 1998.
- KACHI, T.; KOBAYASHI, M.; SEKI, M.; KOSEKI, J. Reinforcement of railway ballasted track with geosynthetic bags for preventing derailment. **Geosynthetics International**, v. 20, n. 5, p. 316–331, 2013.
- KALUDER, J.; LENART, S.; MULABDIC, M.; MINAZEK, K. **Resilient modulus of crushed stone material reinforced with geogrids**. *In: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. Warsaw, 2022.
- KOERNER, R. M. Emerging and future developments of selected geosynthetic applications. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 4, p. 293–306, abr. 2000.
- KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**. 6. ed. Bloomington: Xlibris Corporation, 2012.
- KOOHMISHI, M.; PALASSI, M. Effect of gradation of aggregate and size of fouling materials on hydraulic conductivity of sand-fouled railway ballast. **Construction and Building Materials**, v. 167, p. 514–523, 10 abr. 2018.
- KWAN, C. C. J. **Geogrid reinforcement of railway ballast**. Nottingham: Universidade de Nottingham, set. 2006.
- LACKENBY, J.; INDRARATNA, B.; McDOWELL, G.; CHRISTIE, D. Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading. **Géotechnique**, v. 57, n. 6, p. 527–536, ago. 2007.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the Art. I: Resilient response of unbound aggregates. **Journal of Transportation Engineering**, v. 126, n. 1, 1 jan. 2000.
- LIU, S.; HUANG, H.; QIU, T.; KWON, J. Effect of geogrid on railroad ballast particle movement. **Transportation Geotechnics**, v. 9, p. 110–122, 1 dez. 2016.
- MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1996.
- MCDOWELL, G. R.; LIM, W. L.; COLLOP, A. C.; ARMITAGE, R.; THOM, N. H. Comparison of ballast index tests for railway trackbeds. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 157, n. 3, p. 151–161, jul. 2004.
- MCDOWELL, G. R.; HARIRECHE, O.; KONIETZKY, H.; BROWN, S. F.; THOM, N. H. Discrete element modelling of geogrid-reinforced aggregates. **Geotechnical Engineering**, v. 159, n. 1, p. 35–48, jan. 2006.

- MCDOWELL, G. R.; BOLTON, M. D. On the micromechanics of crushable aggregates. **Géotechnique**, v. 48, n. 5, p. 667–679, out. 1998.
- MARSAL, R. J. Large scale testing of rockfill materials. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 93, n. 2, p. 23–47, mar. 1967.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.
- MERHEB, A. H. M.; MOTTA, R.; BERNUCCI, L.; MOURA, E.; COSTA, R.; VIEIRA, T.; SGAVIOLI, F. Equipamento triaxial cíclico de grande escala para análise mecânica de lastro ferroviário. **Transportes**, v. 22, n. 3, p. 53–63, 8 set. 2014.
- MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. 3. ed. Hoboken: Wiley, 2005.
- MONISMITH, C. L.; SEED, H. B.; MILTRY, F. G.; CHAN, C. K. **Prediction of pavement deflections from laboratory tests**. *In*: 2nd International Conference Structure Design of Asphalt Pavements, p. 109–140. 1967.
- MONISMITH, C. L.; OGAWA, N.; FREEME, C. R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. **Transportation Research Record**, v. 537, p. 1–17, 1975.
- MOOSSAZADEH, J; WITCZAK, M. Prediction of Subgrade Moduli for Soil that Exhibits Nonlinear Behavior. **Transportation Research Record**, v. 810, p. 9–17, 1981.
- MÜLLER, W. W.; SAATHOFF, F. Geosynthetics in geoenvironmental engineering. **Science and Technology of Advanced Materials**, v. 16, n. 3, mai. 2015.
- MURPHY, V. P.; KOERNER, R. M. CBR strength (puncture) of geosynthetics. **Geotechnical Testing Journal**, v. 11, n. 3, p. 167–172, 1 set. 1988.
- NABAIS, R. J. S. **Manual básico de engenharia ferroviária**. São Paulo: Oficina de textos, 2014.
