

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE TUBOS
ENTERRADOS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS**

ANA CAROLINA GONZAGA PIRES

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO:

BRASÍLIA/DF:

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE TUBOS
ENTERRADOS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

ANA CAROLINA GONZAGA PIRES

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.(UnB)
(ORIENTADOR)

RAFAEL CERQUEIRA SILVA
(EXAMINADOR INTERNO)

MARCOS MASSAO FUTAI
(EXAMINADOR EXTERNO)

PAULO MÁRCIO FERNANDES VIANA
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 28 DE MAIO DE 2021.

FICHA CATALOGRÁFICA

PIRES, ANA CAROLINA GONZAGA

Estudo experimental do comportamento de tubos enterrados reforçados com geossintéticos. [Distrito Federal] 2021.

--,195 p., --- mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2017)

Tese de Doutorado -Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Palavras chaves:

- | | |
|-----------------------|---------------------|
| 1. Geossintéticos | 2. Tubos enterrados |
| 3. Deformação do tubo | 4. Sobrecargas |
| I. ENC/FT/UnB | II. Doutor |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PIRES, A.C.G (2021). Estudo experimental do comportamento de tubos enterrados reforçados com geossintéticos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 182p.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Ana Carolina Gonzaga Pires

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo experimental do comportamento de tubos enterrados reforçados com geossintéticos.

GRAU/ANO: Doutor/2021

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Ana Carolina Gonzaga Pires

Universidade de Brasília, Secretaria da Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Prédio SG-12, Universidade de Brasília. CEP 70910-900 - Brasília, DF – Brasil
anacarolina.g.p@hotmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico esta tese a minha família, especialmente aos meus pais, pelo apoio incondicional em prol dos meus estudos.

Ao meu querido irmão e minha sobrinha Manuela.

AGRADECIMENTOS

A caminhada pela conquista deste título definitivamente não foi solitária. Sinto-me abençoada pelas pessoas que estiveram comigo nessa trajetória, ou em parte dela. Independentemente, de quão longo foi este período tenho uma imensa gratidão por cada um pelo ajuda e apoio para que pudesse concluir com sucesso essa etapa.

Aos meus pais, Cleunides e Silvia, quero agradecer pelo amor e apoio incondicional que sempre me ofereceram ferramentas para que eu conquistasse meus objetivo. O suporte financeiro e emocional que vocês me deram ao longo desse período foi essencial para que tudo isso se tornasse realidade.

Ao meu irmão por ser meu maior incentivador, não deixando que eu desaminasse ou desistisse diante a qualquer obstáculo na minha vida. Por ser um exemplo de dedicação e profissionalismo. E a cada um dos meus familiares, por terem me incentivaram e serem minha fonte de força e sabedoria para me manter firme nessa jornada.

Ao estimado professor Ennio Marques Palmeira por ser um exemplo de pessoa e profissional. É admirável seu comprometimento com seus alunos e projetos. Assim, agradeço por ter confiado no meu trabalho e me guiar ao longo da minha formação profissional.

Aos meus amigos de longa data que mesmo distante sempre estiveram torcendo por mim e comemorando cada uma das minhas conquistas. E aos meus amigos que fiz em Brasília, particularmente no departamento de geotecnia, por sempre terem me ajudado no desenvolvimento dos meus ensaios em laboratório, pelos momentos de descontração e pela amizade.

Aos professores do departamento de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, em especial ao Luís Fernando, Gregório, Manoel, Rafael e Juan, pela ajuda e prestatividade. Pelas observações provocativas e contribuições feitas para melhorar a qualidade desta pesquisa.

Aos técnicos do laboratório de Geotecnia e Ao técnico Arthur pela ajuda na confecção do equipamento e outras peças, montagem dos ensaios e da instrumentação utilizada na pesquisa.

Por fim, agradeço à universidade de Brasília (UnB) e ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia pelo acolhimento. Agradeço ainda as agências de fomento CNPQ e a CAPES apoio financeiro para realização dessa pesquisa.

RESUMO

Esta tese apresenta uma avaliação do desempenho mecânico de um tubo flexível enterrado inserido em solos não reforçados e reforçados com geossintéticos submetidos à aplicação de uma sobrecarga superficial. Este estudo se mostra muito relevante em virtude da vasta aplicação deste sistema de transporte para atender às necessidades da sociedade e das indústrias. No entanto, estas estruturas, quando instaladas enterradas, podem estar sujeitas a danos causados pela movimentação da massa de solo e interferências externas, como sobrecargas e escavações.

Nesta tese foram realizados ensaios em modelos (escala 1:3,5) e simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos. Nos ensaios em laboratório, utilizou-se um tubo de PVC com 200 mm de diâmetro enterrado em um solo não coesivo e diferentes tipos de geossintéticos foram analisados como elementos de reforço. Os materiais de reforço utilizados foram quatro geogrelhas e um geotêxtil tecido, com rigidez à tração variando entre 34 kN/m² e 2000 kN/m². Além disso, foram considerados três arranjos geométricos para instalação dos geossintéticos nos ensaios reforçados, sendo eles: em camada horizontal, U invertido e envelopado. Portanto, foram realizados ensaios nas condições não reforçada e reforçada onde foram monitorados os deslocamento da placa de carregamento, as tensões verticais e horizontais no solo, os deslocamentos e deformações da parede do tubo e as deformações no reforço. Posteriormente, algumas condições de ensaios foram retro-analisadas utilizando-se o programa Plaxis 2D.

Os resultados dos ensaios experimentais mostraram efeitos benéficos quanto à inserção do reforço no maciço com tubo enterrado. A eficiência do reforço depende do tipo de arranjo considerado e de suas propriedades físicas e mecânicas. Dentre os arranjos analisados, pôde-se constatar que o arranjo envolvendo completamente o tubo mostrou o melhor desempenho. Além disso, o arranjo envelopado proporcionou reduções significativas nos valores de tensões no solo, assim como nos deslocamentos, deflexões e deformações do tubo flexível testado. A geogrelha com maior abertura da malha apresentou menor eficiência dentre os reforços devido à passagem de partículas de solo por sua abertura durante os testes. De modo geral, as simulações numéricas mostraram que os resultados previstos reproduziram os padrões dos resultados experimentais, mas alguns desvios significativos entre previsões e medições foram observados.

ABSTRACT

This thesis presents an evaluation of the mechanical behaviour of a buried flexible pipe in unreinforced and geosynthetic reinforced soils subjected to a surface surcharge. This study is relevant due to the wide application of this transportation system to fulfil the needs of the society and industries. However, these buried structures may be subjected to damage caused by the movement of the soil mass and external interference, such as surcharges and excavations.

In this thesis, model tests (scale 1: 3.5) were carried out, as well as numerical simulations using the Finite Element Method. In the model tests, a buried PVC pipe 200 mm diameter was used buried in cohesionless soil and different types of geosynthetics were considered as reinforcement. The reinforcement materials tested were four geogrids and a woven geotextile, with tensile stiffness values ranging from 34 kN/m² to 2000 kN/m². Three geometric installation arrangements of the reinforcement were investigated: horizontal layer, inverted U and enveloped. Model tests were performed on unreinforced and reinforced conditions and some parameters were monitored, such as the displacements of the loading plate, vertical and horizontal stresses in the soil, displacements and deformations of the pipe wall and deformations of the reinforcement. Numerical simulations of the model tests were conducted using the code Plaxis 2D.

The results of the experimental tests showed the beneficial effects due to the presence of the reinforcement in the soil. The performance of the reinforcement depends on the type of arrangement and on its physical and mechanical properties. The arrangement with the reinforcement involving completely the pipe showed the best performance. In addition, the enveloped arrangement provided significant reductions in the values of stresses in the soil, as well as in the displacements, deflections and deformations of the pipe. The open geogrid tested showed less efficiency due to the passage of soil particles through its aperture during the tests. In general, the numerical simulations reproduced satisfactorily the patterns of the experimental results, but some significant deviations between predictions and measurements were observed.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	2
1.3 ESTRUTURA DA TESE.....	2
CAPÍTULO 2.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 ACIDENTES ENVOLVENDO TUBOS ENTERRADOS	4
2.2 PROJETO ESTRUTURAL DO SISTEMA SOLO-TUBO	9
2.3 PRESSÕES ATUANTES SOBRE TUBOS ENTERRADOS	10
2.3.1 CARREGAMENTO PERMANENTE.....	11
2.3.2 SOBRECARGAS	15
2.4 ARQUEAMENTO DO SOLO	16
2.5 DEFLEXÕES DO TUBO	18
2.6 INTERAÇÃO SOLO-TUBO	22
2.7 GEOSSINTÉTICOS	25
2.7.1 ESTUDOS DO COMPORTAMENTO DE GEOSSINTÉTICOS ENVOLVENDO TUBOS ENTERRADOS.....	25
CAPÍTULO 3	29
3. EQUIPAMENTO E MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA	29
3.1 EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS EM TUBO ENTERRADO.....	29
3.1.1 ESTRUTURA DE REAÇÃO.....	30
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS	32

3.2.1 MATERIAL GEOTÉCNICO	32
3.2.2 ELEMENTO DE REFORÇO.....	33
3.2.3 TUBO.....	35
3.3 INSTRUMENTAÇÃO.....	35
3.3.1 CÉLULA DE CARGA.....	36
3.3.2 TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO LINEAR	36
3.3.3 EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS.....	37
3.3.4 CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL	38
3.3.5 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	38
3.4 PROGRAMA UTILIZADO PARA SIMULAÇÃO NÚMERICA	39
CAPÍTULO 4	41
4. METODOLOGIA.....	41
4.1 METODOLOGIA DO ENSAIO EXPERIMENTAL.....	41
4.1.1 CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DO REFORÇO	43
4.1.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL	43
4.1.2 REPETIBILIDADE DOS ENSAIOS	44
4.2 PREPARAÇÃO DO TUBO.....	45
4.2.1 EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS NO TUBO.....	45
4.2.2 TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO NO INTERIOR DO TUBO	47
4.3 PREPARAÇÃO DA GEOGRELHA.....	48
4.4 CONFECÇÃO DAS CÉLULAS DE TENSÕES TOTAIS	50
4.5 MONTAGEM DOS ENSAIOS.....	51
4.5.1 ENSAIO SEM TUBO E SEM REFORÇO	51
ENSAIO SEM REFORÇO	52
4.5.3 ENSAIO REFORÇADO EM CAMADA	55
4.5.4 ENSAIO REFORÇADO EM U INVERTIDO E ENVELOPADO	56

4.6 PROCEDIMENTO DE ENSAIO	57
4.7 METODOLOGIA DAS ANÁLISES NÚMERICAS	57
CAPÍTULO 5	59
5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	59
5.1 INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DO TUBO NO RECALQUE SUPERFICIAL DA PLACA DE CARREGAMENTO	59
5.2 DESLOCAMENTO SUPERFÍCIAL DO MACIÇO REFORÇADO	61
5.3 TENSÕES NO SOLO	64
5.3.1 TENSÕES VERTICAIS MEDIDAS ACIMA E ABAIXO DO TUBO	64
5.3.2 TENSÕES VERTICAIS MEDIDAS NA LATERAL DO TUBO	70
5.3.3 TENSÕES HORIZONTAIS MEDIDAS NOS ENSIAOS	76
5.4 DESLOCAMENTOS E DEFLEXÕES DO TUBO	80
5.4.1 DESLOCAMENTO NO TOPO DO TUBO	80
5.4.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE DO TUBO	83
5.4.3 DESLOCAMENTOS NA BASE DO TUBO	87
5.4.5 DEFLEXÕES DO TUBO	90
5.4.6 RECALQUES DO DUTO	93
5.5 DEFORMAÇÕES NO TUBO	95
5.6 DEFORMAÇÕES NO REFORÇO	103
5.7 ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-TUBO	109
5.7.1 INFLUÊNCIA DO REFORÇO NA INTERAÇÃO SOLO-TUBO	112
CAPÍTULO 6	118
6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NÚMÉRICA	118
6.1 ANÁLISE DA CONDIÇÃO SEM DUTO E SEM REFORÇO	118
6.2 ANÁLISE DA CONDIÇÃO COM DUTO E SEM REFORÇO	121

6.3. ANÁLISE DA CONDIÇÃO COM DUTO E COM REFORÇO	125
6.3.1. INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DO REFORÇO EM CAMADA HORIZONTAL	126
6.3.2 INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DO REFORÇO ENVELOPADO	129
6.4 DESLOCAMENTOS E DEFLEXÕES DO TUBO	132
6.5 ESFORÇOS DE TRAÇÃO ATUANTES NO REFORÇO.....	135
CAPÍTULO 7	142
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	142
7.1 CONCLUSÕES	142
7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	146
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147
ANEXO A.....	152
ANEXO B.....	154
ANEXO C.....	155
ANEXO D.....	163
ANEXO E	166
ANEXO F	170

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1. Perfuração de oleotubo (TSB, 2017).	6
Figura 2. 2. Explosões envolvendo tubos na Nigéria (BBC, 2008).	6
Figura 2. 3. Explosão de tubulação de água subterrânea na Ucrânia (BBC, 2017).	7
Figura 2. 4. Ruptura de adutora na zona leste do Rio de Janeiro (G1, 2017).	7
Figura 2. 5. (a) Ruptura de adutora durante serviço de manutenção (G1, 2020a); (b) Reparação da adutora (G1, 2020b).	8
Figura 2. 6. Explosão provocada pela ruptura de tubo (NTSB, 2018).	8
Figura 2. 7. Pressões atuantes sobre o tubo (Moore, 2001).	12
Figura 2. 8. Modelo de Marston (Tian et al., 2015).	13
Figura 2. 9. Modelo de Spangler (Tian et al., 2015).	14
Figura 2. 10. Arqueamento desenvolvido em tubos flexíveis – (a) esquema da transferência de carga; (b) deslocamento do sistema (adaptado de Spangler, 1948).	17
Figura 2. 11. Arqueamento desenvolvido em tubos rígidos – (a) esquema da transferência de carga; (b) deslocamento do sistema (adaptado de Spangler, 1948).	18
Figura 2. 12. Modelo de Spangler para determinação da deflexão do tubo (Moser, 2001).	19
Figura 3. 1. Equipamento empregado na pesquisa.	29
Figura 3. 2. Sequência de montagem do equipamento – (a) pórtico metálico; (b) chapa de aço; (c) perfis metálicos sobre a chapa de aço; (d) instalação da caixa de ensaio.	30
Figura 3. 3. Viga de reação – (a) vista frontal da viga; (b) detalhe do encaixe do sistema de aplicação de carga à viga; (c) sistema de pulverização de areia acoplada na parte superior.	31
Figura 3. 4. Caixa de ensaio e sistema de travamento – (a) travamento na parte superior; (b) detalhe do travamento inferior.	32
Figura 3. 5. Distribuição granulométrica do solo.	33
Figura 3. 6. Reforços utilizados na pesquisa - (a) GG1; (b) GG2; (c) GG3; (d) GG4; (e) GT.	34
Figura 3. 7. Tubo de PVC utilizado na pesquisa.	35
Figura 3. 8. Extensômetros elétricos utilizados na pesquisa.	37
Figura 4. 1. Modelo esquemático dos ensaios (dimensões em mm).	41
Figura 4. 2. Detalhe da instrumentação do tubo.	42

Figura 4. 3. Configuração geométrica do reforço - (a) Camada horizontal; (b) U invertido; (c) Envelopado (Dimensões em mm).	43
Figura 4. 4. Instrumentação do tubo – (a) representação dos pontos de instalação dos extensômetros; (b) anel de vedação da borda do tubo.....	46
Figura 4.5. Colagem dos extensômetros elétricos.....	47
Figura 4.6.Detalhe da base de suport dos TDLs.	48
Figura 4. 7. Posição dos extensômetros nas geogrelhas em camada horizontal.	48
Figura 4.8. Instrumentação das geogrelhas para os arranjo em U invertido e envelopado.	49
Figura 4.9. Detalhe da instrumentação das geogrelhas – (a) GG1; (b) GG4.....	50
Figura 4.10. Montagem das células de tensão total.....	50
Figura 4. 11. Fluxograma do processo de ensaio.	51
Figura 4. 12. Ensaio sem tubo e sem reforço - (a) preparação da caixa de ensaio; (b) montagem concluída.....	52
Figura 4. 13. Montagem do ensaio não reforçado – (a) primeiras camadas; (b) posicionamento da C1.....	53
Figura 4.14. Instalação do tubo.	53
Figura 4. 15. Detalhes do tubo - (a) Marcos de referências; (b) Transdutores de deslocamentos instalados no interior do tubo.....	54
Figura 4.16. Vista frontal da caixa de ensaio – (a) construção do aterro finalizado; (b) sistema de travamento.....	54
Figura 4.17. Realização do ensaio.....	55
Figura 4. 18. Instalação em camada do reforço GG4.	55
Figura 4. 19. Fixação do reforço GG4 no ensaio com arranjo envelopado.	56
Figura 4. 21. Fechamento do reforço envolvendo o tubo – (a) GG2; (b) GG3; (c) GG4.....	57
Figura 5. 1 Resultados da capacidade de carga do maciço.....	59
Figura 5. 2. Resultados dos ensaios com e sem tubo no maciço.....	60
Figura 5. 3. Modelo esquemático do recalque no solo - (a) sem tubo; (b) com tubo.....	61
Figura 5. 4. Ensaio não reforçado – (a) condição inicial; (b) ao final do ensaio.	61
Figura 5. 5. Resultados do deslocamento da placa de carregamento nos ensaios não reforçados e reforçados – (a) com geogrelha GG1; (b) com a geogrelha GG4; (c) com arranjo envelopado.	62
Figura 5. 6.Posicionamento das células em relação ao centro do tubo.	64

Figura 5. 7. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C1 - (a) ensaios com a GG1; (b) ensaios com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.	65
Figura 5. 8. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C2 - (a) ensaios com a GG1; (b) ensaios com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.	67
Figura 5. 9. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C3 - (a) ensaios com a GG1; (b) ensaios com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.	68
Figura 5. 10. Perfil de distribuição de tensões verticais no maciço.	69
Figura 5. 11. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C4 - (a) ensaio com a GG1; (b) ensaio com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.	71
Figura 5. 12. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C5 - (a) ensaio com a GG1; (b) ensaio com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.	73
Figura 5. 13. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C6 - (a) ensaio com a GG1; (b) ensaio com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.	74
Figura 5. 14. Perfil de distribuição de tensão vertical no solo na lateral do tubo.	75
Figura 5. 15. Tensões horizontais registradas pela célula C7 nos ensaios não reforçados e reforçados – (a) com a GG1; (b) com a GG4.....	77
Figura 5. 16. Resultados das tensões horizontais no solo para os ensaios reforçados com arranjo envelopado.	77
Figura 5. 17. Tensões horizontais registradas pela célula C8 nos ensaios não reforçados e reforçados – (a) com a GG1; (b) com a GG4; (c) com arranjo envelopado.	79
Figura 5. 18. Resultados do deslocamento no topo do tubo para os ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG1.....	81
Figura 5. 19. Deslocamentos no topo do tubo nos ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG4.	81
Figura 5. 20. Resultados do deslocamento no topo do tubo para os ensaios não reforçados e reforçados com arranjo envelopado.	82
Figura 5. 21. Contribuição do reforço na redução do deslocamento no topo do tubo.	83

Figura 5. 22. Resultados obtidos pelo TDL 90° nos ensaios – (a) não reforçados; (b) reforçados com a geogrelha GG1.	84
Figura 5. 23. Resultados obtidos pelo TDL 90° nos ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG4.	84
Figura 5. 24. Resultados obtidos pelo TDL 90° nos ensaios não reforçados e reforçados com arranjo envelopado.	85
Figura 5. 25. Resultados de deslocamento da parede do obtidos pelo TDL 90° nos ensaios envelopados considerando apenas as geogrelhas.	85
Figura 5. 26. Contribuição do reforço na redução dos deslocamentos à 90° com relação ao topo do tubo.	86
Figura 5. 27. Resultados do deslocamento na base do tubo nos ensaios com a geogrelha GG1.	87
Figura 5. 28. Resultados dos deslocamentos na base do tubo nos ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG4.	88
Figura 5. 29. Resultados dos deslocamentos na base do tubo nos ensaios não reforçados e reforçados.	88
Figura 5. 30. Resultados dos deslocamentos na base do tubo nos ensaios – (a) com os reforços GG2, GG4 e G; (b) com a geogrelhas GG1 e GG3.	89
Figura 5. 31. Contribuição da presença do reforço na redução do deslocamento na base do tubo.	90
Figura 5. 32. Variação do diâmetro vertical.	91
Figura 5. 33. Variação do diâmetro do tubo para os ensaios com a geogrelha GG1.	91
Figura 5. 34. Variação do diâmetro do tubo nos ensaios não reforçados e reforçados.	92
Figura 5. 35. Variação do diâmetro na direção horizontal nos ensaios não reforçados e reforçados.	93
Figura 5. 36. Recalque normalizado do tubo nos ensaios não reforçado e reforçado com a GG1.	94
Figura 5. 37. Recalque normalizado do tubo nos ensaios não reforçado e reforçado.	94
Figura 5. 38. Posicionamento dos extensômetros elétricos colados na face externa do tubo.	95
Figura 5. 39. Deformação no tubo no ensaio não reforçado.	96
Figura 5. 40. Deformação do tubo nos ensaios com a geogrelha GG1 - (a) camada horizontal; (b) U invertido; (c) envelopado.	97
Figura 5. 41. Deformações no tubo no ensaio com a geogrelha GG2.	98

Figura 5. 42. Deformações do tubo no ensaio com a geogrelha GG3.....	99
Figura 5. 43. Deformação do tubo no ensaio com GG4 - (a) camada horizontal; (b) envelopado.	100
Figura 5. 44. Deformação do tubo no ensaio reforçado com GT.....	100
Figura 5. 45. Deformações do tubo ao longo do seu perímetro nos ensaios - (a) com a GG1; (b) todos os reforços com arranjo envelopado.	101
Figura 5. 46. Razão entre as deformações do tubo nos ensaios reforçados e não reforçados.	102
Figura 5.47. Posicionamento dos extensômetros na geogrelha GG4 – (a) arranjo em camada; (b) envelopado. (Dimensões em mm).	103
Figura 5.48. Deformações da geogrelha GG1 - (a) camada; (b)U invertido; (c) envelopado.	104
Figura 5. 49. Mobilização no centro da geogrelha GG1 nos três arranjos considerados.	105
Figura 5.50. Deformação da geogrelha GG4 em camada horizontal.	106
Figura 5. 51. Deformação da geogrelha GG4 com arranjo envelopado – (a) topo; (b) lateral; (c) base.	107
Figura 5. 52. Comparação das deformações das geogrelhas GG1 e GG4 dispostas em camada horizontal.	108
Figura 5. 53.Comparação das deformações das geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo envelopado.	108
Figura 5. 54. Deformações sofridas pelas geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo envelopado.	109
Figura 5. 55. Interação solo-tubo na condição não reforçada – (a) deformação do tubo; (b) distribuição de tensão.	110
Figura 5. 56. Distribuição de tensão no maciço reforçado.	111
Figura 5. 56. Variação de forma do tubo ensaiado na condição não reforçada e reforçada. ..	112
Figura 5. 57. Tensões verticais e horizontais normalizadas em diferentes pontos ao redor do tubo.	113
Figura 5. 58. Comparação entre as deflexões horizontais previstas por Spangler e medidas nos ensaios não reforçado e reforçado - (a) NR; (b) GG2-ENV; (c) GG3-ENV	115
Figura 5. 59. Relação entre os valores E' nos ensaios não reforçado e reforçados – Linha d'água do tubo.	116
Figura 5. 60. Relação entre os valores E' nos ensaios não reforçado e reforçados – Topo do tubo.	117
 Figura 6. 1. Modelo da condição de ensaio sem tubo e sem reforço.....	 119

Figura 6. 2. Pontos de ruptura no maciço para as tensões de (a) 100kPa; (b) 140 kPa.	119
Figura 6. 3. Tensões totais no solo - (a) verticais; (b) horizontais.	120
Figura 6. 4. Tensões no solo devido ao peso próprio.	121
Figura 6. 5. Deslocamentos totais do sistema no maciço com tubo e sem reforço para um deslocamento prescrito de 21,5 mm.	122
Figura 6. 6. Deslocamento versus tensão na placa.	122
Figura 6. 7. Distribuição das tensões no maciço com tubo - (a) vertical; (b) horizontal.	123
Figura 6. 8. Análises das tensões no solo na condição não reforçada.	124
Figura 6. 9. Deslocamento vertical do sistema para o caso GG1-HL.	126
Figura 6. 10. Tensões verticais ao longo da profundidade do maciço.	127
Figura 6. 11. Distribuição das tensões verticais ao longo da direção horizontal.	128
Figura 6. 12. Tensões horizontais na linha d'água do tubo.	128
Figura 6. 13. Relação entre as tensões no maciço reforçado e não reforçado.	129
Figura 6. 14. Malha de elementos finitos do modelo reforçado com arranjo envelopado.	129
Figura 6. 15. Tensões verticais no solo determinadas nas análises numéricas.	130
Figura 6. 16. Tensões horizontais previstas para os ensaios reforçados com arranjo envelopado.	131
Figura 6. 17. Razões entre as tensões verticais nos maciço reforçado e não reforçado obtidas nas análises numéricas para arranjo envelopado.	131
Figura 6. 18. Comparação entre razão entre as tensões medidas e previstas nas condições reforçadas com arranjo envelopado.	132
Figura 6. 19. Forças de tração previstas nas geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo em camada.	136
Figura 6. 20. Deformações das geogrelhas GG1 e GG4 dispostas em camada horizontal. ...	136
Figura 6. 21. Resultados previstos ao longo do comprimento das geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo envelopado – (a) forças de tração; (b) deformações.	137
Figura 6. 22. Deformações nas geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo envelopado - (a) lateral; (b) base.	138
Figura A. 1. Repetibilidade dos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.	154

Figura B. 1. Resultados fornecidos pela C1 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.....	155
Figura B. 2. Resultados fornecidos pela C2 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.....	156
Figura B. 3. Resultados fornecidos pela C3 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.....	157
Figura B. 4. Resultados fornecidos pela C4 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.....	158
Figura B. 5. Resultados fornecidos pela C5 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.....	159
Figura B. 6. Resultados fornecidos pela C6 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.....	160
Figura B. 7. Resultados fornecidos pela C7 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.....	161
Figura B. 8. Resultados fornecidos pela C7 nos ensaios reforçados com a GG4 com arranjo envelopado.	162

Figura C. 1. Resultados fornecidos pelo TDL 0° nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.	163
Figura C. 2. Resultados fornecidos pelo TDL 90° nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.	164
Figura C. 3. Resultados fornecidos pelo TDL 180° nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.	165

Figura D. 1. Resultados dos ensaios referente a deformação nos pontos: (a) topo - 0°; (b) ombro - 45°; (c) linha d'água - 90°; (d) reverso - 135°; (d) base - 180°.....	166
Figura D. 1. Resultados dos ensaios com GG1 em camada referente a deformação nos pontos: (a) topo - 0°; (b) ombro - 45°; (c) linha d'água - 90°; (d) reverso - 135°; (d) base - 180°.....	167
Figura D. 1. Resultados dos ensaios com GG1 em camada referente à deformação nos pontos: (a) topo - 0°; (b) ombro - 45°; (c) linha d'água - 90°; (d) reverso - 135°; (d) base - 180°.....	168

Figura D. 1. Resultados de deformação dos ensaios com a GG4 no arranjo envelopado: (a) topo - 0°; (b) ombro - 45°; (c) linha d'água - 90°; (d) reverso - 135°; (d) base - 180°.....	169
Figura E. 1. Deformações dos reforços previstas no topo do arranjo envelopado.....	170
Figura E. 2. Deformações dos reforços previstas na base do arranjo envelopado.....	170
Figura E. 3. Deformações dos reforços previstas na lateral do arranjo envelopado.....	171

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Incidentes corridos entre 2015 a 2019 no Canadá.	4
Tabela 3. 1. Características das geogrelhas empregadas na pesquisa.	34
Tabela 3. 2. Especificações técnicas dos transdutores de deslocamento.	37
Tabela 3. 3. Especificações dos extensômetros elétricos	38
Tabela 4. 1. Variáveis do ensaio.	44
Tabela 4. 2. Programa de análise numéricas.	58
Tabela 5. 1. Deslocamento da placa de carregamento registrado ao final do ensaio.	63
Tabela 5. 2. Tensões verticais medidas acima e abaixo do tubo no final dos ensaios realizados.	69
Tabela 5. 3. Tensões verticais medidas na lateral do tubo no final dos ensaios realizados.	75
Tabela 5. 4. Resultados das tensões horizontais ao final dos ensaios realizados.	79
Tabela 5. 5. Deslocamento no topo do tubo registrado ao final do ensaio.	82
Tabela 5. 6. Deslocamento registrado pelo TDL 90° ao final do ensaio.	86
Tabela 5. 7. Deslocamento na base do tubo registrado ao final do ensaio.	90
Tabela 6. 1. Parâmetros do solo utilizados nas análises numéricas.	118
Tabela 6. 2. Tensões no maciço obtidas nas simulações no Plaxis 2D, para uma tensão vertical na superfície de 160 kPa.	124
Tabela 6. 3. Propriedades do tubo e dos elementos de interfaces.	125
Tabela 6. 4. Tensões no maciço obtidas nas simulações numéricas.	127
Tabela 6. 5. Deslocamentos da parede do tubo nas análises numéricas, para tensão vertical na superfície de 160 kPa.	133
Tabela 6. 6. Razão entre os deslocamentos medidos e previstos no tubo para tensão vertical na superfície de 160 kPa.	134
Tabela 6. 7. Deflexões verticais medidas e previstas no tubo.	134
Tabela 6. 8. Deflexões horizontais medidas e previstas no tubo.	135
Tabela 6. 9. Deformações medidas e previstas nos reforços com arranjo envelopado para uma tensão na superfície de 160 kPa.	139

Tabela 6. 10. Deformações nas geogrelhas em camada medidas e previstas para tensões na superfície de 40 kPa e 80 kPa.	140
Tabela 6. 11. Deformações das geogrelhas GG1 e GG4 medidas e previstas topo do arranjo envelopado para tensões na superfície de 40 kPa e 80 kPa.	140

NOMENCLATURA, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

$\xi_{m\acute{a}x}$	Alongamento na ruptura
H	Altura da camada de solo
H'	altura do aterro colocado na lateral do tubo, a partir da sua base
ϕ	Ângulo de atrito
α	Ângulo com relação ao topo do tubo
P	Carga concentrada aplicada na superfície
W_d	Carga sobre o tubo por unidade de comprimento
q	Carregamento distribuído
μ'	Coefficiente de atrito entre o material de enchimento e as paredes da vala
C_c	Coefficiente de curvatura
C_d	Coefficiente de carga do tubo
C_u	Coefficiente de uniformidade
k	Coefficiente de empuxo no repouso
η	Constante empírica relacionada ao tipo de compactador
K	Constante de assentamento
ν_s	Coefficiente de Poisson do solo
C_u	Coefficiente de uniformidade
C_s	Coefficiente de carga
c	Coesão do solo (N/m ²)
L	Comprimento efetivo do tubo
Δx	Deflexão horizontal do tubo
Δy	Deflexão vertical do tubo
$\epsilon_{m\acute{a}x}$	Deformação máxima de tração
G_s	Densidade dos sólidos
δ	Deslocamento da placa de carregamento ao final dos ensaios
δ_{NR}	Deslocamento da placa de carregamento ao final do ensaio não reforçado
δ'_R	Deslocamento vertical do tubo nos ensaios reforçados
δ'_{NR}	Deslocamento vertical do tubo no ensaio não reforçado

δ_{0°	Deslocamento medido no topo do tubo nos ensaios
$\delta_{0^\circ NR}$	Deslocamento medido no topo do tubo no ensaio não reforçado
δ_{90°	Deslocamento medido à 90° do topo do tubo nos ensaios
$\delta_{90^\circ NR}$	Deslocamento medido à 90° do topo do tubo no ensaio não reforçado
δ_{180°	Deslocamento medido na base do tubo nos ensaios
$\delta_{180^\circ NR}$	Deslocamento medido na base do tubo no ensaio não reforçado
D	Diâmetro do tubo
D_e	Diâmetro externo do tubo
D_{50}	Diâmetro médio das partículas
R	Eficiência do reforço
t_{GT}	Espessura do geossintético
λ	Fator de escala
F'	Fator de impacto
D_t	Fator tempo
GG	Geogrelha
GT	Geotêxtil tecido
B	Largura da vala
B_d	Largura da vala sobre tubo
E	Módulo de deformabilidade do solo circundante
E'	Módulo de reação do solo
e	Módulo de resistência passiva do material de envolvimento
I	Momento de inércia
γ	Peso específico do solo
γ_n	Peso específico natural
W_s	Peso do solo no tubo por unidade de comprimento
PVA	Poliacetado de Vinila
PA	Poliamida
PVC	Policloreto de vinila
PET	Poliéster
HDPE	Poliétileno de alta densidade

p	Pressão uniformemente distribuída
z	Profundidade
r	Raio médio do tubo
$T_{máx}$	Resistência à tração máxima
Δ_p	Recalque da placa de carregamento durante o ensaio
S_f	Rigidez à flexão relativa
J	Rigidez secante a 5% de deformação
σ_h	Tensão horizontal no solo
σ_v	Tensão vertical no solo
σ_h	Tensão horizontal medida nos ensaios
σ_{hNR}	Tensão horizontal medida no ensaio não reforçado
σ_v	Tensão vertical medida nos ensaios
σ_{vNR}	Tensão vertical medida no ensaio não reforçado
TDL	Transdutor de deslocamento
ΔD	Variação do diâmetro do tubo

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As dutovias desempenham um papel importante no desenvolvimento urbano e industrial, como parte efetiva da infraestrutura moderna de sistema de transporte de produtos essenciais para as sociedades modernas. Comumente, a este modal está vinculado o transporte e distribuição de produtos com forte influência na economia de um país, como o petróleo e derivados, bem como no suprimento de água, coleta de esgoto e águas pluviais etc. No entanto, as tubulações enterradas estão sujeitas a ação cargas estáticas, acidentais e de alívio atuando sobre a estrutura enterra, como por exemplo, as cargas devido ao solo circundante, sobrecargas, tráfego de veículos, danos acidentais, etc. Danos em tubos enterrados devido a essas cargas podem resultar em graves consequências, como perdas materiais, poluição ambiental e, não raro, perdas de vidas (Pires e Palmeira, 2017; Dave e Solanki, 2019).

Em várias situações, a proteção de tubos enterrados é extremamente importante ou indispensável. Várias metodologias de proteção de tubos têm sido empregadas na prática e investigadas com o intuito de fornecer uma base de referência para projetos futuros de tubulações enterradas. Os métodos desenvolvidos buscaram a redução de esforços sobre tubos enterrados promovendo o espraçamento das tensões verticais, aumento da deformabilidade da massa de solo e reforço do maciço. Na literatura podem ser encontradas técnicas como trincheira induzida, berço compressível, uso de geossintéticos, geovala, dentre outros (Costa e Bueno, 2012). Os geossintéticos têm sido empregados em projetos de tubos e sendo objeto de estudos de muitos pesquisadores (Corey et al., 2014; Kou et al., 2020; Zou et al., 2019; Pires e Palmeira, 2017; Almed, 2015), os quais têm avaliado o desempenho do geossintético assim como do sistema solo-tubo sob diferentes aspectos.

Tendo em vista a importância da proteção das tubulações enterradas afim de preservar a integridade da estrutura e evitar a ocorrência de acidentes, a perspectiva da utilização de geossintéticos torna-se cada vez mais atraente. Desta forma, o presente trabalho visou estudar o desempenho dos geossintéticos como elemento de proteção e reforço, aperfeiçoando, assim, a prática de instalação de tubos em áreas industriais e urbanas.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Com base no contexto apresentado, o objetivo geral deste trabalho consistiu na avaliação do desempenho de geossintético aplicado em solos reforços com intuito reduzir ou minimizar os efeitos de sobrecargas sobre tubos enterrados. Para cumprir este objetivo, foram realizados ensaios em modelos (1:3,5) e análises numéricas para simular situações de campo.

Os objetivos específicos da pesquisa consistiram em:

- Analisar a influência da presença do tubo no comportamento do sistema solo-tubo;
- Mostrar o desempenho mecânico do sistema solo-tubo em virtude da aplicação da sobrecarga superficial;
- Analisar a influência da presença do reforço na interação solo-tubo;
- Selecionar o reforço e a configuração geométrica mais eficiente para reduzir os esforços sobre o tubo;
- Comparar os dados obtidos nos estudos experimentais e previsões numéricas;
- Contribuir com mais informações técnicas acerca da técnica construtiva de tubulações enterradas com o emprego de geossintéticos como elementos de reforço e proteção.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

Esta tese está dividida em 7 capítulos, estruturados de forma a possibilitar uma leitura clara e objetiva acerca da pesquisa. Inicialmente, o Capítulo 1 apresenta uma introdução do tema da pesquisa, destacando a relevância deste estudo sobre tubos enterrados e geossintéticos, os objetivos do trabalho e a motivação e relevância do estudo. Além disso, são apresentados os objetivos específicos da pesquisa e a descrição da estruturação da tese.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica sobre o comportamento mecânico de tubos enterrados, e os acidentes reportados na literatura referentes a tubos enterrados, dando embasamento à motivação deste estudo. Os geossintéticos são introduzidos nesse capítulo, apontando suas propriedades e o estado da arte quanto à aplicação em estudos com tubos.

O Capítulo 3 descreve o equipamento, a instrumentação e os materiais utilizados na pesquisa para execução dos ensaios em modelo. Quanto ao equipamento, os detalhes da construção e de aplicação da sobrecarga são abordados.

O Capítulo 4 mostra a metodologia desenvolvida para garantir o cumprimento dos objetivos da pesquisa. Desta forma, descrevem-se os processos preliminares de preparação dos materiais e a técnica de montagem dos ensaios em modelo. Além disso, apresenta-se o programa experimental e de simulações numéricas da pesquisa.

O Capítulo 5 apresenta a discussão dos resultados obtidos nos ensaios. São apresentados os deslocamentos da placa de carregamento, as distribuições de tensões no solo, as deformações e deslocamento radiais do tubo e as deformações no reforço.

O Capítulo 6, por sua vez, apresenta e discute os resultados previstos por meio das simulações numéricas utilizando o programa Plaxis. Os resultados obtidos nas análises são referentes aos deslocamentos e às tensões no solo com e sem o tubo, os deslocamentos e deflexões do tubo e as deformações dos elementos de reforço. Além disso, estes dados são comparados com os resultados dos ensaios experimentais.

Finalmente, no Capítulo 7, apresentam-se as conclusões do presente estudo e sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ACIDENTES ENVOLVENDO TUBOS ENTERRADOS

Muitos acidentes importantes envolvendo tubos enterrados estão descritos e discutidos na literatura. Os efeitos de acidentes com tubos enterrados são comumente muito significativos. As causas mais comuns destes acidentes estão associadas às interferências externas, corrosão, condições de operação, conservação e manutenção dos tubos. Os danos na estrutura em decorrência de falhas mecânicas, falha operacional, ação da natureza e ação de terceiros podem levar à ruptura de tubulações e/ou conexões, com consequências catastróficas, como perdas materiais significativas, perda de vidas humanas e impactos ambientais de grandes proporções. Desta forma, ressalta-se a importância de uma fiscalização rigorosa na instalação e manutenção de tubos enterrados. O monitoramento durante a operação do sistema também é essencial, pois mediante à indicativos de anormalidade, pode-se acionar uma equipe técnica para verificações de forma a se prevenirem possíveis acidentes.

Em países como Canadá e Estados Unidos, há agências administradoras responsáveis pela supervisão da infraestrutura de dutovias. Estas agências, anualmente, apresentam um resumo estatístico que reúne informações sobre os acidentes ocorridos com o intuito de identificar as deficiências de segurança e avaliar os riscos no sistema (TSB, 2021; PHMSA, 2021). Além disso, os relatórios técnicos emitidos, contendo as informações relevantes dos acidentes, são disponibilizados à população. A Tabela 2.1 apresenta os dados do levantamento realizado pela Transportation Safety Board of Canadá dos acidentes e incidente ocorridos nos últimos anos (TSB, 2019).

Tabela 2.1. Incidentes corridos entre 2015 a 2019 no Canadá.

	2015	2016	2017	2018	2019
Incidentes	100	101	124	109	48
Produto liberado	59	41	71	40	20
Liberação do tubo do corpo do sistema ¹	5	5	2	7	1
Incêndio	5	5	8	4	3
Explosão	1	0	1	1	0
Tubo danificado por um objeto	7	8	4	8	7
Operação além dos limites	27	34	20	13	5
Atividade geotécnica e ambiental	0	3	18	44	13

Atividades não autorizadas de terceiros	4	4	0	0	0
---	---	---	---	---	---

Note: 1 – Liberação de gás hidrocarbonato, HVP hidrocarbonato, LVP hidrocarbonato, e outros produtos.

No Brasil, informações desta natureza são de difícil acesso, de modo que o conhecimento de acidentes envolvendo tubos enterrados, geralmente, é obtido pelos meios de comunicação. Em alguns casos, os estudos técnicos acerca destes acidentes são realizados por instituições de pesquisa em caráter de parceria ou por iniciativa da mesma em investigar os fatores internos e/ou externos que afetam o comportamento de tubulações enterradas.

Infelizmente, as falhas de tubos enterrados são comuns e as consequências podem ser graves. Silver-Evasn et al. (2014) fazem uma análise dos acidentes de tubos nos Estados Unidos ocorrido entre 1968 e 2009, a partir de dados fornecidos pela Pipeline and Hazardous Materials Safety Administration (PHMSA). Os autores apontam que as fatalidades e lesões causadas por acidentes em oleodutos diminuíram ao longo do tempo, enquanto os danos e o número de incidentes estão aumentando com o tempo. Esta constatação também pode ser atribuída aos dados apresentados na Tabela 2.1. Além disso, observaram que os incidentes em tubos de distribuição são responsáveis em sua maioria por lesões e fatalidades, enquanto os tubos empregados no transporte de líquidos perigosos tendem a ser responsáveis por uma parcela maior de danos materiais.

Biezma et. al (2020) apresentam uma compilação dos 10 acidentes com oleodutos e gasodutos mais fatais da história. O principal objetivo dos autores consistiu na detecção das causas e dos pontos importantes aprendidos com a experiência das falhas documentadas, possibilitando a construção e operação de redes de transporte de oleodutos e gasodutos mais seguras.

Dentre os diversos acidente e incidentes ocorridos ao longo dos anos, pode-se mencionar o reportado pela TSB, em 2017, onde um oleoduto de 610 mm diâmetro, da companhia Enbridge Pipelines Inc., foi perfurado durante a instalação de uma seção da nova tubulação de outra rede de oleoduto. O tubo estava sendo instalado usando a técnica de perfuração direcional horizontal. A execução do serviço envolvia o cruzamento de vários outros oleodutos. Acidentalmente, o equipamento de perfuração acabou danificando um dos oleodutos e, conseqüentemente, provocou o vazamento de 1000 m³ de petróleo bruto. Devido à rapidez na detecção do problema na central de operação da linha do oleoduto e pelos operadores no local, deu-se o acionamento do plano de emergência da empresa para evitar que o produto lançado pegasse fogo. A maior parte do produto liberado foi recuperado, principalmente por meio de bombeamento. A seção

danificada do oleoduto foi extraída e examinada em laboratório, detectando-se a presença de arranhões e algumas abrasões compatíveis com o tamanho das pontas dos dentes do alargador, conforme mostrado na Figura 2.1. Além disso, foram detectadas deformação local (depressão interna da parede do tubo) e região perfurada pelo alargador.

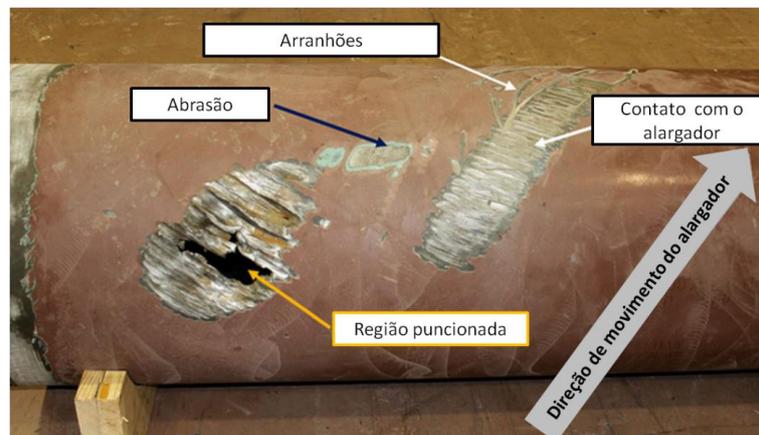


Figura 2. 1. Perfuração de oleotubo (TSB, 2017).

Na Nigéria, em 2008, a explosão de um tubo de combustíveis em Ijegun ocorreu devido ao choque de uma escavadeira, que trabalhava na ampliação de uma estrada, contra o tubo, deixando 100 mortos e 20 pessoas feridas (Figura 2.2) (BBC, 2008). A explosão ocorreu próxima a uma escola da capital. Muitas crianças conseguiram fugir, porém algumas morreram sufocadas pela fumaça, esmagados pela cerca de concreto da escola, ou na tentativa de sair correndo. Cabe ressaltar que a Nigéria é um dos grandes produtores mundiais de petróleo. Muitos acidentes envolvendo oleodutos que ocorrem no país, em geral, são proveniente do roubo do produto pela população local, que fazem furos nas tubulações.



Figura 2. 2. Explosões envolvendo tubos na Nigéria (BBC, 2008).

Em Kiev, capital da Ucrânia, ocorreu um acidente similar ao mencionado anteriormente (BBC, 2017). A explosão de uma tubulação de água subterrânea foi capturada pelo sistema de

monitoramento de segurança local, que registrou a movimentação ascendente do solo devido à elevada pressão de água, com os escombros sendo arremessados em todas as direções e uma torrente de água enlameada escoando pela rua, conforme apresentado na Figura 2.3. Os carros foram danificados e janelas quebradas, mas nenhum ferimento a vítimas foi relatado (BBC, 2017). As causas de acidentes desta natureza podem ser atribuídas à falhas operacionais e/ou corrosão da tubulação.



Figura 2. 3. Explosão de tubulação de água subterrânea na Ucrânia (BBC, 2017).

Em 04 de janeiro de 2017, o rompimento de uma adutora na Estrada do Lameirão, na zona oeste do Rio, alagou uma grande área, em decorrência do grande fluxo de água que jorrou como um chafariz (Figura 2.4) (G1, 2017). Não houve registro de feridos, porém pelo menos três carros foram atingidos e a estrada interditada.



Figura 2. 4. Ruptura de adutora na zona leste do Rio de Janeiro (G1, 2017).

Um incidente semelhante ocorreu, recentemente, no município de Uberlândia, no estado de Minas Gerais, onde durante a realização do serviço de manutenção emergencial a adutora acabou rompendo (G1, 2020a). O serviço foi solicitado para reparar um vazamento existente na rede. Em virtude da pressão do sistema, um jato de água foi lançado pela abertura do dano atingindo uma altura elevada (Figura 2.5a). Seis imóveis foram danificados, e o abastecimento de água foi interrompido para que fosse realizado o reparo na tubulação (Figura 2.5b).



Figura 2. 5. (a) Ruptura de adutora durante serviço de manutenção (G1, 2020a); (b) Reparação da adutora (G1, 2020b).

Em 2018, uma série de incêndios e explosões ocorreu no região nordeste do Vale Merrimack em Massachusetts (EUA), provocado pela sobrecarga do sistema de distribuição de gás natural. A companhia responsável lançou gás sob alta pressão em um sistema de distribuição que operava sob baixa pressão. Diversas estruturas foram danificadas e outras ficaram completamente destruídas pela explosão nas cidades de Lawrence, Andover e North Andover, como mostrado na Figura 2.6.



Figura 2. 6. Explosão provocada pela ruptura de tubo (NTSB, 2018).