- NGO, T.; INDRARATNA, B. Use of geogrid for improved performance of ballasted tracks: Experimental and DEM approaches. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 10, n. 3, 1 jun. 2024.
- PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. São Paulo: Oficina de textos, 2018.
- PALMEIRA, E. M.; GARDONI, M. D. G.; ARAÚJO, G. L. S. Geossintéticos em engenharia geotécnica e geoambiental: Avanços e perspectivas. **Geotecnia**, v. 2021, n. 152, p. 337–368, 30 jul. 2021.
- PAULA, D. A. 154 anos de ferrovias no Brasil: para onde caminha esse trem? **História Revista**, v. 13, n. 1, p. 45–69, 2008.

- PLASSER E THEURER. **Ballast cleaning machines: RM900 HD-100**. Disponível em: <<https://www.plassertheurer.com/en/machine/ballast-cleaning-machines-with-supply-of-new-ballast/rm-900-hd-100>>. Acesso em: 18 jun. 2024.
- QIAN, Y.; BOLER, H.; MOAVENI, M.; TUTUMLUER, E.; HASHASH, Y. M. A.; GHABOUSSI, J. Characterizing ballast degradation through Los Angeles abrasion test and image analysis. **Journal of the Transportation Research Board**, v. 2448, p. 142–151, 2014.
- QIAN, Y.; MISHRA, D.; TUTUMLUER, E.; KAZMEE, H. A. Characterization of geogrid reinforced ballast behavior at different levels of degradation through triaxial shear strength test and discrete element modeling. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 43, n. 5, p. 393–402, 1 out. 2015.
- QIAN, Y.; TUTUMLUER, E.; MISHRA, D.; KAZMEE, H. Triaxial testing and discrete-element modelling of geogrid-stabilised rail ballast. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement**, v. 171, n. 4, p. 223–231, 1 nov. 2018.
- RAHMAN, M. S.; ERLINGSSON, S. A model for predicting permanent deformation of unbound granular materials. **Road Materials and Pavement Design**, v. 16, n. 3, p. 653–673, 3 jul. 2015.
- RAILWAY TECHNOLOGY. **Exploring world’s longest railway networks**. Disponível em: <https://www.railway-technology.com/features/featurethe-worlds-longest-railway-networks-4180878/>. Acesso em 13 jun. 2024.
- RAYMOND, G. P. Research on Railroad Ballast Specification and Evaluation. **Transportation Research Record**, v. 1006, p. 1–8, 1985.
- ROSA, R. A.; RIBEIRO, R. C. H. **Estradas de ferro – Projeto, especificação e construção**. 1. ed. Vitória: Edufes, 2016.
- SADEGHI, J.; KIAN, A. R. T.; KHANMORADI, A.; CHOPANI, M. Behavior of sand-contaminated ballast reinforced with geogrid under cyclic loading. **Construction and Building Materials**, v. 362, 2 jan. 2023.
- SANTOS, S. **Transporte ferroviário: História e técnicas**. 2. ed. Florianópolis: Editora do autor, 2021.
- SEED, H. B.; MITRY, F. G.; MONISMITH, C. L.; CHAN, C. K. Factors influencing the resilient deformations of untreated aggregate base in two-layer pavements subjected to repeated loading. **Highway Research Record**, v. 190, p. 19–57, 1967.
- SELIG, E. T.; WATERS, J. **Track geotechnology and substructure management**. Londres: Thomas Telford, 1994.

- SGAVIOLI, F.; BERNUCCI, L.; COSTA, R.; MOTTA, R.; MOURA, E. Análise do custo do ciclo de vida do lastro ferroviário na estrada de ferro Vitória Minas. **Transportes**, v. 23, n. 2, p. 5–12, 9 nov. 2015.
- SHENTON, M. J. **Deformation of railway ballast under repeated loading conditions**. In: *Railroad Track Mechanics and Technology*. Oxford: Pergamon Press, p. 405–425, 1978.