2.2 PROJETO ESTRUTURAL DO SISTEMA SOLO-TUBO

Os tubos enterrados tem sido amplamente empregados para diversos fins, como transporte de produtos essenciais no cotidiano ou de substâncias que podem ser prejudiciais às pessoas e ao meio ambiente. Independentemente do material transportado, o tubo deve ter resistência e rigidez suficiente para resistir as tensões atuantes sobre ele e, conseqüentemente, desempenhar sua função adequadamente. Dessa forma, o principal objetivo dos projetos de tubos enterrados é assegurar o desempenho geral do sistema ao longo de sua vida útil, sem que se atinjam os limites de serviço. Esses limites de serviço referem-se às deformações excessivas, sejam do solo e/ou do tubo, que fazem com que o conjunto não atenda mais o propósito para o qual foi projetado (Rubio, 2008).

Em virtude do tipo de instalação, os tubos estão sujeitos ao efeito das cargas de origem geotécnica, cargas internas e externas, ao atrito do tubo nos suportes, às ações dinâmicas provenientes do movimento do fluido, da dilatação térmica devido à variação de temperatura e pressão, recalques diferenciais, flexões longitudinais, dentre outras condições que podem afetar o comportamento dos tubos enterrados (Telles, 1982). Além disso, o comportamento do tubo pode estar associado à sua rigidez e à resistência do solo adjacente. Em alguns casos, a magnitude das ações sobre o tubo podem ocasionar o seu rompimento e a diminuição da capacidade de funcionamento do sistema. Flambagem das paredes, esmagamento, deflexão do tubo ou sua flutuação, podem ocorrer, dependendo das condições de utilização.

O entendimento do mecanismo de interação solo-tubo é indispensável para o dimensionamento estrutural do tubo e avaliação de riscos, de modo a se evitar ou minimizar possíveis danos e assegurar a eficiência operacional do sistema de transporte. Os impactos gerados devido a danos em tubos enterrados pode atingir grandes proporções tendo como conseqüências incêndios e explosões ou vazamentos do produto, podendo contaminar o solo ou cursos d'água nas proximidades (Rocha, 2005; Biezma et. al (2020)). Desta forma, devido aos riscos à população e ao meio ambiente introduzidos pelo transporte de produtos por esse tipo de sistema, os projetos de tubos enterrados devem ser desenvolvidos com base em normativas técnicas, códigos e regulamentações, que visando adequar o projeto à níveis aceitáveis de serviço e segurança. No Brasil, os projetos de oleodutos seguem as recomendações técnicas da norma NBR 15280-1 (2017). De modo geral, o dimensionamento do sistema solo-tubo deve levar em consideração os seguintes aspectos: (i) a resistência às pressões interna e externa; (ii) a resistência ao transporte e instalação; (iii) as tensões longitudinais de flexão; (iv) deflexões do

tubo. Os dois primeiros estados, referentes à resistência às cargas, são complexos, especialmente quando envolvem previsões de deformações e deflexões do tubo.

A eficiência do sistema solo-tubo não é função apenas de um projeto bem elaborado, mas também é necessário que o mesmo seja rigorosamente executado. Na fase de instalação, uma das principais dificuldades encontradas consiste em se assegurar que o solo seja uniformemente colocado e compactado ao redor do tubo, evitando-se concentrações de tensões. Os métodos de deposição do solo são adotados em função de características do sistema, como tipo de solo, densidade relativa necessária, profundidade de recobrimento do tubo e rigidez e resistência do tubo (Moser, 2001).

2.3 PRESSÕES ATUANTES SOBRE TUBOS ENTERRADOS

As cargas em tubos enterrados surgem de várias formas e influenciam no comportamento da estrutura. Em projetos de tubos enterrados, a determinação destas cargas é essencial para assegurar a sua integridade por meio da verificação da resistência da estrutura quanto à pressão interna, pressão externa e as cargas advindas do transporte e instalação do tubo.

A atuação da pressão interna é oriunda do transporte de líquido e gases em tubulações. A determinação da pressão interna admissível requer uma análise da resistência dos materiais e da espessura mínima da parede do tubo. Primeiramente, a espessura da parede deve ser calculada levando em consideração o valor interno máximo de pressão operacional e, em seguida, calculada com base no maior valor de pressão transiente de operação ou da pressão de teste de campo (Rubio, 2008).

A pressão interna de dimensionamento no projeto de um sistema de tubulação deve ser superior a (ALA, 2001): (i) pressão máxima de operação ou pressão de projeto do sistema, isto é, a pressão de projeto é a maior pressão alcançada no sistema durante a operação, incluindo a pressão atingida a partir de condições com falhas. (ii) a pressão obtida em teste hidrostático ou pneumático, que consiste no preenchimento da tubulação com água, sendo posteriormente pressurizada até se atingir a pressão de teste determinada em projeto; (iii) pressão de serviço em teste de vazamento.

No que se refere às cargas impostas ao tubo durante o transporte e instalação, destaca-se a atuação da carga diametral oriunda do empilhamento dos tubos ou da compactação do solo no topo e nas laterais da estrutura. A compactação do solo ao redor da tubulação deve ser realizada cuidadosamente para evitar que danos sejam causados, uma vez que, caso a resistência do

material seja excedida devido a esse carregamento, a parede do tubo sofrerá fissuras ou a sua seção transversal deformará permanentemente.

A atuação de cargas externas sobre os tubos também pode modificar o mecanismo de interação solo-tubo. Os tubos estão sujeitos a tensões verticais oriundas de: (i) carregamento permanente devido ao peso do solo de cobertura; (ii) cargas acidentais que produzem tensões axiais ou cisalhantes, bem como incrementam as cargas verticais atuantes; (iii) carregamentos cíclicos decorrentes do tráfego de veículos e maquinários, se as tubulações estão instaladas em áreas urbanas e agrícolas, além das que interceptam malhas rodoviárias e ferroviárias; e (iv) solicitações de natureza sísmica (Rowe, 2000).

No que concerne às cargas externas, foram desenvolvidas algumas metodologias para determinação de carregamentos externos (peso próprio e sobrecarga) a que os tubos estão sujeitos. Tendo em vista os efeitos ocasionados pela ação destas cargas, há também formulações empíricas que permitem prever as deflexões verticais e horizontais dos tubos

2.3.1 CARREGAMENTO PERMANENTE

As pressões vertical e horizontal aplicadas ao sistema solo-tubo na condição geostática podem ser determinadas de maneira convencional, utilizando as fórmulas clássicas da Mecânica dos Solo, as quais consideram a altura da camada de solo sobre a estrutura (h), o peso específico do solo (γ) e o coeficiente de empuxo no repouso (K), conforme indicado pelas Equações 2.1 e 2.2.

$$\sigma_v = \gamma h \quad (2.1)$$

$$\sigma_h = k\sigma_v \quad (2.2)$$

No entanto, estas equações ignora-se o peso do solo do aterro que atuam diretamente sobre os ombros do tubo (Figura 2.1). De acordo com Moore (2001), em projetos de tubos enterrados de grandes diâmetros e instalados em profundidades rasas é muito importante considerar o peso do solo atuante diretamente sobre os ombros do tubo, conforme indicado na Figura 2.7.

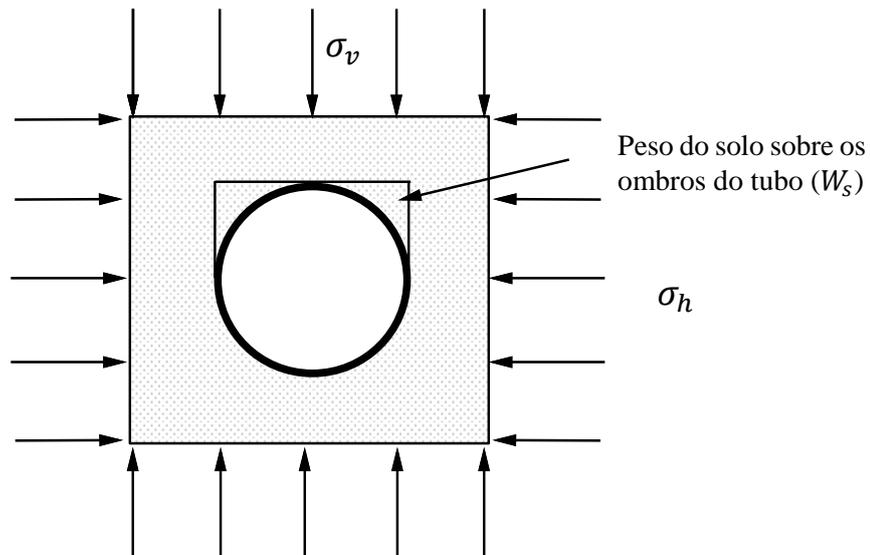


Figura 2. 7.Pressões atuantes sobre o tubo (Moore, 2001).

Desta forma, o peso do solo (W_s) atuante nas duas zonas acima dos ombros do tubo pode ser calculado pela Equação 2.3:

$$W_s = 0,25\gamma D^2 \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.3)$$

Onde:

γ - peso específico do solo (kN/m²);

D - diâmetro do tubo (m);

Além disso, sabe-se que o solo de reaterro colocado sobre o tubo em uma trincheira se move para baixo em relação ao solo nativo nas laterais, e que tensões de cisalhamento se desenvolvem entre o aterro e as paredes da trincheira (Moore, 2001). Marston e Anderson (1913) adaptaram a teoria de arqueamento do solo de Janssen (1895) e desenvolveram as primeiras formulações para determinação da carga permanente sobre o tubo, o qual prevê a capacidade de suporte dos tubos rígidos sob diversas condições.

A Teoria de Marston baseia-se na concepção de um prisma de solo em uma vala que impõe uma carga ao tubo, de tal modo que os assentamentos do aterro e do tubo geram forças de cisalhamento ou de atrito nos laterais da vala, conforme indicado na Figura 2.8 (Moser, 2001). A magnitude da carga vertical imposta ao tubo depende da compressibilidade relativa do tubo e do solo. No caso de tubos muito rígidos, o solo adjacente pode ser muito compressível em relação ao tubo, assim, o tubo pode suportar praticamente toda a carga atuante. Para tubos

flexíveis, a carga suportada pela estrutura será substancialmente menor, devido ao efeito de arqueamento do solo, uma vez que o tubo é menos rígido que o solo.

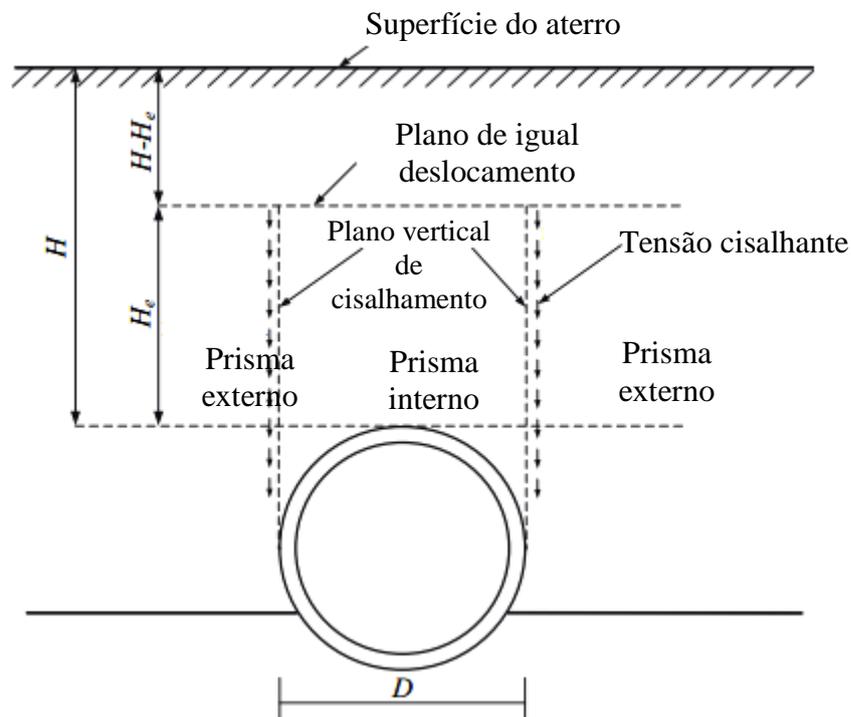


Figura 2. 8. Modelo de Marston (Tian et al., 2015).

Portanto, a pressão vertical no topo do tubo pode ser determinada pela Equação (2.4):

$$W_d = C_d \cdot \gamma \cdot B_d^2 \quad (2.4)$$

Onde:

W_d = carga sobre o tubo por unidade de comprimento

C_d = coeficiente de carga do tubo, expresso pela Equação (2.5):

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu'(H/B_d)}}{-2K\mu'} \quad (2.5)$$

γ = peso específico do solo;

K = coeficiente de empuxo passivo de Rankine;

μ' = coeficiente de atrito entre o material de enchimento e as paredes da vala;

B_d = largura da vala sobre tubo.

Com base na Teoria de Marston, outros pesquisadores buscaram aperfeiçoar as referidas formulações considerando, por exemplo, a coesão do solo, que foi inicialmente negligenciada por Marston. Neste sentido, Spangler (1941) estendeu o método de cálculo para estimar a carga

vertical atuante sobre tubos flexíveis. A Teoria de Spangler parte do princípio de que a tensão no solo e a reação do subleito são uniformemente distribuídas em ao longo do diâmetro do tubo. Além disso, a resistência lateral do solo foi assumida como sendo parabolicamente distribuída ao longo de setor de 100° , conforme indicado na Figura 2.9.

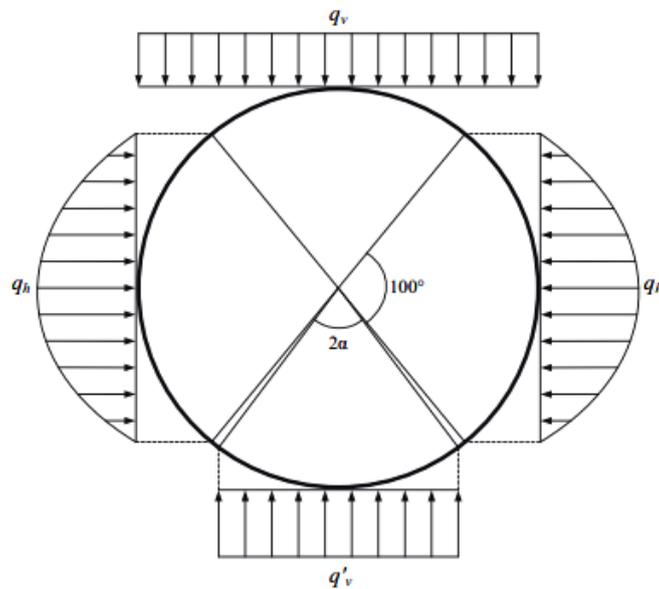


Figura 2. 9.Modelo de Spangler (Tian et al., 2015).

Posteriormente, considerou-se que a tensão vertical no solo era distribuída uniformemente (teoria de Marston-Spangler), levando-se em consideração conceitos importantes sobre o arqueamento do solo apresentados por Janssen (1895). Para o caso particular onde o solo adjacente e o tubo apresentam a mesma rigidez, a carga vertical que é transferida a um tubo flexível é expressa pela Equação (2.6):

$$W_d = C_d \cdot \gamma \cdot D_e \cdot B \quad (2.6)$$

Sendo:

D_e = diâmetro externo do tubo.

B = largura da vala.

Bueno e Costa (2012) destacam que esta teoria apresenta algumas limitações, tais como:

- Utilização do coeficiente de empuxo de Rankine (K_a);
- Desenvolvimento das forças atritivas segundo planos verticais bem definidos;
- Suposição de atrito nas superfícies verticais constante com a profundidade;
- Considera que a carga vertical calculada atua uniformemente ao longo do diâmetro do tubo.

- Desconsidera a coesão do solo.

Embora apresente as restrições apresentadas, a Teoria de Marston-Spangler consiste em um método analítico muito difundido e empregado para o dimensionamento de estruturas enterradas devido à simplicidade de sua aplicação e por permitir a incorporação de diferentes tipos de instalação do tubo.

2.3.2 SOBRECARGAS

As tubulações enterradas estão sujeitas a cargas aplicadas na superfície do terreno denominadas de sobrecargas. Segundo Moser (2001), o matemático francês Boussinesq estudou a distribuição de tensões no solo advindas de uma carga pontual aplicada na superfície em um espaço elástico semi-infinito, homogêneo e isotrópico. Embora os solos não apresentem estas características, experimentos que têm mostrado que a solução de Boussinesq pode apresentar uma satisfatória aproximação para as tensões reais. A solução de Boussinesq é definida pela Equação (2.7):

$$\sigma_v = \frac{0,48 \cdot P}{z^2} \quad (2.7)$$

Onde:

σ_v = tensão vertical na profundidade z ;

P = carga concentrada aplicada na superfície.

z = profundidade considerada.

Posteriormente, Hall e Newmark (1977) integraram a solução de Boussinesq a fim de obterem o coeficiente de carga (C_s). As soluções de Hall para cargas concentradas e de Newmark, para cargas distribuídas, são expressas pelas Equações 2.8 e 2.9, respectivamente:

$$W_s = C_s \left(\frac{PF'}{L} \right) \quad (2.8)$$

$$W_s = C_s \cdot p \cdot F' \cdot D_e \quad (2.9)$$

Onde:

W_s = peso do solo no tubo por unidade de comprimento;

P = carga concentrada aplicada na superfície do terreno;

p = pressão uniformemente distribuída;

F' = fator de impacto;

L = comprimento efetivo do tubo;

D_e = diâmetro externo do tubo;

C_s = coeficiente de carga.

O coeficiente de carga (C_s), na Equação 2.8, é função de $D_e/(2H)$ e $L/(2H)$, sendo H a altura da camada de solo sobre o tubo. Já o coeficiente de Netmark depende de $D/(2H)$ e de $M/(2H)$, onde D e M correspondem à largura e ao comprimento da área de distribuição da carga, respectivamente.

2.4 ARQUEAMENTO DO SOLO

Quando uma parte da massa de solo cede, isto é, movimenta-se em relação ao restante, acaba provocando uma redistribuição das tensões atuantes no solo. Esta movimentação da massa o solo é resistido por tensões de cisalhamento que reduzem a pressão na zona mais flexível do sistema enquanto aumentam a pressão nas zonas rígidas adjacentes. Como a resistência ao cisalhamento tende a manter a massa flexível em sua posição original, ela reduz a pressão na parte flexível do suporte e aumenta a pressão na parte estacionária adjacente. Essa alteração do estado de tensões no solo é associada ao fenômeno de arqueamento do solo circundante (Terzaghi, 1943). O estado de tensões no maciço é basicamente governado pelas características do solo e da estrutura, pela geometria da estrutura, pelo tipo de movimentação da inclusão (ou de parte dela) e pela presença de carregamentos externos (Bueno e Costa, 2012). O arqueamento ativo ocorre quando a estrutura é mais compressível do que o solo circundante. O arqueamento passivo ocorre quando o solo é mais compressível do que a estrutura.

Terzaghi (1936) conduziu investigação experimental do arqueamento de material granular, tendo por finalidade compreender a redistribuição de tensões no solo. Posteriormente, diversos pesquisadores estudaram o fenômeno de arqueamento, avaliando os principais fatores que influenciam na distribuição de tensões, tais como geometria da estrutura, efeito de sobrecargas superficiais e influência da direção e velocidade da movimentação da estrutura na resistência passiva (Gill, 1967; Koutsabeloulis & Griffiths, 1989, Perumpral, 1971; Santichaianant, 2002; Costa et al., 2009).

Spangler (1948) investigou o fenômeno de arqueamento sobre tubos enterrados em uma vala. A Figura 2.10 apresenta o esquema do arqueamento do solo desenvolvido sobre tubos flexíveis. A pressão atuante no prisma interno corresponde ao pressão exercida pelo solo de cobertura. Nos tubos flexíveis, o peso próprio do solo de cobertura provoca uma maior deformação no tubo. Nesse caso, por ser menos rígido que o solo, a movimentação descendente da massa de solo sobre o tubo desencadeia tensões de cisalhamento nos planos verticais. Essa transferência de tensões do maciço deformado para o solo adjacente reduz a carga atuante sobre a estrutura, e aumenta as tensões na região lateral (arqueamento positivo).

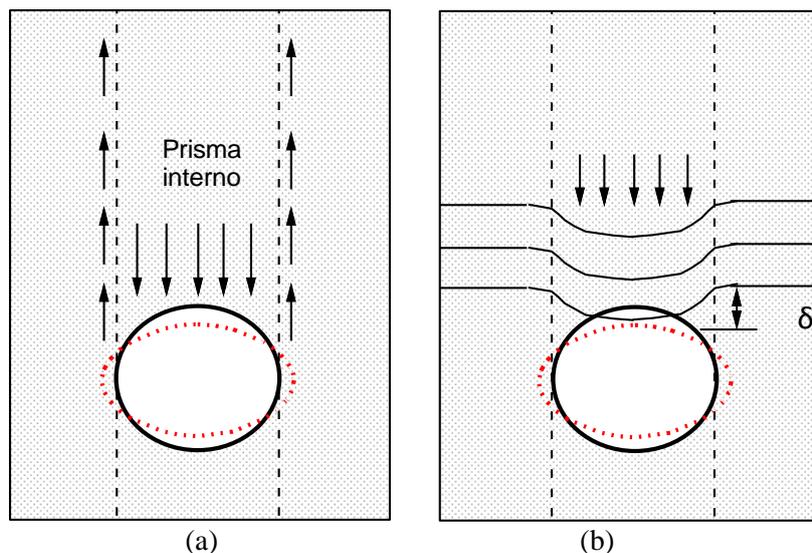


Figura 2. 10. Arqueamento desenvolvido em tubos flexíveis – (a) esquema da transferência de carga; b) deslocamento do sistema (adaptado de Spangler, 1948).

Em contrapartida, nos tubos rígidos há o desenvolvimento do arqueamento negativo. A Figura 2.11 mostra que, sendo o tubo mais rígido que o solo, não ocorrem deformações significativas no tubo que provocasse o deslocamento da massa de solo de cobertura. Dessa forma, o recalque é maior no solo lateral do que no tubo, a partir da sua geratriz superior (Figura 2.5b). No entanto, parte da carga das colunas laterais de solo são absorvidas pelo tubo por atrito, o que significa que o tubo recebe mais carga que simplesmente o peso da coluna de solo sobre ele. Várias soluções teóricas foram desenvolvidas para quantificar os efeitos do arqueamento do solo sobre tubos enterrados (Janseen, 1985; Engesser, 1882; Spangler and Handy, 1982; Handy, 1985; Kryzek, 1971).

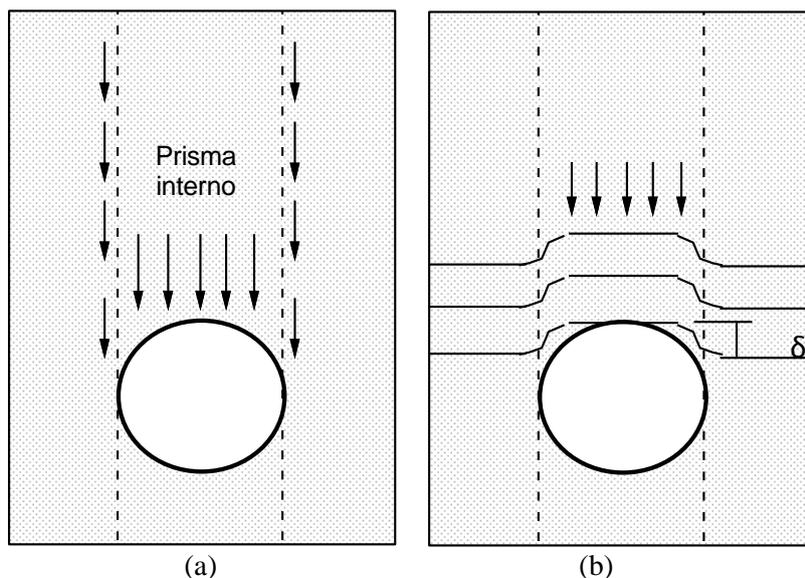


Figura 2. 11. Arqueamento desenvolvido em tubos rígidos – (a) esquema da transferência de carga; b) deslocamento do sistema (adaptado de Spangler, 1948).

2.5 DEFLEXÕES DO TUBO

Tubos enterrados sofrem deformações sob a ação do aterro, com redução do diâmetro vertical e aumento do horizontal, especialmente os tubos flexíveis. Em alguns casos, a deformação é tão pequena que pode ser desconsiderada. Entretanto, em outras circunstâncias ela não pode ser desprezada, uma vez que a deformação excessiva do tubo pode causar ovalização excessiva, vazamentos, restringir a capacidade de fluxo e até mesmo o colapso do tubo.

Spangler (1941) desenvolveu uma formulação para a estimativa dos deslocamentos verticais e horizontais em tubos flexíveis sujeitos a carregamentos, a partir de uma série de ensaios em verdadeira grandeza. Os efeitos do solo circundante na deflexão do tubo foram incorporados, onde se assumiu uma pressão uniforme sobre a base do tubo, dependendo do ângulo da camada de berço. Nas laterais, Spangler admitiu a pressão horizontal em cada lado seria proporcional à deflexão do tubo no solo, conforme mostrado na Figura 2.12.

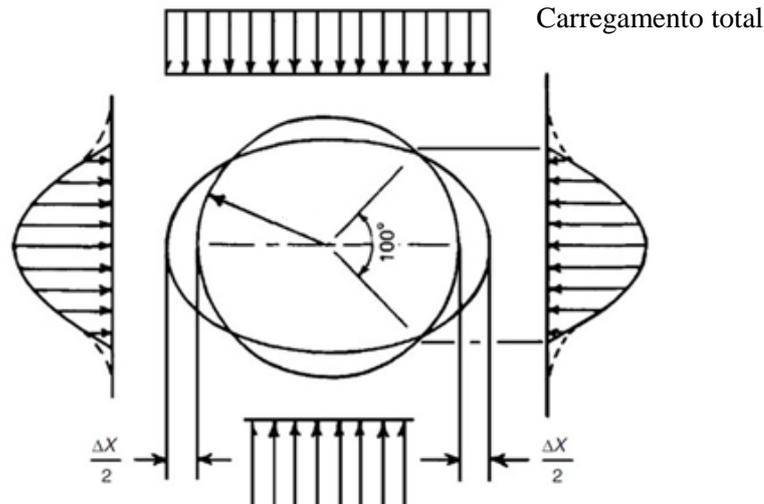


Figura 2. 12. Modelo de Spangler para determinação da deflexão do tubo (Moser, 2001).

A formulação ficou conhecida como Teoria de Iowa, sendo a mais difundida na literatura, pois foi a primeira fórmula apresentada para um problema de interação solo-tubo. O cálculo do deslocamento horizontal do tubo foi determinado considerando a carga vertical atuante segundo a Teoria de Marston, corrigida por um fator tempo a fim de se considerar a redistribuição de tensões ao longo do tempo (Moser, 2001). A Equação 2.8 apresenta a formulação desenvolvida por Spangler.

$$\Delta x = \frac{D_R \cdot K \cdot W_c \cdot r^3}{E_p I + 0,061 \cdot e \cdot r^4} \quad (2.8)$$

Onde :

Δx = deflexão (variação de diâmetro) horizontal (m);

D_R = fator de correção, aplicável para o cálculo de flechas na direção vertical, e cujo valor depende da pressão interna na tubulação;

K – constante de assentamento;

W_c - carga vertical sobre o tubo por Marston (1913) (kN/m);

r - raio médio do tubo (m);

E_p - módulo de elasticidade do material do tubo (kN/m²);

I - momento de inércia da parede do tubo (m⁴/m);

e – módulo de resistência passiva do material de envolvimento (kN/m²/m)

A constante de assentamento K é função do ângulo de apoio do tubo, o qual define a área resistente da camada de berço. Spangler determinou teoricamente o valor de K para alguns

ângulos dependendo do ângulo de assentamento. Porém, é comum se admitir $K = 1$. (Moser, 2001). A deflexão normalizada do tubo é obtida pela razão entre o deslocamento horizontal determinado (Δx) pelo diâmetro inicial do tubo (D).

Cabe salientar que a Teoria de Iowa apresentava algumas limitações. Watkins e Spangler (1958) e outros mostraram que as deflexões vertical e horizontal eram quase iguais para pequenas deflexões. Além disso, a solução considera o solo como sendo homogêneo, não incorpora a rigidez do solo não escavado e a distribuição de tensões ao redor do tubo é assumida previamente à sua deflexão (Gavassoni, 2012). Desta forma, Watkins (1957) propôs uma modificação na formulação original de modo que o deslocamento horizontal pelo método de Spangler é dado por:

$$\Delta x = \frac{D_R \cdot K \cdot W_c}{\frac{8E_p I}{D^3} + 0,061 \cdot E'} \quad (2.10)$$

Onde:

E' - módulo de reação do solo (kN/m²) $\rightarrow E' = e \cdot r^4$.

De forma geral, o método de Spangler, também conhecido como Formulação de Iowa Modificada, pode ser expresso como:

$$\text{Deflexão do tubo } (\Delta x) = \frac{\text{Carga(s) no tubo}}{\text{Rigidez anelar do tubo} + \text{Rigidez do solo}}$$

Apesar de ter sido desenvolvido há cerca de 80 anos, o método proposto por Spangler (1941) ainda é muito utilizado na prática devido à sua simplicidade e precisão satisfatória se forem utilizados parâmetros adequados de solo e dutos. Várias abordagens empíricas e analíticas para avaliar a interação solo-tubo enterrado sob diferentes condições de carregamento podem ser encontradas na literatura (Marston e Anderson, 1913; Spangler, 1941; Barnard, 1957; White e Layer, 1960; Burns e Richard, 1964; Leonhardt, 1972; Watkins, 1975; Watkins e Anderson, 1999; Masada e Sargand, 2007).

McGrath (1998) apresentou um método teórico que considera a compressão do anel do tubo para estimar a sua deflexão na direção vertical causada pela sobrecarga do reaterro. Masada e Sargand (2007) propuseram uma fórmula para calcular a deflexão de pico de tubos flexíveis. Zhou et al. (2017a) apresentaram um nova formulação empírica para a estimativa da deflexão

de tubos de PEAD enterrados. As deflexões de pico na direção vertical e horizontal (assumidas iguais) podem ser obtidas por:

$$\frac{\Delta y}{D} = -\frac{\Delta x}{D} = \frac{(0,05S_f + 33)\eta H'}{10000D} \quad (2.11)$$

Onde:

S_f – rigidez à flexão relativa;

η – constante empírica relacionada ao tipo de compactador empregado, sendo que

- $\eta = 1,0$ – compactação do solo com uso de placa vibratória;
- $\eta = 2,4$ – compactação do solo utilizando compactador.

H' - a altura do aterro colocado na lateral do tubo, a partir da sua base (m);

D – diâmetro do tubo (m).

Zhou et al. (2017b) propõem duas fórmulas empíricas com cinco parâmetros para se obter a deflexão total de tubos de PEAD nas direções vertical e horizontal. Assim, as deflexões horizontal e vertical podem ser calculadas por:

$$\frac{\Delta x}{D} = \frac{(0,03S_f + 3,4 + (0,02S_f + 29,6)e^{(-\gamma H/20)})\eta}{10000} \quad (2.12)$$

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{(0,03S_f + 23,4 + (0,02S_f + 9,6)e^{(-\gamma H/20)})\eta}{10000} \quad (2.13)$$

Onde:

γ – peso específico do solo;

H – Altura da camada de solo.

Diante de diversas formulações existentes para o cálculo de deflexões em tubos enterrados, deve-se avaliar se as características do problema a ser estudado são compatíveis com as condições admitidas por cada método. Conforme mencionado, as alterações de forma do tubo mostram como a estrutura responde a esta interação solo-tubo.

Assim, a rigidez relativa do sistema (RR) é um parâmetro interessante a ser considerado neste estudo, o qual relaciona a rigidez do tubo e do solo. A partir da determinação da rigidez relativa do sistema, é possível estimar o comportamento dos tubos enterrados por meio da classificação do tubo em rígido, intermediário e flexível e da proporção de carga suportada pela estrutura. Os

tubos flexíveis apresentam rigidez à flexão muito baixa, o que implica dizer que a rigidez do solo circundante é mais elevada do que a rigidez do tubo. Portanto, a rigidez relativa do sistema ($RR > 1000$) indica uma enorme interação solo-tubo, que pode provocar uma redistribuição de tensões no solo reduzindo os esforços sobre o tubo, e conseqüentemente influenciar na deflexão do tubo. Em contrapartida, os tubos rígidos possuem uma elevada rigidez anelar, pouco dependendo do comportamento do solo circundante. Este conceito de rigidez relativa encontra-se bem detalhado no trabalho de Gumbel (1983).

Diante do exposto, pode concluir que a estimativa prévia da deflexão do tubo enterrado causada pela ação das cargas atuantes é importante para evitar o seu colapso e, conseqüentemente, os impactos econômicos e ambientais que os acidentes envolvendo a ruptura do tubo podem causar.

2.6 INTERAÇÃO SOLO-TUBO

Um dos problemas mais complicados de interação solo-estrutura refere-se ao comportamento de tubos enterrados (Bildik e Lamar, 2019). A interação solo-tubo é um processo complexo de se compreender, pois depende das propriedades do tubo e do solo circundante. A rigidez dos materiais tem um papel importante neste estudo e influenciam diretamente o desempenho geral do tubo enterrado. Assim, faz-se necessário adequar a estrutura ao meio, no sentido de uniformizar ao máximo as tensões em seu entorno e, se possível, reduzi-las.

Vários estudos foram publicados com soluções empíricas e numéricas para estimar a resposta de um tubo enterrado sobre diferentes condições. De acordo com Moore (2001), as soluções teóricas foram desenvolvidas para duas condições de interfaces idealizadas: (i) adesão perfeita do solo à estrutura, ou seja, condição de interface perfeitamente áspera e antiderrapante; e (ii) adesão zero, isto é, condição de deslizamento total ou interface lisa. A resposta intermediária pode ser avaliada, usando soluções numéricas que levam em consideração a aderência na interface tubo-solo.

Conforme mencionado anteriormente, a resistência à pressão externa é um dos fatores que influenciam na interação solo-tubo, sendo função direta da rigidez do tubo e da resistência do solo adjacente ao tubo. Além disso, a profundidade de instalação do tubo, a espessura da sua parede, a pressão interna e o tipo de aterro desempenham um papel importante. A influência do tipo carregamento e da distribuição de tensões no solo tem sido objeto de estudos de muitos

pesquisadores (Mendonça, 2003; Palmer et al., 2009; Talesnick et al., 2011; Neves, 2018; Ma et al., 2019; Meguid e Ahmed, 2020).

Zhang e Xie (2018) estudaram o efeito da sobrecarga no comportamento mecânico de tubos enterrados abordando a influência de fatores como: relação raio-espessura, pressão interna, módulo de elasticidade do solo de aterro na distribuição de tensão, no deslocamento e deflexão de seção do tubo. Os resultados mostram que com o aumento da carga no solo, as tensões concentradas no topo do tubo são transferidas para a sua linha d'água, provocando a ovalização do tubo.

Liang et al. (2019) investigaram o comportamento mecânico de um tubo de polietileno submetido à sobrecarga do solo pelo método dos elementos finitos. Os autores observaram que as falhas do tubo enterrado submetido à sobrecargas ocorreram predominantemente pela deformação por ovalização, assim como observado por Zhang e Xie (2018). Além disso, mostraram que a resposta mecânica do tubo é fortemente influenciada pelas cargas do solo, o comprimento da área de carregamento, a profundidade do tubo, a pressão interna, a espessura da parede do tubo e o tipo de aterro. Portanto, a seleção apropriada destas grandezas pode reduzir efetivamente a tensão máxima sobre o tubo e, conseqüentemente, sua deformação.

Zhou et al. (2017a) investigou a deflexão total do tubo enterrado de polietileno de alta densidade por meio de modelagem bidimensional por elementos finitos. Estudos paramétricos foram realizados para investigar a influência das propriedades do solo e do tubo, bem como o tipo de compactador e a largura da vala. Os autores observaram que o diâmetro do tubo, a sua rigidez, o módulo de deformação do solo e o tipo de compactador têm um efeito significativo na deflexão de pico e suas influências precisam ser incluídas nos cálculos. Já a influência da largura da vala foi considerada insignificante e poderia ser desconsiderada.

A elevação da temperaturas pode impactar as deflexões de tubos de polietileno de alta densidade enterrados. Krushelnitzky e Brachman (2013) realizaram ensaios em laboratório em escala real para medir as deflexões de tubos de PEAD de 100 mm de diâmetro submetido a um carregamento cíclico de 500 kPa, sob temperaturas de 22, 55 e 80 ° C. Os resultados mostraram que a elevação da temperaturas resultou em maior compressão circunferencial do tubo. Porém, de modo geral, as deflexões previstas para o tubo ficaram abaixo do limite de deflexão de 5%, apesar da temperatura elevada ter sido sustentada por um período de tempo de 1000 h.

O comprimento de uma tubulação enterrada pode provocar situações particulares de interação entre solo e estrutura, como a perdas de apoio e elevações localizadas que afetam o desempenho

do sistema (Costa 2005; Costa et al. 2009; Moraes, 2014; Santos, 2014). Costa (2005) investigou experimentalmente o comportamento de tubos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação em determinada região ao longo do seu comprimento. Balkaya et al. (2013) realizou um estudo paramétrico empregando análises tridimensionais por elementos finitos com o objetivo de compreender o efeito da não uniformidade da camada de suporte na estabilidade de tubo de PVC enterrado e a interação solo-tubo longitudinal.

Pimentel (2003) também avaliou o recalque de tubulações enterradas em maciço não reforçado e reforçado por meio de análise numéricas. O autor observou que a inserção a presença do geossintético no solo proporcionou uma contribuição significativa na redução de solicitações e recalques das tubulações. A aplicação do reforço em camada horizontal na base do aterro reduziu os recalques da tubulação em cerca de 25 % e os esforços normais, cortantes e momentos fletores foram reduzidos em torno de 16 %, para um valor de rigidez à tração do geossintético igual a 4000 kN/m.

Khatri et al. (2015) realizaram ensaios para investigar o comportamento e desempenho de tubo de polietileno de alta densidade reforçado com aço (SRHDPE) durante o processo de instalação. No estudo, foram monitoradas a distribuição de tensões ao redor do tubo, as deflexões do tubo e as tensões no aço e no polietileno durante a instalação. Os autores puderam constatar que a interface solo-tubo deve ser considerada totalmente ligada (adesão perfeita) e o tubo exibiu deflexões de pico durante a instalação. Além disso, o fator de arqueamento vertical do solo (VAF), definido como a razão entre a carga vertical no topo do tubo e o peso da cobertura de solo no topo do tubo, era maior que 1,0.

Os acidentes com gasodutos urbanos, causados pela construção de pavimentos e serviços de manutenção na rede de distribuição adjacentes, têm ocorrido com grande frequência nos últimos anos. Desta forma, Liu et al. (2018) estudaram a resposta mecânica de tubos de polietileno enterrados sob carga de escavação durante a construção do pavimento. Os resultados mostraram que a posição de escavação e a pressão interna têm pouca influência na resposta do tubo, enquanto o aumento do diâmetro do tubo e da espessura da sua parede podem diminuir a tensão no tubo e a sua ovalização até certo ponto.

A interação solo-tubo também foi analisada para diferentes fenômenos geotécnicos, tais como a movimentação de solo ou rocha, congelamento e degelo do solo e efeito sísmicos. Luo et al. (2014) estudaram as características de deformação de tubos de polietileno sob a ação de deslizamentos e propuseram um critério de falha de rendimento. Zhang et al. (2015)

investigaram a tensão e a deformação de um oleoduto enterrado sob o impacto de quedas de rochas e objetos. Outros estudos foram conduzidos para avaliar o comportamento do sistema solo-tubo sob a ação de eventos semelhantes (Mandolini et al. 2001; Calvetti et al., 2004; Texeira, 2008; Huang et al. 2020a; Huang et al. 2020b; Di Sarno e Karagiannakis, 2020). Essas análises são de suma relevância para melhorar o planejamento e projeto de tubos enterrados, para orientar o seu monitoramento e para reduzir o risco de danos ou falhas.

2.7 GEOSSINTÉTICOS

Geossintéticos são definidos como produtos planares, manufaturados, e usados em contato com solos, rochas ou outro material geotécnico relacionado, como parte de um projeto, sistema ou estrutura (ASTM D4439, 2015). As principais funções normalmente desempenhadas pelos geossintéticos em obras de engenharia geotécnica e ambiental são: separação, filtração, drenagem, reforço, barreira e proteção e, em certos casos, podem exercer mais de uma função simultaneamente, aumentando ainda mais seu campo de aplicações.

Atualmente no mercado existem uma grande variedade de produtos geossintéticos para atender as exigências dos projetos das obras de engenharia. No que diz respeito aos tubos enterrados, pode-se destacar o emprego dos geotêxteis, geogrelhas, geoexpandidos e geocélulas como elementos de reforço do solo e proteção da estrutura enterrada. Para selecionar o reforço adequado para a obra devem ser consideradas suas propriedades físicas e mecânicas, bem como a forma de utilização do material. A utilização de geossintéticos em projetos de tubos enterrados não era uma prática comum, mas tem se consolidado devido aos estudos que têm apontado os benefícios quanto a inserção de material no solo para reduzir as tensões sobre os tubos, proteger a estrutura da ação de terceiro, minimizar os impactos gerados pela ruptura do tubo etc. Alguns destes estudos são descritos a seguir.

2.7.1 ESTUDOS DO COMPORTAMENTO DE GEOSSINTÉTICOS ENVOLVENDO TUBOS ENTERADOS

A eficiência dos geossintéticos na proteção de tubos enterrados sob diferentes condições foi demonstrada em vários estudos experimentais e numéricos (Tupa e Palmeira, 2007; Moghaddas Tafreshi e Khalaj, 2008 e 2011; Corey et al., 2014; Ahmed et al. 2015; Palmeira e Bernal, 2015; Khou e Shukla, 2019). Moghaddas Tafreshi e Khalaj (2008) estudaram as reduções no diâmetro do tubo e nos deslocamentos da superfície do solo em experimentos com tubos de PEAD

enterrados em solos não reforçados e reforçados, submetidos a cargas cíclicas aplicadas na superfície do solo. No estudo, as variáveis examinadas incluíram a densidade relativa da areia, profundidade do tubo e o número de camadas de reforço. Os resultados mostraram que a variação vertical do diâmetro e deslocamento da superfície do solo foram reduzidos em até 56% e 65%, respectivamente, usando geogrelhas como reforço e aumentando a segurança de tubos enterrados.

O uso de geocélulas e mistura de solo-borracha como elementos de reforço do solo contendo tubo enterrado sob cargas cíclicas foram estudados por Tavakoli-Meharjardi et al. (2012), por meio de ensaios em modelos, onde empregaram dois tamanhos de borracha, diferentes teores de mistura (5%, 10%, 20%) e configurações de ensaio. Foram avaliados os deslocamentos na superfície do solo, a deflexão vertical do tubo e a distribuição de tensão no solo. De acordo com os autores, o emprego de material com alta resiliência pode levar a um maior recalque da superfície do solo, transferência maior de pressão sobre o tubo e na deformação da parede do mesmo. No entanto, a combinação do emprego da borracha misturada ao solo e da geocélulas contribuem minimizar os efeitos da sobrecarga sobre o tubo.

Os resultados do estudo mostraram que a combinação da geocélula com 5% de solo misturado com borracha (independentemente do tamanho ou tipo da borracha) apresenta o melhor desempenho em termos de redução na deformação do tubo e recalque de aterro. Posteriormente, Tavakoli-Meharjardi et al. (2015) complementaram este estudo com análises numéricas usando o software FLAC 3D, indicando uma boa concordância entre os resultados numéricos e os resultados experimentais.

Hegde e Sitharan (2015), por sua vez, investigaram o uso de tubos de PVC enterrados em um aterro de areia reforçado com geocélulas e com aplicação conjunta de geocélula e geogrelha.

O emprego do poliestireno expandido (EPS) na redução das tensões sobre tubos de aço foi estudado por Kim (2010), Bartlett et al. (2015) e Witthoef e Kim (2016). Bartlett et al. (2015) apresentam um resumo das configurações de aterro com cobertura de EPS recentemente implementadas em sistemas rodoviários e ferroviários para proteção de tubos enterrados que interceptam esses sistemas de transporte. Além disso, realizaram ensaios de laboratório, teste em escala real em campo e modelagem numérica foram conduzidos para avaliar o desempenho do material. Os resultados apontaram que os blocos de EPS podem ser usados como um sistema leve de cobertura de trincheiras em estradas urbanas para proteger dutos de aço de alta

resistência enterrados ameaçados por ruptura potencial resultante de falhas ou outras fontes de solo permanente deformação.

Fattah et al. (2016) analisaram problemas de tubos enterrados em solos reforçados com geogrelhas empregando o método dos elementos finitos no *software* PLAXIS-3D. Dispondo dos resultados, os autores realizaram uma análise comparativa das simulações tridimensionais com as bidimensionais de Rajkumar e Ilamparuthi (2008). Os autores observaram que as análises tridimensionais do comportamento do sistema tubo-solo indicaram uma variação não linear da deflexão da tubulação com a pressão aplicada, especialmente para cargas maiores, enquanto a previsão bidimensional apresentou uma variação quase linear da deflexão.

Elshesheny et al. (2019) também investigaram o comportamento de tubos enterrados em solos reforçados e não reforçados sujeitos a sobrecargas cíclicas na superfície e verificaram que a profundidade do tubo, o arranjo de instalação do reforço e a magnitude da sobrecarga tiveram uma influência significativa no comportamento do tubo. Os autores destacam, especialmente, que a disposição do reforço em dupla camada reduziu as tensões e deformações geradas devido à redistribuição de tensões e ao aumento do suporte lateral fornecido à tubulação.

Kou et al. (2018) investigaram a influência da largura da camada de reforço geotêxtil na redução das tensões que atuavam no tubo. Kou e Shukla (2019) estudaram o uso de camadas duplas de reforço horizontal para reduzir as cargas na tubulação, avaliando a eficiência desse tipo de arranjo de reforço. O uso de geotêxtil tecido e reforço de geogrelha acima e abaixo do tubo para reduzir os efeitos prejudiciais da subsidência do solo foi investigado no estudo realizado por Zhou et al. (2020), onde foi observado que a instalação do reforço abaixo da tubulação reduziu seus deslocamentos verticais. Camadas de poliestireno expandido e vazios acima do tubo também foram empregados para reduzir as tensões sobre tubos enterrados (Bueno et al. 2005; Bartlett et al., 2015; Witthoef e Kim 2016; Ma et al., 2019).

As investigações sobre a influência do tipo de reforço e arranjo para proteger tubos enterrados foram conduzidas por vários pesquisadores (Tupa & Palmeira, 2007; Palmeira & Andrade, 2010; Corey et. al, 2014; Palmeira e Bernal, 2015; Pires e Palmeira, 2017; Bildik e Laman 2020). Tupa e Palmeira (2007) estudaram o uso de geotêxtil e reforço de geogrelha para minimizar as consequências do rompimento de tubos enterrados. Os resultados obtidos mostraram que o arranjo de reforço mais eficiente foi aquele em que o reforço envolveu completamente o tubo enterrado e que as geogrelhas foram menos eficientes que os geotêxteis

tecidos em minimizar os efeitos da explosão devido à possibilidade de partículas de solo passarem pelas aberturas da grelha.

Palmeira e Andrade (2010) também obtiveram melhores resultados quando o arranjo envelopado foi utilizado para proteger o tubo contra a penetração de elementos rígidos no solo. Aumentos nas cargas necessárias para o levantamento de tubos enterrados e para reduzir a possibilidade de flutuação dos tubos devido à presença de reforço geossintético foram observados por Mohri et al. (2003) e Palmeira e Bernal (2015).

Pires e Palmeira (2017) discutem o uso de reforço geossintético para a proteção de tubos rígidos enterrados submetidos à aplicação de sobrecargas localizadas na superfície do aterro. Foram avaliados três tipos de geossintéticos testados com arranjos em camada horizontal, U invertido e envelopado. Os autores constaram reduções de aproximadamente 80% nas tensões verticais transmitidas ao solo próximo do tubo nos maciços reforçados, na região acima do tubo. Além disso, observou-se que a presença do reforço causou uma redução nas tensões de compressão no topo e na base do tubo de até 74% em comparação com a situação sem a presença do reforço.

Visando contribuir com os estudos desenvolvidos, a presente pesquisa visa melhorar o conhecimento sobre a utilização de geossintéticos como elementos de reforço para a redução de tensões sobre tubos enterrados causadas por sobrecarga superficial, bem como avaliar deslocamentos e deformações nos tubos.

CAPÍTULO 3

3. EQUIPAMENTO E MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

Este capítulo apresentará o equipamento, construído especialmente para a presente pesquisa, e os materiais que foram empregados. O equipamento é composto por um pórtico metálico (estrutura de reação) que sustenta uma caixa de aço com face de vidro. Como parte da instrumentação destacam-se os instrumentos para medição de cargas, deslocamentos e deformações, bem como o aquisitor de dados empregado para o registro dos sinais de interesse. Por fim, neste capítulo será apresentada a caracterização do material geotécnico e do material de reforço (geossintéticos).

3.1 EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS EM TUBO ENTERRADO

Para o cumprimento do programa experimental, houve a necessidade de construir um equipamento de grande porte no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, para atender às exigências dos ensaios. O projeto do equipamento foi desenvolvido com o intuito de permitir uma representação o mais real possível do comportamento dos tubos enterrados. O equipamento é composto por duas componentes principais: estrutura de reação e a caixa de ensaio. A Figura 3.1 apresenta o equipamento previamente montado. Os detalhes do projeto do equipamento estão apresentados no Anexo A.



Figura 3. 1.Equipamento empregado na pesquisa.

3.1.1 ESTRUTURA DE REAÇÃO

A estrutura de reação, como o próprio nome remete, tem como principal finalidade resistir à reação gerada pela aplicação de carga sobre uma placa rígida disposta na superfície do aterro, no qual o tubo encontra-se inserido. Esta pressão gerada pela placa visa simular a pressão exercida pelo pneu de um caminhão. Destaca-se ainda a função dessa estrutura de acomodar a caixa de ensaio e sustentar a caixa móvel empregada para a construção do aterro, utilizando-se a técnica de chuva de areia. Desde modo, a estrutura de reação consiste em um pórtico metálico construído com perfis do tipo U enrijecidos, de aço 250 MR, soldados, formando uma seção fechada. A montagem do equipamento foi realizada no Laboratório de Geotecnia (Figura 3.2a).

Foi colocada uma chapa de aço de 4 mm na base da estrutura a fim de evitar o acúmulo de areia abaixo da caixa de ensaio (Figura 3.2b). Além disso, foi necessário utilizar quatro perfis metálicos espaçados de 400 mm entre si (Figura 3.2c) para possibilitar a instalação do sistema de travamento da caixa de ensaio, que será mais bem detalhado no item 3.1.2. Por fim, foi posicionada a caixa de ensaio sobre os perfis metálicos (Figura 3.2d).

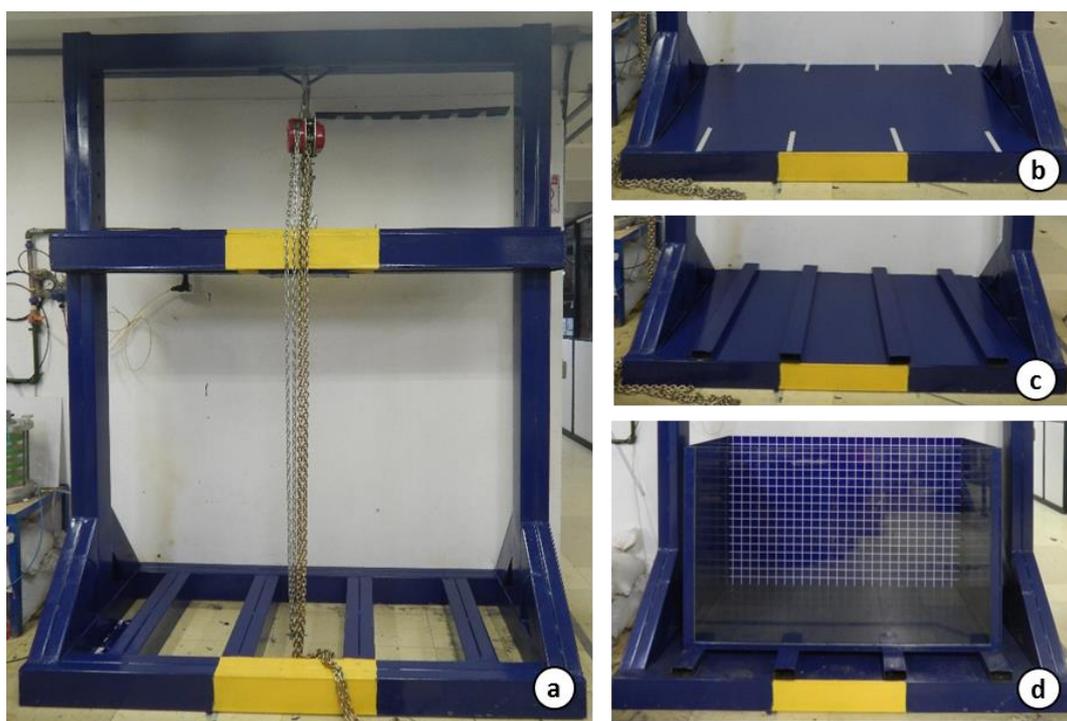


Figura 3. 2. Sequência de montagem do equipamento – (a) pórtico metálico; (b) chapa de aço; (c) perfis metálicos sobre a chapa de aço; (d) instalação da caixa de ensaio.

Na parte inferior da viga de reação, por sua vez, soldou-se uma placa quadrada perfurada para sustentar o sistema de aplicação de carga do ensaio por meio de dois parafusos. O sistema de aplicação

de carga consistiu num conjunto de acessórios composto pelo cilindro hidráulico, a célula de carga e a placa rígida (Figura 3.3 a-b).



Figura 3. 3. Viga de reação – (a) vista frontal da viga; (b) detalhe do encaixe do sistema de aplicação de carga à viga; (c) sistema de pulverização de areia acoplada na parte superior.

Conforme mencionado, a construção do aterro foi realizada por meio de chuva de areia e, para tanto, confeccionou-se uma caixa dispersora com dimensões de 200 mm de comprimento, 100 mm de altura e 690 mm de largura, a qual contém, fixada na parte inferior, uma malha com abertura adequada para permitir a saída dos grãos de areia. A caixa de dispersão é acoplada a um carrinho metálico dotado de quatro rodas que se desloca sobre trilhos posicionados na parte superior da viga de reação, conforme mostra a Figura 3.3c.

3.1.2 CAIXA DE ENSAIO

A caixa de ensaio foi confeccionada por placas de aço com espessura de 15 mm soldadas entre si, compondo uma caixa rígida de aço com dimensões 1500 mm de comprimento, 1000 mm de altura e 700 mm de largura. O comprimento da caixa foi definido levando em consideração o arranjo geométrico do reforço, especificamente para configuração em camada horizontal, cujo comprimento equivale a seis vezes o diâmetro do tubo (200 mm).

A altura da caixa foi estabelecida em função do diâmetro do tubo de modo a garantir que no modelo o tubo seja instalado a uma profundidade de 400 mm (equivalente a duas vezes o diâmetro) e apoiado em uma camada com espessura mínima para reduzir a influência do fundo da caixa. A largura de 700 mm foi estabelecida para que serviços internos pudessem ser executados.

A face frontal foi constituída por vidro temperado com 12 mm de espessura, possibilitando a visualização do mecanismo de falha do solo, campo de deslocamentos do maciço e a deformação no

tubo. Nas duas faces da caixa, uma malha quadriculada de 50 x 50 mm foi impressa para orientar a construção do modelo, no posicionamento dos marcos de referência e do tubo.

Um sistema de travamento foi projetado para auxiliar na redução da deformação do vidro durante os ensaios. O sistema consiste em perfis metálicos posicionados na faixa central, espaçados entre si de 300 mm, de tal modo que não comprometam a visualização da tubulação. Os perfis metálicos são interligados por barras rosqueadas dispostas na parte superior e inferior da caixa de ensaio. A Figura 3.4 apresenta o esquema da caixa de ensaio, bem como o seu sistema de travamento.



Figura 3. 4. Caixa de ensaio e sistema de travamento – (a) travamento na parte superior; (b) detalhe do travamento inferior.

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Para a pesquisa foram selecionados três materiais essenciais, são eles: o material geotécnico (solo), os elementos de reforço (geossintéticos) e o tubo. A escolha dos materiais foi feita levando em consideração o fator de escala (λ) de 3,5 para o ensaio, simulando assim situações compatíveis às observados na prática. Foram realizados ensaios de caracterização nos materiais, de acordo com as normas técnicas.

3.2.1 MATERIAL GEOTÉCNICO

O solo utilizado na pesquisa para realização dos ensaios trata-se de uma areia quartzosa, uniforme, de granulometria média a fina, classificada como SP segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487). A areia contém grãos com diâmetros entre 0,075 e 2 mm, tamanho médio dos grãos (D_{50}) de 0,27 mm, coeficiente de uniformidade (C_u) igual à 1,81 e coeficiente de curvatura

(C_c) de 0,95. A distribuição granulométrica do solo é apresentada na Figura 4.1. A densidade dos sólidos (G_s) da areia é igual a 2,70 e o peso específico dos sólidos obtido é de 26,3 kN/m³.

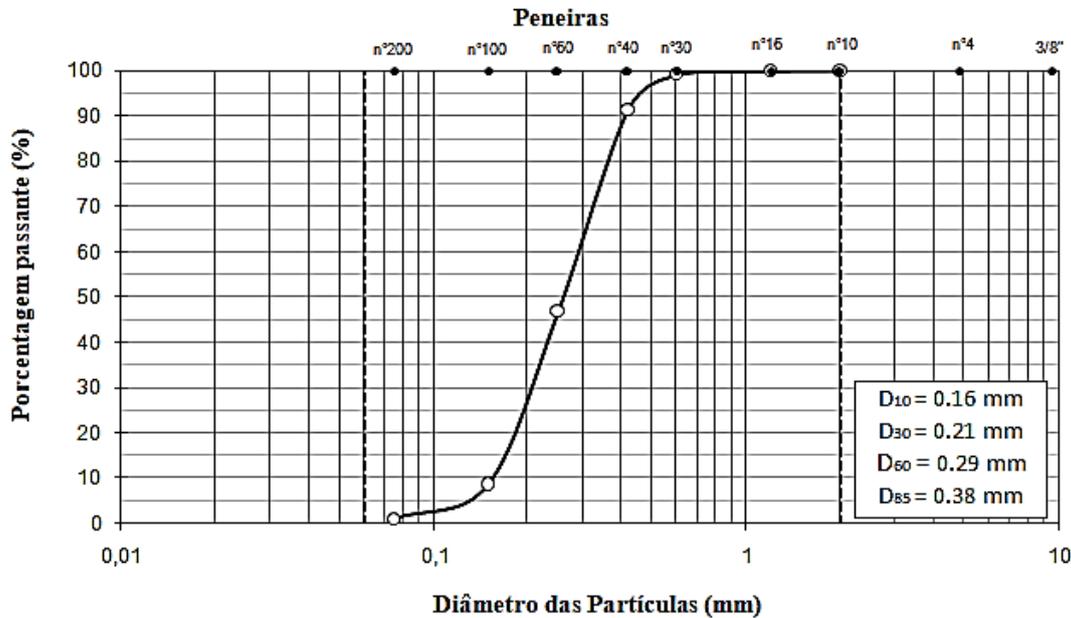


Figura 3. 5. Distribuição granulométrica do solo.

De acordo com normas ASTM D4253(2016) e ASTM 4254 (2016), determinaram-se os índices de vazio máximo e mínimo do material, sendo iguais a 0,59 e 0,92, respectivamente. Os pesos específicos máximo e mínimo correspondentes foram de 17,12 e 14,76 kN/m³. As camadas do aterro nos ensaios foram preparadas utilizando a técnica de “chuva de areia”, com o intuito de garantir a uniformidade e homogeneidade do material depositado num estado pouco denso, com compactação relativa igual a 50%. Esta densidade foi alcançada após testes de calibração da altura de queda da areia.

O ângulo de atrito do solo foi determinado por meio de ensaios de cisalhamento direto, seguindo as recomendações da ASTM D 3080 (2011), com tensões verticais variando de 12,5 a 400 kPa, a fim de se obter a envoltória de resistência sob tensões compatíveis com as atingidas nos ensaios em modelos. Assim, obteve-se um ângulo de atrito de 37°. Este valor está em conformidade com o valor obtido por retroanálise dos ensaios de capacidade de carga da areia no mesmo equipamento.

3.2.2 ELEMENTO DE REFORÇO

Foram ensaiados cinco tipos de reforços, cujas características principais estão apresentadas na Tabela 3.3. Dentre os reforços selecionados tem-se quatro geogrelhas (GG), com rigidez à tração variando de 34 a 300 kN/m e abertura da malha entre 1 x 1 mm a 20 x 20 mm. Um geotêxtil não tecido (GT) com rigidez à tração de 2000 kN/m foi também utilizado.

Tabela 3. 1. Características das geogrelhas empregadas na pesquisa.

Propriedades	Reforços				
	GG1	GG2	GG3	GG4	GT
Material de fabricação	PET	PE	PP	PET	PET
t_{GT} (mm)	0.8	0.4	0.5	0.9	1
Abertura da malha (mm)	20 x 20	1.1 x 1.1	1.3 x 1.3	2 x 2	---
$J_{5\%}$ (kN/m) ^(2, 5)	300	34.1	90.8	125.8	2000
T_{max} (kN/m) ^(3, 5)	20/13 ⁽⁶⁾	5.1	16.9	10.1	200
$\epsilon_{máx}$ (%) ^(5,4)	12	23	25	9	11

Onde: (1) PET = poliéster, PA = poliamida e HDPE = polietileno de alta densidade; (2) $J_{5\%}$ = rigidez à tração secante a 5% de deformação; (3) $T_{máx}$ = resistência à tração; (4) $\epsilon_{máx}$ = deformação máxima de tração; (5) A partir de testes de tração de faixa larga conforme a ASTM D4595 ou ASTM D6637, dependendo do tipo de reforço; (6) Os valores à esquerda e à direita são das direções da máquina e da máquina cruzada, respectivamente.

A Figura 3.6 apresenta os reforços utilizados nos ensaios experimentais. No caso do estudo ser tratado como um teste em modelo com fator de escala (λ) igual a 3,5, esses reforços simulariam reforços com valores de rigidez à tração variando de 419 kN/m a 24.500 kN/m sob condições de protótipo (fator de escala de rigidez à tração igual λ^2).

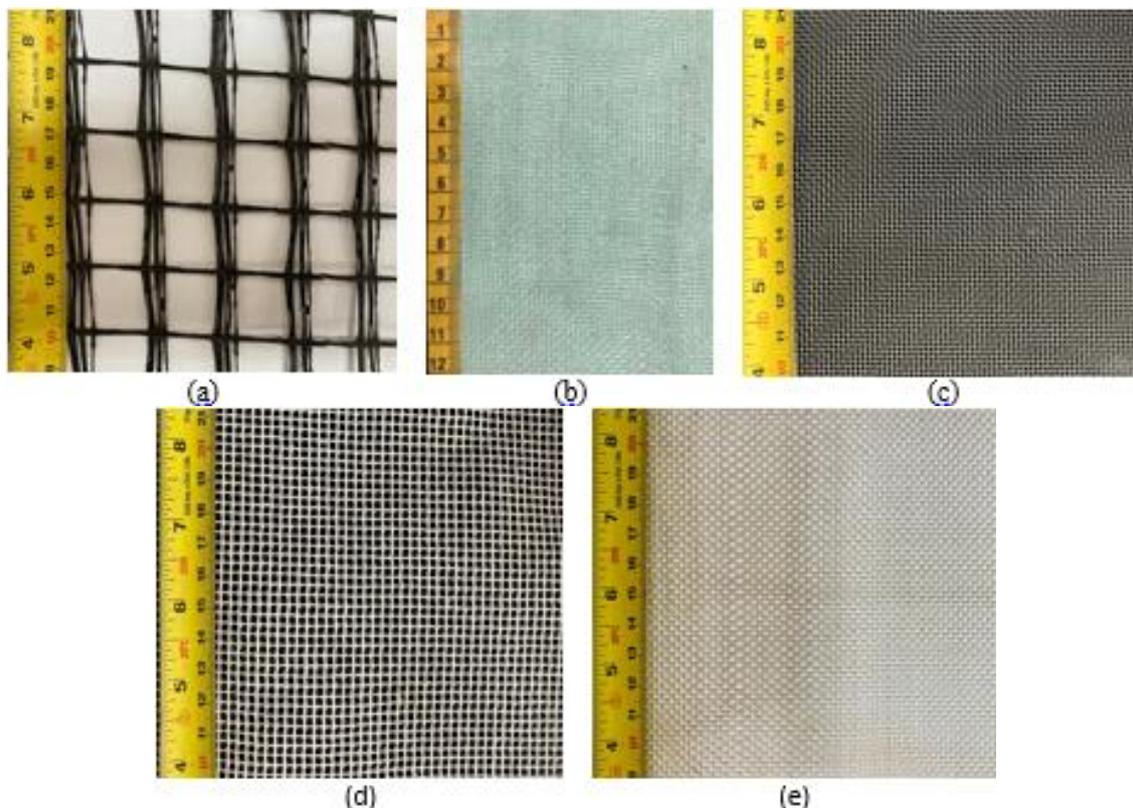


Figura 3. 6. Reforços utilizados na pesquisa - (a) GG1; (b) GG2; (c) GG3; (d) GG4; (e) GT.

É válido salientar que o valor de rigidez à tração do geotêxtil não tecido (GT) pode ser considerado alto para os reforços usualmente empregados em obras de engenharia. No entanto, os geossintéticos de aramida e de poliacetato de vinila (PVA) podem apresentar valores de rigidez à tração acima de 30.000 kN/m. A utilização de um reforço tão rígido também permitiu quantificar melhor a influência da rigidez do reforço nos resultados obtidos.

3.2.3 TUBO

Para o desenvolvimento do estudo optou-se pelo uso de tubo comercial de policloreto de vinila (PVC), com diâmetro externo de 200 mm, espessura de parede de 3,6 mm e comprimento de 690 mm. A Figura 3.7 mostra o tubo que foi utilizado nos ensaios em modelo, já devidamente instrumentado. Este diâmetro foi adotado levando-se em conta a aplicação desse tipo de tubulação em redes de esgoto e de águas pluviais, bem como a disponibilidade comercial do mesmo. Este tipo de tubo foi selecionado com o intuito de avaliar o comportamento de tubos flexíveis.

O tubo foi instalado a uma profundidade (distância entre a topo do tubo e a superfície do solo) de 400 mm (= 2 vezes o diâmetro de tubo). Considerando o fator de escala de 3,5 adotado neste modelo, o tubo simularia um tubo de 700 mm de diâmetro sob condições de protótipo. Em contrapartida, se um fator de escala de 1: 1 for admitido, o tubo representará um tubo flexível real de 200 mm de diâmetro enterrado.



Figura 3. 7. Tubo de PVC utilizado na pesquisa.

3.3 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação do aterro reforçado e do tubo enterrado teve por objetivo monitorar grandezas relevantes para o estudo. Estas grandezas foram:

- (i) Carga aplicada na superfície do aterro;
- (ii) Deslocamento vertical da placa de carregamento;
- (iii) Tensões totais no maciço;

- (iv) Deslocamento das paredes internas do tubo;
- (v) Deformações do reforço e do tubo.

Para tanto, em todos os ensaios foram utilizados célula de carga, transdutores de deslocamento, células de tensões totais e extensômetros elétricos colados na superfície externa do tubo e ao longo dos reforços.

A posição dos instrumentos foi mantida em todos os ensaios. Os registros fornecidos ao longo de todos os testes permitiram comparar grandezas em maciços com e sem reforço geossintético.

Além disso, para uma melhor visualização dos mecanismos de deslocamento e ruptura, foram instalados marcos e linhas horizontais de areia colorida junto à face transparente da caixa de ensaios. O objetivo foi obter os mecanismos de ruptura e de deslocamentos do maciço durante os ensaios em relação à configuração inicial por meio de técnica fotográfica.

Nos subitens a seguir são apresentados as especificações técnicas e o procedimento de calibração dos instrumentos empregados.

3.3.1 CÉLULA DE CARGA

A medição da carga vertical aplicada sobre a placa rígida foi realizada por meio de célula de carga com capacidade máxima de 100 kN, da marca Kratos Equipamentos (modelo CKS-10000 kgf).

Antes da realização dos ensaios, a célula de carga foi devidamente calibrada no Laboratório de Engenharia Mecânica da Universidade de Brasília, uma vez que o laboratório em questão possui uma prensa hidráulica com capacidade de carga máxima de 70 kN, do tipo MTS 810 (*Material Test System*). O procedimento de calibração do instrumento consistiu em realizar incrementos de carga até atingir valores próximos ao limite máximo de capacidade da célula, sendo registradas as leituras do instrumento no aquisitor de dados.

3.3.2 TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO LINEAR

Nos ensaios foram utilizados cinco transdutores deslocamento linear (TDL) para registrar tanto o deslocamento vertical da placa rígida de carregamento superficial quanto o deslocamento radial ao longo da parede interna do tubo durante a execução dos ensaios. Neste último caso, foram utilizados três transdutores de deslocamento dentro do tubo para medir os deslocamentos verticais e horizontais ao longo das seguintes direções em relação ao topo do tubo: 0°, 90° e 180°. As principais características dos transdutores estão apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3. 2. Especificações técnicas dos transdutores de deslocamento.

Identificação	Especificação técnica	Fabricante	Localização
TDL 1	Modelo PY-2-C-100	GEFRAN	Em contato com placa rígida
TDL 2	Deslocamento útil de 100mm		
TDL 0°	Modelo PY-2-C- 25mm	GEFRAN	Interior do tubo enterrado
	Deslocamento útil de 25mm		
TDL 90°	Deslocamento útil de 10mm	ELE International	
TDL 180°	Modelo PY-2-C- 25mm	GEFRAN	
	Deslocamento útil de 25mm		

No caso dos TDLs, a calibração foi realizada utilizando-se um micrômetro linear com resolução de 0,001 mm. O instrumento e o micrômetro foram fixados em bases magnéticas e posicionados horizontalmente e em contato. O curso do transdutor foi completamente comprimido correspondendo ao valor zero da calibração. Em seguida, foram atribuídos incrementos de deslocamento por meio do micrômetro, registrando-se a resposta do instrumento (em mV/V) no aquisitor de dados.

3.3.3 EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS

A obtenção das deformações nos tubos e nas geogrelhas foi possível com o uso de extensômetros elétricos. Na escolha dos extensômetros levou-se em consideração o tipo de material onde os mesmos seriam instalados, a deformação máxima, resistência elétrica, tamanho e forma.

A Figura 3.8 mostra os extensômetros utilizados ao longo da pesquisa, com suas respectivas identificações técnicas.

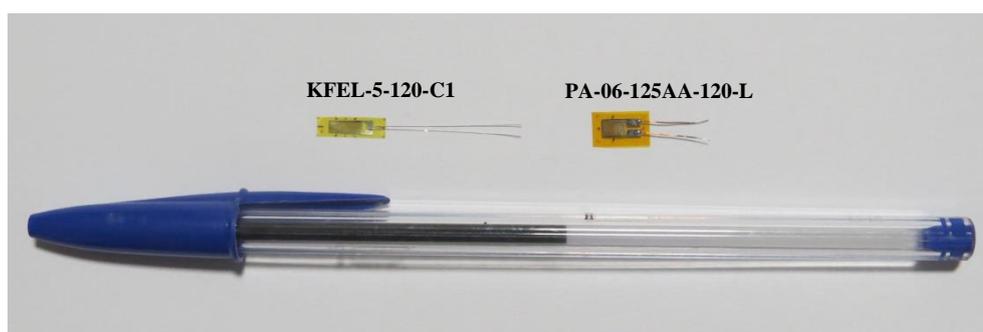


Figura 3. 8. Extensômetros elétricos utilizados na pesquisa.

No que se refere ao tubo, por exemplo, os extensômetros foram colados ao longo da face externa, da sua seção transversal central, com uma configuração de meia ponte de *Wheatstone*. Além disso, foram adquiridos extensômetros elétricos para a restauração de células de tensão total danificadas. A Tabela 3.2 apresenta as especificações dos extensômetros empregados na pesquisa.

Tabela 3. 3. Especificações dos extensômetros elétricos.

Especificação técnica	Deformação máxima (%)	Fabricante	Localização
KFEL-5-120-C1	10 a 15	Kyowa Electronic Instruments	Tubo de PVC e Geogrelhas
PA-06-125AA-120-L	2	Excel Sensores	Células de tensão total

3.3.4 CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL

Os incrementos de tensões verticais e horizontais no solo provenientes da penetração da placa rígida na superfície foram registrados por seis células de tensão total, do tipo diafragma, com capacidade máxima de 600 kPa.

Uma caixa de aço especial foi utilizada na calibração das células enterradas no solo. O procedimento de calibração consistiu na inserção da célula de tensão entre duas camadas da mesma areia dos ensaios, com espessura de 150 mm, depositadas por meio de chuva de areia do material granular sob a densidade relativa de 50% (condição do solo no ensaio). No topo da massa de solo foram acomodadas membranas de borrachas para garantir uma melhor distribuição das tensões no solo. Por fim, posicionou-se a tampa da caixa e foram aplicados os incrementos de pressão de 20 kPa.

3.3.5 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Durante a execução dos ensaios todos os instrumentos instalados foram conectados a um conjunto de aquisitores de dados da marca HBM, modelo *Spider 8*. O sistema de aquisição de dados é composto também por um microcomputador que utiliza o software *Catman®*, que permite o registro e visualização simultânea das respostas de todos os canais.

O aquisitor de dados apresenta 8 canais para a ligação de instrumentos configurados com ponte de *Wheatstone* do tipo completa, meia ponte ou um quarto de ponte. Conforme mencionado no item 3.2, foram empregados diversos tipos de instrumentos, de modo que, dependendo do ensaio, foi necessário dispor de cinco aquisitores conectados em paralelo e em série, perfazendo um total de 40 canais disponíveis. No entanto, dentre estes canais apenas 30 deles eram aptos para o tipo de entrada para conectores de 15 pinos, recomendada pelo Manual de Operação do aparelho, para os instrumentos utilizados.

3.4 PROGRAMA UTILIZADO PARA SIMULAÇÃO NÚMERICA

Nas análises numéricas foi utilizado o programa computacional Plaxis 2D que é um programa de elementos finitos para análise bidimensional de deformação e estabilidade e fluxo de água em estruturas geotécnicas. O programa foi desenvolvido para calcular deformações, tensões do solo, fluxo de água e pressões, forças estruturais e até mesmo fluxo térmico para deformação plano 2D e problemas axissimétricos (Plaxis, 2020).

O software possui quatro subprogramas que interagem entre si e que apresentam características distintas no processo de análise do modelo, sendo eles o módulo input, calculations, output e curves. O *Input* é o primeiro dos subprogramas a ser utilizado, onde é feito o pré-processamento da análise de elementos finitos do problema de engenharia. Neste módulo cria-se um modelo de geometria 2D compostos por pontos, linhas e outros componentes, no plano xy, bem como são especificadas as condições de contorno, os elementos de interface, as propriedades dos materiais (solo, estrutura e geossintético), modelo constitutivo. O programa apresenta cinco modelos constitutivos distintos que pode ser empregados para análise do comportamento tensão deformação, são eles: Elástico-linear, Mohr-Coulomb, Hardening-Soil, Soft-Soil e Soft-Soil-Creep.

Além disso, é nesta etapa que a malha do modelo é gerada. A geração de uma malha é uma etapa intermediária importante entre as definições da geometria e os estágios de construção. Para ter um cálculo suave e preciso, a malha de elementos finitos deve atender a vários critérios. A malha deve ter uma boa qualidade, para tanto é importante assegurar um equilíbrio entre a precisão e o tempo de cálculo. A escolha do tipo de refinamento da malha fica a critério do usuário.

Concluída a geração da malha, o próximo passo consiste na definição das etapas construtivas. A primeira fase de construtiva deve ser referente à condição geostática do problema. Nas fases subsequentes podem ser detalhadas as condições de análise de cada fase do processo de construção ou estabelecer as situações a ser alcançada ao final da fase de cálculo.

A partir das informações apresentadas em cada fase construtiva é executado uma sub-rotina de cálculo do modelo no subprograma *Calculation*. A primeira etapa consiste em definir o tipo de cálculo de acordo com o tipo de análise que se deseja realizar. Para o cálculo da fase inicial, o cálculo pode ser executado por meio do carregamento gravitacional para gerar o estado inicial de tensão do solo ou considerando o coeficiente de empuxo (K_0). Além disso, há opção de análise de fluxo de água subterrânea, porém deve ser utilizada apenas se a condição de fluxo for considerada. Para as demais fases o programa apresenta cinco tipos de cálculo, sendo eles: plástico, consolidação, fluxo-deformação totalmente acoplado, dinâmico ou cálculo de segurança.

Executada todas as fases de cálculo é possível visualizar os resultados obtidos no *Output* Plaxis. Neste subprograma apresenta diversos recursos de exibição dos resultados de uma análise de elementos finitos. O usuário pode selecionar o modelo e a fase de cálculo para a qual os resultados devem ser visualizados. A visualização desses dados pode ser por meio de gráficos ou tabelas. Os principais dados de saída são os deslocamentos, deformações e tensões.

No que se refere aos deslocamentos, pode ser determinados os deslocamentos horizontais e verticais totais bem como os deslocamento em cada fase de cálculo e os incrementos de deslocamentos. No caso das deformações, pode ser obter a deformação da malha, as deformações totais, as deformações cartesianas, as deformações incrementais e as deformações cartesianas incrementais. Por fim, são apresentadas as tensões efetivas, as tensões totais, as tensões cartesianas, OCR, os pontos de plastificação e as poropressões.

Por fim, o módulo *Curves* do programa possibilita a geração de diferentes tipos de curvas que permitem compreender o comportamento do modelo durante as fases de cálculos. Para obtenção das curvas é necessário selecionar o ponto de interesse no modelo. Assim, os resultados da análise referente ao ponto especificado podem ser expressos por meio de curvas deslocamento de carga, curvas de deslocamento forçado, trajetória de tensão, trajetória de deformação, curvas de tensão-deformação e curvas relacionadas ao tempo.

resulta em uma sobrecarga de 560 kPa aplicada na superfície do solo em condições de protótipo, que é um valor típico de pressão de pneus de caminhões.

Os reforços foram instalados em três configurações distintas, sendo elas: camada horizontal, U invertido e envelopado. Em função da configuração geométrica do geossintético definiu-se o posicionamento das células de tensão nas proximidades do tubo. As células de tensão foram identificadas com letra C acompanhada de um número (de 1 a 8) que representa a sua posição no modelo. Pode-se observar que as células C1 a C6 correspondem às células que registram tensões verticais, enquanto a C7 e C8 foram posicionadas para registrar tensões horizontais próximas ao tubo. Além disso, as células C4, C5 e C6 estão na mesma profundidade de instalação, a 500 mm da superfície, alinhadas com o centro do tubo.

Conforme mencionado anteriormente, o tubo de PVC foi devidamente instrumentado com extensômetros elétricos colados no seu perímetro externo em cinco pontos distintos, espaçado a 45°. O monitoramento da parede interna do tubo foi realizado por três transdutores de deslocamentos lineares posicionados no topo, linha d'água e base, respectivamente. A Figura 4.2 mostra a disposição dos instrumentos de medição de deformação e deslocamento da parede do tubo enterrado.

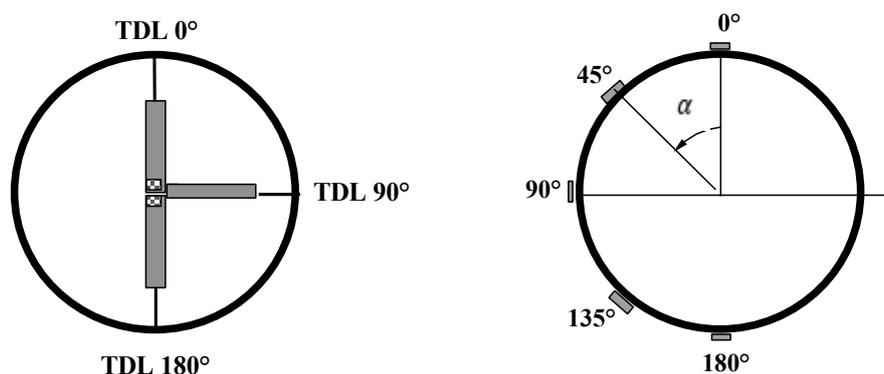


Figura 4. 2. Detalhe da instrumentação do tubo.

As geogrelhas GG1 e GG4 também foram instrumentadas com extensômetros elétricos. No caso da GG1, o reforço foi instrumentado em quatro pontos centrais para as três configurações propostas. Por outra lado, a geogrelha GG4 em configuração em camada horizontal foi instrumentada em quatro pontos e no ensaio com o arranjo envelopado foram estabelecidos nove pontos de instalação dos extensômetros.

Os pontos de instalação e o procedimento de colagem dos extensômetros para cada configuração será abordado mais adiante, no item 4.2. Desta forma, o ensaio GG4-ENV contou com 28 instrumentos de medição, enquanto os ensaios com a GG1 utilizaram 23 instrumentos. Em contrapartida, os demais ensaios demandaram de um total de 19 instrumentos.

4.1.1 CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DO REFORÇO

No desenvolvimento da metodologia da pesquisa definiu-se que os reforços seriam instalados em três diferentes configurações geométricas. O intuito era avaliar a influência do arranjo de instalação do reforço. Um dos critérios de seleção da geometria do arranjo do geossintético foi se a mesma era plausível de ser executada em campo numa obra com tubos enterrados, tendo em vista os métodos de instalação dos tubos em trincheiras (valas) e em saliência (positiva, e negativa).

Considerou também se os tipos de arranjos que têm sido objeto de estudo no comportamento de tubos em solos reforçados com geossintéticos, por meio de ensaios em escala real e reduzidos. Particularmente, pautou-se nas disposições geométricas adotadas por Pires e Palmeira (2017). O primeiro arranjo de instalação definido consistiu na inserção do reforço em camada horizontal (HL) a uma profundidade de 200 mm e com comprimento de 1200 mm (= 6 vezes o diâmetro do tubo). Esta é a forma mais simples e de fácil execução para a instalação do reforço em um aterro, tanto nos ensaios quanto no campo.

A segunda configuração consistiu em posicionar o reforço envolvendo o tubo com um arranjo no formato de U invertido (UI). Na prática, essa configuração é executada com a instalação do reforço em contato com as paredes verticais da vala de instalação, sendo posteriormente suas bordas sobrepostas e solidarizadas, quando atingida a cota correspondente. Por fim, a terceira condição compreende o envelopamento completo (ENV) do tubo. A Figura 4.1 ilustra os esquemas de instalação dos reforços.

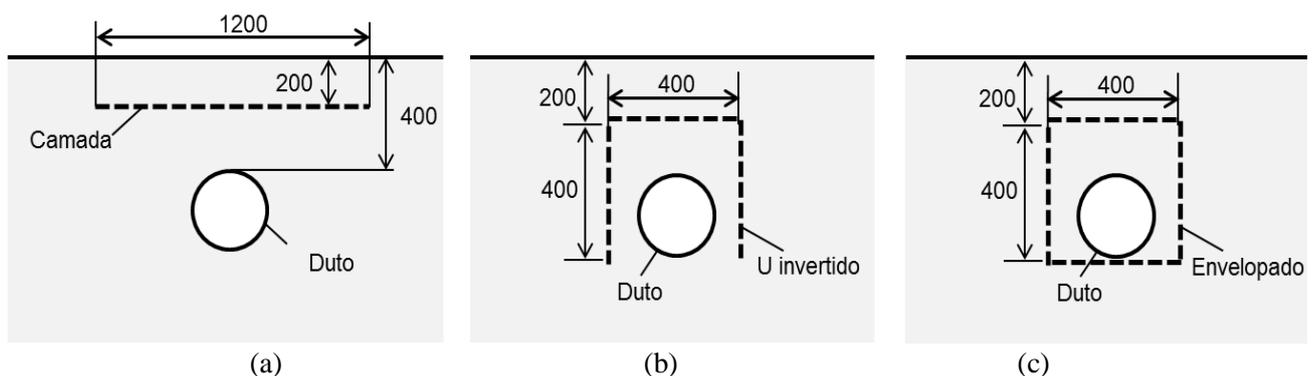


Figura 4. 3. Configuração geométrica do reforço - (a) Camada horizontal; (b) U invertido; (c) Envelopado (Dimensões em mm).

4.1.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental da pesquisa consistiu na realização de ensaios na condição não reforçada e reforçada. Além disso, o ensaio sem tubo e sem reforço foi executado com o intuito de avaliar a capacidade de suporte do maciço e retroanálise de parâmetros geotécnicos relevantes. Outro papel

importante deste ensaio foi permitir avaliar se o funcionamento do equipamento estava em conformidade com as necessidades da pesquisa, caso contrário seriam realizadas as devidas alterações.

O programa de ensaios consistiu em um ensaio sem tubo e sem reforço, dois ensaios com tubo, porém sem a presença de reforço e 11 ensaios reforçados onde houve variação do tipo de reforço, sua rigidez à tração, abertura da malha e à sua configuração geométrica, perfazendo um total de 14 ensaios. A Tabela 4.1 mostra o programa experimental executado.

Tabela 4. 1. Variáveis dos ensaios.

Condição do ensaio	Tipo de reforço	Arranjo	Instrumentação do reforço	Código do ensaio
Sem tubo e sem reforço	---	---	---	STR
Não Reforçado	---	---	---	NR
Não Reforçado	---	---	---	NR (repet.)
Reforçado	Geogrelha 1	Camada	Sim	GG1-HL
Reforçado	Geogrelha 1	Camada	Sim	GG1-HL (repet.)
Reforçado	Geogrelha 1	U Invertido	Sim	GG1-UI
Reforçado	Geogrelha 1	Envelopado	Sim	GG1-ENV
Reforçado	Geogrelha 1	Envelopado	Sim	GG1-ENV (repet.)
Reforçado	Geogrelha 2	Envelopado	Não	GG2-ENV
Reforçado	Geogrelha 3	Envelopado	Não	GG3-ENV
Reforçado	Geogrelha 4	Envelopado	Não	GG4-ENV
Reforçado	Geogrelha 4	Envelopado	Sim	GG4-ENV (repet.)
Reforçado	Geogrelha 4	Camada	Sim	GG4-HL
Reforçado	Geotêxtil tecido	Envelopado	Não	GT-ENV

A identificação de cada ensaio faz menção a sua condição de ensaio, o tipo de reforço e sua disposição de instalação. Dentre as condições de ensaios propostas, foram executados ensaios duplicados para avaliar a repetibilidade de ensaios não reforçados e reforçados. O arranjo em U invertido foi utilizado apenas no ensaio com a geogrelha GG1, uma vez que os resultados dos ensaios reforçados GG1-UI terem mostrado um comportamento muito próximo à condição envelopada com o mesmo reforço. Assim, avaliando-se que a instalação do geossintético envolvendo completamente o tubo é mais prática de ser executada, tanto no ensaio em modelo quanto na obra, o arranjo em U invertido não foi utilizado para os demais reforços.

4.1.2 REPETIBILIDADE DOS ENSAIOS

A repetição de ensaios pode ser considerada um mecanismo de aferição da precisão da instrumentação utilizada em ensaios sob a mesma condição. Os resultados de repetibilidade também são um indicativo importante das características estabelecidas para o maciço, como por exemplo, a compacidade do solo, uniformidade e homogeneização. Conforme mencionado anteriormente, na

construção do aterro a principal preocupação foi garantir que estas características fossem atingidas e mantidas constantes em todos os ensaios.

Dispondo dos dados, foi possível analisar se em dois ensaios idênticos o comportamento do maciço foi o mesmo. Caso as medições de tensão, deslocamento e/ou deformação indicassem discrepâncias significativas, o ensaio deveria ser realizado novamente e comparado com os demais, desconsiderando-se assim os dados referentes ao ensaio incoerente.

No primeiro momento da pesquisa, foi realizada a análise de repetibilidade dos ensaios não reforçados para avaliar inicialmente o funcionamento dos instrumentos quando submetidos a um nível de tensão vertical de 160 kPa. Além disso, pretendeu-se garantir uma boa precisão e correlação entre resultados. Cabe salientar que esta ponderação sobre este tipo de ensaio é justificável, pois os ensaios não reforçados foram o referencial adotado nas análises da influência da presença do reforço no comportamento do tubo e na distribuição de tensões no solo.

Posteriormente, foram feitas duplicatas de ensaios reforçados, mais especificamente com as geogrelhas GG1 e GG4. No que se refere à geogrelha GG1, foram refeitos os ensaios em camada horizontal e arranjo envelopado. Ensaio com essa última disposição do reforço foi também repetido com a geogrelha GG4.

4.2 PREPARAÇÃO DO TUBO

A preparação da instrumentação do tubo envolveu duas etapas de trabalho. Primeiramente, foi feita a colagem dos extensômetros elétricos na face externa do tubo. A segunda parte consistiu na preparação dos transdutores de deslocamento que foram inseridos no interior do tubo no momento da instalação dele no ensaio. Os procedimentos adotados na preparação do tubo para os ensaios serão detalhadamente descritos a seguir.

4.2.1 EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS NO TUBO

O tubo ensaiado foi instrumentado com extensômetros elétricos colados na face externa em 5 pontos distintos, ao longo do perímetro da sua seção transversal central a cada de 45° a partir do topo do tubo, conforme indicado na Figura 4.3a. Os extensômetros foram instalados na configuração em meia ponte de *Wheatstone*.

Nas bordas do tubo foram colados anéis de manta sintética, com espessura de 5 mm, para impedir a entrada de areia no tubo por frestas entre as extremidades do tubo e as paredes internas da caixa. Os anéis de vedação foram colados ao tubo com silicone e eram constantemente lubrificados com vaselina para facilitar o posicionamento do tubo dentro da caixa de ensaios. A Figura 4.4b mostra o

anel na borda do tubo que ficava em contato com o vidro, onde pode-se notar que marcos circulares foram fixados na manta em posições idênticas às de instalação dos extensômetros.

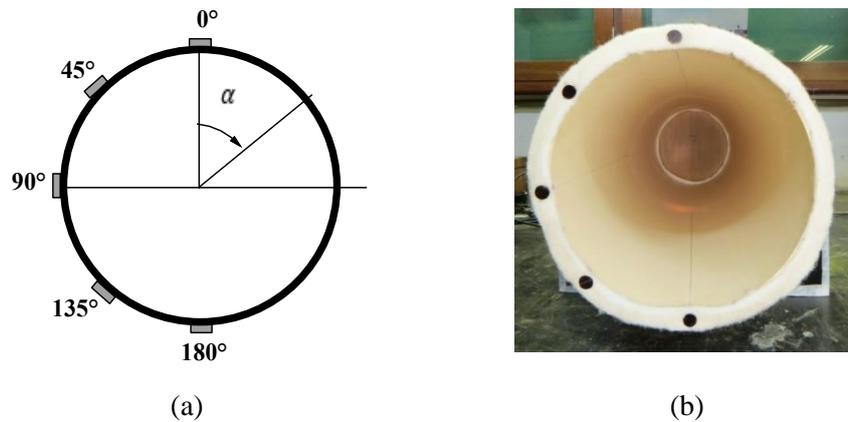


Figura 4. 4. Instrumentação do tubo – (a) representação dos pontos de instalação dos extensômetros; (b) anel de vedação da borda do tubo.

O procedimento de colagem dos extensômetros consistiu nas seguintes etapas:

- (i) Abrasão da superfície do tubo, utilizando lixas médias e fina e, posteriormente, limpeza para remoção de impurezas;
- (ii) Marcação da posição de instalação dos extensômetros;
- (iii) Aplicação do condicionador e neutralizador na superfície do tubo;
- (iv) Posicionamento e colagem dos extensômetros em pares, configurando a montagem de meia ponte de Wheatstone, conforme indicado na Figura 4.5a;
- (v) Colagem de terminais para pontos de solda (Figura 4.5b);
- (vi) Soldagem dos fios de cobre dos extensômetros e dos fios de ligação ao sistema de aquisição, de acordo com as indicações do manual do software para a configuração de ligações em $\frac{1}{2}$ ponte (Figura 4.5c);
- (vii) Aplicação da borracha de silicone nos extensômetros, terminais e soldas a fim de protegê-los contra umidade e danos mecânicos;
- (viii) Conexão dos fios que fazem a ligação de cada extensômetro ao *Spider* via conectores de quinze pinos, devidamente soldados (Figura 4.5d).
- (ix) Por fim, para proteção extra de toda a instrumentação, colocou se uma camada de um plástico transparente envolvendo da área interesse, como mostrado na Figura 4.5e.

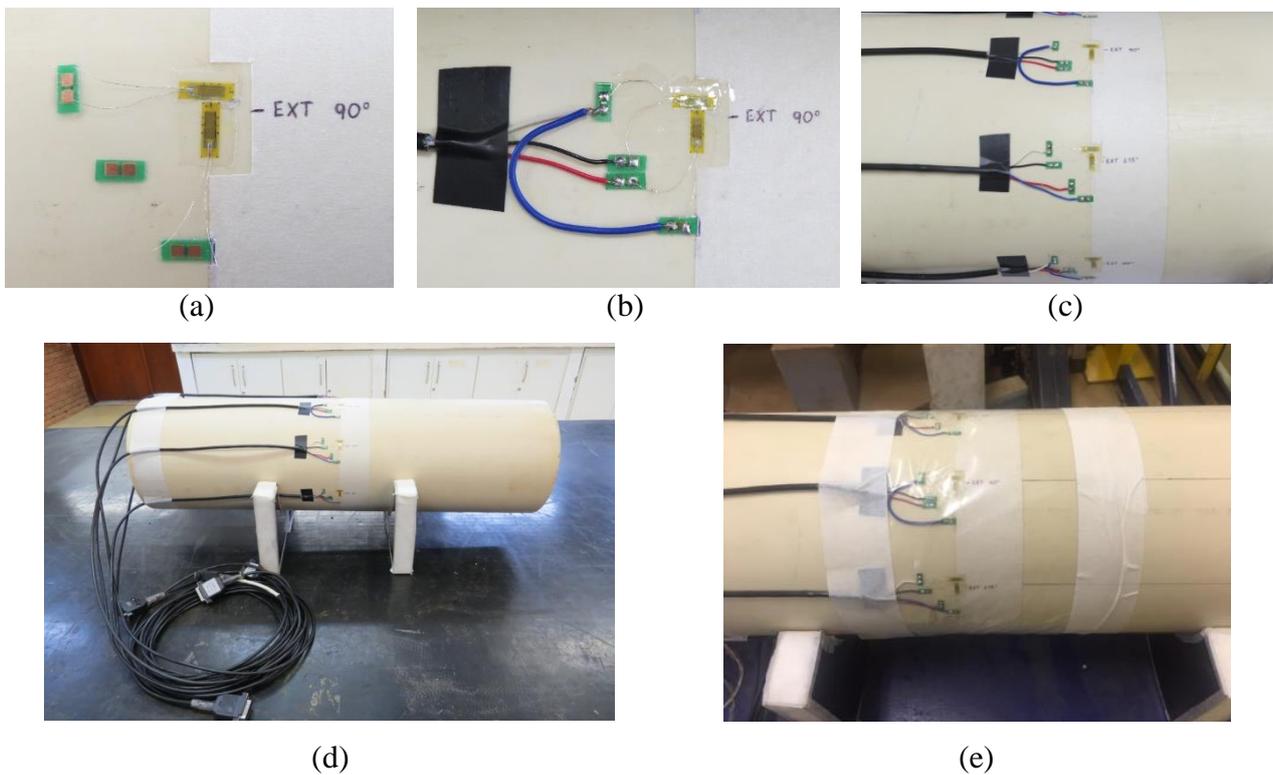


Figura 4.5. Colagem dos extensômetros elétricos.