- SHI, C.; FAN, Z.; CONNOLLY, D. P.; JING, G.; MARKINE, V.; GUO, Y. Railway ballast performance: Recent advances in the understanding of geometry, distribution and degradation. **Transportation Geotechnics**, v. 41, 1 jul. 2023.
- SHI, X. **Prediction of permanent deformation in railway track**. Nottingham: Universidade de Nottingham, abr. 2009.
- SHUKLA, S. K.; SIVAKUGAN, N.; DAS, B. M. Fundamental concepts of soil reinforcement - An overview. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 3, n. 3, p. 329–342, 1 jul. 2009.
- SKOGLUND, K. A. **A study of some factors in mechanistic railway track design**. Trondheim: Universidade Norueguesa de Ciência e Tecnologia, 2002.
- STOPATTO, S. **Via Permanente Ferroviária: Conceitos e Aplicações**. São Paulo: T. A. Queiroz, 1987.
- SUIKER, A. S. J.; SELIG, E. T.; FRENKEL, R. Static and cyclic triaxial testing of ballast and subballast. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 6, p. 771–782, 2005.
- SUN, Q. D.; INDRARATNA, B.; NIMBALKAR, S. Effect of cyclic loading frequency on the permanent deformation and degradation of railway ballast. **Geotechnique**, v. 64, n. 9, p. 746–751, 1 jul. 2014.
- SUN, Q. D.; INDRARATNA, B.; NIMBALKAR, S. Deformation and degradation mechanisms of railway ballast under high frequency cyclic loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 142, n. 1, jan. 2016.
- SWETA, K.; HUSSAINI, S. K. K. Effect of shearing rate on the behavior of geogrid-reinforced railroad ballast under direct shear conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, n. 3, p. 251–256, 1 jun. 2018.
- SWETA, K.; HUSSAINI, S. K. K. Effect of geogrid on deformation response and resilient modulus of railroad ballast under cyclic loading. **Construction and Building Materials**, v. 264, 20 dez. 2020.
- THAKUR, P. K.; VINOD, J. S.; INDRARATNA, B. Effect of confining pressure and frequency on the deformation of ballast. **Géotechnique**, v. 63, n. 9, p. 786–790, jul. 2013.

- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Test procedures for characterizing dynamic stress-strain properties of pavement materials**. Washington: TRB, 1975.
- VISWANADHAM, B. V. S.; KÖNIG, D. Studies on scaling and instrumentation of a geogrid. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 22, n. 5, p. 307–328, out. 2004.
- VIZCARRA, G. O. C. **Efeito da granulometria no comportamento mecânico de lastro ferroviário**. Rio de Janeiro: PUC, 2015.
- WANG, J. Q.; CHANG, Z.; C.; XUE, J.; F.; LIN, Z. N.; TANG, Y. Experimental investigation on the behavior of gravelly sand reinforced with geogrid under cyclic loading. **Applied Sciences**, v. 11, n. 24, 1 dez. 2021.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. **Transportation Research Board**, v. 1757, p. 75–81, 2001.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Pavement design model for unbound granular materials. **Journal of transportation engineering**, v. 130, n. 5, p. 665–674, 16 ago. 2004.
- ZERBST, U.; LUNDÉN, R.; EDEL, K. O.; SMITH, R. A. Introduction to the damage tolerance behaviour of railway rails - A review. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 76, n. 17, p. 2563–2601, nov. 2009.
- ZHANG, X.; XIE, J.; JING, G.; XU, C. A novel laboratory investigation to characterize the mechanical behaviors of polyurethane-ballast bonds under complex stress states. **Transportation Geotechnics**, v. 40, 1 mai. 2023.
- ZHANG, X.; ZHAO, C.; ZHAI, W. Importance of load frequency in applying cyclic loads to investigate ballast deformation under high-speed train loads. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 120, p. 28–38, 2019.
- ZORNBERG, J. G. Functions and applications of geosynthetics in roadways. **Procedia Engineering**, v. 189, p. 298–306, 2017.