4.2.2 TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO NO INTERIOR DO TUBO

Diante da proposta de avaliar o deslocamento das paredes do tubo solicitado, foi imprescindível a instalação de transdutores de deslocamentos no seu interior. Entretanto, vale destacar que, em geral, os transdutores de deslocamento são acoplados a uma base magnética e, assim, o conjunto pode ser afixado a uma parte do equipamento ou a uma estrutura externa, de tal modo que o curso do TDLs é a única parte do conjunto com movimento permitido.

Neste contexto, adotou-se a técnica de fixação da base magnética com o emprego de camada de água congelada. Um molde foi confeccionado utilizando-se um fragmento de 50 mm de tubo de PVC com diâmetro equivalente ao do tubo (= 200 mm) colado com silicone a uma chapa de aço com 4 mm de espessura. A base magnética era posicionada ligada no molde, o qual era preenchido com água e, em seguida o conjunto era colocado no freezer (Figura 4.6a).

Durante a montagem do ensaio, ao atingir a cota de assentamento do tubo, retirava-se o molde do freezer e rapidamente removia-se do molde o bloco de gelo juntamente com a base magnética (Figura 4.6b). Em seguida, os transdutores eram conectados à base magnética de tal modo que quando inserido no interior do tubo os TDLs estivessem devidamente posicionados de acordo com os pontos de interesse para registro do deslocamento das paredes do tubo (Figura 4.6c-d). Foram instalados transdutores para medição nos pontos de topo, base e na lateral do tubo, correspondendo a 0° (topo), 90° (linha d'água) e 180° (base) de inclinação em relação à vertical, respectivamente.

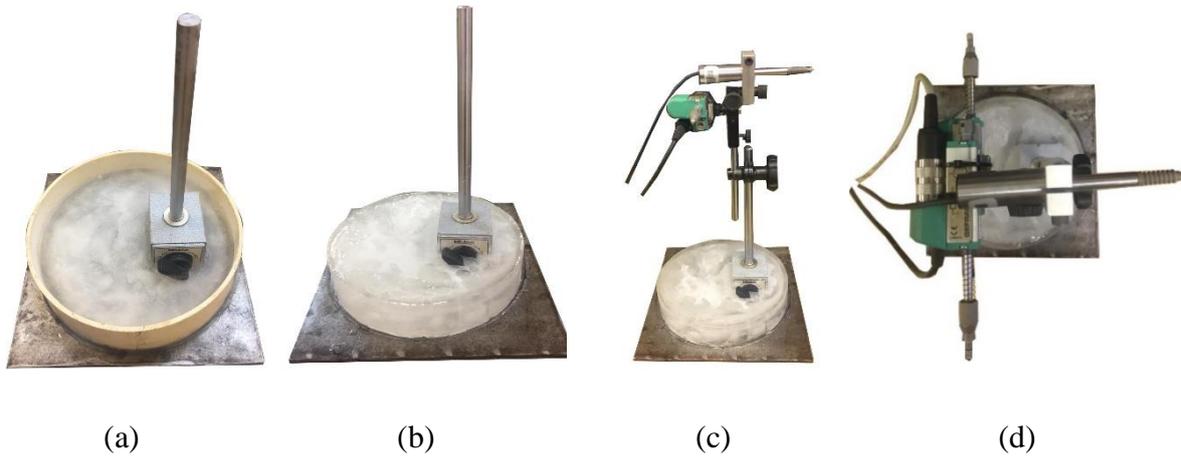


Figura 4.6. Detalhe da base de suport dos TDLs.

4.3 PREPARAÇÃO DA GEOGRELHA

Os reforços GG1 e GG4 foram devidamente instrumentadas para a realização dos ensaios reforçados. Deste modo, a largura das amostras foi aproximadamente a largura da caixa de ensaios (690 mm), enquanto o comprimento do reforço variou conforme a configuração geométrica. A Figura 4.7 apresentada o esquema do posicionamento dos extensômetros para obtenção das deformações nas geogrelhas dispostas com arranjo em camada horizontal.

A definição da posição dos extensômetros EXT 1, EXT 2 e EXT 3 no reforço foi feita levando em consideração a largura da placa de carregamento (= 250 mm). O extensômetro EXT 4 foi colado apenas na geogrelha GG4, sendo que sua instalação foi a uma distância de 225 mm com relação ao centro do modelo do ensaio.

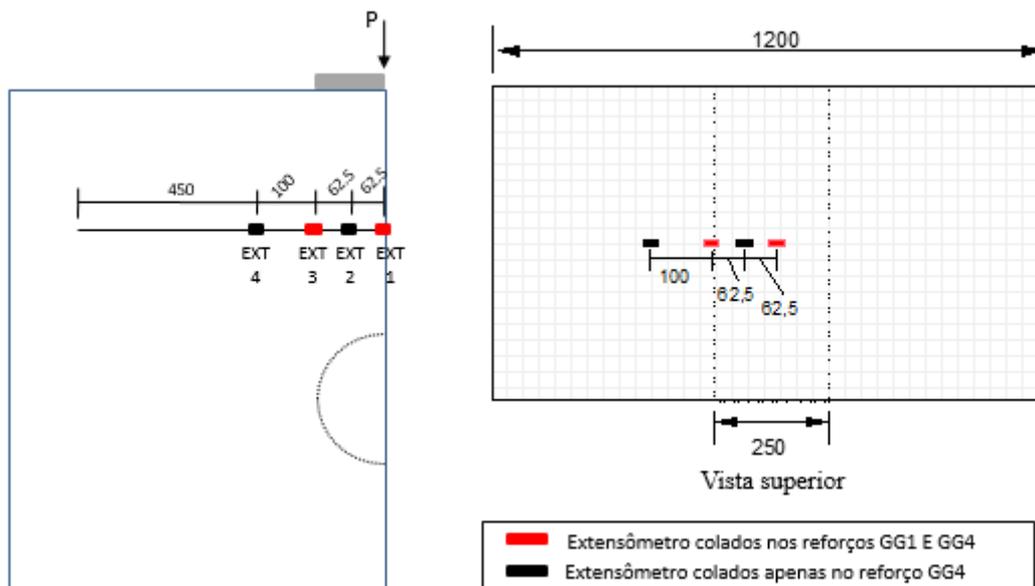


Figura 4. 7. Posição dos extensômetros nas geogrelhas em camada horizontal.

A Figura 4.8 apresenta a posição dos extensômetros no reforço para os arranjo envelopado e em U invertido. No caso da instrumentação da geogrelha GG4 optou se por inserir extensômetros próximos a região de dobra do reforço. Além disso, permitiu determinar o perfil de deformação do reforço ao longo da direção vertical. Cabe salientar que apenas a geogrelha GG1 foi ensaiada com arranjo em U invertido. Neste caso, os extensômetros EXT 7 e EXT 11 foram colados em posições simetricamente opostas com o intuito de avaliar a repetibilidade dos resultados de deformação na direção vertical do arranjo em U invertido.

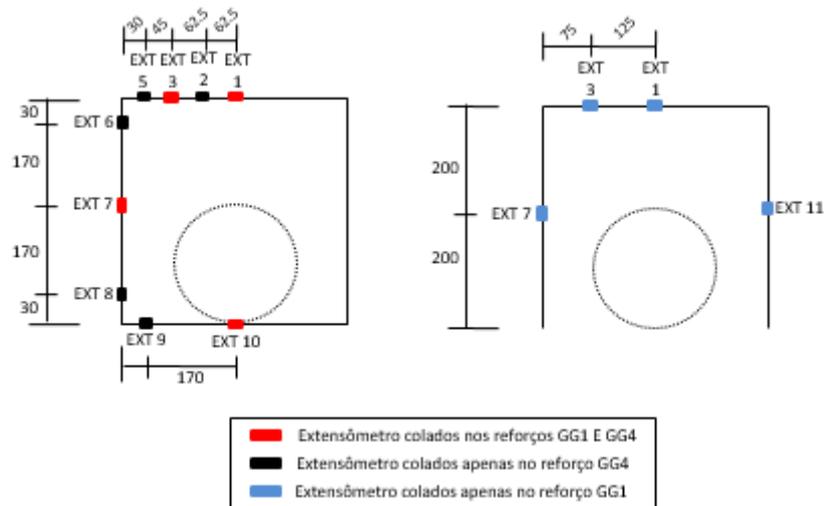
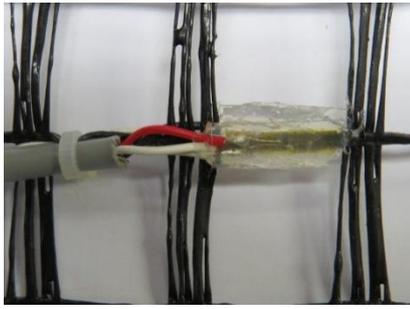


Figura 4.8. Instrumentação das geogrelhas para os arranjos em U invertido e envelopado.

A instrumentação das geogrelhas seguiu o procedimento descrito por Santos (2011), seguindo sequência abaixo:

- (i) Marcação dos pontos instrumentados na geogrelha;
- (ii) Exposição dos filamentos do reforço com a remoção da camada protetora de PVC utilizando uma escova macia e acetona;
- (iii) Colagem dos extensômetros elétricos nos filamentos. Em cada ponto foram instalados dois extensômetros, sendo um na face superior do reforço e outro na face inferior;
- (iv) Aplicação de uma pressão de 20 kPa com o propósito de garantir um bom contato entre o extensômetro elétrico e os filamentos;
- (v) Soldagem dos fios de cobre dos extensômetros e dos fios de ligação ao sistema de aquisição (ligações $\frac{1}{2}$ ponte);
- (vi) Aplicação da resina de silicone para a proteção do ponto instrumentado contra choques mecânicos e umidade (Figura 4.9).



(a)



(b)

Figura 4.9. Detalhe da instrumentação das geogrelhas – (a) GG1; (b) GG4.

4.4 CONFECÇÃO DAS CÉLULAS DE TENSÕES TOTAIS

As células de tensões totais existentes e que foram utilizadas na pesquisa foram restauradas pela autora, uma vez que elas estavam com os sensores de deformação (extensômetros) danificados, possivelmente devido a extrapolação do limite máximo de deformação. A restauração consistiu basicamente na substituição dos extensômetros nas células por novos, com as mesmas características dos anteriores – dimensões do circuito, tamanho e forma, resistência elétrica etc.

Desde modo, efetuou-se a remoção de todos os extensômetros, dos terminais de solda e cabos, bem como a retirada da resina empregada na proteção e impermeabilização da célula. Posteriormente, foi executado o lixamento e limpeza da superfície com o álcool etílico e aplicações de condicionador e neutralizador (Figura 4.10a).

A colagem dos extensômetros foi realizada de acordo com a configuração apresentada na Figura 4.10. A última etapa consistiu na aplicação da resina de borracha sobre os sensores, a soldagem dos fios e no fechamento da célula. Ao término da restauração das células de tensão, todas foram devidamente calibradas a fim de aferir a precisão do instrumento, e conseqüentemente para ser posteriormente utilizadas nos ensaios em modelo.



(a)



(b)

Figura 4.10. Montagem das células de tensão total.

4.5 MONTAGEM DOS ENSAIOS

A Figura 4.11 apresenta o fluxograma para a realização dos ensaios. Dependendo da condição do ensaio houve uma variação na sequência construtiva da construção do maciço. Os detalhes da montagem para cada condição específica de ensaio serão apresentados nos item a seguir.

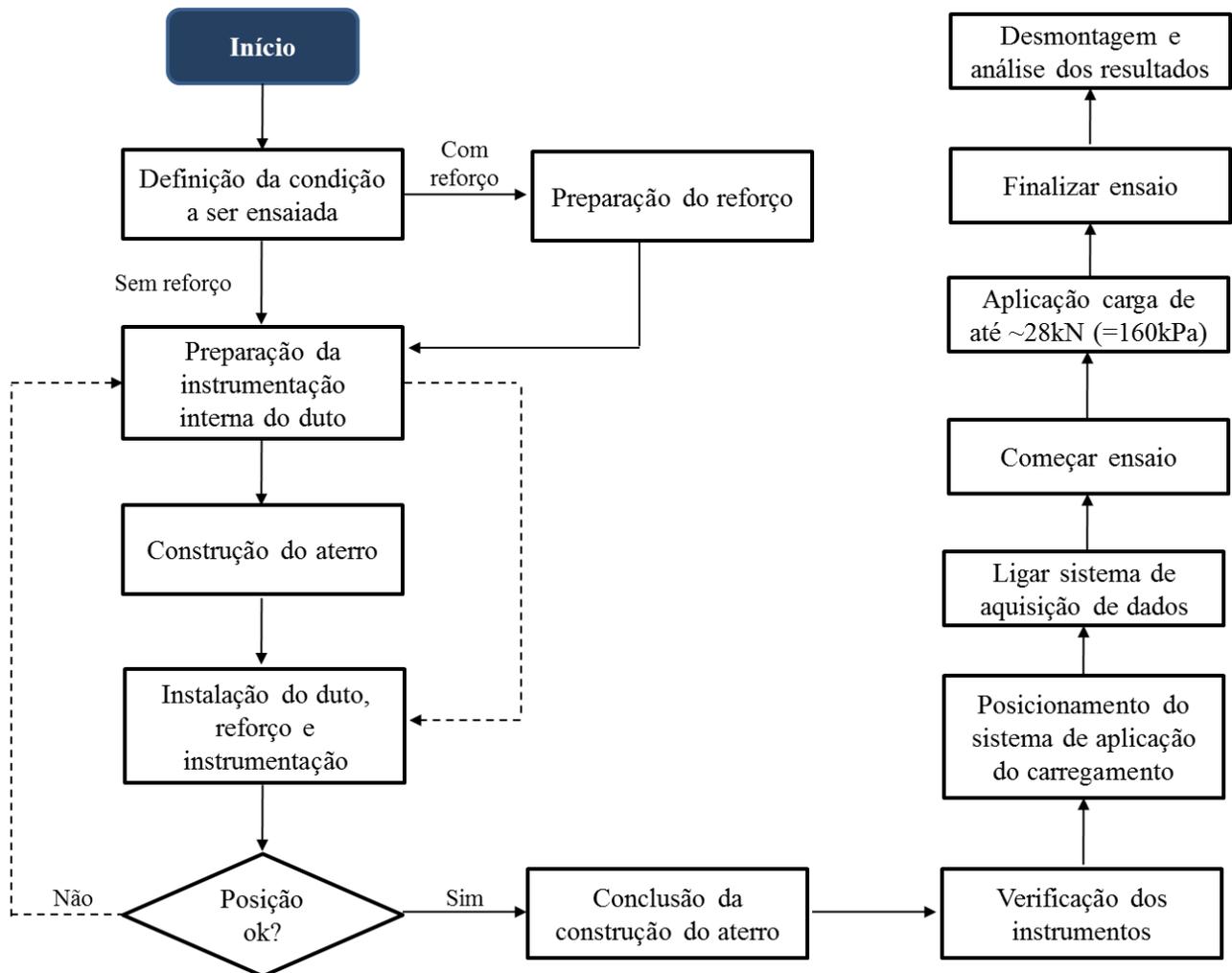


Figura 4. 11. Fluxograma do processo de ensaio.

4.5.1 ENSAIO SEM TUBO E SEM REFORÇO

O primeiro passo na montagem do ensaio em modelo consistiu na lubrificação das faces internas da caixa de ensaios. As paredes laterais da caixa de ensaios foram revestidas com camada dupla intercalada de vaselina e filme plástico a fim de reduzir o atrito entre as paredes e o material granular. Essas camadas eram constantemente trocadas, aproveitando-se para realizar a limpeza da caixa de ensaios para o ensaio seguinte.

Em seguida, a caixa dispersora era conectada a um carrinho móvel posicionado sobre a viga de reação. A caixa era fixada ao carrinho por meio de barras rosqueadas que permitiam controlar a altura de queda do material granular com relação à caixa de ensaio, conforme mostrado na Figura 3.3c.

A altura de queda foi definida na calibração do processo de chuva de areia, a partir da qual estabeleceu-se uma altura de 0,7m. Cabe salientar que as camadas de aterro foram construídas com espessura de 0,1m, ou seja, a caixa dispersora era deslocada verticalmente durante a preparação, mantendo-se a altura de queda constante.

Desta forma, estando às paredes da caixa lubrificadas, e a caixa móvel instalada, iniciava-se o processo de construção do maciço (Figura 4.12a). A montagem do ensaio sem tubo e sem reforço consistiu basicamente na execução de 9 camadas de areia uniforme e homogênea, perfazendo um aterro com altura de 0,9 m. A Figura 4.12b mostra o aterro concluído e o ensaio devidamente preparado para ser executado.

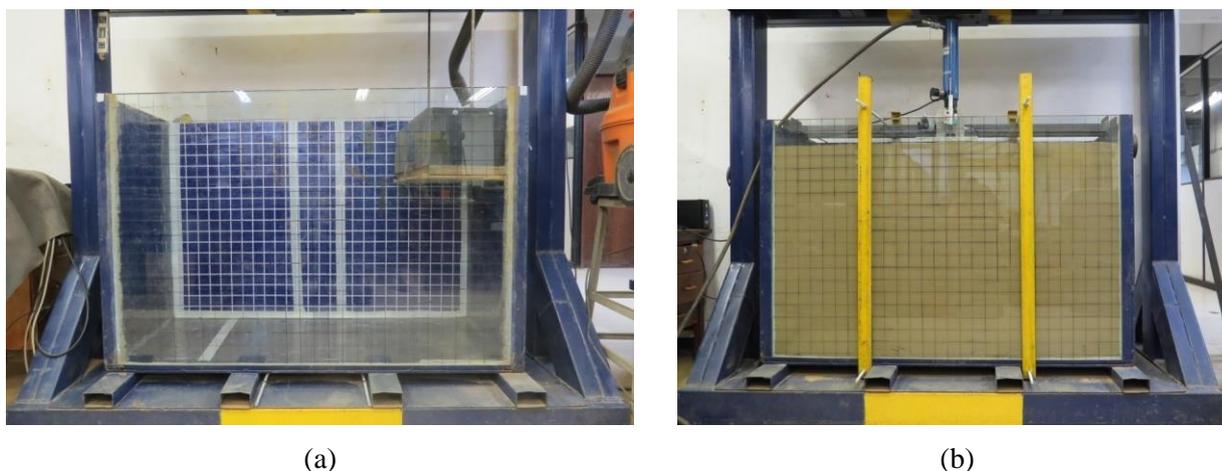


Figura 4. 12. Ensaio sem tubo e sem reforço - (a) preparação da caixa de ensaio; (b) montagem concluída.

ENSAIO SEM REFORÇO

Analogamente ao ensaio sem tubo e sem reforço, a montagem do ensaio não reforçado iniciava com a preparação da caixa de ensaio e o posicionamento da caixa móvel de chuva de areia na altura correta de queda do material. A Figura 4.13a mostra as duas primeiras camadas de aterro preparadas, assim como o posicionamento dos marcos de referências lubrificadas e uma linha horizontal de areia colorida, ambos instalados na interface entre o solo e a face frontal de vidro para permitir a identificação do mecanismo de falha e os deslocamentos na massa de solo.

Na metade da construção da terceira camada (= 25 cm) foi instalada a primeira célula de tensão total, especificamente a célula C3, para determinação da tensão vertical na região abaixo do tubo. A Figura 4.13b mostra a instalação desta célula de tensão. Ao finalizar a terceira camada, os marcadores de referência e linha de areia foram colocados. Nota-se que essa prática de monitoramento foi realizada ao final de cada camada instalada.



Figura 4. 13. Montagem do ensaio não reforçado – (a) primeiras camadas; (b) posicionamento da C1.

Finalizada a terceira camada, prosseguiu-se com a inserção do tubo de PVC juntamente com os transdutores de deslocamento posicionados no seu interior. Inicialmente, era feito o desmolde do bloco de gelo com a base magnética, e em seguida o posicionamento dos três transdutores (TDL 0°, TDL 90° e TDL 180°). Esse processo era realizado rapidamente para evitar que o gelo derretesse. Com o conjunto já montado, o tubo era encaixado e colocado na parte central da caixa de ensaios.

A instalação do tubo era feita cuidadosamente. É válido ressaltar que a base magnética no interior do tubo estava ligada, e no momento que entrava em contato com a face da caixa ela era atraída e fixada.

Assim, o deslocamento do tubo até sua cota de assentamento era feito com movimentos suaves e sempre mantendo a linearidade do tubo. Pela face de vidro da caixa era possível monitorar os transdutores e os marcos dispostos na borda do tubo. Assim, quando necessário, eram realizados os devidos ajustes para garantir que os extensômetros e os instrumentos internos estivessem em suas respectivas posições. A Figura 4.14 mostra o posicionamento do tubo sobre a camada de solo previamente construída.



Figura 4.14. Instalação do tubo.

A Figura 4.15 mostra os detalhes quanto a instalação do tubo. A Figura 4.15a é possível visualizar os marcos de referência colados no anel de vedação na borda do tubo. Estes marcos foram importantes para auxiliar no correto posicionamento correto na caixa de ensaio. Na Figura 4.15b apresenta a parte interna do tubo após a instalação, mostrando o bloco de gelo ao fundo, bem como os transdutores de deslocamentos inseridos previamente para medição do deslocamento vertical e horizontal da parede do tubo.

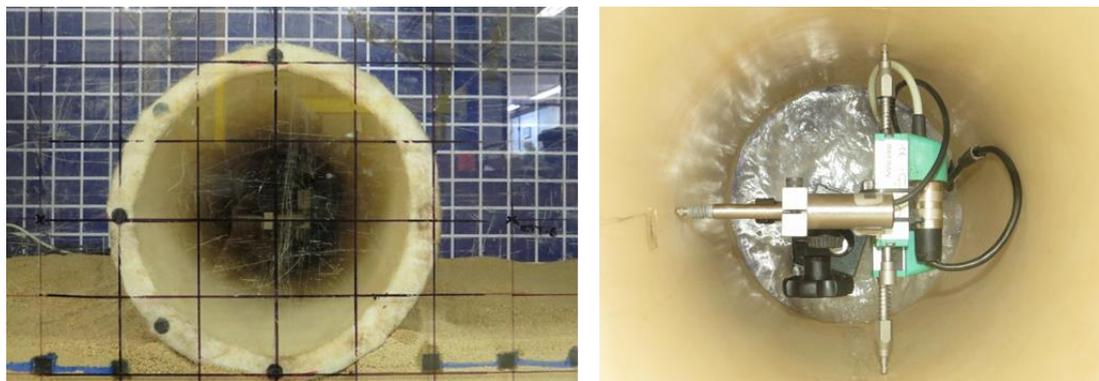


Figura 4. 15. Detalhes do tubo - (a) Marcos de referências; (b) Transdutores de deslocamentos instalados no interior do tubo.

Prosseguiu-se com a confecção da próxima camada, na qual era posicionadas as células de tensões totais conforme indicado na Figura 4.2. As células C4, C5 e C6 eram dispostas na lateral do tubo nos pontos determinados, bem como as células C7 e C8. O nivelamento das células e do tubo apoiados sobre o solo foi aferido com auxílio de um nível de bolha.

Repetia-se o processo de construção do maciço, promovendo o cobrimento do tubo e instalação da célula de tensão C2 e C1 na região acima do tubo. Por fim, era feito o lançamento das camadas finais de areia até atingir o topo do aterro (Figura 4.16a). Ao concluir o maciço, realizavam-se as seguintes etapas: (i) remoção da caixa móvel;(ii) os suportes metálicos dos transdutores TDL 1 e TDL 2 que eram apoiados das faces laterais da caixa (Figura 4.12b); (iii) fixação do sistema de travamento da caixa de ensaio (Figura 4.16b).

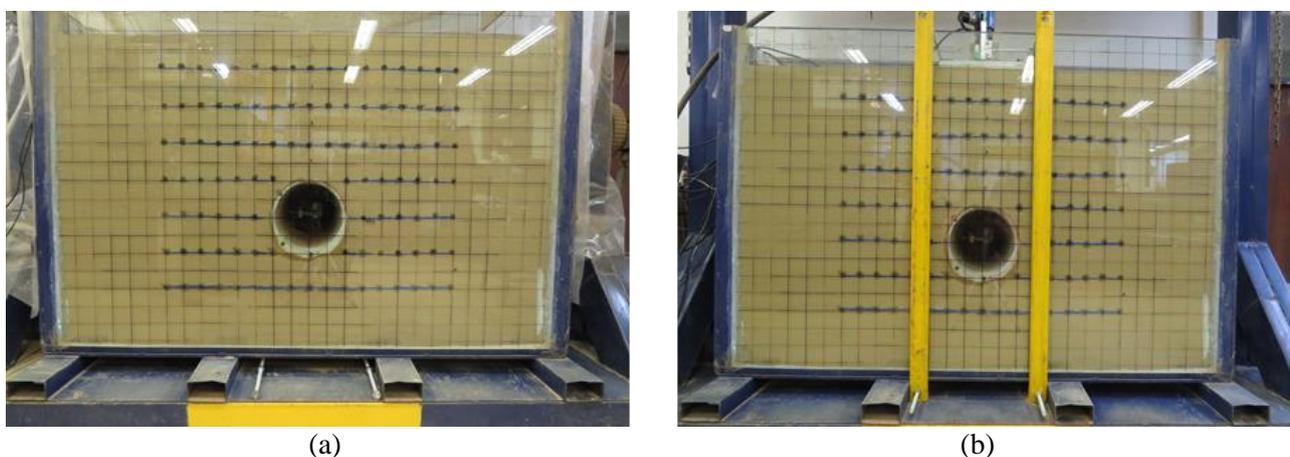


Figura 4.16. Vista frontal da caixa de ensaio – (a) construção do aterro finalizado; (b) sistema de travamento.

O último passo consistia no posicionamento do conjunto placa de carregamento, célula de carga e cilindro hidráulico. O conjunto era acoplado à viga de reação (Figura 4.17a). Todos os instrumentos eram devidamente conectados ao sistema de aquisição de dados (Figura 4.17b), a câmera fotográfica era posicionada na frente do equipamento e era executado o ensaio.



(a)



(b)

Figura 4.17. Realização do ensaio.

4.5.3 ENSAIO REFORÇADO EM CAMADA

O procedimento de montagem do aterro para o ensaio reforçado em camada horizontal foi similar ao do descrito no item anterior. O ensaio reforçado apresenta uma etapa adicional em comparação ao ensaio não reforçado. Portanto, na profundidade previamente estabelecida era inserido o reforço disposto horizontalmente sobre a superfície da massa de solo. Esse procedimento foi realizado com as geogrelhas GG1 e GG4, como mostra a Figura 4.18.



(a)



(b)

Figura 4. 18. Instalação em camada do reforço GG4.

4.5.4 ENSAIO REFORÇADO EM U INVERTIDO E ENVELOPADO

A montagem dos ensaios com arranjo envelopado e U invertido se assemelham quanto à fixação provisória do reforço. No caso do arranjo envelopado, o reforço era posicionado sobre a superfície do aterro anteriormente a instalação do tubo. Conforme mostrado na Figura 4.1, a parte inferior do reforço neste arranjo fica em contato com a base do tubo. Assim, após a inserção do tubo sobre o reforço, realizava-se a fixação das bordas das geogrelhas no sistema de travamento. Dessa forma, mantinha-se o reforço na posição vertical envolvendo o tubo como visto na Figura 4.19.



Figura 4. 19. Fixação do reforço GG4 no ensaio com arranjo envelopado.

No modelo de ensaio com configuração em U invertido, o reforço era composto por duas partes do reforço instaladas ao lado do tubo e posteriormente sobrepostas no topo, conforme apresentado no esquema da Figura 4.3. Uma das bordas do reforço era fixada ao sistema de travamento da mesma forma que no caso de envelopamento. O desafio deste arranjo consistiu em garantir que a borda inferior que estava livre fosse inicialmente enterrada a fim de evitar que o reforço se movimentasse à medida que o lançamento do material granular acontecesse.

Outro aspecto importante quanto a montagem desses ensaios foi o cuidado no processo de lançamento da areia para construção do aterro, especialmente na região próxima ao tubo, impedindo-se que o reforço saísse de sua posição correta, e que a compacidade do solo previamente definida fosse atingida. O processo de montagem do maciço prosseguiu conforme descrito no item 4.1.1 até se atingir a cota para o fechamento do reforço. As extremidades do reforço foram costuradas firmemente para evitar o deslizamento entre elas e a perda da eficácia do reforço (Figura 4.2). Os reforços eram então recobertos pela construção das camadas seguintes até se concluir o aterro a ser ensaiado.

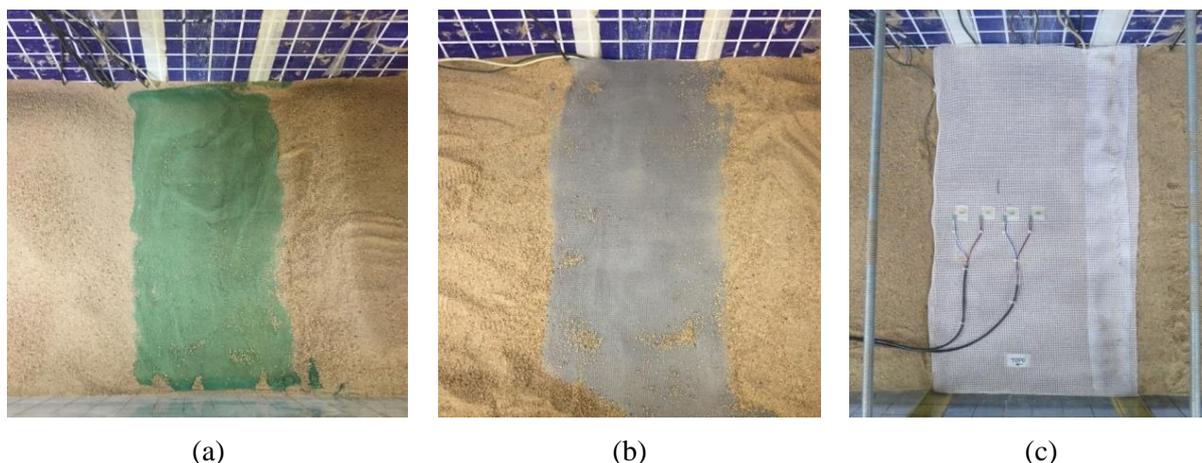


Figura 4. 20. Fechamento do reforço envolvendo o tubo – (a) GG2; (b) GG3; (c) GG4.

4.6 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

O procedimento de ensaio adotado seguiu a recomendações de Pires (2017). A realização do ensaio consistiu na aplicação de carga por meio do macaco hidráulico conectado ao conjunto do sistema de carga. O monitoramento de toda a instrumentação foi possível pelo sistema de aquisição de dados que plotava instantaneamente a resposta de cada instrumento *versus* tempo. Foram definidos alguns critérios para encerramento do ensaio, sendo eles:

- (i) Atingir a pressão superficial (sobrecarga) desejada;
- (ii) Aproximação da capacidade máxima dos instrumentos;
- (iii) Caso o curso do êmbolo do cilindro chegasse ao seu limite máximo.

Ao término do ensaio, dava-se início à desmontagem com o alívio do sistema de aplicação de carga. Após a remoção do sistema de aplicação de carga – cilindro hidráulico, célula de carga e placa – e do sistema de travamento, o solo era retirado cuidadosamente da caixa com auxílio de um aspirador de pó.

4.7 METODOLOGIA DAS ANÁLISES NÚMERICAS

Após conclusão do programa experimental, foram feitas as retroanálises das condições estudadas. As análises numéricas foram realizadas utilizando o programa Plaxis 2D, o qual adota o método de elementos finitos em suas análises. Além disso, as simulações numéricas serviram para inferir algumas grandezas que não foram monitoradas nos ensaios experimentais, como por exemplo as tensões no solo na condição sem duto e sem reforço.

O modelo constitutivo definido no estudo para análise do comportamento tensão-deformação foi o de Mohr-Coulomb, o qual é um modelo linear elástico perfeitamente plástico. Este modelo é comumente

utilizado como uma primeira aproximação do comportamento do solo. A parte elástica linear do modelo de Mohr-Coulomb é baseada na lei da elasticidade isotrópica de Hooke (Plaxis, 2020).

Os parâmetros de entrada do programa referente aos materiais foram definidas em ensaios em laboratório e informações disponibilizadas pelo fabricante. No caso do solo, o módulo de elasticidade para a densidade relativa ($D_r=50\%$) adotada nos ensaios experimentais foi estimado por meio da retroanálise do ensaio de capacidade de carga (condição sem duto e sem reforço). Quanto aos reforços, o único parâmetro requerido foi a rigidez à tração do material. Além das propriedades dos materiais, foram definidas as propriedades de interface solo-reforço e solo-duto.

Nas análise numérica foram avaliados quatro modelos distintos sendo eles: (i) sem duto e sem reforço; (ii) com duto e sem reforço; (iii) com duto e reforço disposto em camada; (iv) com duto e reforço com arranjo envelopado. Nos dois últimos casos, as propriedades dos materiais variaram conforme cada reforço foi analisado. Portanto, foram realizadas nove análises numéricas conforme indicado na Tabela 4.2.

Tabela 4. 2. Programa de análise numéricas.

Nº Ensaio	Condição do ensaio	Tipo de reforço	Arranjo
1	Sem tubo e sem reforço	---	---
2	Com duto e sem reforço	---	---
3	Com duto e reforço	Geogrelha 1	Camada
4	Com duto e reforço	Geogrelha 4	Camada
5	Com duto e reforço	Geogrelha 1	Envelopado
6	Com duto e reforço	Geogrelha 2	Envelopado
7	Com duto e reforço	Geogrelha 3	Envelopado
8	Com duto e reforço	Geogrelha 4	Envelopado
9	Com duto e reforço	Geotêxtil tecido	Envelopado

CAPÍTULO 5

5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos pela instrumentação inserida em todos os ensaios em modelo. A partir desses dados foram feitas análises quanto: (i) à influência da presença do tubo no maciço; (ii) deslocamento vertical da placa de carregamento na superfície do maciço; (iii) influência do reforço no comportamento de interação solo-tubo; (iv) deflexão e deslocamento do tubo, bem como (iv) a deformação sofrida pelo tubo em decorrência da aplicação da sobrecarga de 160 kPa; e, por fim, (v) a deformação nas geogrelhas em diferentes arranjos.

5.1 INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DO TUBO NO RECALQUE SUPERFICIAL DA PLACA DE CARREGAMENTO

Conforme apresentado no programa experimental, o primeiro ensaio executado na pesquisa foi referente à condição sem tubo e sem reforço (identificado como STR). A Figura 5.1 mostra as curvas tensão na placa *versus* recalque obtidas experimental e analiticamente pela teoria da elasticidade para a condição de ensaio em questão.

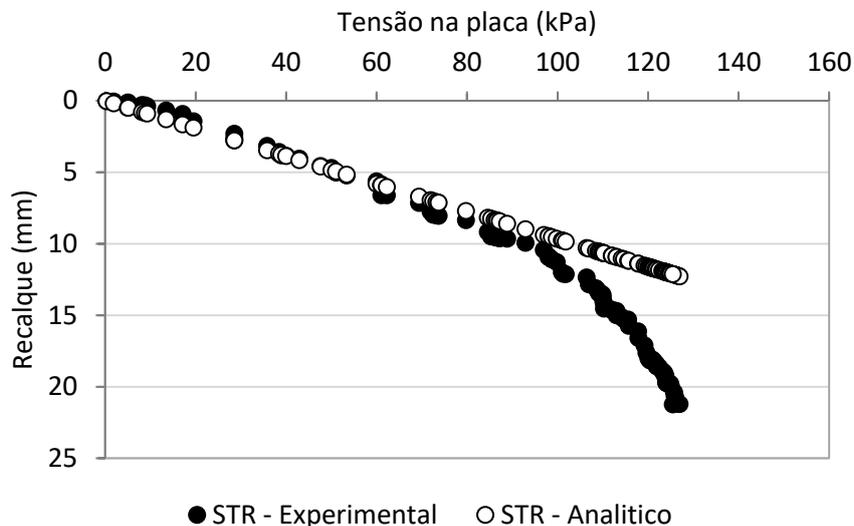


Figura 5. 1 Resultados da capacidade de carga do maciço.

O deslocamento vertical da placa para a tensão máxima aplicada na superfície foi de aproximadamente 21 mm. Os resultados obtidos no ensaio experimental indicam que a tensão admissível do solo foi de aproximadamente 100 kPa. A tensão de ruptura estimada pelos resultados do ensaio STR foi de aproximadamente 120 kPa. Esse ensaio serviu para a retroanálise (usando o programa Plaxis) de parâmetros do solo.

A investigação do deslocamento vertical da placa rígida de carregamento prosseguiu com a inserção do tubo no maciço. Desta forma, seria possível avaliar a influência da presença do tubo com relação a condição anterior. A Figura 5.2 apresenta os resultados do deslocamento da placa de carregamento nos ensaios com e sem o tubo. Os ensaios realizados com tubo se referem à condição não reforçada e, portanto, foram denominados NR.

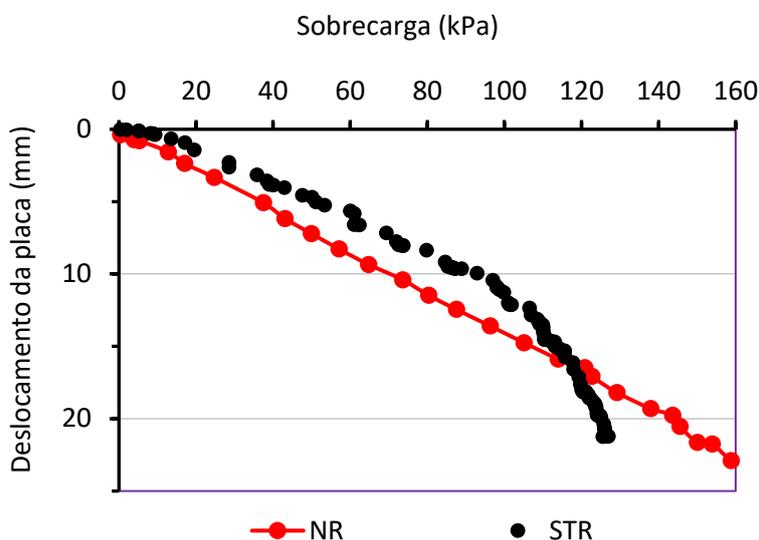


Figura 5. 2. Resultados dos ensaios com e sem tubo no maciço.

As curvas de recalque obtidas indicaram uma tendência linear quanto à penetração da placa de carregamento na superfície do aterro à medida se aumenta a sobrecarga. É possível observar que a curva de sobrecarga versus deslocamento dos ensaios NR mostra que o deslocamento vertical na superfície do maciço nos ensaios em questão foi de 23 mm para a sobrecarga de 160 kPa. No entanto, o recalque da placa para o nível de tensão máxima atingido na condição STR (=120 kPa) foi de 17 mm.

A Figura 5.3 mostra um modelo esquemático do recalque do solo em um maciço com e sem tubo enterrado. A Figura 5.3a mostra que o deslocamento da massa de solo abaixo da área carregada é significativamente maior com relação ao solo adjacente. Na situação apontada na Figura 5.3b, o recalque da placa na superfície do maciço provoca o deslocamento da massa de solo sobre o tubo, deformando-o. Conseqüentemente, a presença do tubo induz uma redistribuição de tensões e deformações no solo, um tanto diferente da condição sem tubo. No entanto, nota-se a que o mecanismo de ruptura local predomina neste caso, como confirmado em análises numéricas a serem apresentadas adiante nessa tese.

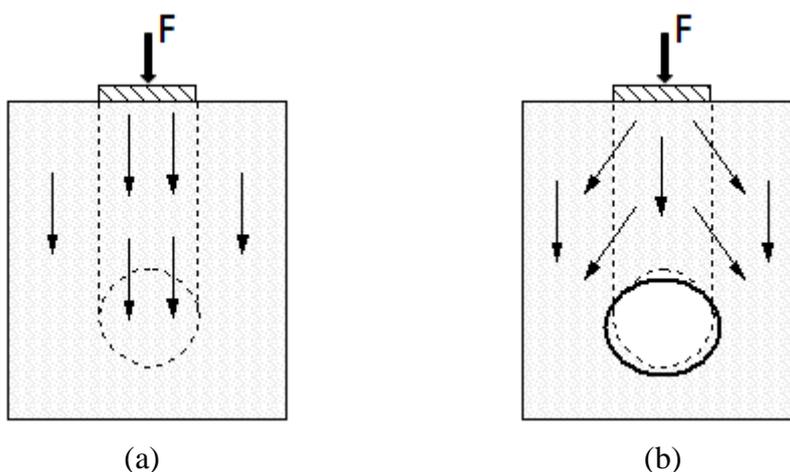


Figura 5. 3. Modelo esquemático do recalque no solo - (a) sem tubo; (b) com tubo.

A Figura 5.4 mostra a condição inicial e final do ensaio NR, onde é possível notar o mecanismo de deslocamento da massa de solo sobre o tubo, em decorrência do deslocamento da placa de carregamento. Esta movimentação só foi possível de ser visualizada devido à instalação dos marcos e linhas coloridas na face frontal de vidro da caixa de ensaio. A Figura 5.4d mostra claramente o mecanismo de deslocamento a massa de solo e a deformação do tubo.

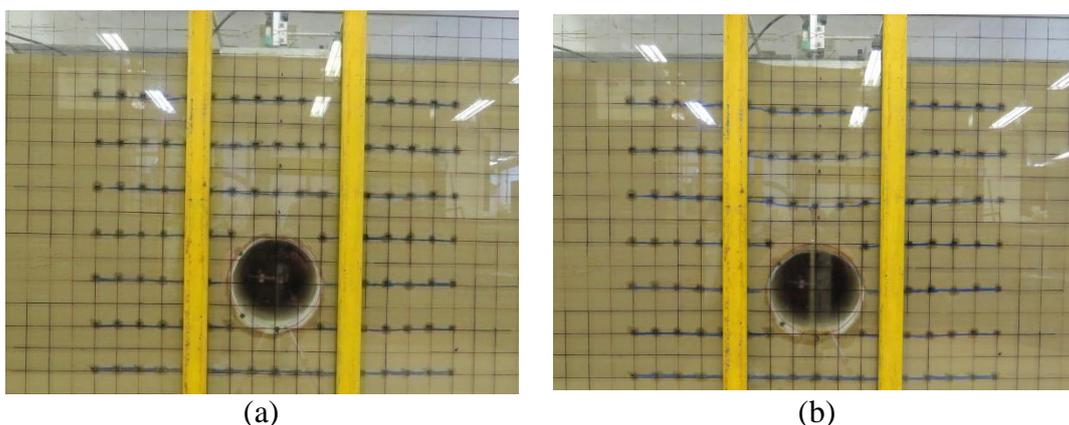
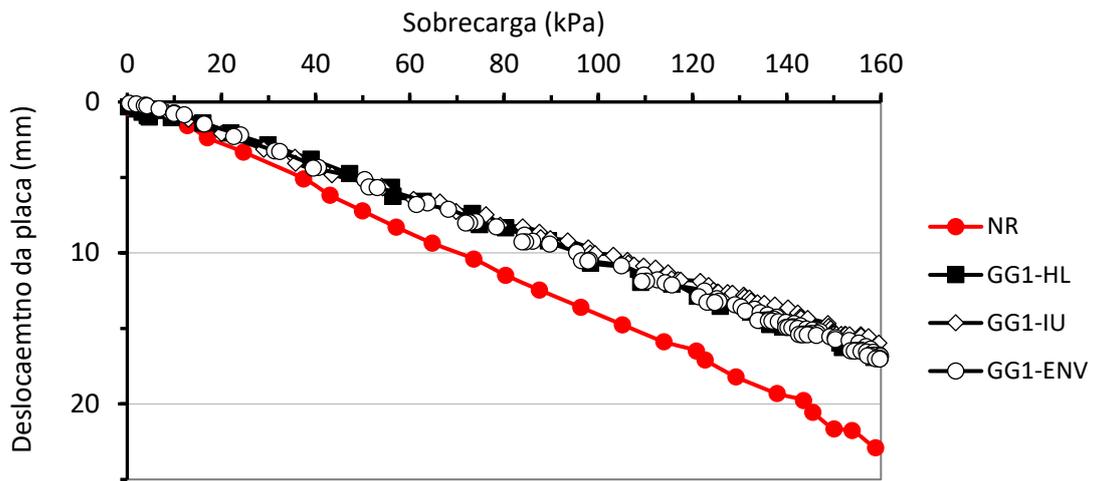


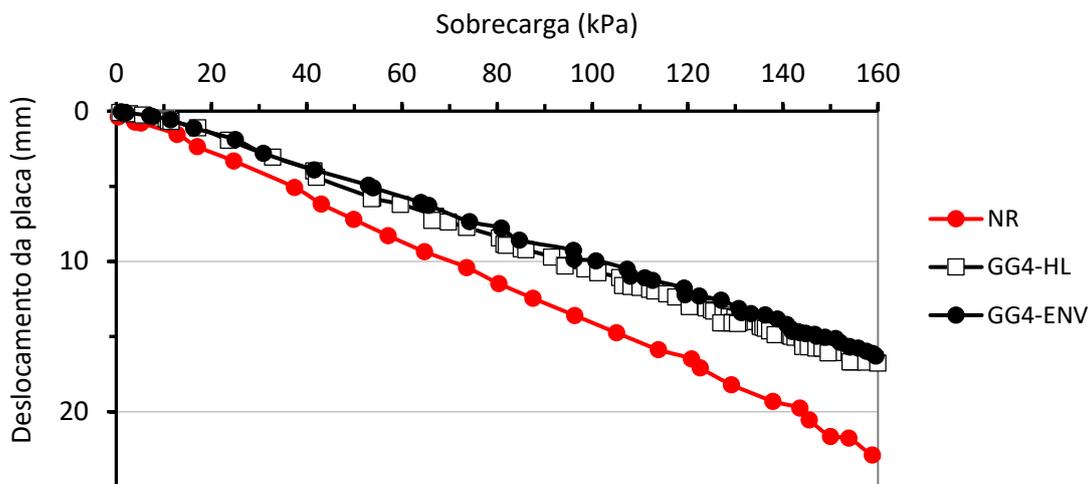
Figura 5. 4. Ensaio não reforçado – (a) condição inicial; (b) ao final do ensaio.

5.2 DESLOCAMENTO SUPERFÍCIAL DO MACIÇO REFORÇADO

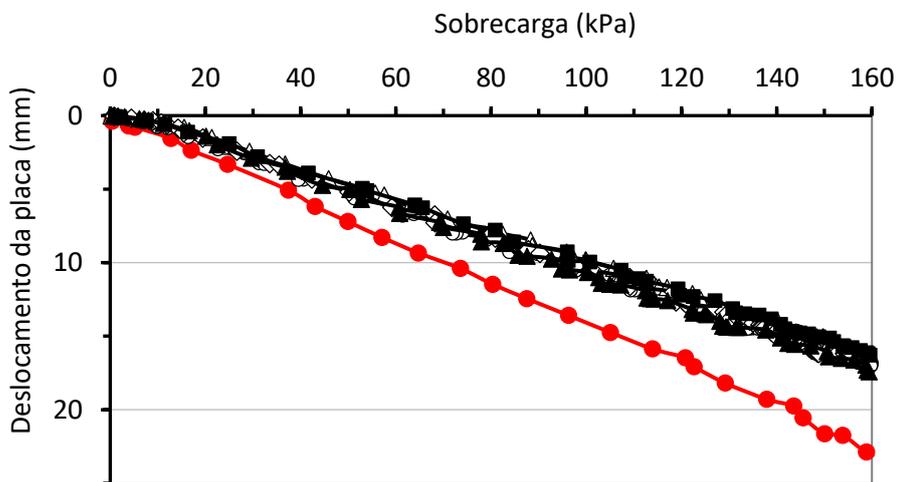
Os resultados dos deslocamentos verticais da placa de carregamento em um maciço com tubo enterrado e reforçado com geossintético estão apresentados na Figura 5.5. Como os dados dos ensaios não reforçados foram introduzidos no item 5.1, foi possível avaliar a influência do geossintético no recalque superficial da placa. As análises dos resultados de repetibilidade obtidos para as condições de ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4, nos arranjos em camada horizontal e envelopado, podem ser encontrados no Anexo B, e mostraram boa repetibilidade.



(a)



(b)



(c)

Figura 5. 5. Resultados do deslocamento da placa de carregamento nos ensaios não reforçados e reforçados – (a) com geogrelha GG1; (b) com a geogrelha GG4; (c) com arranjo envelopado.

Os resultados apresentados na Figura 5.5a mostraram que o reforço GG1 contribuiu para reduzir o deslocamento da placa de carregamento. Porém, a disposição geométrica da geogrelha teve pouca influência nessa redução, uma vez que as curvas sobrecarga versus deslocamento das três condições

reforçadas são praticamente coincidentes e atingem um valor final de deslocamento de aproximadamente 17 mm.

Os efeitos da presença do reforço GG4, inserido nos arranjos camada horizontal e envelopada, podem ser observados na Figura 5.5b. Examinando os valores referentes a estas condições, verificou-se que o reforço GG4 propiciou uma redução média de aproximadamente 28%. Para a configuração em camada horizontal, o deslocamento final correspondeu a um valor de 16,8 mm nos recalques da placa, enquanto nos ensaios envelopados atingiu-se um deslocamento de 16,2 mm.

Analisando excepcionalmente os ensaios reforçados envelopados, verifica-se que os resultados obtidos foram muito semelhantes entre si (Figura 5.5c). Nesta condição de ensaio, a presença do reforço reduziu os deslocamentos verticais da placa de carregamento em até 24%, dependendo do tipo de reforço utilizado.

O geotêxtil não tecido (GT) proporcionou uma diminuição no valor de deslocamento de 24%, valor este muito próximo ao obtida pela geogrelha GG1-ENV. Esta análise indica que a rigidez à tração do reforço foi um parâmetro que não influenciou significativamente os recalques da placa, apesar da ampla faixa (34,1 kN/m a 2000 kN/m) de rigidez à tração dos geossintéticos ensaiados.

Na Tabela 5.1 estão apresentados os valores do deslocamento da placa para a tensão máxima aplicada de 160 kPa, para todos os ensaios realizados. Além destes, constam também as relações entre estes valores de recalque da placa no caso reforçado (δ) e o valor de referência (δ_{NR}), determinado no ensaio não reforçado. Admitiu-se o valor obtido no ensaio NR como valor de referência, uma vez que o comportamento dos dois ensaios sem reforço foi muito semelhante. Portanto, pode-se concluir que, de modo geral, a inserção do reforço no maciço com tubo enterrado acarretou a redução dos valores de deslocamento da placa de carregamento na superfície do aterro à medida que incrementos de carga foram sendo aplicado, até se atingir a tensão máxima de 160 kPa.

Tabela 5. 1. Deslocamento da placa de carregamento registrado ao final do ensaio.

Ensaio	δ (mm)	δ/δ_{NR}
NR	22,97	-
GG1-HL	17,09	0,74
GG1-UI	16,15	0,70
GG1-ENV	16,83	0,73
GG2-ENV	16,37	0,71
GG3-ENV	16,21	0,71
GG4-ENV	16,36	0,71
GG4-HL	16,75	0,73
GT-ENV	17,43	0,76

5.3 TENSÕES NO SOLO

As tensões verticais e horizontais no solo foram monitoradas pelas células de tensão total inseridas no maciço em diferentes posições, de forma a se analisar a influência da presença do reforço e sua configuração geométrica na redistribuição de tensões ao longo da profundidade e nas vizinhanças do tubo. Na Figura 5.6 estão indicadas as posições das células em relação ao centro do tubo.

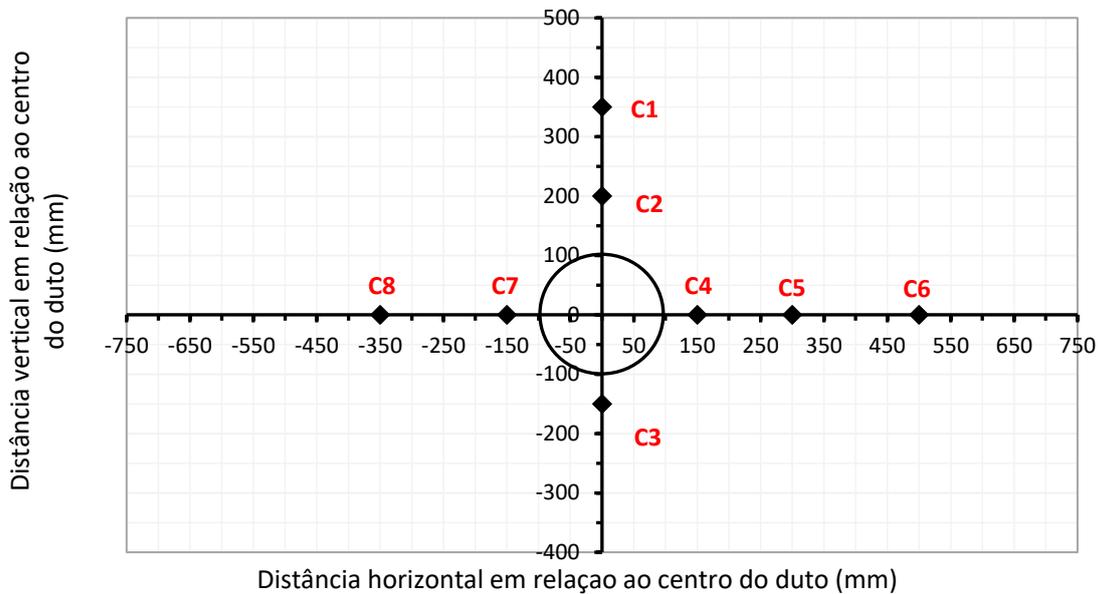
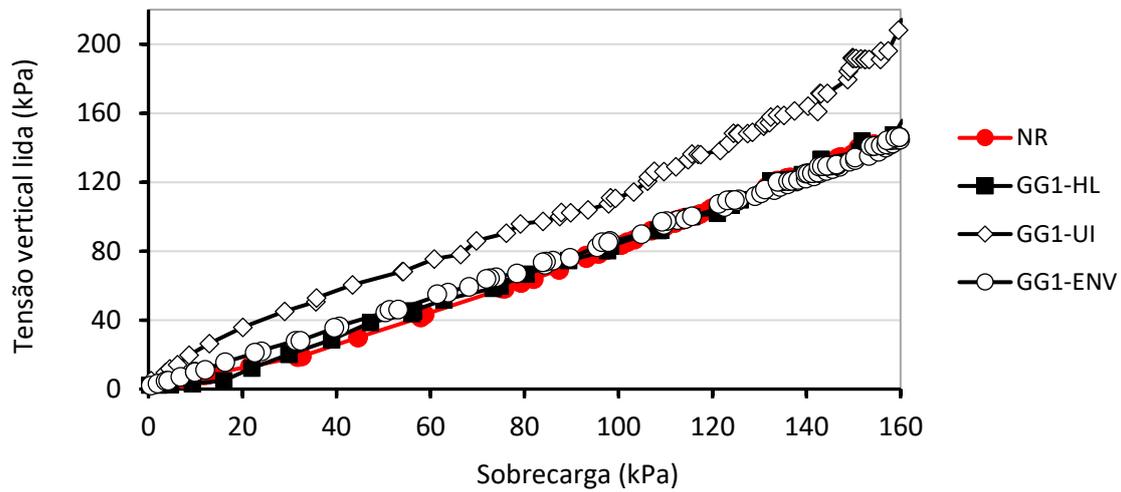


Figura 5. 6. Posicionamento das células em relação ao centro do tubo.

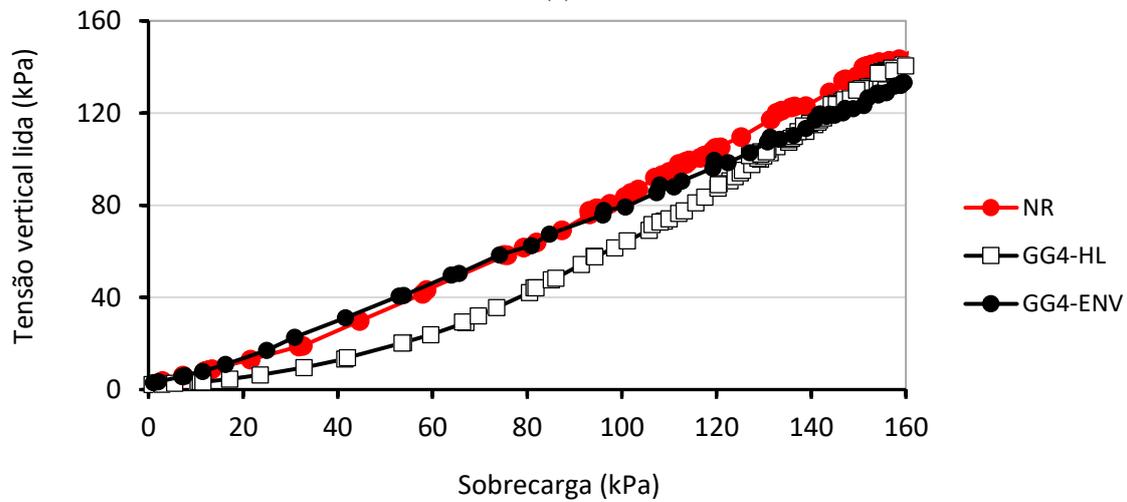
A avaliação quanto à repetibilidade dos resultados obtidos pelas células tensão total nos ensaios não reforçados e reforçados com GG1 e GG4 é apresentada no Anexo C.

5.3.1 TENSÕES VERTICAIS MEDIDAS ACIMA E ABAIXO DO TUBO

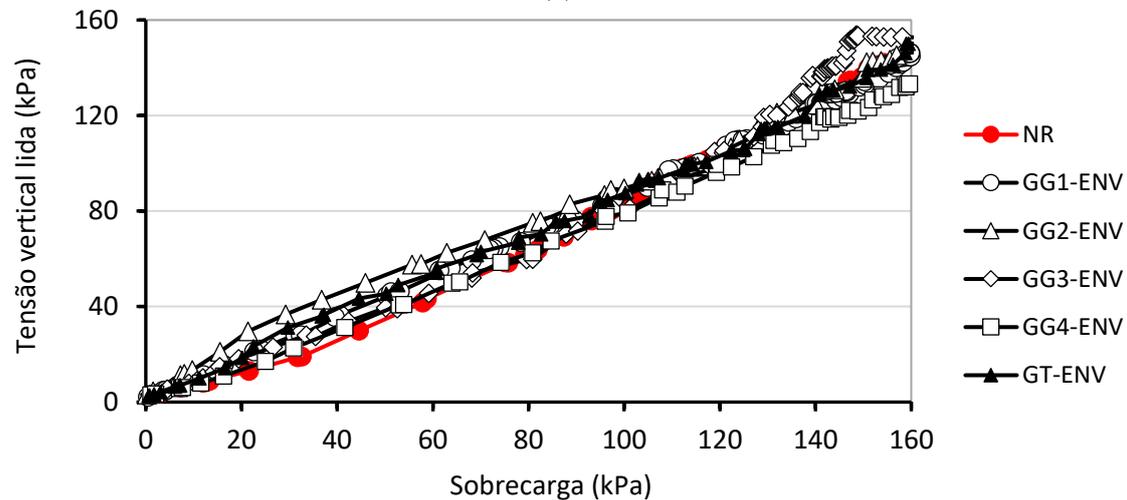
As tensões verticais no maciço na região acima do tubo e próxima a superfície do maciço foram monitoradas pela célula C1. A Figura 5.7 apresenta os dados coletados ao longo da execução de todos os ensaios, não reforçados e reforçados. Na Figura 5.7a estão indicados os resultados dos casos não reforçados e dos ensaios com a geogrelha GG1. Os resultados com e sem reforço foram semelhantes, com exceção do ensaio com o arranjo em U invertido (GG1-UI). Análises posteriores mostraram que esta célula de tensão apresentava problemas, o que explica o resultado inesperado mostrado na Figura 5.7a. Os ensaios com arranjo em camada e envelopado para os outros reforços (Figuras 5.7 b e c) também mostraram resultados semelhantes entre tensões medidas pela célula C1 em ensaios com e sem reforço. As tensões verticais lidas ao final do ensaio envelopado com a GG2 e GG3 foram de 146,3 kPa, enquanto no ensaio com o geotêxtil GT a tensão medida foi de 150 kPa. Também pode-se notar um desvio da tendência geral no ensaio com GG4-HL, provavelmente devido também a um mau funcionamento da célula de tensões.



(a)



(b)



(c)

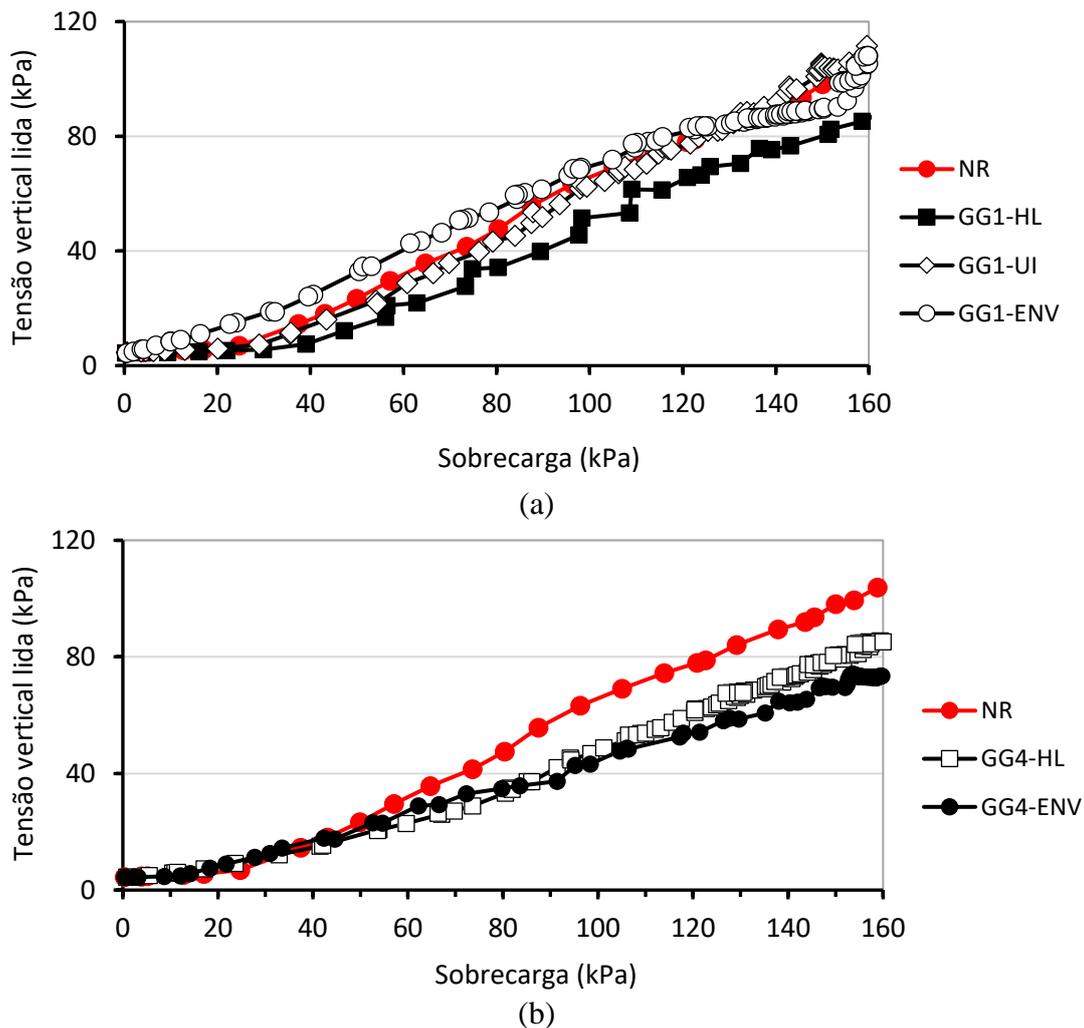
Figura 5. 7. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C1 - (a) ensaios com a GG1; (b) ensaios com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.

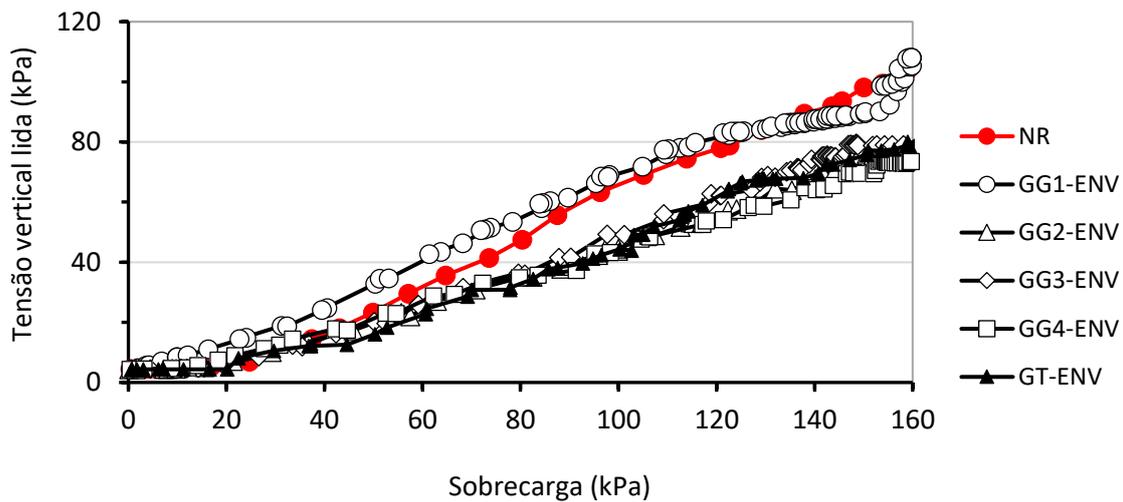
Diante do exposto, dois aspectos relevantes com relação à análise das tensões registradas pela célula C1 devem ser considerados. A rigidez à tração do reforço não se mostrou um parâmetro que influenciou no comportamento das tensões na região de instalação daquela célula. Note-se que o

geotêxtil GT foi o reforço com maior rigidez à tração, porém seus resultados foram similares aos dos demais.

Outro fator que de suma importância é o fato desta célula de tensão estar inserida numa região acima da instalação do reforço, independentemente do arranjo estudado. Desta forma, é justificável que não se tenha observado benefícios pela inserção do reforço no maciço, mesmo que tenha ocorrido certa diminuição no valor da tensão final para ensaios reforçados com o reforço GG4. Além disso, tal fato pode estar associado a rigidez da própria célula de tensão, a qual pode ter influenciado diretamente nos registros das tensões no maciço.

A Figura 5.8 apresenta os resultados obtidos pela célula de tensão total C2 para os ensaios não reforçados e reforçados. Conforme indicado na Figura 3.1, esta célula foi posicionada a uma distância de 100 mm acima do topo do tubo. A tensão vertical lida no modelo de ensaios sem a inserção do reforço no maciço foi de 104,2 kPa ao final do ensaio NR, para a sobrecarga na superfície de 160 kPa. Considerando as curvas sobrecarga versus tensão vertical apresentadas na Figura 5.8a, nota-se que as tensões registradas ao longo do ensaio com geogrelha GG1 apontam uma semelhança com o desempenho do modelo de ensaio sem reforço.



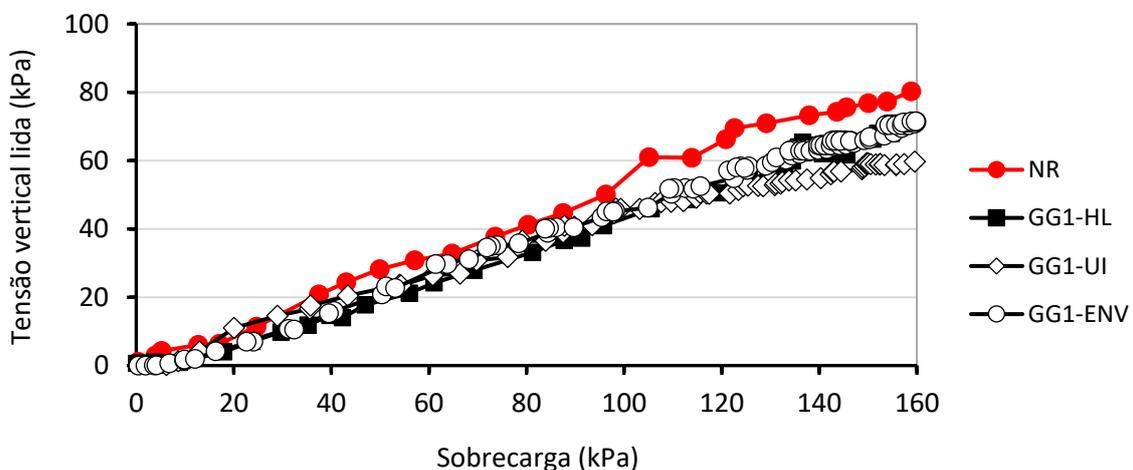


(c)

Figura 5. 8. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C2 -(a) ensaios com a GG1; (b) ensaios com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envolopado.

No caso do ensaio GG1-ENV pode se notar um aumento de 37% no valor final da tensão para a sobrecarga máxima aplicada, e valores acima dos observados no caso sem reforço para sobrecargas até 100 kPa. Tais desvios não são raros em medições de tensões totais em solos, particularmente quando deslocamentos da célula podem ocorrer, o que pode influenciar sua resposta. Os resultados apresentados nas Figuras 5.8b e c mostram um efeito benéfico quanto à inserção do geossintético no maciço. A presença das demais geogrelhas e do geotêxtil contribuíram na redução do valor da tensão vertical ao término do ensaio em até aproximadamente 29%, dependendo do reforço considerado.

No que se refere às tensões na região abaixo do tubo, os resultados obtidos pela célula C3 estão apresentados na Figura 5.9. A tensão vertical ao final do ensaio registrada pela célula C3 na condição não reforçada NR foi de 80,5 kPa. Na Figura 5.9a é possível notar que o desempenho da geogrelha GG1 no que se refere às leituras das células C1 e C2 também foi observado no caso da célula C3. A inserção do reforço contribuiu para reduzir os valores de tensão, porém o tipo de arranjo não teve influência significativa nos resultados para o reforço GG1.



(a)

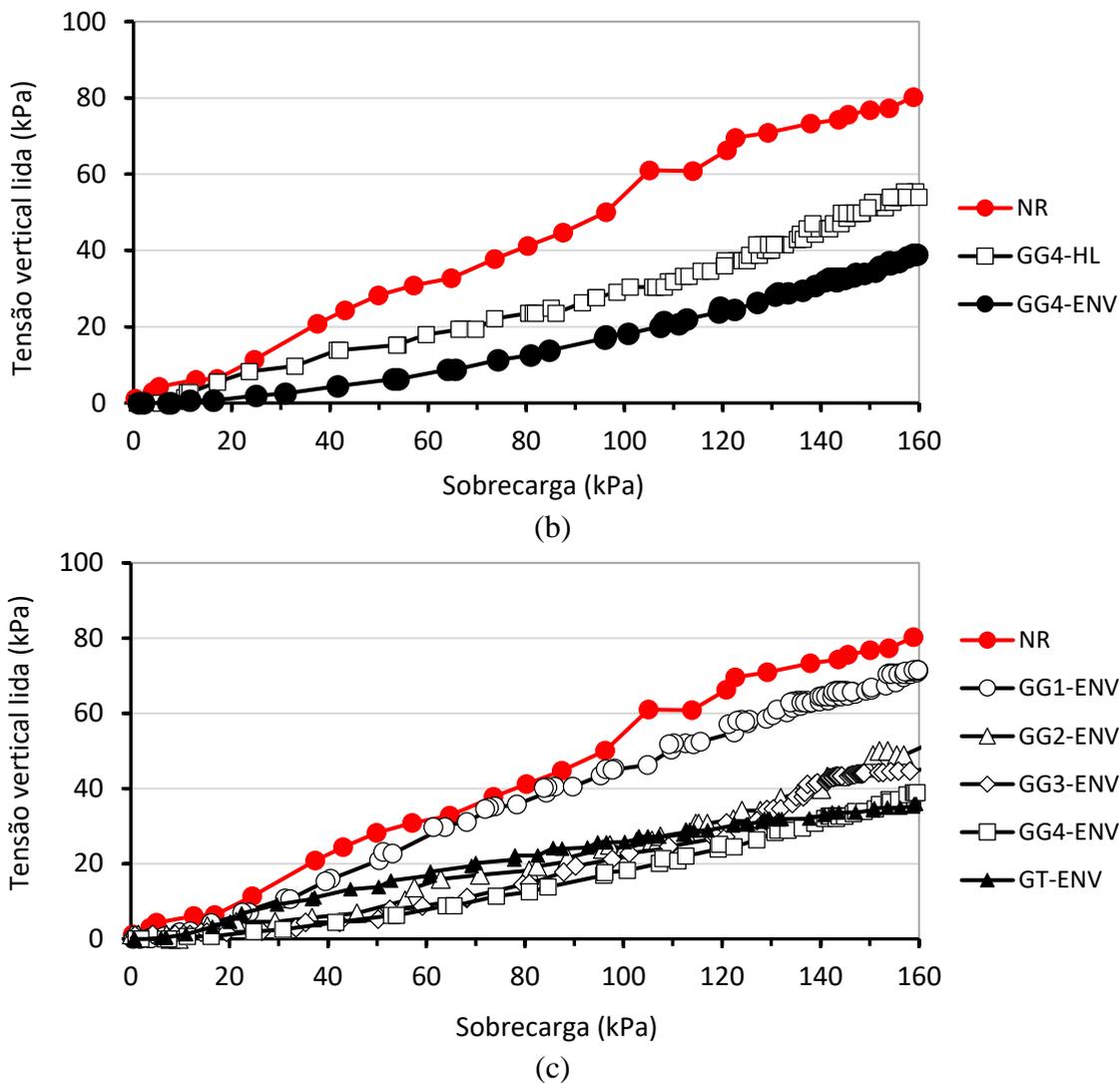


Figura 5. 9. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C3 - (a) ensaios com a GG1; (b) ensaios com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.

Em contrapartida, os reforços GG3, GG4 e GT mostraram reduções maiores de tensões verticais abaixo do tubo, como indicado nas Figuras 5.9b-c. No que concerne à geogrelha GG4, nota-se que a presença desse reforço evidencia benefícios significativos. Nesse caso, as tensões medidas para a sobrecarga de 160 kPa foram 40kPa e 43 kPa para os arranjos em camada e envelopado, respectivamente, correspondendo a reduções de 30% a 50%. Para o arranjo envelopado (Figura 5.9c), verificam-se reduções significativas da tensão vertical abaixo do tubo, com exceção da geogrelha GG1. Para as geogrelhas GG2 a GG4 e o geotêxtil GT, as tensões medidas pela célula C3 variaram entre 36 kPa a 51 kPa, o que representa reduções de até 55% em relação ao resultado obtido no ensaio NR.

A Tabela 5.2 apresenta os valores de tensões no solo (σ_{vR}) registradas na região acima e abaixo do tubo pelas células C1, C2 e C3 para a tensão vertical máxima aplicada na superfície do maciço, e a razão entre essas tensões e as obtidas no ensaio NR.

Tabela 5. 2. Tensões verticais medidas acima e abaixo do tubo no final dos ensaios realizados.

Ensaio	C1		C2		C3	
	σ_v (kPa)	$\frac{\sigma_v}{\sigma_{vNR}}$	σ_v (kPa)	$\frac{\sigma_v}{\sigma_{vNR}}$	σ_v (kPa)	$\frac{\sigma_v}{\sigma_{vNR}}$
NR	145,49	-	104,15	-	80,53	-
GG1-HL	153,90	1,05	86,29	0,82	72,43	0,89
GG1-UI	212,49	1,46	112,65	1,08	60,15	0,74
GG1-ENV	144,90	0,99	105,51	1,01	71,28	0,88
GG2-ENV	146,30	1,00	79,89	0,76	50,64	0,62
GG3-ENV	146,28	1,00	76,01	0,73	43,61	0,54
GG4-ENV	133,27	0,92	73,51	0,70	38,91	0,48
GG4-HL	138,41	0,95	84,55	0,81	54,00	0,67
GT-ENV	150,07	1,03	78,79	0,75	35,90	0,44

Os perfis de distribuição de tensões a final dos ensaios com arranjo envelopado, ao longo do eixo vertical de simetria do modelo estão apresentados na Figura 5.10. Na figura estão indicadas as tensões medidas pelas células C1, C2 e C3, a distâncias de 350 mm, 200 mm e -150 mm em relação ao centro do tudo, respectivamente.

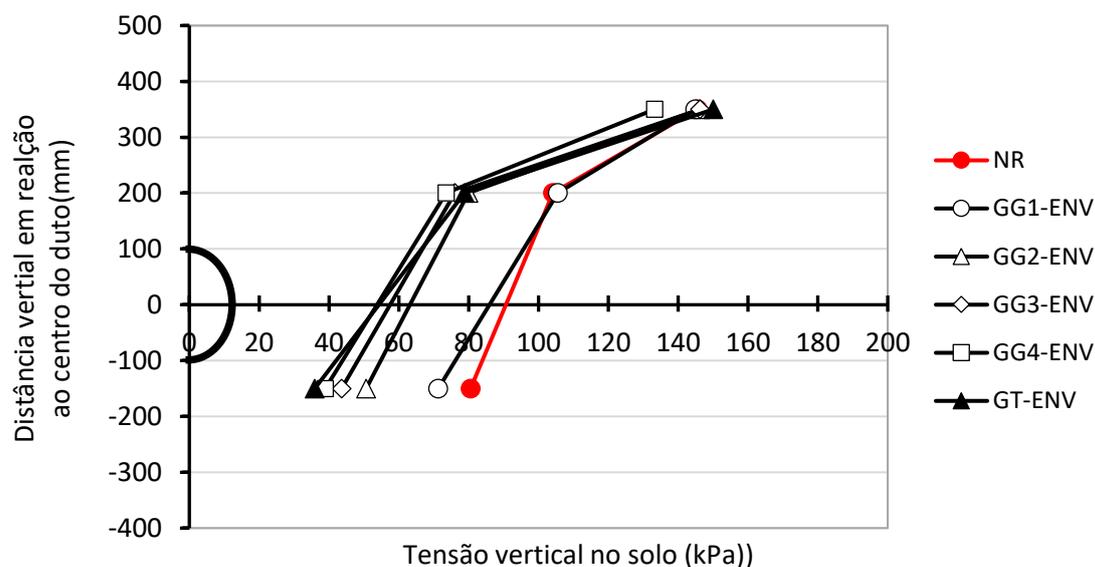


Figura 5. 10. Perfil de distribuição de tensões verticais no maciço.

Mediante ao perfil apresentado é possível notar que as tensões verticais no solo medidas pela C1 nos ensaios reforçados com os reforços GG1, GG2, GG3 e GT foram próximas ou inferiores à obtida no ensaio NR. Observa-se que as tensões verticais no solo, diminuem com a profundidade, como esperado. Na região próxima ao topo (registrada pela C1) a redução máxima de tensão vertical em relação ao valor na superfície foi de 8%, enquanto à 200 mm de distância do centro do tubo a redução chegou a atingir 30%. Por fim, abaixo do tubo a redução no valor de tensão chegou a 56%, dependendo do reforço considerado.

Além disso, pode notar a influência da presença do reforço e de sua disposição. Para a geogrelha GG1, nas três regiões analisadas, ao arranjo geométrico do reforço não proporcionou diferença significativa no comportamento das tensões verticais no solo em relação aos ensaios em reforço. Isso decorre, em parte, da passagem dos grãos de solo através das aberturas dessa geogrelha, o que diminui sua eficiência como reforço. Comportamentos semelhantes foram observados por outros autores (McDowell et al., 2006; Brown et al., 2007; Palmeira e Góngora, 2016; Pires and Palmeira, 2017).

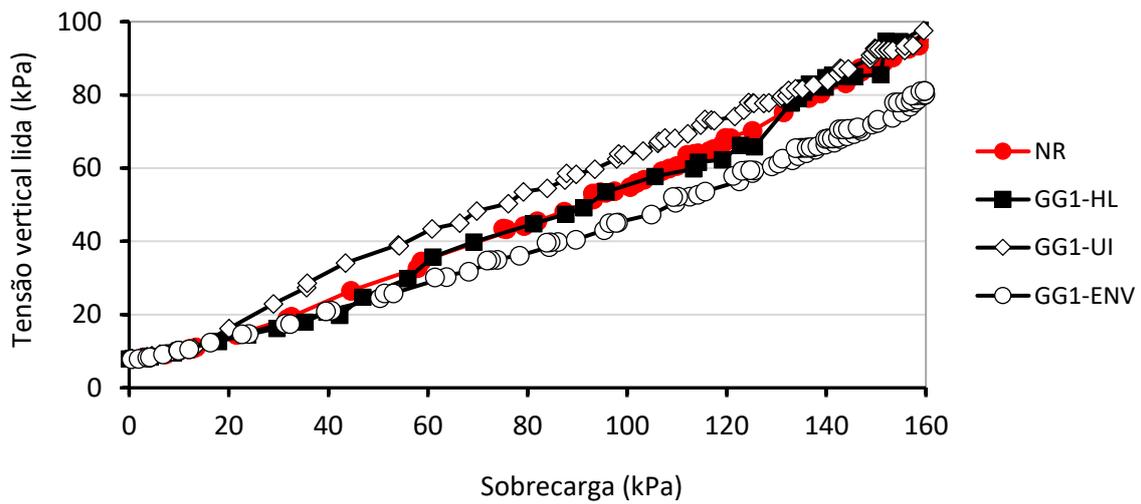
5.3.2 TENSÕES VERTICAIS MEDIDAS NA LATERAL DO TUBO

Na lateral do tubo foram posicionadas três células de tensão totais denominadas C4, C5 e C6. Estas foram posicionadas a distâncias de 150 mm, 300 mm e 500 mm em relação ao centro do tubo, respectivamente (Figura 5.6). A Figura 5.11 apresenta as curvas de tensão vertical versus sobrecarga nos ensaios não reforçados e reforçados obtidas para a célula C4.

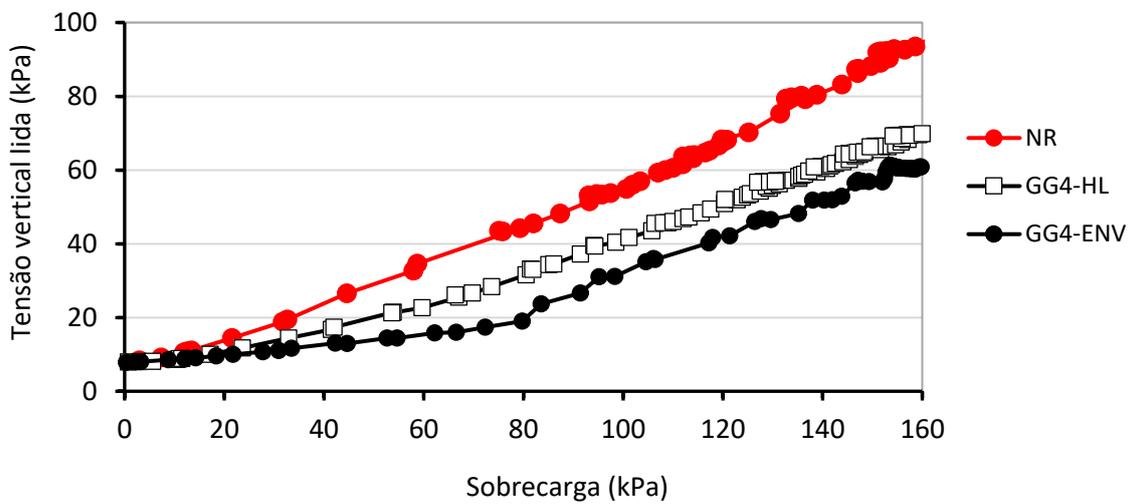
Nas condições de ensaio sem reforço, verificou-se que as tensões no solo atingiram um valor de 94,5 kPa. A Figura 5.11a mostra o desempenho da geogrelha GG1 instalada nas três configurações geométricas estabelecidas. Diante dos dados apresentados, pode-se notar que, dependendo do arranjo analisado, as tensões no solo na lateral do tubo variaram entre 80 kPa e 98 kPa, o que corresponde a uma redução de até 30% em relação ao resultado do ensaio NR.

Analisando o desempenho da GG4, a tensão vertical (célula C4) ao término do ensaio atingiu um valor de 69 kPa quando instalada em camada horizontal, enquanto que como arranjo envelopado a tensão máxima foi de 63 kPa (Figura 5.11b). Desta forma, para o referido reforço nota-se uma diminuição de até 60% da tensão vertical devido à presença do geossintético.

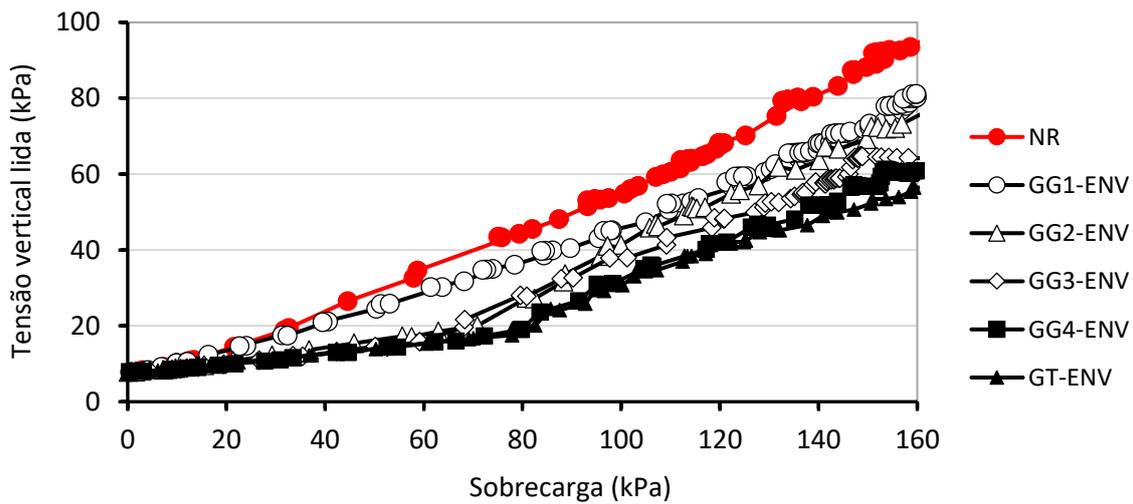
Resultados similares também podem ser observados com relação às demais geogrelhas (Figuras 5.11b e c). Além disso, verificou-se um comportamento semelhante para os ensaios GG4 e GT, assim como nos ensaios GG2 e GG3. No primeiro caso, observa-se que há uma mudança na inclinação das curvas a partir da sobrecarga de 80 kPa. No caso das geogrelhas GG2 e GG3, essa mudança ocorre para um valor de sobrecarga menor, de aproximadamente 60 kPa (Figura 5.11c). Apesar disso, destaca-se que com o emprego do geotêxtil no maciço foi possível obter uma redução de 42% no valor da tensão vertical no solo nesta região ao final do ensaio, conforme indicado na Figura 5.11c. Cabe salientar que para o arranjo envelopado, a célula C4 se encontra confinada pelo reforço, juntamente com o tubo.



(a)



(b)

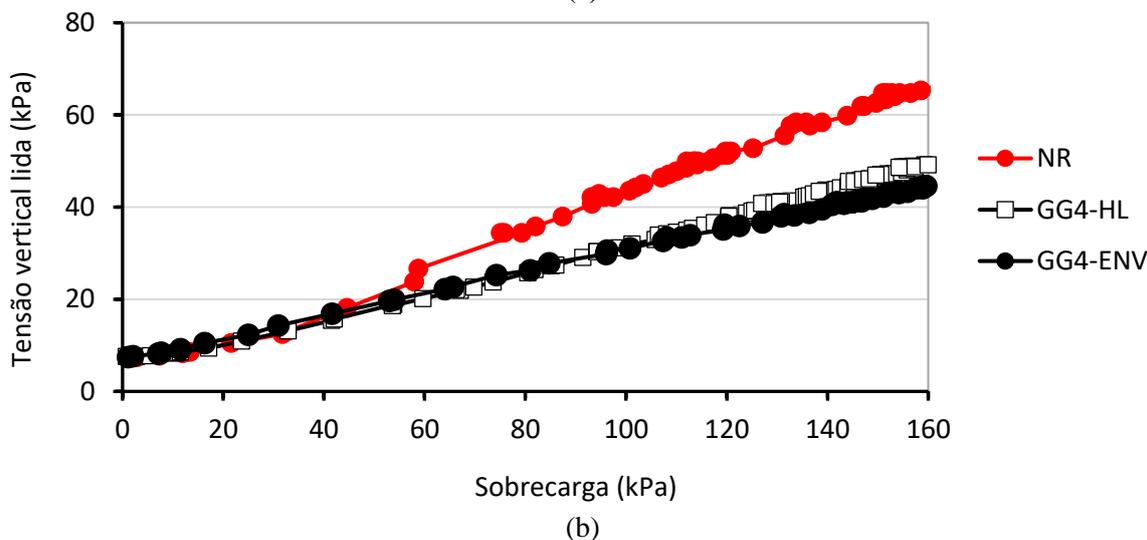
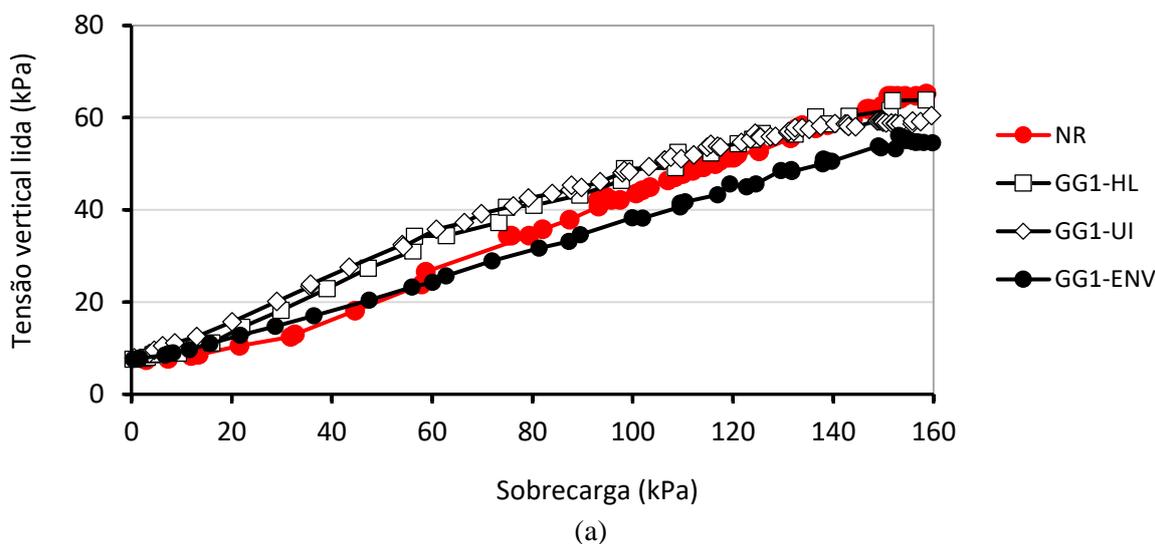


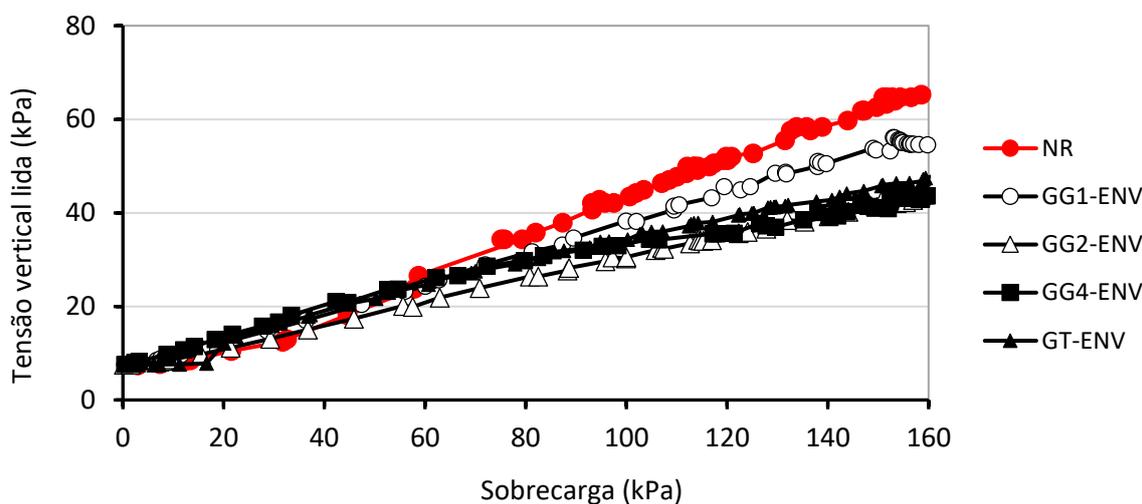
(c)

Figura 5. 11. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C4 - (a) ensaio com a GG1; (b) ensaio com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envolpado.

As tensões registradas pela célula C5 estão apresentadas na Figura 5.12. O desempenho da geogrelha GG1 nos ensaios reforçados pode ser observado na Figura 5.12a, que permite constatar que a presença deste reforço no maciço teve pouca influência na redução das tensões verticais no solo na região da célula C5. Nos ensaios NR a tensão vertical registrada para a sobrecarga máxima aplicada foi aproximadamente 66 kPa. No ensaio com a geogrelha GG1 com arranjos em camada e U invertido percebe-se que até aproximadamente a sobrecarga de 120 kPa as tensões registradas pela célula foram um pouco superiores às medidas no ensaio NR. A partir desse nível de sobrecarga, as tensões passam a ser equivalente e/ou inferior às do ensaio de referência.

Considerando os resultados obtidos para a geogrelha GG4, percebe-se que a disposição do reforço nos ensaios não foi um fator que influenciou significativamente as tensões verticais (Figura 5.12b). No arranjo envelopado, a tensão final no solo foi aproximadamente 44,6 kPa, enquanto a configuração em camada registrou uma tensão de 48,7 kPa. Tais valores implicam em reduções de até 32% com relação ao ensaio NR.





(c)

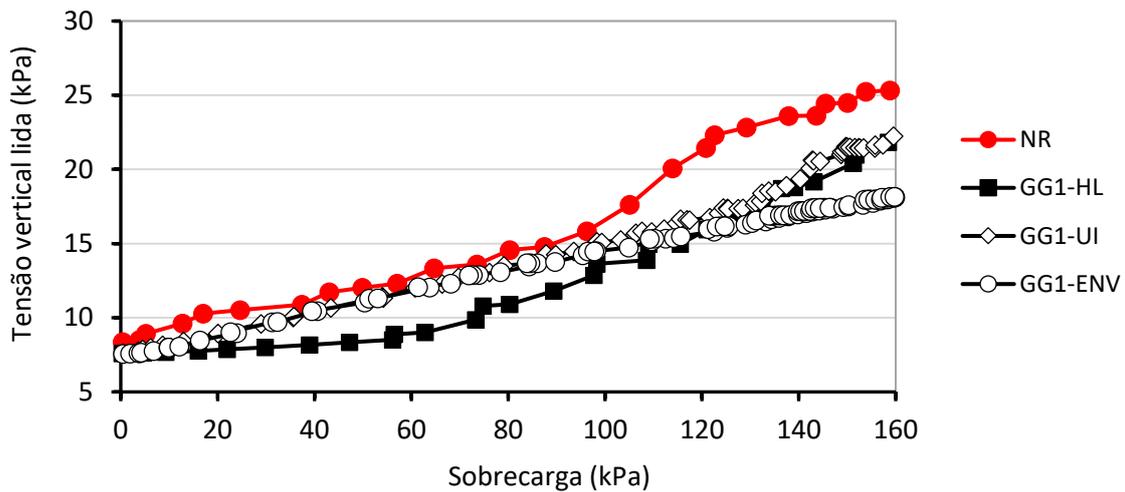
Figura 5. 12. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C5 - (a) ensaio com a GG1; (b) ensaio com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envelopado.

O efeito benéfico da inserção dos reforços GG2 e GT com arranjo envelopado foram semelhantes ao verificado para a geogrelha GG4, conforme mostrado na Figura 5.12c. Além disso, destaca-se que no ensaio GG3-ENV a célula C5 apresentou problemas e, portanto, não registrou as tensões no solo durante a execução do ensaio.

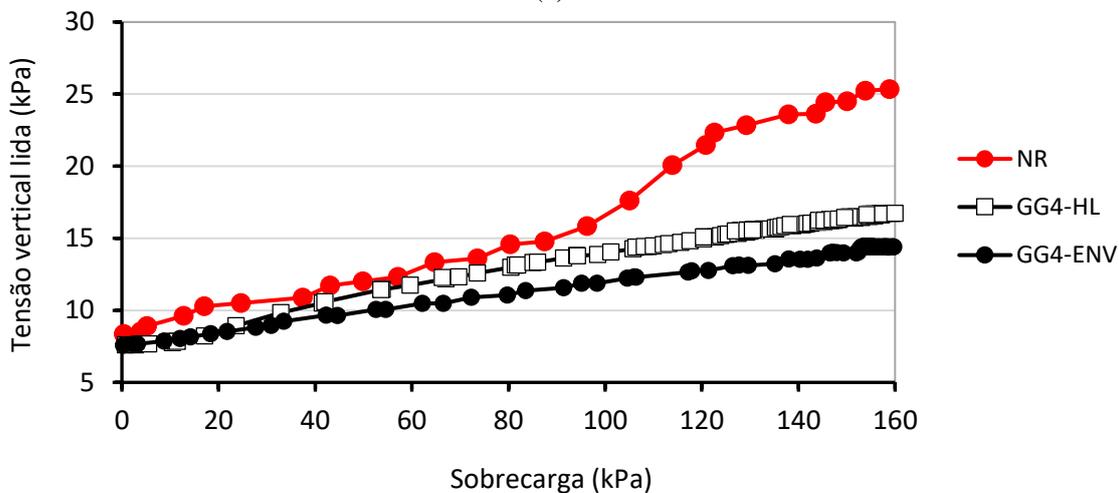
A célula C6 foi instalada no mesmo alinhamento das células C4 e C5 para monitorar as tensões verticais no solo numa região mais afastada do tubo enterrado (Figura 5.6). Os resultados apresentados na Figura 5.13 mostram que as tensões lidas por esta célula foram inferiores as outras das outras células, como esperado em face da maior distância ao tubo. A tensão ao final do ensaio registrada para a condição de ensaio não reforçado NR foi de 25,5 kPa (Figura 5.13a).

Na Figura 5.13a estão apresentados os dados referentes aos ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG1. Os resultados dos ensaios com essa geogrelha mostraram uma boa correlação entre o ensaio GG1-UI e GG1-ENV até uma sobrecarga de 120 kPa. A partir desta tensão, as leituras feitas no ensaio em U invertido aproximaram-se das tensões lidas no ensaio GG1-HL, onde constata-se uma redução de cerca de 13% nos dois arranjos em relação à tensão medida no ensaio de referência. Já com a configuração envelopada, constatou-se que a tensão vertical no solo ao final do ensaio foi 29% menor que a tensão no ensaio de referência.

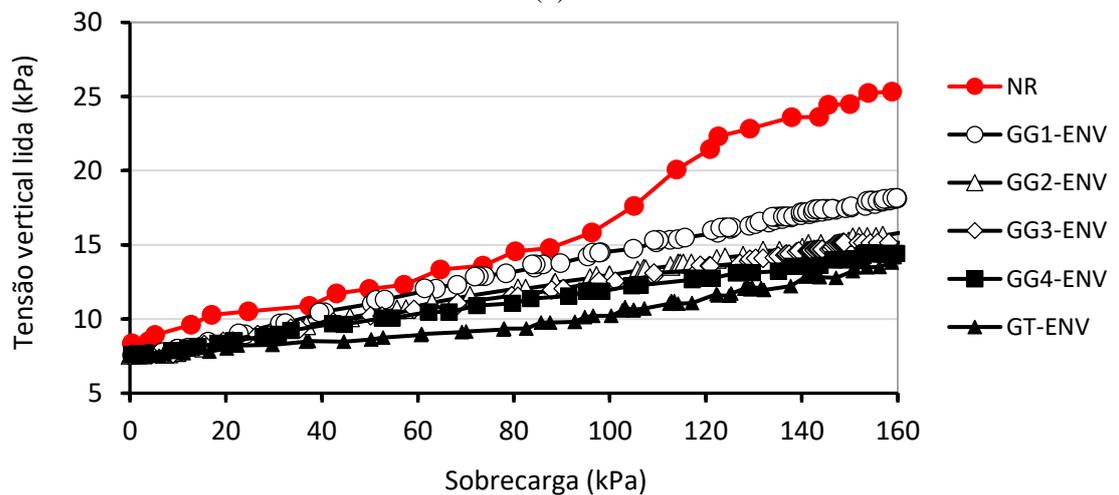
Levando em consideração apenas o desempenho da geogrelha GG4, é notório como a presença do reforço, independe da forma de instalação analisada, contribuiu de forma positiva quanto à minimização nos valores de tensões na região onde a célula C6 está inserida, bem como no maciço de forma geral. Assim, foi possível perceber que para a sobrecarga de 160 kPa, o valor da tensão no maciço reforçado foi em média 40% inferior ao registrado pelo ensaio NR (Figura 13b), podendo variar conforme a geometria de instalação do geossintético considerada.



(a)



(b)



(c)

Figura 5. 13. Tensões verticais no solo nos ensaios não reforçados e reforçados registradas pela célula C6 - (a) ensaio com a GG1; (b) ensaio com a GG4; (c) ensaios reforçados com arranjo envolvido.

A Figura 5.13c mostra o desempenho dos reforços que foram ensaiados envolvendo do tubo. É possível notar que os desempenhos das geogrelhas GG2 e GG3, com arranjo envolvido, foram semelhantes ao do reforço GG4. No que se refere ao geotêxtil GT, pode-se notar que a curva tensão vertical versus sobrecarga foi próxima às obtidas para as geogrelhas GG2, GG3 e GG4. No entanto,

durante toda a execução do ensaio as tensões no solo as tensões obtidas no ensaio com GT foram inferiores às dos demais ensaios realizados. Isto mostra o quão eficiente este reforço se mostrou na redução das tensões laterais no tubo.

As tensões (σ_{vR}) obtidas no maciço ao final de cada ensaio pelas células de tensão totais C4, C5 e C6 estão apresentadas na Tabela 5.3. Mostram-se também as relações entre estas tensões e a tensão vertical de referência (ensaio NR).

Tabela 5.3. Tensões verticais medidas na lateral do tubo no final dos ensaios realizados.

Ensaio	C4		C5		C6	
	σ_v (kPa)	$\frac{\sigma_v}{\sigma_{vNR}}$	σ_v (kPa)	$\frac{\sigma_v}{\sigma_{vNR}}$	σ_v (kPa)	$\frac{\sigma_v}{\sigma_{vNR}}$
NR	94,55	-	65,77	-	25,38	-
GG1-HL	98,54	1,04	64,89	0,98	22,18	0,87
GG1-UI	99,04	1,04	60,70	0,92	22,43	0,88
GG1-ENV	80,22	0,85	54,57	0,82	18,11	0,71
GG2-ENV	75,26	0,79	43,60	0,66	15,78	0,62
GG3-ENV	61,33	0,64	-	-	14,83	0,58
GG4-ENV	60,83	0,64	44,58	0,68	14,40	0,56
GG4-HL	69,38	0,73	48,72	0,74	16,67	0,65
GT-ENV	56,44	0,59	47,59	0,72	14,16	0,56

Diante dos dados e constatações apresentadas referente às tensões verticais medidas, pode-se afirmar que os reforços GG2, GG3, GG4 e GT, quando instalados no arranjo envelopado, contribuíram significativamente na redução de tensões. Isso ficar também evidenciado na Figura 5.14, que mostra a variação de tensões verticais ao longo da horizontal passando pelo centro do tubo, obtida a partir das leituras das células C4, C5 e C6.

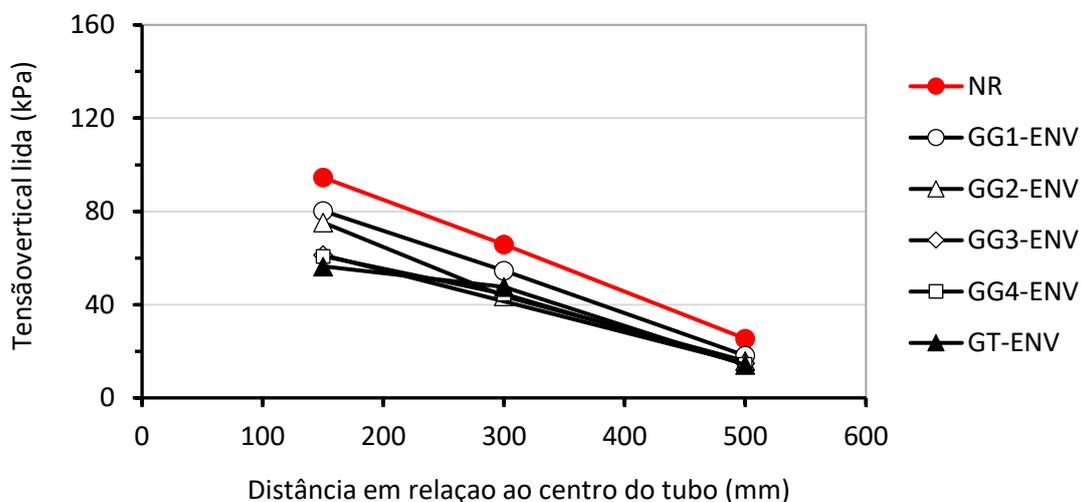


Figura 5.14. Perfil de distribuição de tensão vertical no solo na lateral do tubo.

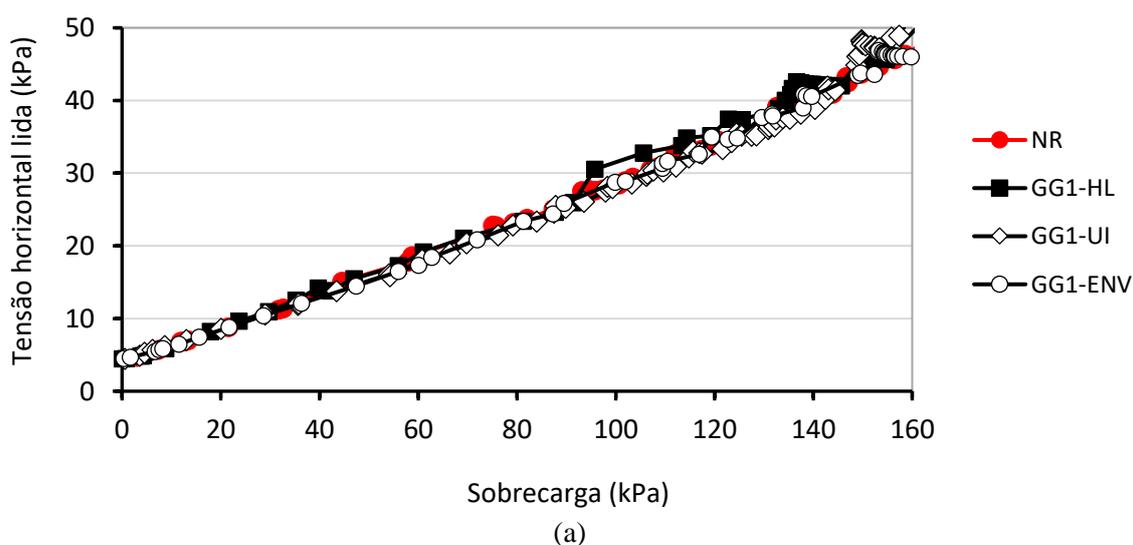
Os resultados apresentados na Figura 5.14 mostram que as tensões verticais no solo tendem a diminuir à medida que se distânciam do tubo. Nas condições analisadas, as tensões diminuem linearmente, na maioria dos casos, ao longo da direção horizontal. Na condição não reforçada tal fato já poderia ser esperado, porém nos casos reforçados com arranjo envolpado não se poderia afirmar previamente que este comportamento ocorreria, uma vez que a célula C4 estava confinada pelo reforço e muito próxima ao tubo.

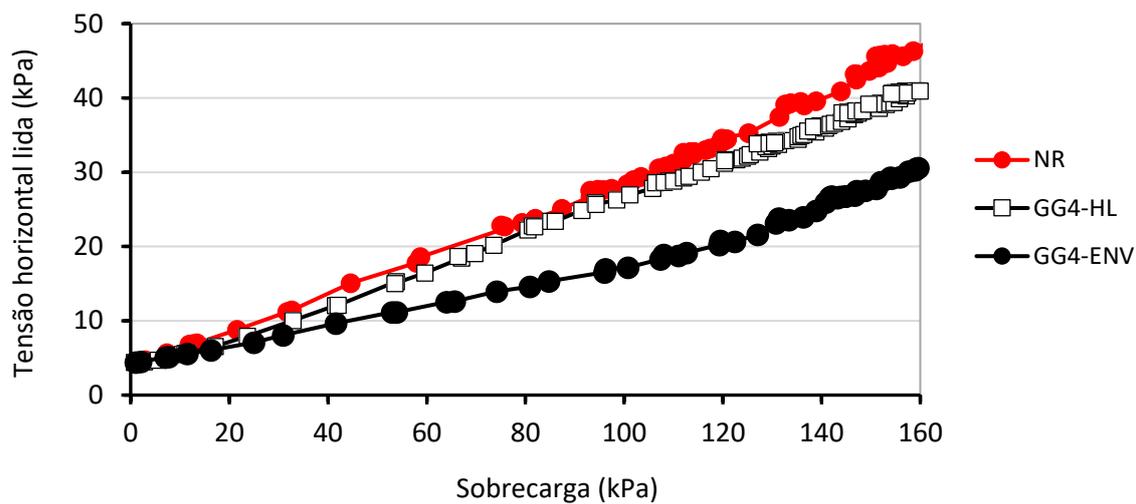
5.3.3 TENSÕES HORIZONTAIS MEDIDAS NOS ENSAIOS

As tensões horizontais foram registradas pela C7 e C8, posicionadas a distâncias de 50 e 200 mm, respectivamente, a partir da borda lateral do tubo (Figura 5.6). A Figura 5.15 apresenta as tensões horizontais registradas pela célula C7 nos ensaios não reforçados e reforçados com os reforços GG1 e GG4, nos arranjos em camada e envolpado. Na condição de ensaio não reforçado a tensão obtida ao final do ensaio NR foi de 47 kPa.

Analisando-se os dados apresentados na Figura 5.15a, é possível notar que a inserção da geogrelha GG1 tem pouca influência nas leituras da célula C7, independente do arranjo considerado. As tensões horizontais lidas nas proximidades do tubo nos ensaios reforçados com a GG1 foram similares às obtidas no ensaio NR.

A geogrelha GG4 no arranjo envolpado contribuiu significativamente com uma redução de 35% no valor de tensão horizontal final em relação à situação sem reforço (ensaio NR), como mostra a Figura 5.15b. Na configuração da geogrelha em camada horizontal, por sua vez, obteve-se uma redução menor, porém considerável, de 13%.





(b)

Figura 5. 15. Tensões horizontais registradas pela célula C7 nos ensaios não reforçados e reforçados – (a) com a GG1; (b) com a GG4.

Considerando-se apenas o arranjo envelopado, pode-se notar na Figura 5.16 que, com exceção da geogrelha GG1, os demais reforços mostraram reduções significativas de tensões horizontais ao longo dos ensaios. As tensões medidas ao final dos ensaios com os reforços GG2, GG3 e GT apontam uma variação pequena entre os valores de tensões medidas. Para tais reforços, as tensões registradas para a sobrecarga de 160 kPa foram de aproximadamente 37, 36 e 35 kPa, respectivamente. Comparando estas tensões com a tensão horizontal de referência, verificou-se uma redução de até 25%. Portanto, os resultados mostrados permitem concluir, que assim como observado para GG4, os reforços GG2, GG3 e GT também mostraram se eficientes na redução de tensões horizontais quando instalados envolvendo o tubo.

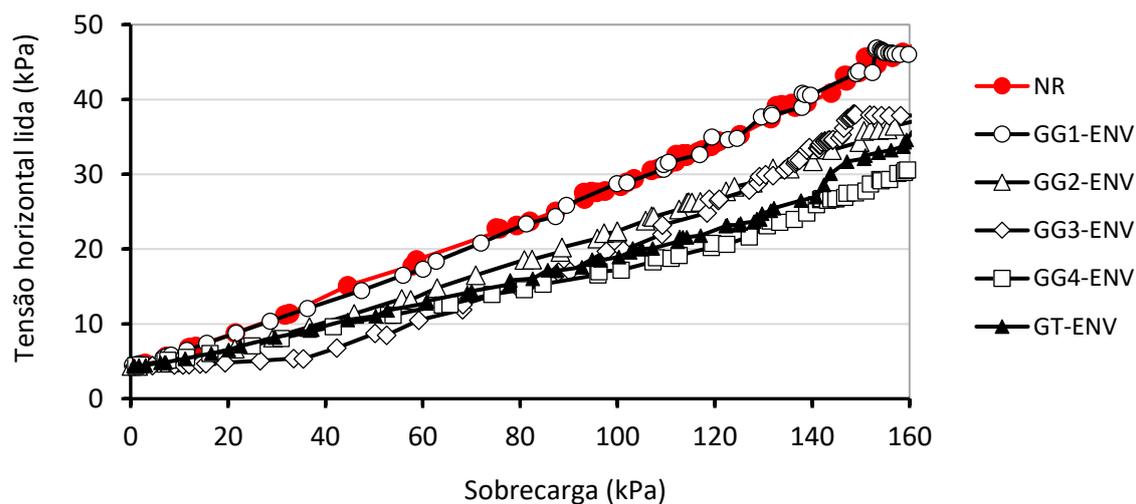


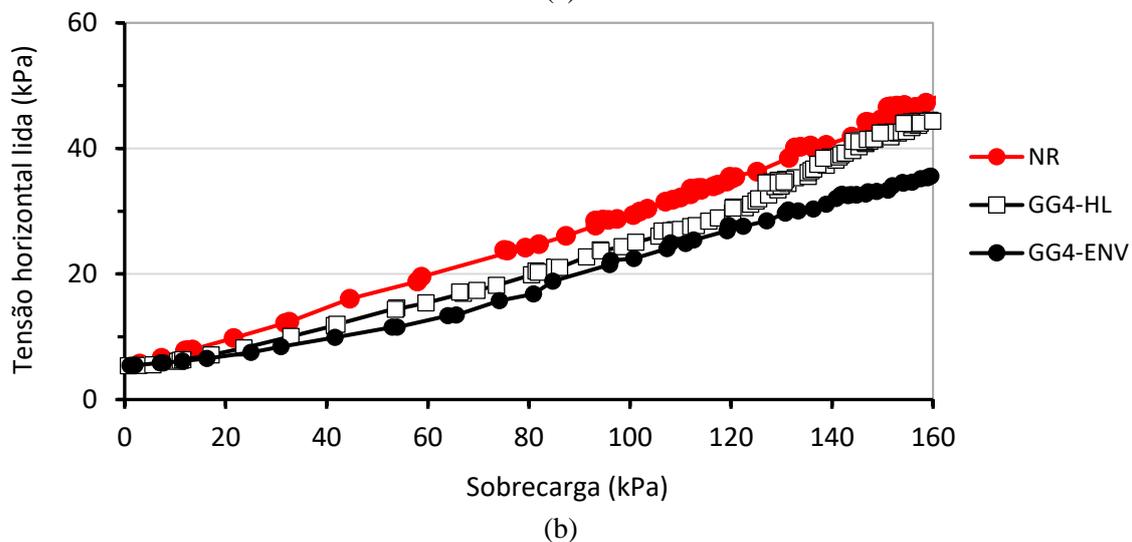
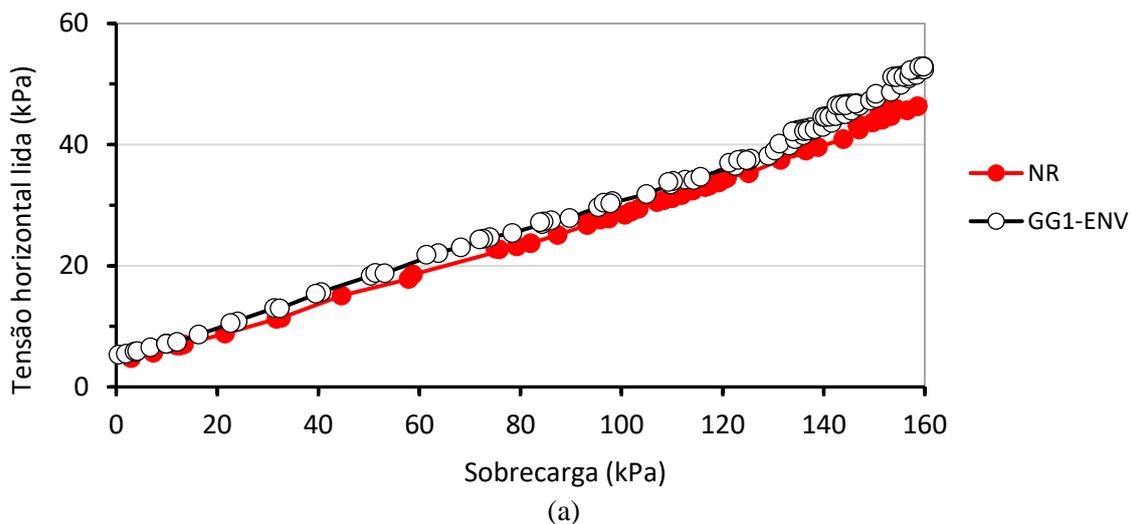
Figura 5. 16. Resultados das tensões horizontais no solo para os ensaios reforçados com arranjo envelopado.

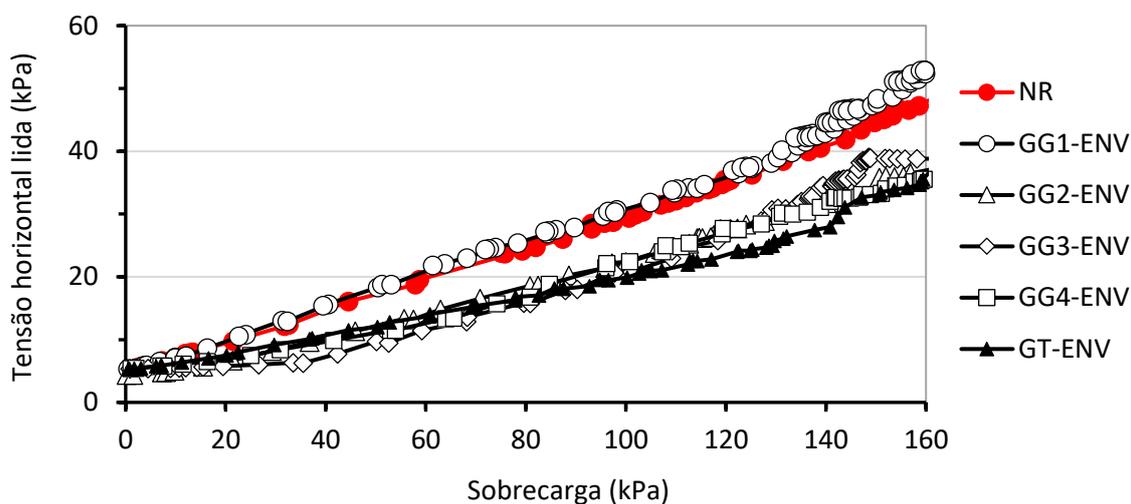
Conforme dito, as tensões horizontais no maciço também foram monitoradas pela célula C8. Esta célula está espaçada em 200 mm da célula C7 (Figura 5.6). Esse distanciamento foi definido da forma

análoga ao posicionamento da célula C5, ou seja, com o intuito de analisar como o reforço influencia na redistribuição de tensões em duas direções em um mesmo ponto.

Os dados registrados pelas células C7 e C8 permitiram uma análise quantitativa na contribuição do reforço, especialmente quando inserido com arranjo envelopado. A Figura 5.17 mostra os resultados obtidos pela célula C8 em ensaios não reforçados e reforçados. É possível notar que não houve benefício, em termos de redução de tensões, no caso de utilização do reforço GG1 (Figura 5.17a), independentemente do arranjo considerado, assim como também observado nas leituras da célula C7. Cabe ressaltar que a célula C8 não foi instalada nos ensaios GG1-HL e GG1-UI justificando assim a ausência destes resultados na Figura 5.17a.

Nos casos em que a geogrelha GG4 foi inserida envolvendo o tubo, observou-se que as tensões foram inferiores à condição não reforçada ao longo de todo o ensaio, como mostrado na Figura 5.17b. No que se refere a tensão lida no solo ao final dos ensaios reforçados em camada e envelopado, constatou uma redução de aproximadamente 8% e 25%, respectivamente, com relação ao ensaio NR.





(c)

Figura 5. 17. Tensões horizontais registradas pela célula C8 nos ensaios não reforçados e reforçados – (a) com a GG1; (b) com a GG4; (c) com arranjo envelopado.

Para as tensões horizontais para as condições reforçadas, com arranjo envelopado, apresentadas na Figura 5.17c, é possível constatar que os reforços GG2, GG3, GG4 e GT proporcionaram uma diminuição relevante nos valores de tensões no maciço. Os reforços proporcionaram reduções de até 25% ao final do ensaio. Comparando-se as curvas tensões horizontais lidas versus sobrecarga apresentadas na Figura 16 e 17c, verificou-se uma semelhança com relação ao comportamento do reforço GG1. Em ambos os casos, o reforço apresentou uma curva muito similar a dos ensaios sem reforço.

A Tabela 5.4 apresenta os valores de tensão horizontal ao final de cada ensaio, bem como a razão entre as tensões nos ensaios reforçados (σ_{hR}) e a tensão registrada no ensaio sem reforço.

Tabela 5. 4. Resultados das tensões horizontais ao final dos ensaios realizados.

Ensaio	C7		C8	
	σ_h (kPa)	$\frac{\sigma_h}{\sigma_{hNR}}$	σ_h (kPa)	$\frac{\sigma_h}{\sigma_{hNR}}$
NR	46,95	-	47,92	-
GG1-HL	49,34	1,05	-	-
GG1-UI	52,08	1,11	-	-
GG1-ENV	46,02	0,98	52,44	1,09
GG2-ENV	36,94	0,79	37,92	0,79
GG3-ENV	35,97	0,76	36,95	0,77
GG4-ENV	30,35	0,65	35,57	0,74
GG4-HL	40,68	0,86	44,02	0,92
GT-ENV	35,14	0,75	36,11	0,75

Em função dos resultados apresentados pelas células C7 e C8, pode-se concluir que: (i) a configuração em camada horizontal não proporcionou benefício significativo em relação à condição do ensaio sem

reforço; (ii) o arranjo envelopado, em contrapartida, mostrou-se eficaz quanto a contribuição na redução das tensões horizontais no solo; (iii) embora o reforço GT apresente uma rigidez à tração significativamente superior às das geogrelhas, os resultados foram semelhantes os obtidos com as geogrelhas GG2, GG3 e GG4; e (iv) a passagem de grãos de areia através das aberturas da geogrelha GG1 influenciou negativamente a sua eficiência na redução de tensões no maciço.

5.4 DESLOCAMENTOS E DEFLEXÕES DO TUBO

A sobrecarga aplicada na superfície do aterro influencia o comportamento mecânico do tubo enterrado. As tensões induzidas sobre o tubo provocam deflexões e, conseqüentemente, alterações geométricas do tubo. Com o intuito de quantificar as deflexões no tubo com aumento da magnitude da sobrecarga na superfície, foram posicionados três instrumentos de medição no interior do tubo para registrar os deslocamentos nas direções à 0°, 90° e 180° em relação à crista do tubo. Dispondo destes dados, foi possível fazer uma análise mais detalhada referente às deflexões vertical e horizontal sofridas pelo tubo.

Convencionou-se que o deslocamento da parede do tubo, comprimindo o curso do transdutor de deslocamento, será indicado com o sinal negativo (-), e com o sinal positivo (+) quando o curso do instrumento expandir acompanhando o deslocamento do tubo. Além disso, vale ressaltar que as avaliações da repetibilidade dos ensaios não reforçados e reforçados com os reforços GG1 e GG4 estão apresentadas no Anexo D. Desta forma, serão apresentados inicialmente os valores dos deslocamentos obtidos pontualmente no tubo para cada condição de ensaio em modelo estudada.

5.4.1 DESLOCAMENTO NO TOPO DO TUBO

Os deslocamentos verticais no topo do tubo nas condições não reforçada e reforçada com a geogrelha GG1 estão apresentados na Figura 5.18. As curvas deslocamento vertical no topo do tubo versus sobrecarga mostram que os ensaios reforçados com a geogrelha GG1 apresentaram comportamentos semelhantes entre si, independente do arranjo empregado.

Nos ensaios não reforçados, o deslocamento no topo do tubo registrado pelo TDL 0°, mostrado na Figura 4.15b, foi de 12 mm (Figura 5.18). Pouca influência foi observada quanto à configuração geométrica do reforço. Em contrapartida, nos casos reforçados estes valores variaram de 9 mm a 10 mm, dependendo do arranjo. Portanto, a presença do reforço GG1 propiciou uma redução média de aproximadamente 20% nos deslocamentos no topo do tubo.

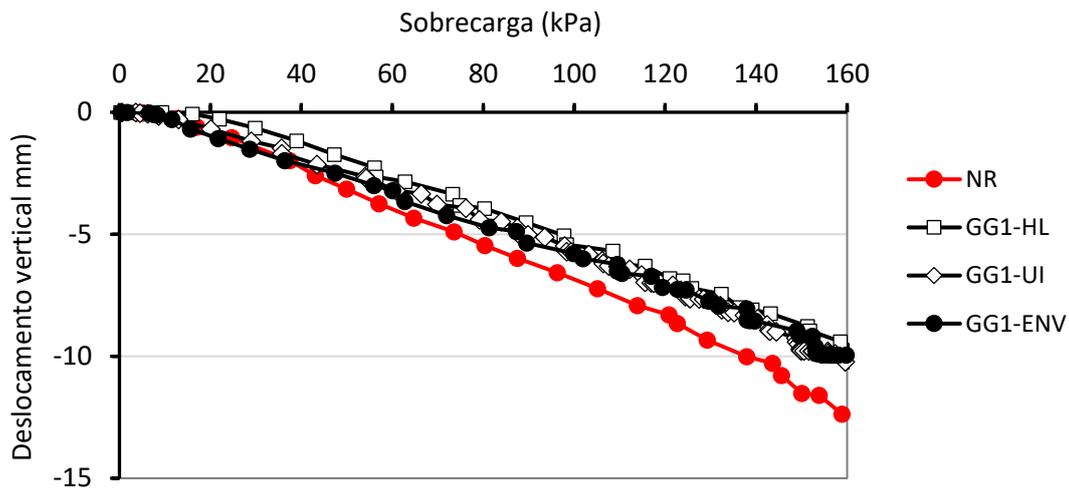


Figura 5. 18. Resultados do deslocamento no topo do tubo para os ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG1.

A Figura 5.19 apresenta os dados dos ensaios com a presença da geogrelha GG4 para a sobrecarga de 160 kPa. Os resultados indicam que a inserção do reforço na massa de solo contribuiu para a redução dos valores de deslocamentos no topo do tubo. É possível notar que os deslocamentos da parede do tubo nas duas condições avaliadas se diferem bastante durante a execução dos ensaios. Porém, ao final do ensaio os valores obtidos foram muito próximos, a saber, de 7,82 mm e 8,16 mm, para os arranjos envolapado e em camada, respectivamente.

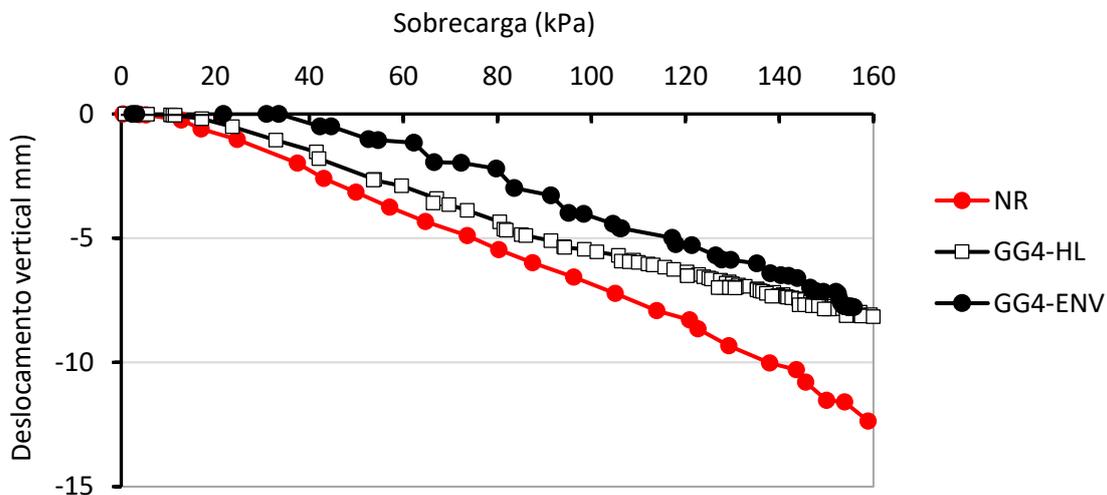


Figura 5. 19. Deslocamentos no topo do tubo nos ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG4.

A Figura 5.20 mostra os resultados dos ensaios não reforçados e reforçados com arranjo envolapado. Os deslocamentos no topo do tubo ao final dos ensaios reforçados encontram-se numa faixa de valores de 6,4 a 9,4 mm, dependendo o reforço considerado. Avaliando as curvas apresentados, pode-se constatar que o reforço GT, cuja rigidez à tração é bastante elevada ($= 2000 \text{ kN/m}$) comparada às dos demais, possibilitou uma redução máxima de 46%. Neste caso, o valor final reportado foi de 6,4 mm. Ressalta-se ainda o desempenho do reforço GG2 e GG3 que apresentaram deslocamentos de 7,5 mm

e 8,4 mm, respectivamente, o que implica em uma redução de até 39% nos deslocamentos do topo do tubo.

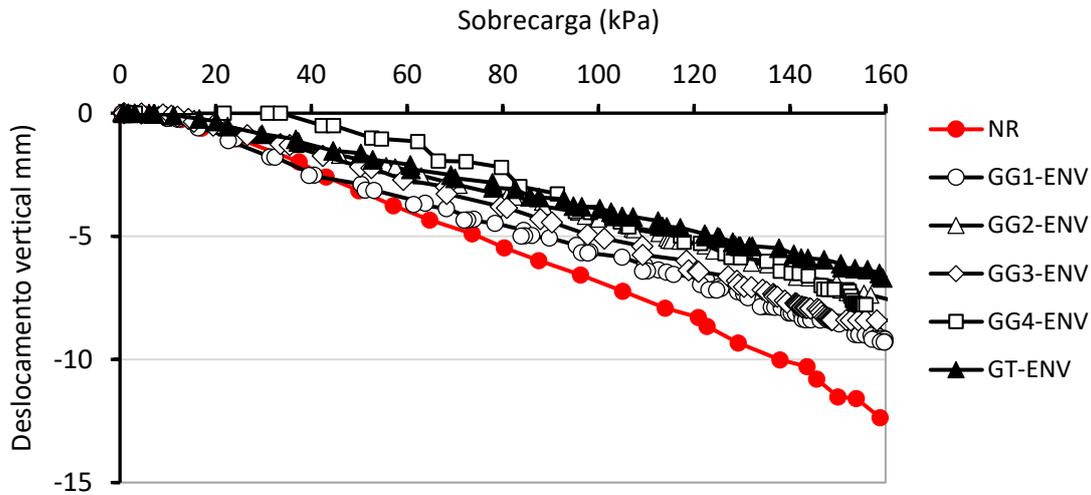


Figura 5. 20. Resultados do deslocamento no topo do tubo para os ensaios não reforçados e reforçados com arranjo envelopado.

Na Tabela 5.5 estão indicados os deslocamentos verticais medidos pelo TDL 0° ao final de cada ensaio, bem como a razão entre os deslocamentos dos ensaios (δ_{0°) e o ensaio de referência ($\delta_{0^\circ-NR}$).

Tabela 5. 5. Deslocamento no topo do tubo registrado ao final do ensaio.

Ensaio	δ_{0° (mm)	$\delta_{0^\circ R} / \delta_{0^\circ NR}$
NR	-12,4	-
GG1-HL	-9,5	0,77
GG1-UI	-10,4	0,84
GG1-ENV	-9,18	0,74
GG2-ENV	-7,54	0,61
GG3-ENV	-8,41	0,68
GG4-ENV	-7,82	0,63
GG4-HL	-8,16	0,66
GT-ENV	-6,69	0,54

A eficiência do reforço na redução do deslocamento vertical do tubo pode ser definida pela Equação 5.1.

$$R = 100 \times \frac{\delta'_{NR} - \delta'_R}{\delta_{NR}} (\%) \quad (5.1)$$

Desta forma, a Figura 5.21 apresenta a contribuição de todos dos geossintéticos avaliados na redução do deslocamento neste ponto do tubo (R_{0°). A eficiência do reforço na minimização do deslocamento no topo do tubo submetido a uma sobrecarga de 160 kPa se mostrou satisfatória, particularmente quanto ao uso do geotêxtil tecido (GT) e da geogrelha GG2.

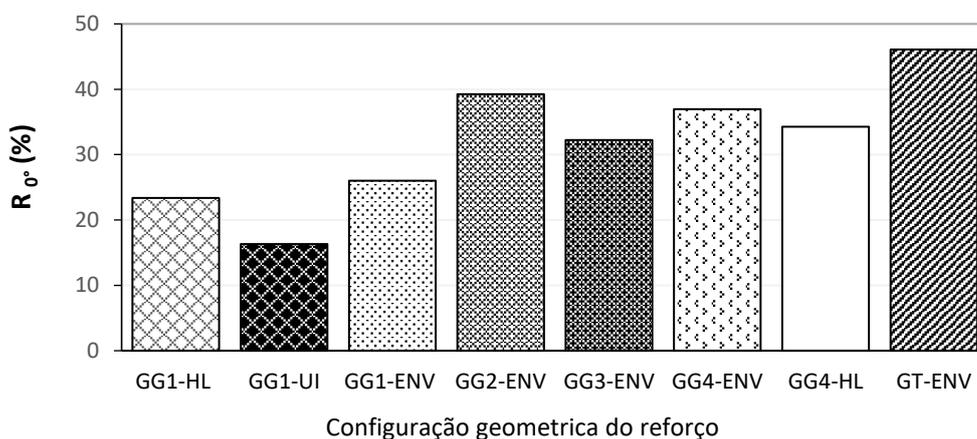


Figura 5. 21. Contribuição do reforço na redução do deslocamento no topo do tubo.

Embora o desempenho das geogrelhas GG3 e GG4 terem sido menores que GG2 e GT, elas asseguraram reduções significativas acima de 30%. Além disso, cabe destacar que o desempenho do reforço GG4 com arranjo em camada foi mais eficiente que o reforço GG3 envolvendo completamente o tubo. Dentre os reforços estudados, a geogrelha GG1 foi a que menos contribuiu, quando comparada às demais. Cabe salientar que, em relação à condição não reforçada, esta geogrelha forneceu uma redução média de 20% nos valores de deslocamento vertical do tubo, considerando-se os três arranjos investigados.

5.4.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE DO TUBO

A Figura 5.22 apresenta os resultados do deslocamento horizontal na parede do tubo para os ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG1. As medidas dos deslocamentos horizontais do tubo ao final do ensaio revelaram que nos casos reforçados houve uma redução dos deslocamentos em relação ao deslocamento obtido no ensaio não reforçado NR (= 4,2 mm, ao final do ensaio).

Os resultados obtidos com a geogrelha GG1 mostraram que os arranjos em camada e U invertido não afetaram efetivamente o comportamento do tubo quanto ao deslocamento horizontal de sua parede interna em relação ao ensaio NR. Os deslocamentos medidos ao final destes ensaios foram de 4,13 mm e 4,04 mm, respectivamente.

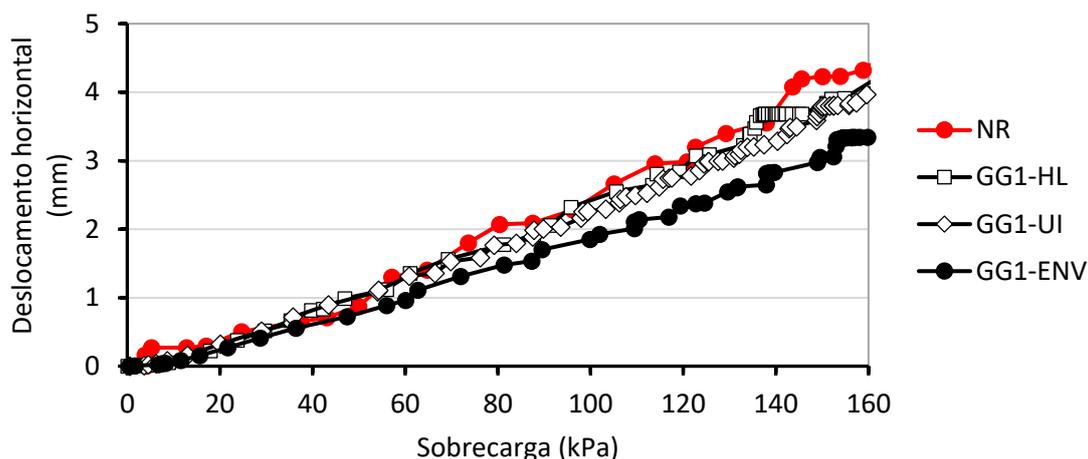


Figura 5. 22. Resultados obtidos pelo TDL 90° nos ensaios – (a) não reforçados; (b) reforçados com a geogrelha GG1.

Por outro lado, o ensaio reforçado com a GG1 envolvendo completamente o tubo apresentou um deslocamento horizontal para a sobrecarga de 160 kPa de aproximadamente 3,3 mm. Desta forma, pode se observar uma redução de aproximadamente 26%.

A Figura 5.23 mostra as medidas de deslocamentos registradas ao longo da execução dos ensaios não reforçados e reforçados com o reforço GG4. Pode-se constatar que os deslocamentos horizontais da parede do tubo foram coincidentes nos dois casos analisados (HL e ENV). Assim, os deslocamentos ao término do experimento indicaram valores também da ordem de 3 mm. Neste caso, percebe-se que o tipo de arranjo adotado nos ensaios não interferiu no deslocamento da parede do tubo inserido num maciço reforçado.

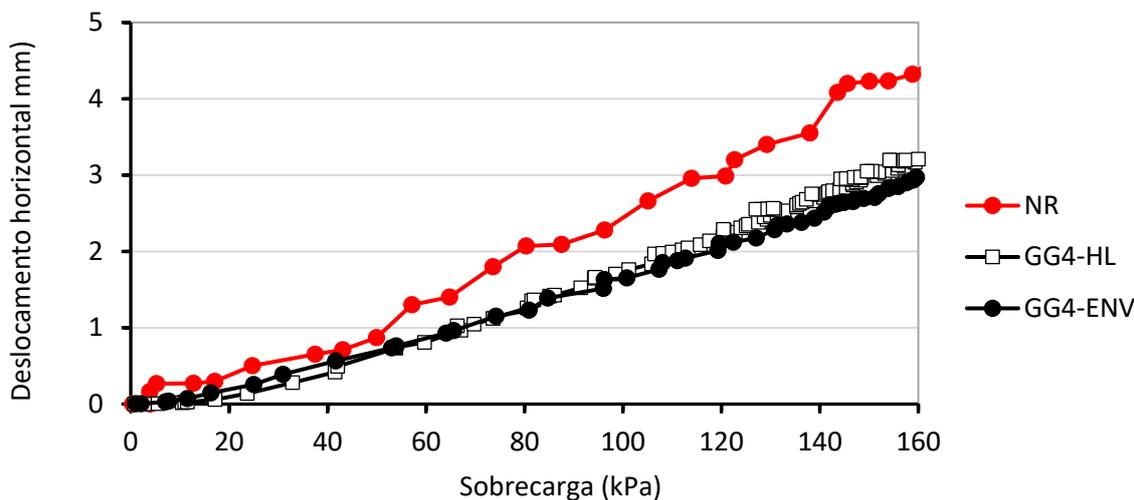


Figura 5. 23. Resultados obtidos pelo TDL 90° nos ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG4.

Tendo em vista a avaliação da influência dos geossintéticos envolvendo completamente o tubo (arranjo envelopado), foram plotadas todas as curvas deslocamento versus sobrecarga, permitindo, assim, uma análise comparativa do comportamento das condições ensaiadas. A Figura 5.24 mostra essas curvas dos ensaios não reforçados e reforçados.

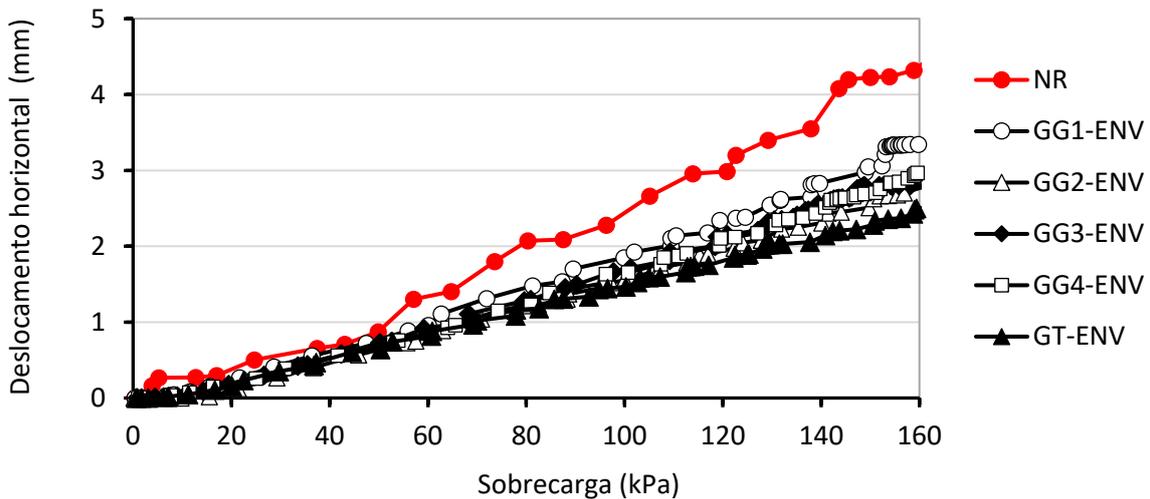


Figura 5. 24. Resultados obtidos pelo TDL 90° nos ensaios não reforçados e reforçados com arranjo envelopado.

Primeiramente, pode-se destacar que, independentemente do reforço utilizado, observou-se que houve uma redução considerável nos valores finais de deslocamentos, os quais se variaram entre 2,69mm a 3,34 mm. Neste sentido, o geotêxtil GT mostrou o melhor desempenho, propiciando uma redução máxima de 43%. A geogrelha GG1, por outro lado, teve uma contribuição inferior comparada aos demais materiais, reduzindo os deslocamentos em cerca de 24% ao final do ensaio.

Uma análise mais detalhada do efeito dos reforços GG2 e GG3 em relação às demais geogrelhas está indicada na Figura 5.25. Dentre as geogrelhas ensaiadas com arranjo envelopado verificou-se que a GG2 apresentou o menor valor de deslocamento final (=2,69 mm).

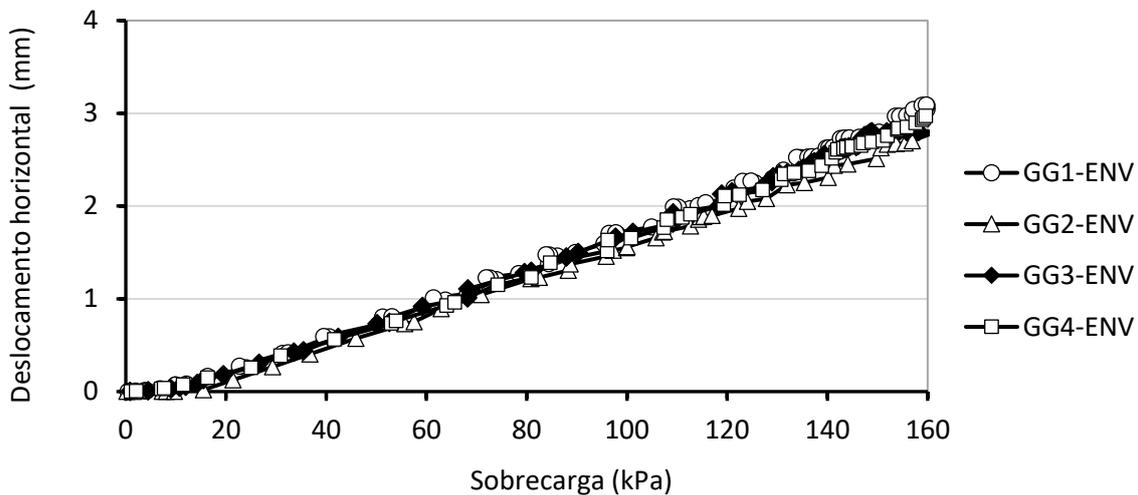


Figura 5. 25. Resultados de deslocamento da parede do obtidos pelo TDL 90° nos ensaios envelopados considerando apenas as geogrelhas.

Além disso, as curvas obtidas praticamente se sobrepõem ao longo de toda a execução do ensaio. Isto implica em afirmar que as características físicas e mecânicas dos materiais tiveram pouca influência. Esta observação é importante, pois pode impactar diretamente no orçamento da obra, uma vez que na seleção do geossintético são considerados fatores como as propriedades do material, mas também o

custo do produto. Em geral, quanto maior rigidez à tração do material maior será o seu custo/m². Portanto, uma geogrelha com uma rigidez à tração menor que proporcione um desempenho muito similar ao esperado por outra geogrelha mais rígida resultará em solução mais econômica. No entanto, vale ressaltar que esta afirmação não se aplica de forma generalizada, mas apenas para a faixa de rigidez à tração dos reforços analisados, entre 419 kN/m e 3675 kN/m (considerando fator de escala λ^2).

Na Tabela 5.6 estão indicados os deslocamentos horizontais medidos pelo TDL 90° ao final de cada ensaio. Além disso, mostra a razão entre os deslocamentos dos ensaios reforçados (δ_{90°) e o ensaio de não reforçado ($\delta_{90^\circ-NR}$), admitido como referência para as análises realizadas.

Tabela 5. 6. Deslocamento registrado pelo TDL 90° ao final do ensaio.

Ensaio	δ_{90° (mm)	$\delta_{90^\circ} / \delta_{90^\circ-NR}$
NR	4,38	-
GG1-HL	4,13	0,94
GG1-UI	4,03	0,92
GG1-ENV	3,34	0,76
GG2-ENV	2,69	0,61
GG3-ENV	2,97	0,68
GG4-ENV	2,98	0,68
GG4-HL	3,21	0,73
GT-ENV	2,50	0,57

Com dos dados apresentados na Tabela 5.6, foi possível realizar uma análise da contribuição efetiva da presença do reforço e da sua disposição geométrica utilizando a Equação 5.1. A Figura 5.26 mostra as reduções obtidas no deslocamento interno neste ponto do tubo (R_{90°) em cada condição ensaiada, para o nível de sobrecarga de 160 kPa.

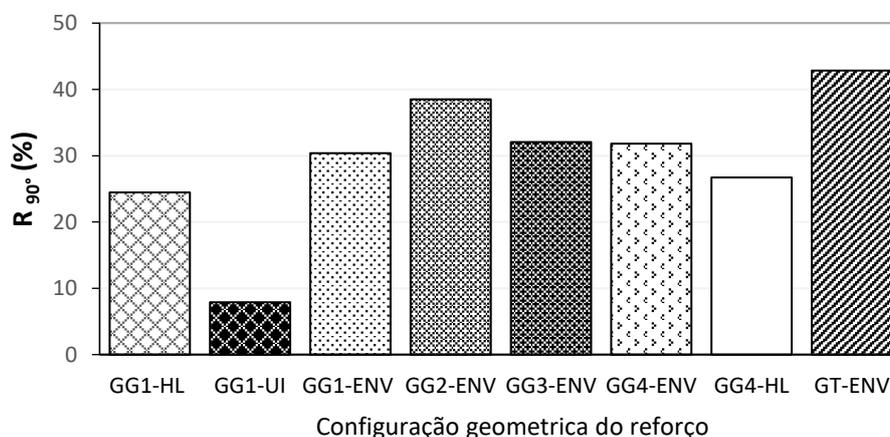


Figura 5. 26. Contribuição do reforço na redução dos deslocamentos à 90° com relação ao topo do tubo.

As constatações feitas no decorrer do item 5.4.2 podem ser reforçadas com as informações apresentadas na Figura 5.26. Destacam-se os desempenhos da geogrelha GG2 e do geotêxtil GT, sendo esses os geossintéticos que trouxeram melhor benefício quanto à redução do deslocamento na linha d'água (90°) do tubo. Por outro lado, as geogrelhas GG1, GG3 e GG4, com arranjo envelopado, apresentaram uma eficiência igual ou superior a 30%. O desempenho dos reforços com a disposição em camada foi inferior ao obtido com o arranjo envelopado. Por fim, pode se constatar que ao benefício da presença da GG1 com arranjo em U invertido foi significativamente menor aos demais arranjos, sendo inferior a 10%.

5.4.3 DESLOCAMENTOS NA BASE DO TUBO

O monitoramento dos deslocamentos na base do tubo foi realizado pelo transdutor de deslocamento TDL 180°. A Figura 5.27 apresenta os resultados dos ensaios reforçados com a geogrelha GG1, bem como do ensaio sem reforço. De modo geral, pode-se notar que a presença do reforço no maciço não contribuiu de forma significativa, independentemente do arranjo considerado. O deslocamento na base do tubo ao final do ensaio sem reforço foi de 5,6 mm. O deslocamento a 180° em relação ao topo do tubo nos ensaios com a geogrelha GG1 foi aproximadamente 5,1 mm, sendo um valor muito próximo ao apresentado na condição sem reforço. Este valor representa uma redução de 10% no deslocamento do tubo para a sobrecarga de 160 kPa.

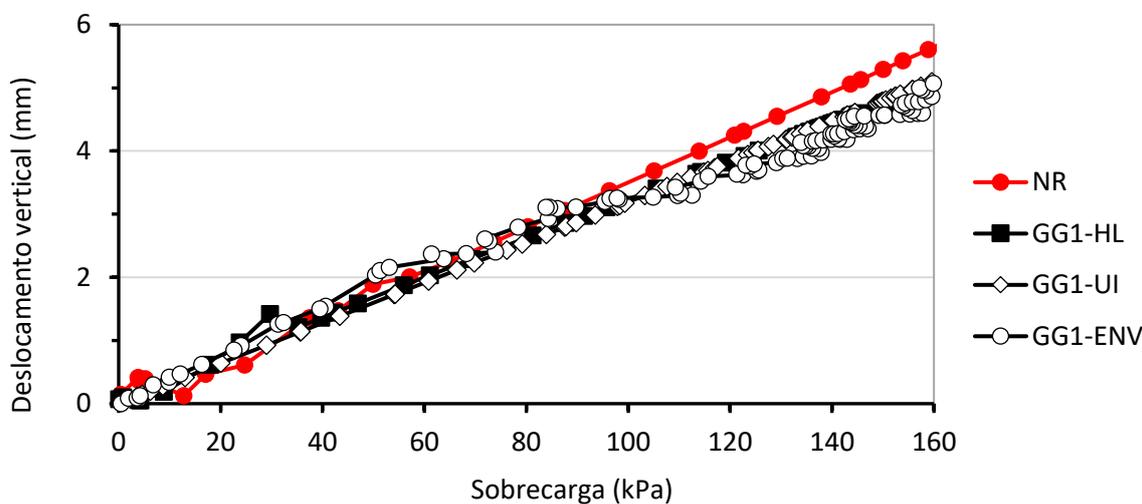


Figura 5. 27. Resultados do deslocamento na base do tubo nos ensaios com a geogrelha GG1.

No que diz respeito à geogrelha GG4, os resultados mostrados na Figura 5.28 também indicam um comportamento semelhante entre os dois ensaios realizados (HL e ENV). Além disso, é possível notar que até a tensão vertical de 100 kPa, os valores de deslocamento na base do tubo do ensaio GG4-HL foram superiores aos dos ensaios com arranjo envelopado. A partir desta tensão aplicada na superfície, os deslocamentos se aproximaram bastante dos dados registrados para o ensaio GG4-ENV.

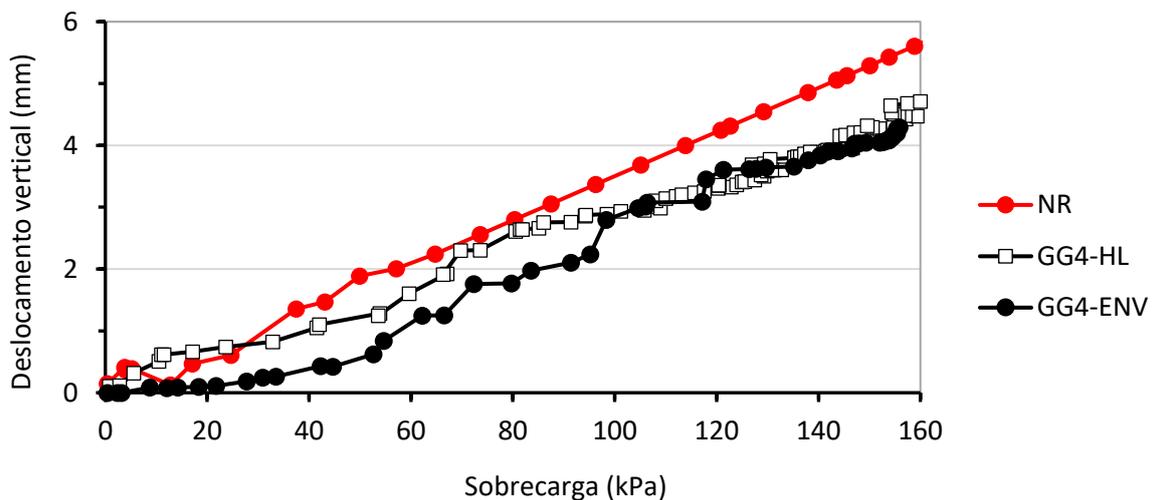


Figura 5. 28. Resultados dos deslocamentos na base do tubo nos ensaios não reforçados e reforçados com a geogrelha GG4.

A Figura 5.29 apresenta os deslocamentos medidos pelo TDL 180° referentes aos ensaios não reforçados e reforçados com todos geossintéticos testados. Pode-se notar que nos ensaios com os reforços GG1 e GG3, os deslocamentos verticais na base do tubo foram muito semelhantes aos do ensaio NR até a sobrecarga de 100 kPa, sendo que a partir desta os deslocamentos diminuíram em relação ao ensaio de referência. Nas condições reforçadas, os deslocamentos variaram entre 4 mm e 5 mm. De modo geral, pode-se afirmar que a presença do reforço na configuração envelopada propiciou uma redução de até 26% nos valores finais de deslocamento.

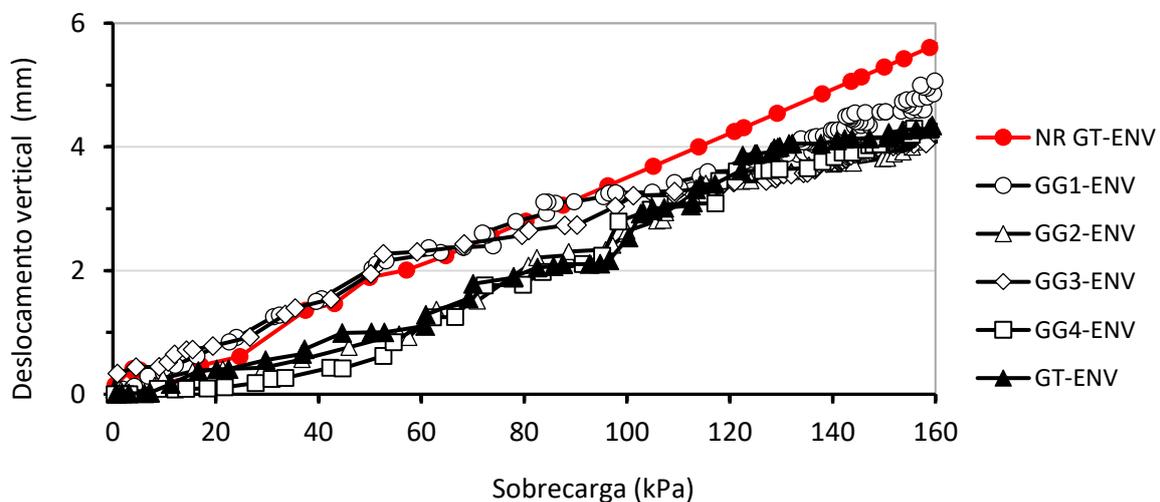


Figura 5. 29. Resultados dos deslocamentos na base do tubo nos ensaios não reforçados e reforçados.

Avaliando separadamente os reforços ensaiados, podem-se observar algumas similaridades nos comportamentos, como mostrado nas Figuras 5.30a-b. Comparando os reforços GG2, GG4 e GT, verificou-se que o comportamento das curvas apresentadas é semelhante, principalmente no trecho central (Figura 5.30a). Na Figura 5.30b também se constatou essa semelhança entre os resultados dos ensaios GG1-ENV e GG3-ENV.

Percebeu se ainda que os resultados destes ensaios apresentavam uma determinada linearidade até próxima à 53 kPa., sendo que a partir desta tensão ocorre uma mudança na inclinação da reta de tendência dos resultados. Outra observação interessante é o deslocamento reportado nesse trecho inicial alcançou 2,3 mm, enquanto ao se comparar aos dados dos ensaios na Figura 5.30a neste mesmo trecho, o deslocamento vertical da parede do tubo foi de 1 mm, ou seja, um valor de deslocamento cerca de 56% inferior.

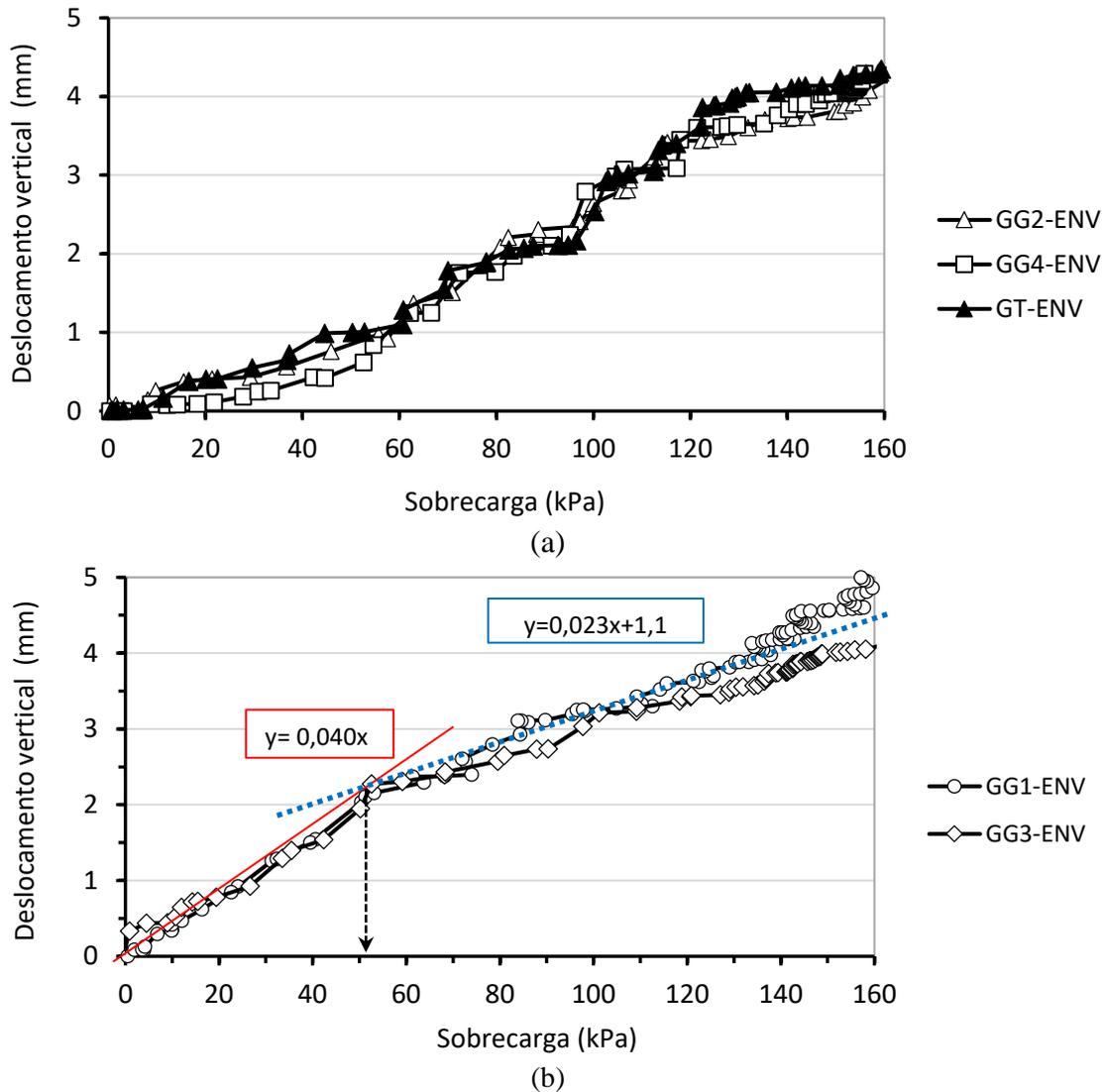


Figura 5. 30. Resultados dos deslocamentos na base do tubo nos ensaios – (a) com os reforços GG2, GG4 e G; (b) com a geogrelhas GG1 e GG3

A Tabela 5.7 apresenta os deslocamentos verticais medidos pelo TDL 180° ao final de cada ensaio, bem como a razão entre os valores de deslocamentos na base do tubo dos ensaios reforçados (δ_{180°) e do ensaio não reforçado NR ($\delta_{180^\circ-NR}$).

Tabela 5. 7. Deslocamento na base do tubo registrado ao final do ensaio.

Ensaio	δ_{180° (mm)	$\frac{\delta_{180^\circ}}{\delta_{180^\circ-NR}}$
NR	5,65	-
GG1-HL	5,02	0,89
GG1-UI	5,11	0,90
GG1-ENV	5,07	0,90
GG2-ENV	4,20	0,74
GG3-ENV	4,08	0,72
GG4-ENV	4,52	0,80
GG4-HL	4,71	0,83
GT-ENV	4,35	0,77

A Figura 5.31 mostra a eficiência dos reforços no que concerne ao deslocamento interno na base do tubo (R_{180°) em cada condição ensaiada, para o nível de sobrecarga de 160 kPa. Percebe-se que o arranjo envelopado se destaca em relação aos outros tipos de disposições. Quanto ao reforço, pode-se verificar os desempenhos das geogrelhas GG2 e GG3, as quais propiciaram reduções superiores a 25% nos valores de deslocamentos finais. Além disso, estes resultados reforçam que a geogrelha GG1 apresentou um desempenho bem inferior aos demais reforços estudados, mesmo variando-se o tipo de arranjo.

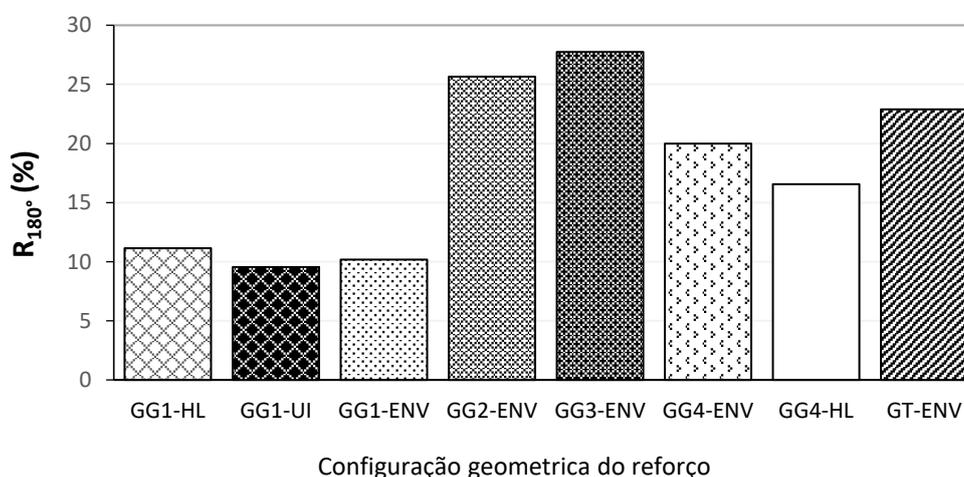


Figura 5. 31. Contribuição da presença do reforço na redução do deslocamento na base do tubo.

5.4.5 DEFLEXÕES DO TUBO

Neste item serão apresentados os resultados das análises de deflexões do tubo para os ensaios na condição não reforçada e reforçada. Os resultados de deslocamento medidos no topo e base do tubo possibilitaram quantificar a variação do diâmetro ao longo da direção vertical. A Figura 5.32 esquematiza a deformação do tubo durante os ensaios realizados.

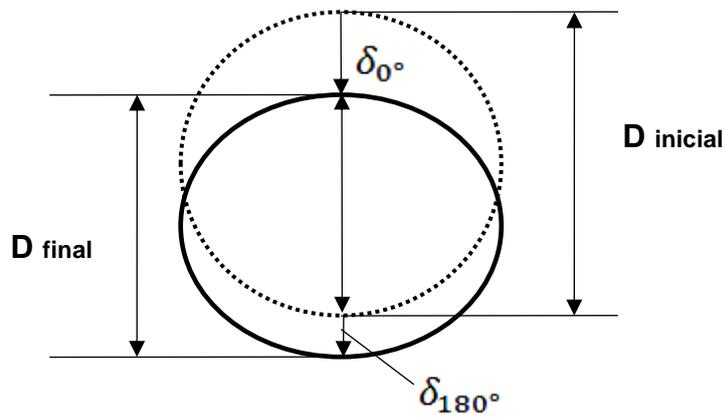


Figura 5. 32. Variação do diâmetro vertical.

A variação do diâmetro do tubo corresponde à diferença entre o diâmetro inicial e final, como indica a Equação 5.5

$$\Delta D = D_{final} - D_{inicial} = |\delta_{180^\circ_i} - \delta_{0^\circ_i}| \quad (5.2)$$

A Figura 5.33 apresenta a redução no diâmetro do tubo (deflexão) ao longo da direção vertical (ΔD) normalizada pelo diâmetro inicial do tubo (D) nos ensaios com a geogrelha GG1 com diferentes arranjos. Ao final dos ensaios, o diâmetro vertical do tubo para os casos não reforçados foi reduzido em aproximadamente 3,6%. Os resultados mostraram que a variação do diâmetro do tubo nos ensaios reforçados variou entre 2,2% e 2,8%, dependendo do arranjo de reforço. Pode-se notar que as curvas apresentadas nos ensaios reforçados com GG1 são muito semelhantes até a sobrecarga de 140 kPa.

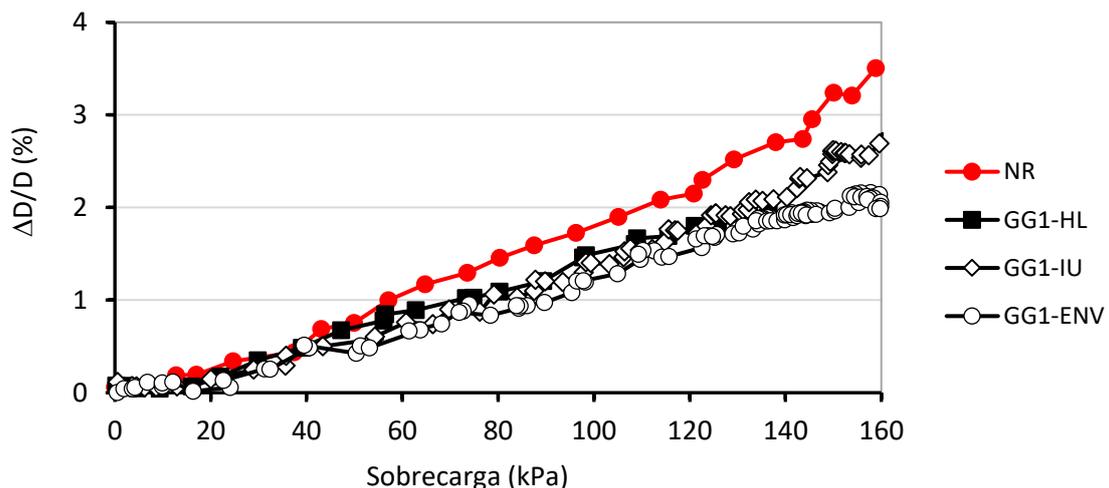


Figura 5. 33. Variação do diâmetro do tubo para os ensaios com a geogrelha GG1.

A Figura 5.34 mostra a variação da deflexão vertical do tubo com a sobrecarga superficial para todos os ensaios envelopados. A deflexão do tubo ao longo da direção vertical variou entre 1,2% (GT-ENV) e 2,8% (GG1-ENV).

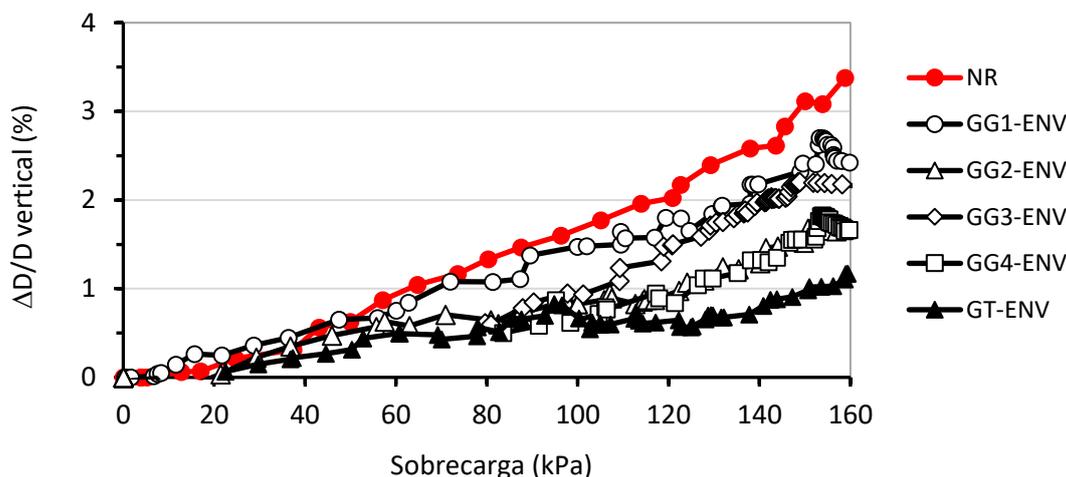


Figura 5. 34. Variação do diâmetro do tubo nos ensaios não reforçados e reforçados.

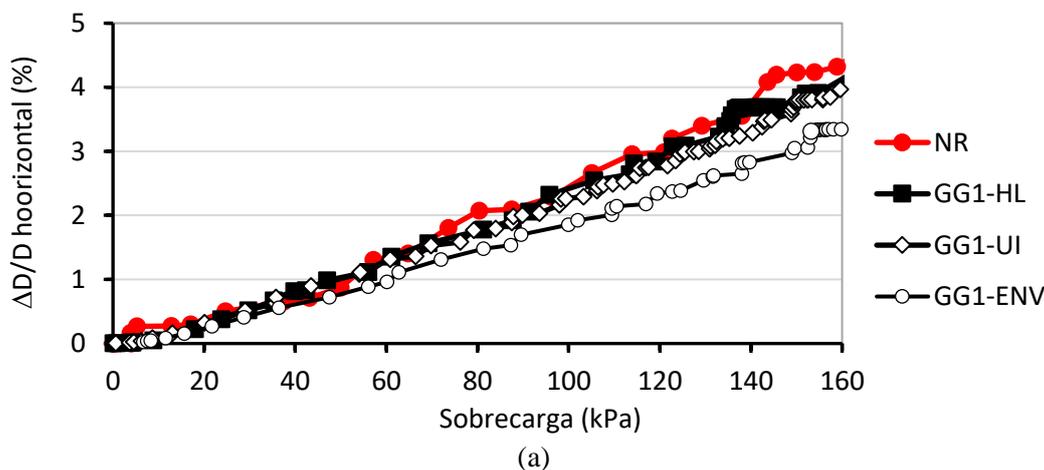
Vale ressaltar que o geotêxtil tecido foi o reforço que melhor contribuiu na redução dos valores de deslocamento no topo do tubo, enquanto para geogrelha GG1 a redução foi inferior às apresentadas pelos demais reforços. Apesar de sua rigidez à tração, o pior desempenho do GG1 em comparação com os demais reforços pode ser atribuído às suas grandes aberturas, que permitiram a passagem dos grãos de areia, reduzindo a eficiência desse reforço, como comentado anteriormente.

O aumento da magnitude da tensão vertical na superfície do aterro também aumenta o diâmetro do tubo na direção horizontal. A variação do diâmetro na horizontal pode ser calculada pela Equação 5.3.

$$\Delta D = D_{final} - D_{inicial} = (200 - |2\delta_{90^\circ_i}|) - 200 \quad (5.3)$$

$$\Delta D = |2\delta_{90^\circ_i}|$$

A Figura 5.35 mostra a variação da deflexão normalizada do tubo ao longo da direção horizontal ($\Delta D/D$) em função da sobrecarga aplicada na superfície dos maciços não reforçado e reforçado. Observe-se que o padrão das curvas apresentadas nesta figura é equivalente às mostradas nas Figura 5.23 e Figura 5.26.



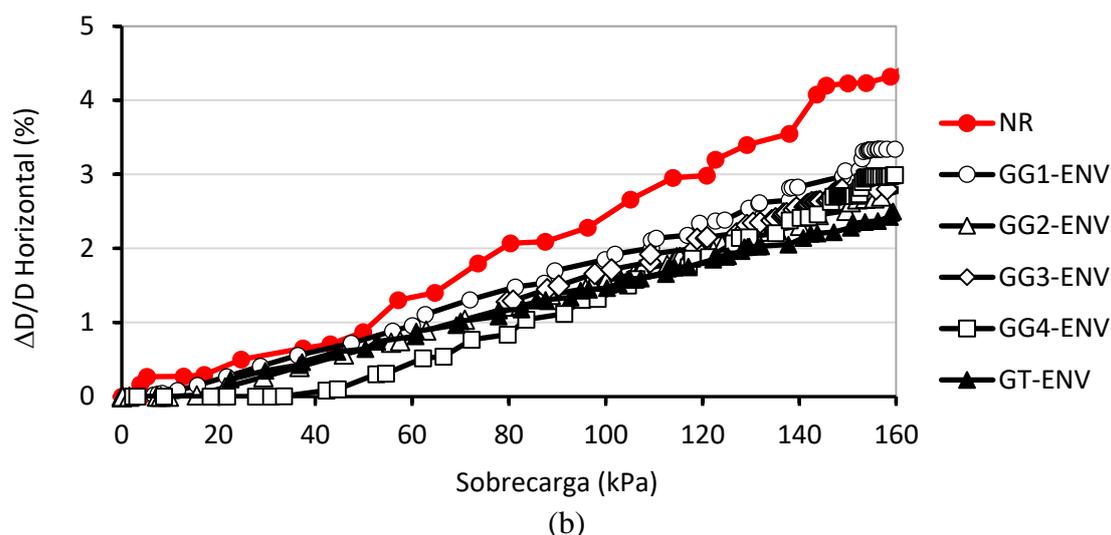


Figura 5. 35. Variação do diâmetro na direção horizontal nos ensaios não reforçados e reforçados.

Tal fato era já esperado, pois no cálculo do aumento do diâmetro do tubo (ΔD) admitiu-se que os deslocamentos horizontais na parede ocorreram de forma simétrica, ou seja, considerou-se o mesmo valor de deslocamento horizontal no ponto oposto (à 270° em relação ao topo). A variação do diâmetro (ΔD) corresponde à diferença entre o diâmetro final (D_f) e o diâmetro inicial do tubo ($D_i = 200$ mm). O diâmetro final foi determinado pela soma do diâmetro do tubo com o dobro dos deslocamentos horizontais registrados. Portanto, tem-se que:

$$\frac{\Delta D}{D} = \left[\frac{2\delta_{90^\circ_i}}{200} \right] \times 100 \quad (5.4)$$

Os resultados da Figura 5.35a mostram que a deflexão do diâmetro do tubo no final do ensaio não reforçado foi aproximadamente igual a 4,4% do diâmetro inicial do tubo (D), enquanto a deflexão do tubo nos ensaios reforçados com a geogrelha GG1 variou entre 4% e 3,3%, dependendo do arranjo considerado.

Analisando a influência da presença dos reforços com arranjo envelopado, nota-se que o geotêxtil GT apresentou o melhor desempenho, para o qual $\Delta D/D$ foi igual a 2,6%. Em contrapartida, o pior desempenho observado foi da geogrelha GG1, com $\Delta D/D$ aproximadamente igual a 3,3%. As geogrelhas GG2, GG3 e GG4 apresentaram comportamentos muito semelhantes entre si ao final do ensaio, com valores de variação da deflexão normalizada de aproximadamente 3%.

5.4.6 RECALQUES DO DUTO

Os recalques sofridos pelo tubo enterrado também foram avaliados com base nos resultados obtidos para os deslocamentos da parede do tubo. A determinação do recalque do tubo é uma informação

importante em projetos de tubulações enterradas, pois a ocorrência de recalque diferencial ao longo da extensão do tubo pode causar patologias à estrutura.

A Figura 5.36 mostra a variação do recalque do centro do tubo (δ_c) normalizado pelo diâmetro do tubo (D) em função da sobrecarga aplicada para os ensaios não reforçado e reforçado com a geogrelha GG1. O centro do tubo foi considerado o ponto no meio do diâmetro vertical do tubo. O recalque do tubo ao final do ensaio não reforçado foi de aproximadamente 4,6% do seu diâmetro. Nos ensaios reforçados, os recalques normalizados para a sobrecarga de 160 kPa do tubo variaram entre 3,6% a 4%. Pode-se notar que assim como observado quanto ao deslocamento vertical da parede do tubo, a disposição geométrica de instalação da geogrelha GG1 também teve pouca contribuição na redução do recalque do tubo.

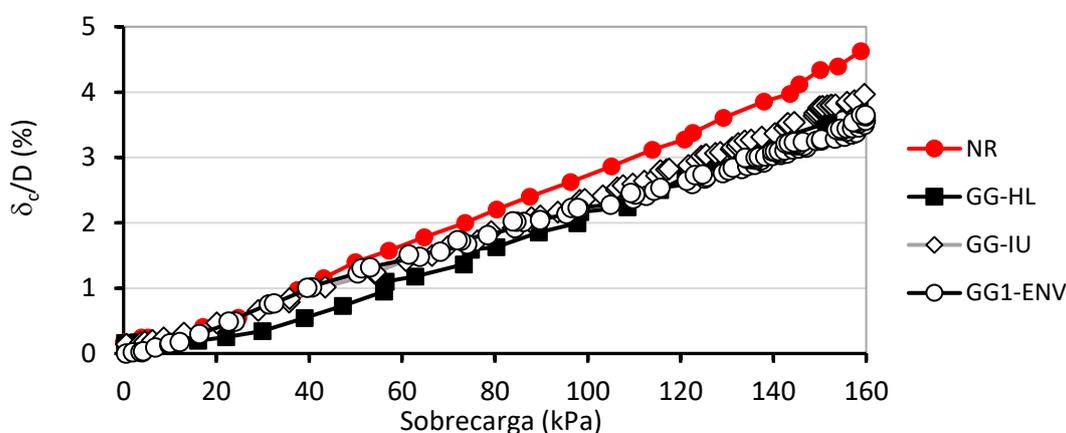


Figura 5. 36. Recalque normalizado do tubo nos ensaios não reforçado e reforçado com a GG1.

Na Figura 5.37 são apresentados os recalques normalizados obtidos nos ensaios reforçados com arranjo envolpado. Os recalques do tubo nestes casos variaram entre 3,6% a 2,7%, dependendo o reforço considerado. Os resultados mostram que os reforços GT, GG2 e GG4 foram os reforços mais eficientes no que diz respeito à redução dos deslocamentos verticais do centro do tubo.

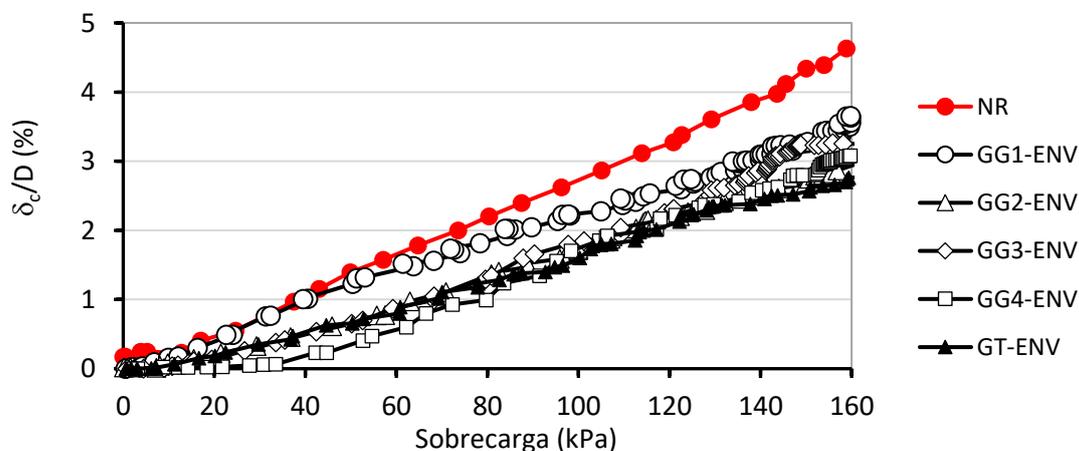


Figura 5. 37. Recalque normalizado do tubo nos ensaios não reforçado e reforçado.

Cabe salientar que os reforços GT e GG4 foram os mais rígidos testados, o que permite constatar que a eficiência do arranjo não está apenas associada à rigidez do reforço, uma vez que o nível de interação solo-reforço também desempenha um papel importante. Assim, as características de atrito da superfície do reforço e a relação entre o tamanho da abertura da grelha e o diâmetro das partículas do solo também são aspectos importantes a serem considerados (Palmeira e Góngora, 2016). Pires e Palmeira (2017) também encontraram bom desempenho de geogrelhas menos rígidas com relações de abertura para diâmetro de partícula favoráveis em ensaios com tubo metálico enterrado.

5.5 DEFORMAÇÕES NO TUBO

As deformações do tubo em decorrência do aumento da magnitude da sobrecarga aplicada na superfície do maciço foram registradas por extensômetros elétricos instalados na face externa do tubo em cinco pontos distintos, espaçados de 45°, conforme ilustrado na Figura 5.38.

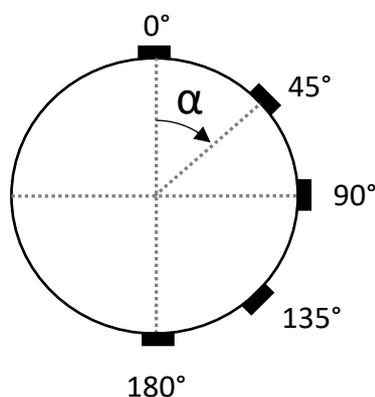


Figura 5. 38. Posicionamento dos extensômetros elétricos colados na face externa do tubo.

Diante dos dados obtidos no monitoramento do tubo ao longo dos ensaios, convencionou-se que o sinal negativo (-) corresponde a deformação de compressão e o sinal positivo (+) a deformação de tração. Admitiu-se que a deformação do tubo ocorre de forma simétrica, justificando assim a instalação dos sensores apenas no hemisfério direito do tubo. Inicialmente, serão expostos os resultados obtidos em cada ensaio realizado. Posteriormente, apresentados as análises comparativas entre os ensaios quanto ao comportamento de deformação do tubo submetido ao carregamento externo.

A Figura 5.39 mostra os resultados de deformação referentes aos ensaios não reforçados. A princípio, notou-se que os pontos 0°, 135° e 180° indicam que houve a compressão do tubo nesses locais, enquanto a 45° e 90° o comportamento observado foi de tração. O maior valor de deformação foi lido no topo do tubo no ensaio NR, sendo de aproximadamente -2248 $\mu\text{m}/\text{m}$. É possível constatar que a deformação no topo para a sobrecarga de 160 kPa foi aproximadamente o dobro da obtida na base do tubo. É válido ressaltar que esta estimativa também foi observada na análise do deslocamento da

parede do tubo, onde no topo o valor registrado foi cerca de 1,2 vezes superior ao deslocamento na base.

No que concerne ao ponto à 135° , pode-se notar que a compressão verificada neste ponto foi inferior às dos pontos de 0° e 180° . Neste caso, a deformação medida foi de $-325 \mu\text{m/m}$ no ensaio NR. Desta forma, este valor de deformação representa apenas 15% do valor medido no topo e 30% da deformação na base do tubo.

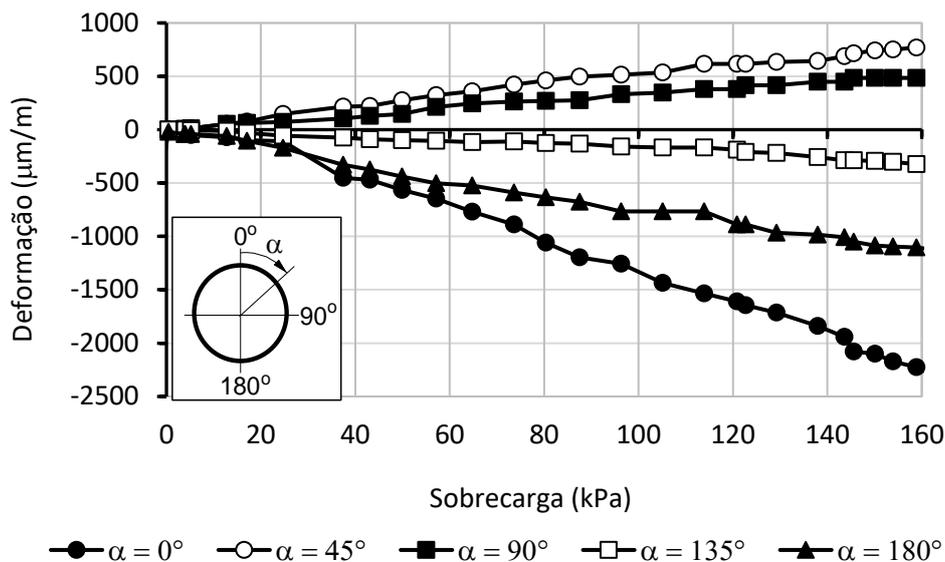
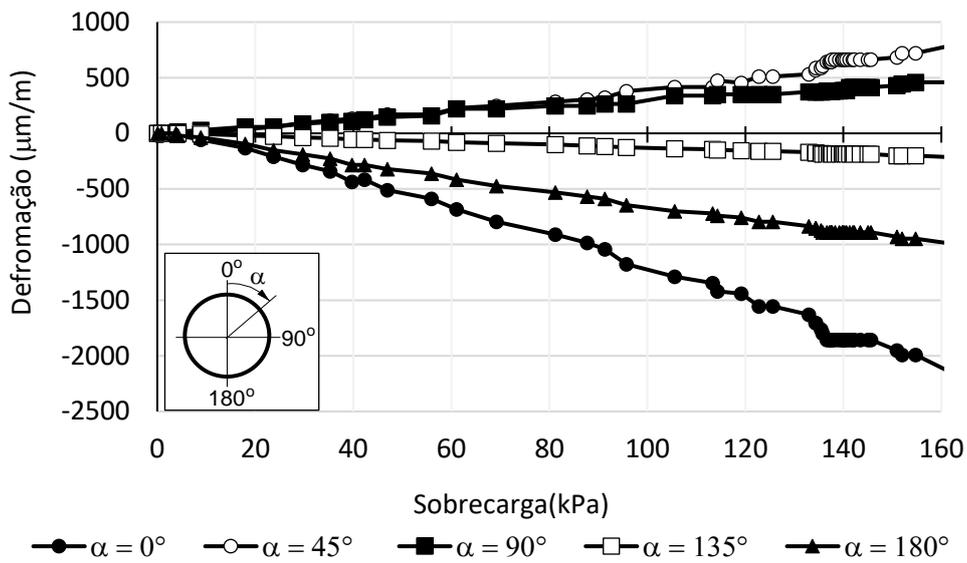


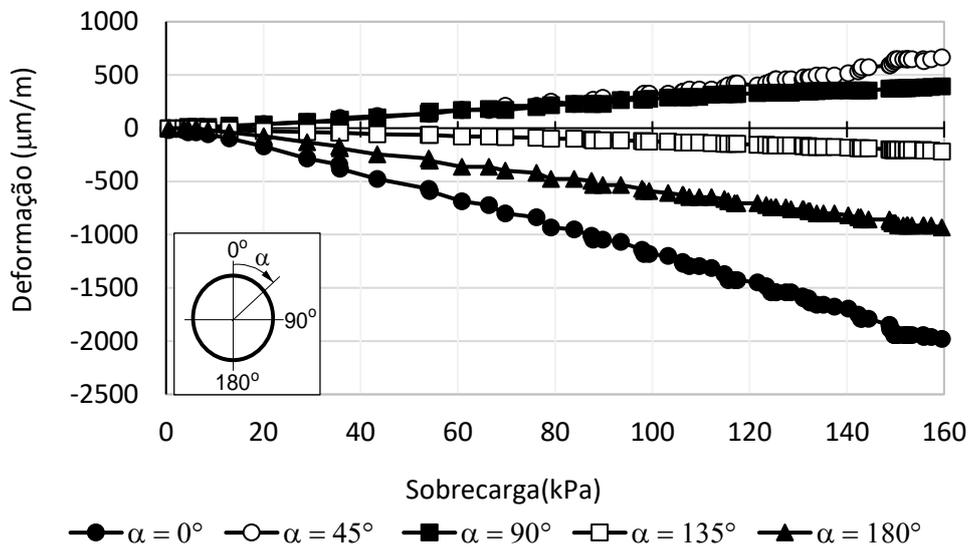
Figura 5. 39. Deformação no tubo no ensaio não reforçado.

Referente às posições instrumentadas à 45° e 90° , observaram-se deformações de tração na face do tubo. As deformações medidas ao final do ensaio no ponto $\alpha = 45^\circ$ foram de $777 \mu\text{m/m}$ nos ensaio NR. Por outro lado, no ponto $\alpha = 90^\circ$ os valores obtidos para a sobrecarga de 160 kPa foi de $485 \mu\text{m/m}$. O comportamento do tubo na linha d'água era esperado, levando-se em consideração os resultados apresentados pelo transdutor TDL 90° , que mostrou um aumento do diâmetro neste ponto.

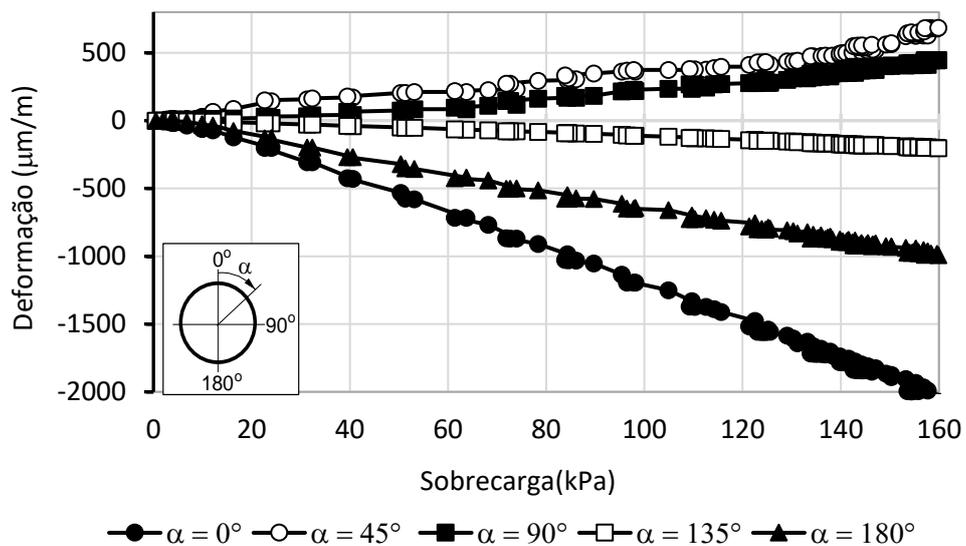
Os dados registrados nos ensaios reforçados com a geogrelha GG1 estão mostrados na Figura 5.40. Os resultados de repetibilidade quanto à deformação do tubo em cada ponto instrumentado estão apresentados no Anexo E.



(a)



(b)



(c)

Figura 5. 40. Deformação do tubo nos ensaios com a geogrelha GG1 - (a) camada horizontal; (b) U invertido; (c) envelopado.

Os valores de deformação medidos ao final do ensaio no topo do tubo para a condição reforçada com a GG1 variaram de $-1646 \mu\text{m/m}$ e $-2106 \mu\text{m/m}$, dependendo do arranjo. Na base do tubo, estes valores variaram entre $-863 \mu\text{m/m}$ a $-991 \mu\text{m/m}$. Analogamente ao observado na condição não reforçada, notou-se que em média as deformações lidas no ponto $\alpha = 0^\circ$ foram 1,25 vezes superiores às medições feitas na base do tubo. As leituras realizadas no ponto $\alpha = 135^\circ$ indicam uma deformação de compressão entre -200 e $-300 \mu\text{m/m}$, dependendo do arranjo considerado. Analisando as deformações de tração obtidas, pode-se notar que a razão entre estes valores indica que as deformações no ponto $\alpha = 90^\circ$ correspondem, em média, à 63% do valor medido para $\alpha = 45^\circ$. Neste último ponto, as deformações variaram de $620 \mu\text{m/m}$ a $770 \mu\text{m/m}$, tendo estes valores sido obtidos nos ensaios com o reforço em camada.

Para a geogrelha GG2, as leituras de deformações obtidas na execução do ensaio reforçado com arranjo envelopado estão apresentadas na Figura 5.41. Os resultados mostram que o maior valor de deformação ocorreu no topo do tubo ($= -1469 \mu\text{m/m}$), no entanto, ao comparar este valor com o registrado na condição não reforçada nota-se uma redução de 55%. Esta mesma proporção de redução entre os valores de deformação foi observada na base do tubo. A deformação de compressão no ponto $\alpha = 135^\circ$ foi de $-176,5 \mu\text{m/m}$. Em contrapartida, as deformações de tração foram de $525 \mu\text{m/m}$ e $347 \mu\text{m/m}$, respectivamente nos pontos a 45° e 90° em relação ao topo.

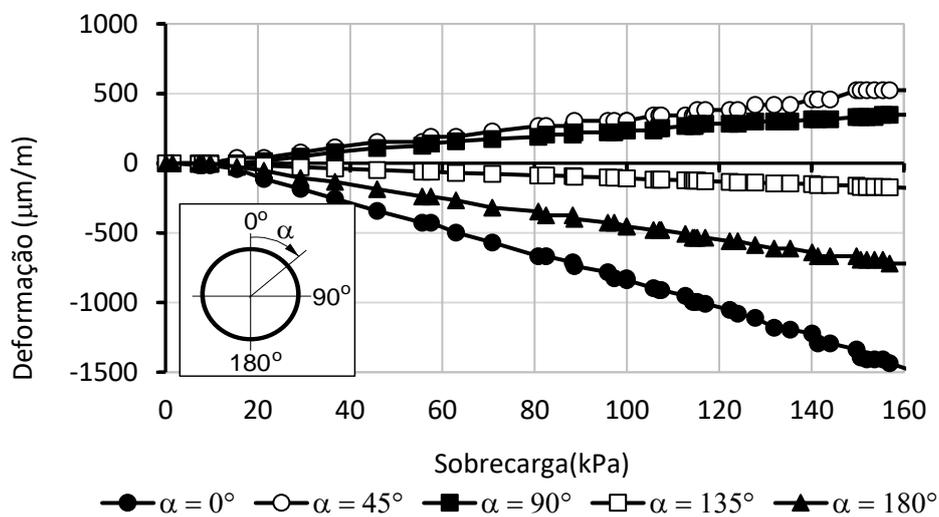


Figura 5. 41. Deformações no tubo no ensaio com a geogrelha GG2.

A Figura 5.42 apresenta os resultados do ensaio reforçado com o reforço GG3 com arranjo envelopado. A geogrelha GG3, de modo geral, propiciou uma redução significativa nos valores de deformação em relação aos resultados do ensaio sem reforço, a saber, entre 30% a 50%, dependendo do ponto de medição. A deformação de compressão para a sobrecarga de 160 kPa nos pontos $\alpha = 0^\circ$,

135° e 180° foram $-1293\mu\text{m}/\text{m}$, $-157\mu\text{m}/\text{m}$ e $-686\mu\text{m}/\text{m}$, respectivamente. Nos demais pontos a deformação observada foi de tração, sendo de $533\mu\text{m}/\text{m}$ ($\alpha = 45^\circ$) e $324\mu\text{m}/\text{m}$ ($\alpha = 90^\circ$).

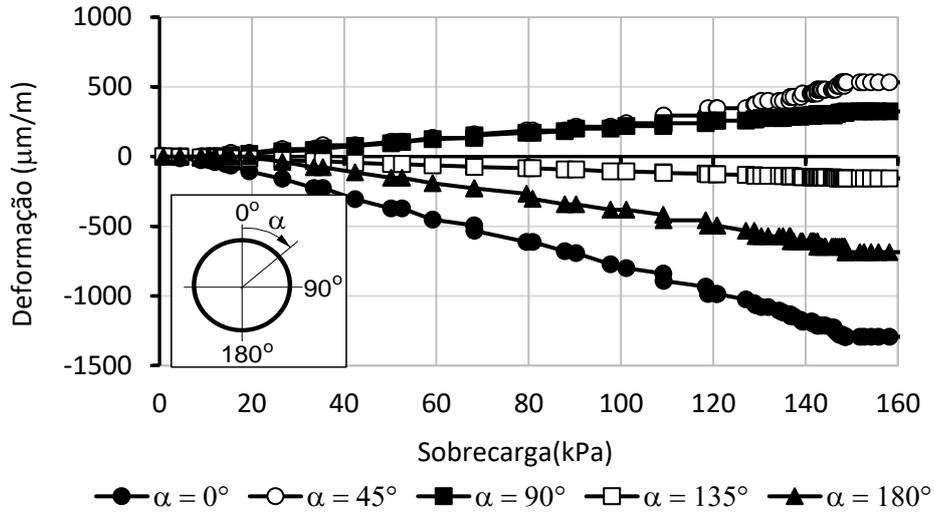
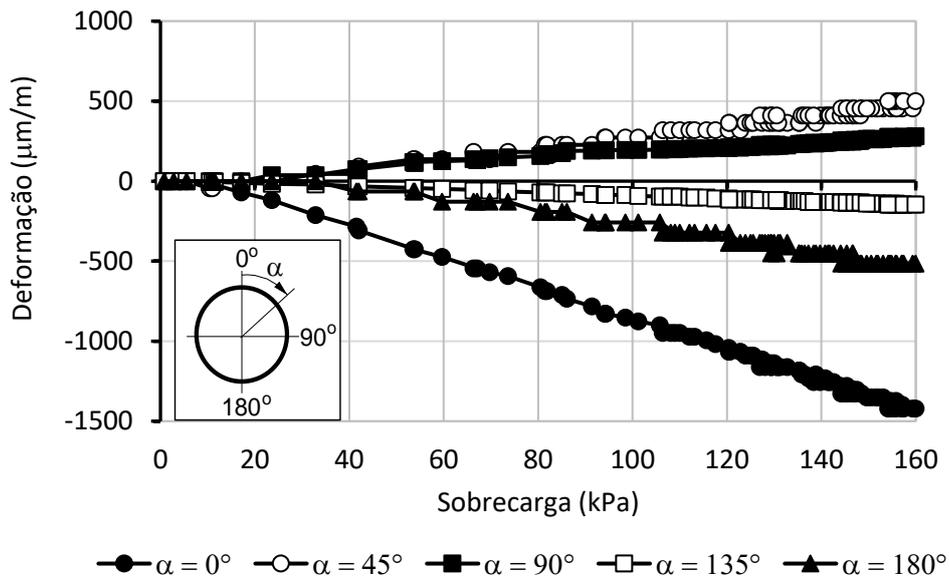


Figura 5. 42. Deformações do tubo no ensaio com a geogrelha GG3.

A Figura 5.43 mostram os resultados dos ensaios reforçados realizados com a geogrelha GG4 com o arranjo em camada horizontal e envelopado. De modo geral, pode-se afirmar que o reforço em questão proporcionou benefícios, reduzindo os esforços atuantes sobre o tubo. Nota-se que os menores valores de deformação foram obtidos com a presença do reforço GG4. No topo do tubo houve uma redução de aproximadamente 40% nos valores de deformação, em comparação com o resultado obtido no ensaio de referência (ensaio NR). O menor valor de deformação no ponto $\alpha = 0^\circ$ foi registrado no ensaio GG4- ENV, sendo igual a $-1267\mu\text{m}/\text{m}$.



(a)

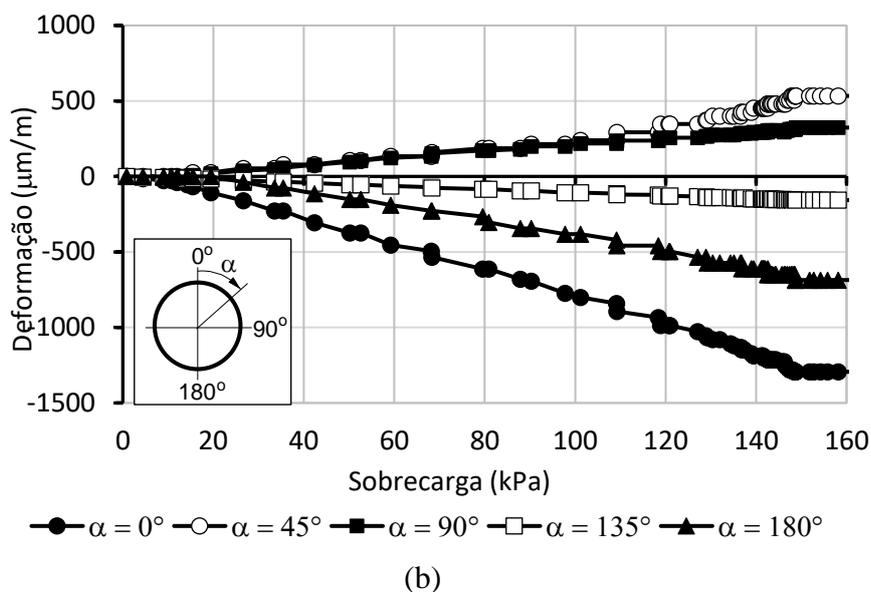


Figura 5. 43. Deformação do tubo no ensaio com GG4 - (a) camada horizontal; (b) envolado.

Na base do tubo, as deformações registradas ao final do ensaio variam de $-428,6 \mu\text{m/m}$ a $-517 \mu\text{m/m}$, dependendo do arranjo considerado. No outro ponto onde se notou deformação de compressão ($\alpha = 135^\circ$), a deformação da geogrelha GG4 ao final do ensaio foi de $-146,2 \mu\text{m/m}$ e $-156,7 \mu\text{m/m}$. Dessa forma, pode-se notar uma redução obtida foi de 55% em relação ao ensaio sem reforço ($= -325 \mu\text{m/m}$). No que concernem às deformações de tração ($\alpha = 45^\circ$ e 90°), os resultados mostraram que o arranjo teve pouca influência na deformação do tubo. Verificou-se que nestes pontos a deformação para a condição de ensaio em camada horizontal foi de aproximadamente $500 \mu\text{m/m}$ e $280 \mu\text{m/m}$, respectivamente, enquanto no ensaio com arranjo envolado os valores foram de $533 \mu\text{m/m}$ e $323,4 \mu\text{m/m}$.

As curvas deformação do tubo versus sobrecarga obtidas no ensaio com o reforço GT estão apresentadas na Figura 5.44.

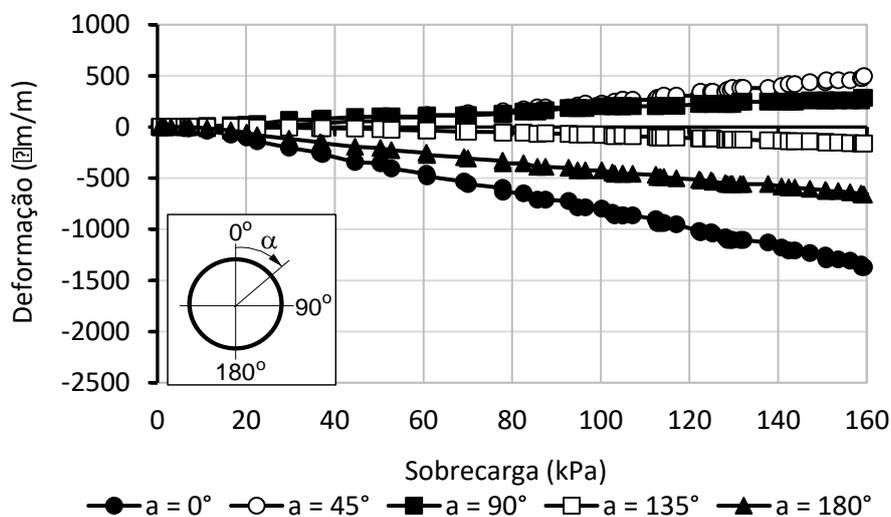
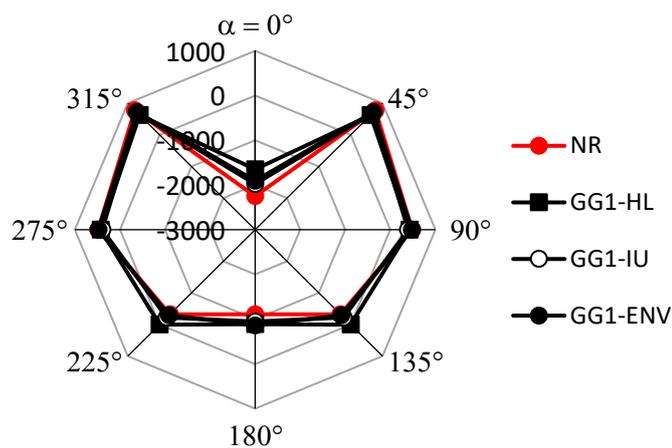


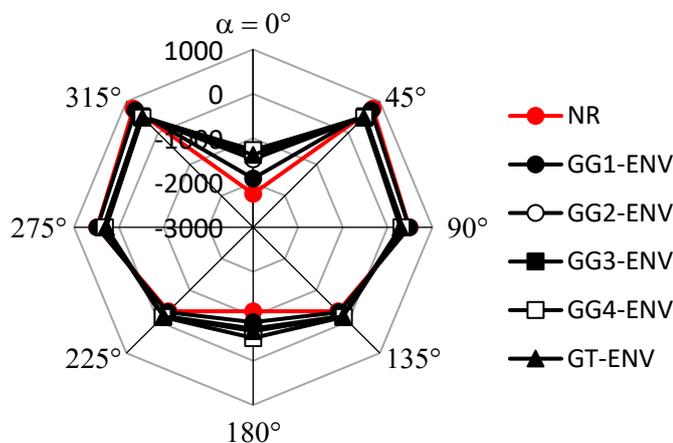
Figura 5. 44. Deformação do tubo no ensaio reforçado com GT.

Os resultados mostram que a presença desse reforço proporcionou uma redução nos valores de deformação de até 50% comparado ao ensaio NR, dependendo do ponto de medição considerado. Conforme observado em todos os ensaios já apresentados, as maiores deformações ocorreram no topo e base do tubo. Os valores lidos ao término do ensaio nestes pontos foram de $-1371 \mu\text{m/m}$ e $-663 \mu\text{m/m}$, respectivamente. Note-se que a deformação no topo foi aproximadamente o dobro da observada na base. Por fim, a presença do geotêxtil no maciço propiciou reduções na deformação de tração no ponto $\alpha=45^\circ$ de aproximadamente 35,6% com relação à condição não reforçada de referência, enquanto no ponto $\alpha=90^\circ$, a redução foi de 46,3%.

A Figura 5.45 mostra a influência da disposição dos reforços nas deformações do tubo ao longo de seu perímetro externo. Em geral, todos os reforços, tanto em camada, U invertido e envelopado, reduziram as deformações do tubo, com maiores reduções ocorrendo no topo e na base do tubo. A Figura 5.45a mostra as deformações do tubo nos ensaios reforçados com geogrelha GG1, permitindo constatar que, dentre os arranjos analisados, a disposição em camada horizontal foi a menos eficiente na redução das deformações do tubo.



(a)



(b)

Figura 5. 45. Deformações do tubo ao longo do seu perímetro nos ensaios - (a) com a GG1; (b) todos os reforços com arranjo envelopado.

A Figura 5.46 mostra a relação entre a deformação no tubo nos ensaios reforçado envelopados (ϵ_R) e não reforçado (ϵ_{NR}) nos diferentes pontos de medição ao longo da face externa do tubo. O envelopamento do tubo com a camada de reforço se mostrou a forma mais eficaz para diminuir as deformações no tubo, particularmente nos pontos de maior deformação ($\alpha=0^\circ$ e 180°),

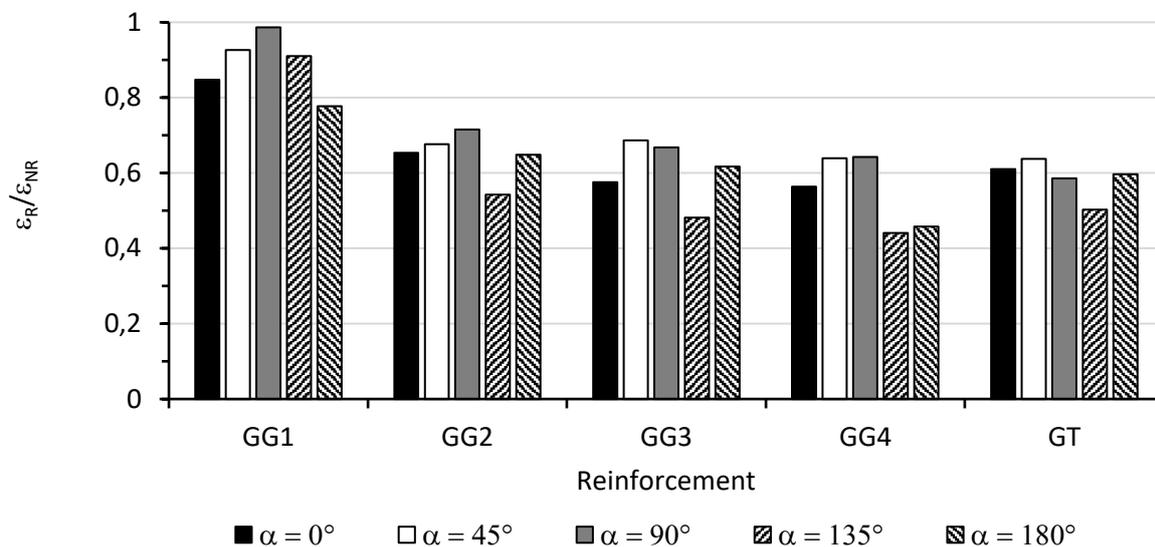


Figura 5. 46. Razão entre as deformações do tubo nos ensaios reforçados e não reforçados.

A partir dos dados obtidos, foi possível estimar a eficiência dos reforços em cada ponto instrumentado do tubo. De modo geral, as deformações do tubo foram reduzidas entre 2% e 56%, dependendo do reforço considerado. Além disso, os resultados mostraram que os reforços GG2, GG3, GG4 e GT apresentaram um bom desempenho, contribuindo com reduções de 30% a 52%, dependendo do ponto instrumentado considerado. Por outro lado, pode-se notar que o desempenho do reforço GG1 foi inferior aos dos demais em todos os pontos investigados.

No topo do tubo, os ensaios com o reforço GG3 e GG4 foram os ensaios onde se verificaram as maiores contribuições devido à inserção do reforço no maciço, a saber, em torno de 45% de redução. Nesse ponto, os reforços GG2 e GT apresentaram reduções de 35% e 39%, respectivamente. Na base do tubo, destaca-se a contribuição da geogrelha GG4, com uma redução de 61%. As reduções nas deformações obtidas para os reforços GG2, GG3 e GT variaram de 35% a 55%. Quanto ao reforço GG1, notou que a redução máxima proporcionada pelo mesmo foi de 22%.

Quanto às deformações de tração obtidas no ponto $\alpha = 45^\circ$, pode-se notar que os reforços GG4 e GT mostraram reduções semelhantes, de aproximadamente 40%. Os reforços GG2 e GG3, por sua vez, propiciaram reduções na deformação ao final do ensaio de aproximadamente 30%.

O desempenho dos reforços GG4 e GT no ponto $\alpha = 90^\circ$ foram análogos ao observado no outro ponto onde ocorreu deformação de tração. Os reforços GG2 e GG3 também se mostraram eficazes. A

contribuição da geogrelha GG1 neste ponto foi irrelevante, tendo sido inferior a 2%. Tal fato pode ser atribuído ao tamanho da abertura da grelha, que permitiu que os grãos de areia passassem.

No que se refere às deformações do tubo no ponto $\alpha = 135^\circ$, destaca-se o desempenho do reforço GG4, com reduções na deformação do tubo de 55%. As deformações do tubo obtidas para os reforços GG2, GG3 e GT variaram entre 46% e 50%.

Portanto, pode se concluir que o reforço GG1 não trouxe benefícios significativos na redução das deformações no tubo. Os demais reforços contribuíram significativamente na redução da deformação do tubo, seja de compressão ou tração.

5.6 DEFORMAÇÕES NO REFORÇO

As deformações mobilizadas nos reforços GG1 e GG4 foram medidas à medida que se aumentava a sobrecarga aplicada na superfície do solo. O monitoramento do comportamento do reforço foi possível devido à instalação de extensômetros elétricos ao longo do comprimento do reforço. A Figura 5.47 apresenta o esquema do posicionamento dos extensômetros em relação ao centro do tubo e da placa de carregamento.

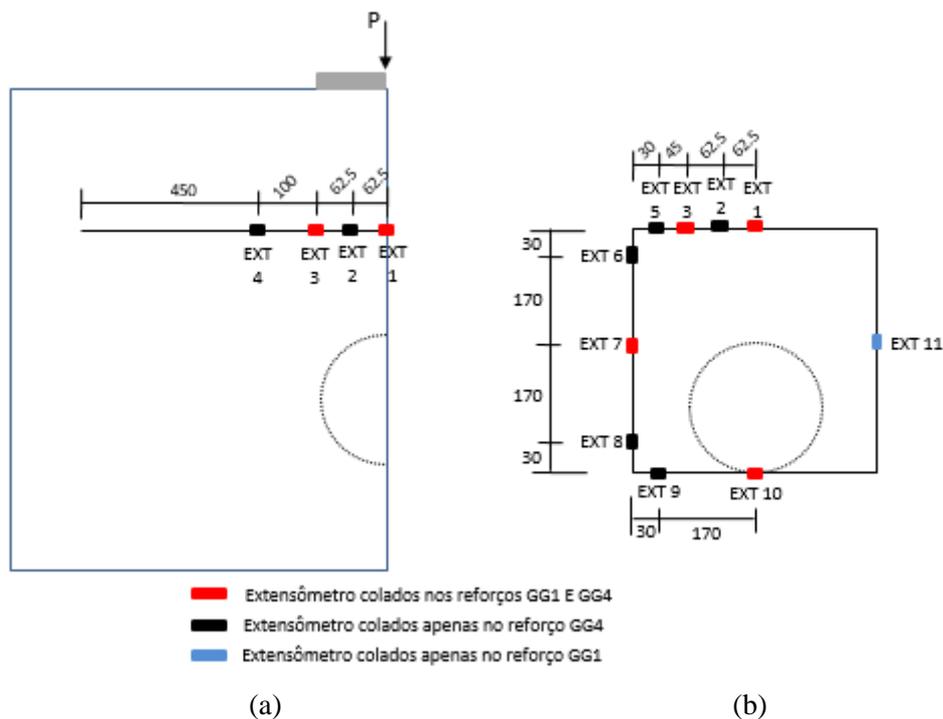


Figura 5.47. Posicionamento dos extensômetros na geogrelha GG4 – (a) arranjo em camada; (b) envelopado. (Dimensões em mm).

A Figura 5.48 apresenta os resultados das deformações na geogrelha GG1 inserida no solo nos ensaios reforçados. Na configuração em camada, uma das medições foi realizada no centro do reforço, de modo que para a sobrecarga de 160 kPa o valor reportado foi de aproximadamente 1800 $\mu\text{m}/\text{m}$

(0,18%). O extensômetro EXT 3 registrou deformações superiores às do centro do reforço, atingindo um valor de 2240 $\mu\text{m/m}$, conforme indicado na Figura 5.48a.

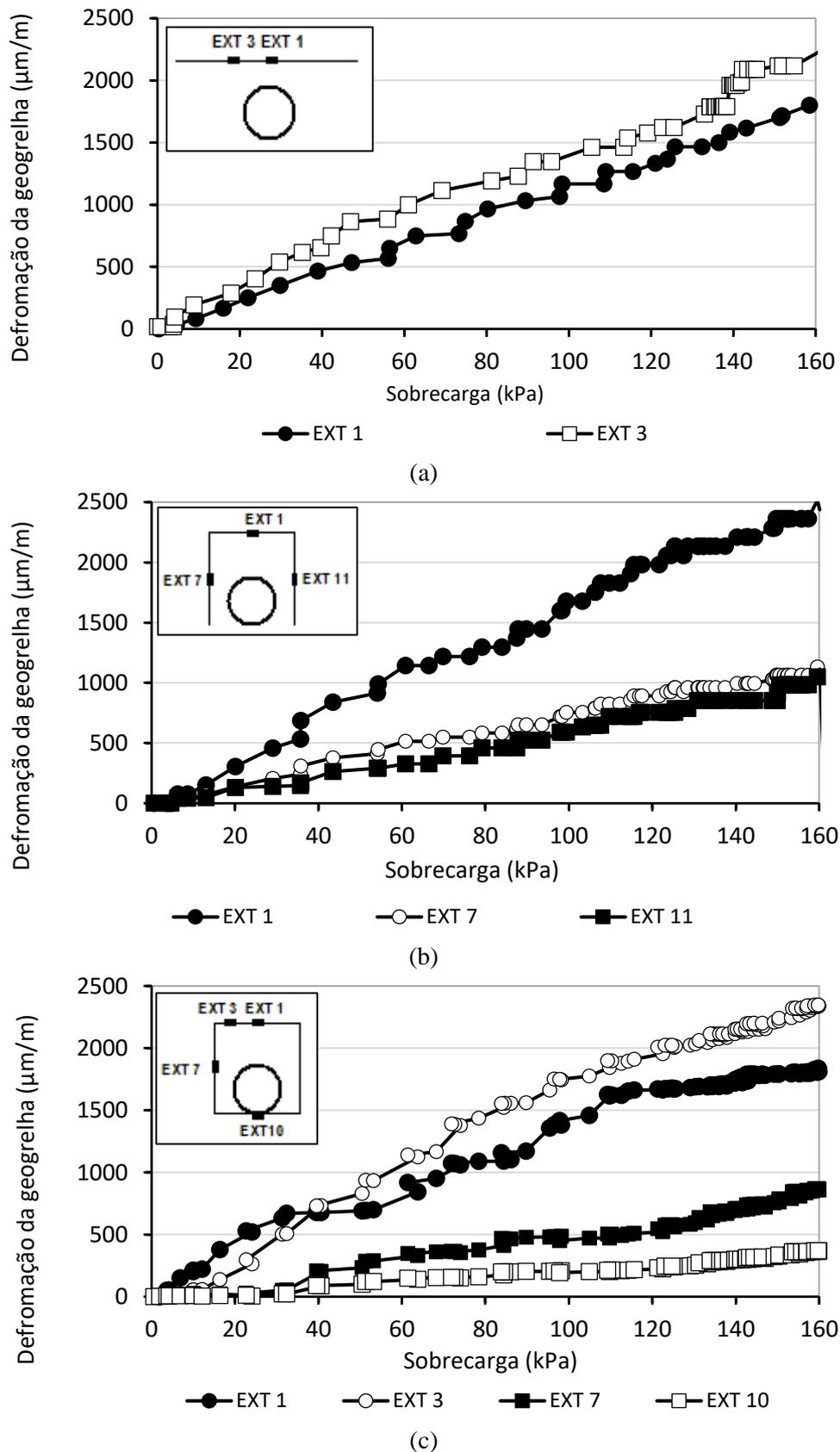


Figura 5.48. Deformações da geogrelha GG1 - (a) camada; (b) U invertido; (c) envelopado.

Na Figura 5.48b é possível notar que no arranjo em U invertido houve uma boa repetibilidade entre os resultados dos extensômetros EXT 7 e EXT 11. A deformação lida no reforço na lateral do arranjo considerado foi de aproximadamente 1000 $\mu\text{m}/\text{m}$ (0,10%), enquanto que no topo foi de 2450 $\mu\text{m}/\text{m}$ (0,24%).

No que se refere ao arranjo envelopado (Figura 5.48c), pode-se verificar que a maior deformação no reforço ocorreu no topo do arranjo, atingindo valores próximos a 2200 $\mu\text{m}/\text{m}$ e 1800 $\mu\text{m}/\text{m}$, medidas pelos sensores EXT 1 e EXT 3, respectivamente, como indicado pela Figura 5.48c. Na lateral do arranjo, a deformação observada no reforço foi de 850 $\mu\text{m}/\text{m}$ (0,085%) nos ensaio GG1-ENV. Com relação a este último arranjo, observou-se uma redução de 20% no valor da deformação do reforço em relação ao valor obtido para a disposição geométrica da geogrelha em U invertido. Por fim, as deformações da geogrelha registradas pelo EXT 10 foram inferiores a 500 $\mu\text{m}/\text{m}$, indicando que a mobilização do reforço na região abaixo do tubo foi menor.

A Figura 5.49 mostra a deformação na geogrelha GG1 nos três arranjos considerados para um único ponto comum de monitoramento (EXT 1). Analisando os dados apresentados, observa-se que as deformações na geogrelha foram semelhantes para os arranjos em camada e envelopada, com deformação um pouco maior tendo sido observada no arranjo em U invertido.

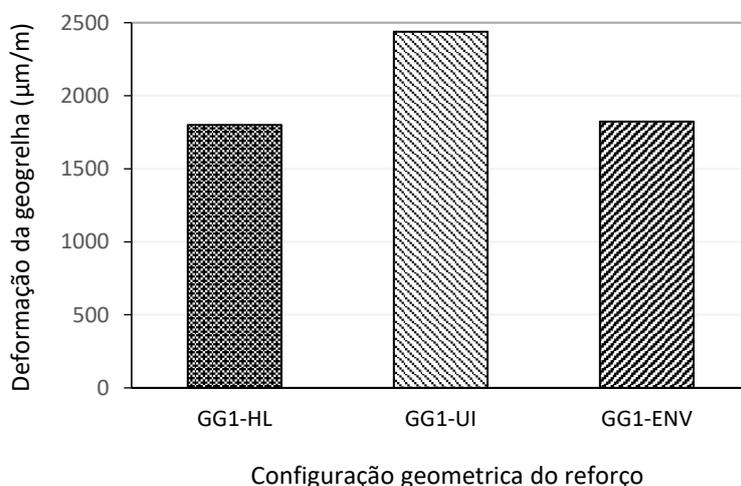


Figura 5. 49. Mobilização no centro da geogrelha GG1 nos três arranjos considerados.

Os resultados de deformação da geogrelha GG4 ensaiada com arranjo em camada horizontal estão apresentados na Figura 5.50. As curvas deformação na geogrelha versus sobrecarga mostram que os EXT 1, 2 e 3 apresentaram deformações entre 1800 e 2200 $\mu\text{m}/\text{m}$. Por outro lado, o EXT 5 apresentou deformações inferiores aos demais pontos, sendo que para a sobrecarga de 160 kPa o valor obtido foi de 1400 $\mu\text{m}/\text{m}$ (0,14%). Pode-se observar também um aumento na taxa de crescimento da deformação a partir de um valor de sobrecarga na superfície entre 90 e 110 kPa.

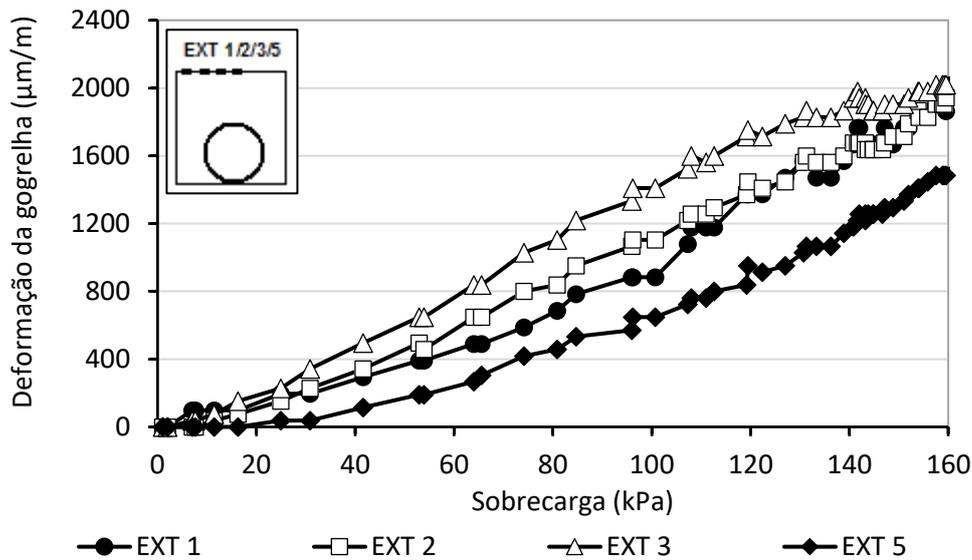
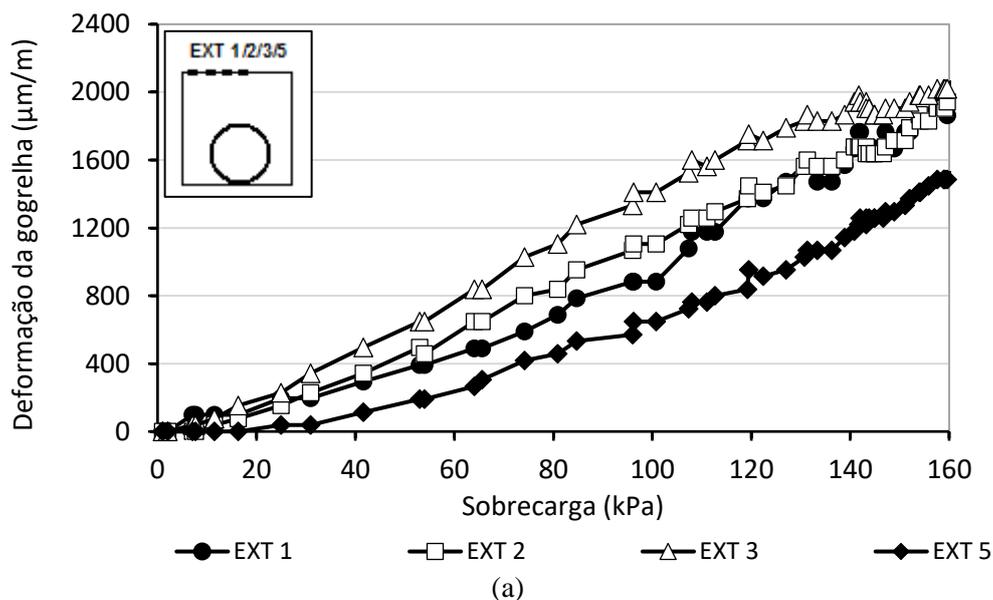


Figura 5.50. Deformação da gogrelha GG4 em camada horizontal.

No que concerne ao arranjo envolvendo completamente o tubo, as deformações obtidas no ensaio GG4- ENV estão apresentadas na Figura 5.51. Na Figura 5.51a, verifica-se que as deformações medidas pelos extensômetros EXT 1, EXT 2, EXT 3 e EXT 5 ao final do ensaio envelopado foram muito próximas as deformações obtidas na disposição em camada. Já na Figura 5.51b, os extensômetros na lateral do arranjo mostram que o EXT 6 apresentou uma deformação de tração de aproximadamente $1000\mu\text{m/m}$, enquanto o EXT 8 instalado na parte inferior do reforço mediu uma deformação de compressão de $-271\mu\text{m/m}$. Tal ocorrência é justificável, uma vez que o reforço recebe uma parcela maior de tensões no topo do arranjo. No centro, o EXT 7 registrou um valor de $1250\mu\text{m/m}$.



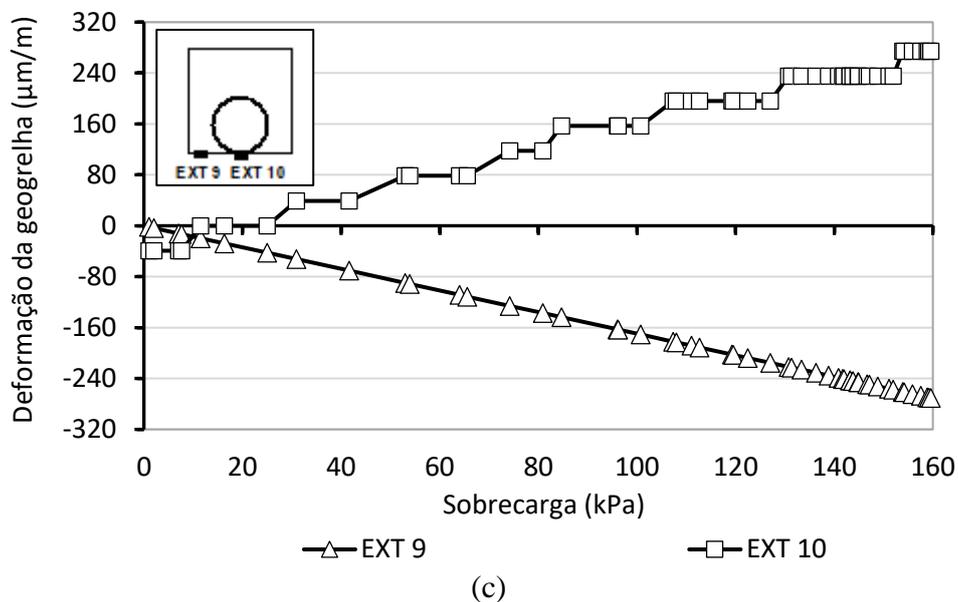
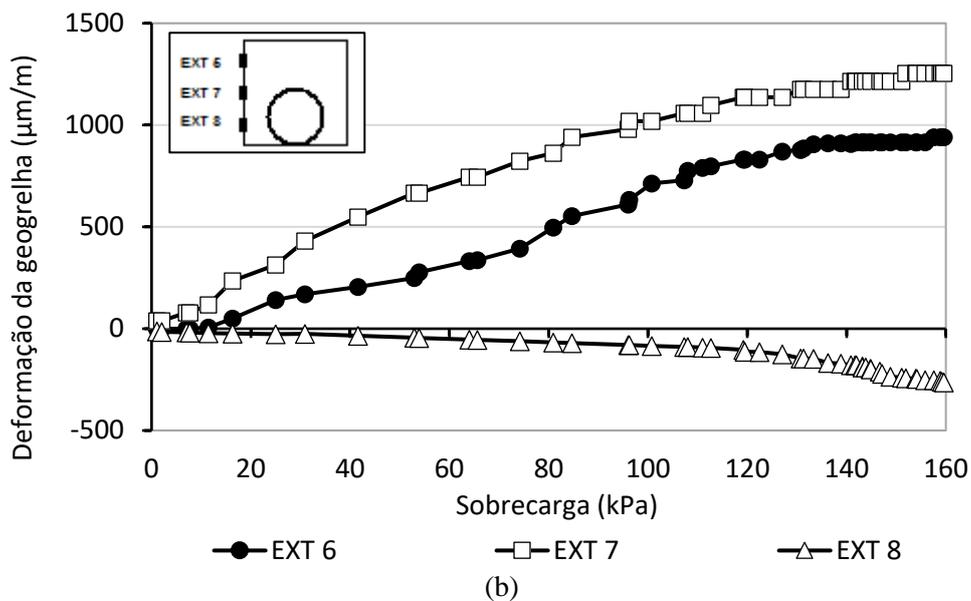


Figura 5.51. Deformação da geogrelha GG4 com arranjo envelopado – (a) topo; (b) lateral; (c) base.

A mobilização do reforço na base do tubo foi significativamente inferior às nos demais pontos instrumentados, como pode ser visto na Figura 5.51c. As deformações foram de 250 $\mu\text{m/m}$ e -250 $\mu\text{m/m}$, conforme indicados pelos extensômetros EXT 9 e EXT 10, respectivamente.

A Figura 5.52 apresenta os perfis de deformações ao longo da direção horizontal das geogrelhas GG1 e GG4 dispostas em camada horizontal, para a sobrecarga de 160 kPa. No caso da geogrelha GG1, os resultados são referentes às medições do EXT 1 e EXT 3. Já para a geogrelha GG4 estão indicados os valores de deformações obtidos pelos quatro extensômetros instalados.

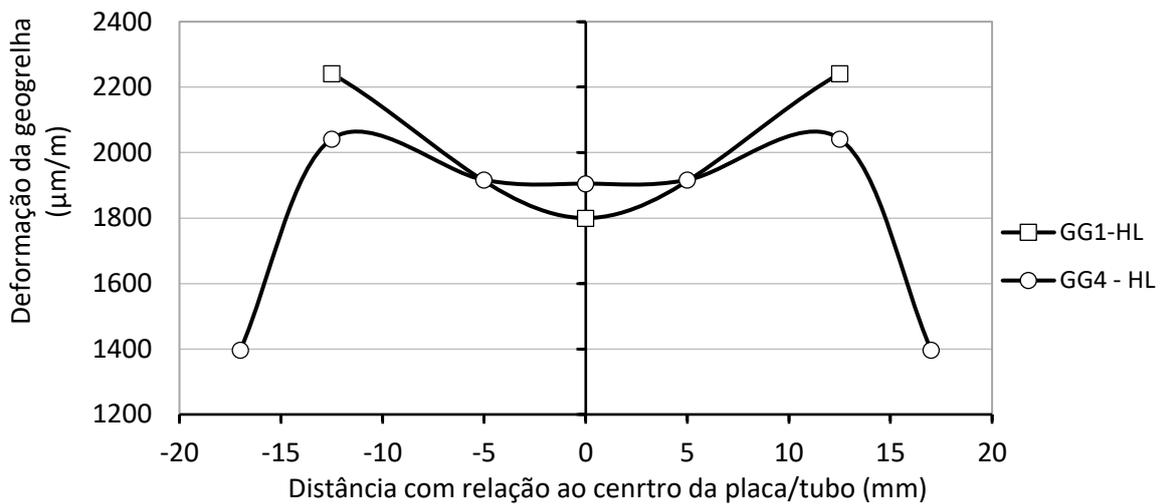


Figura 5. 52. Comparação das deformações das geogrelhas GG1 e GG4 dispostas em camada horizontal.

Pode-se notar que as maiores deformações ocorreram no ponto coincidente com a borda da placa de carregamento. A instalação do EXT 4 na geogrelha GG4, foi essencial para comprovar que à partir do ponto de máxima deformação (obtida pelo EXT 3), os valores de deformação no reforço tende a diminuir ao longo da direção horizontal, até atingir a borda do reforço. Comportamento semelhante foi observado com arranjo envelopado. A Figura 5.53 mostra a deformação das geogrelhas GG1 e GG4, no topo do arranjo envelopado. Neste caso, verificou-se que próximo à borda a deformação diminuiu em relação às medidas no centro. Outro aspecto interessante é que a rigidez do reforço e o arranjo tiveram pouca influência nas deformações nas geogrelhas.

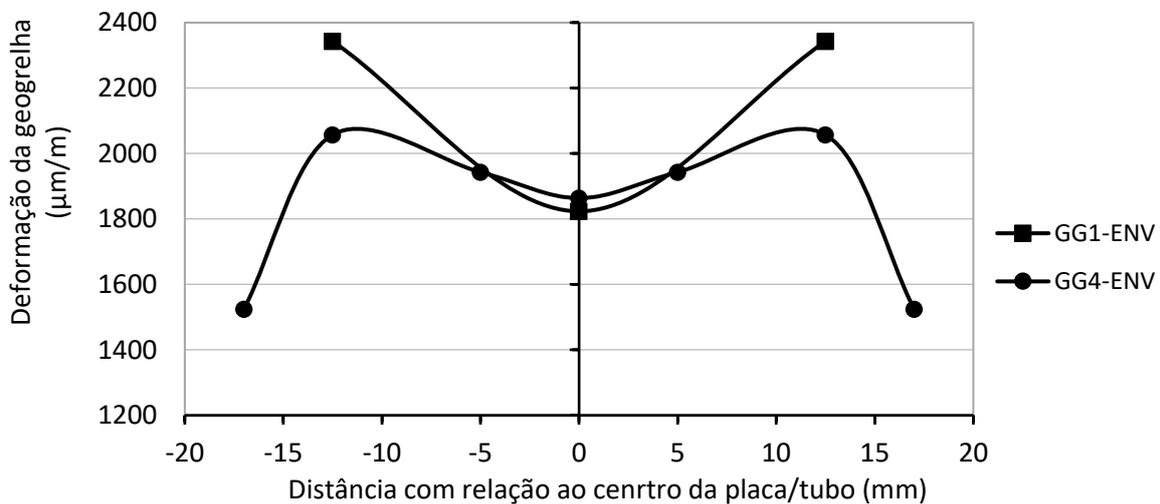


Figura 5. 53. Comparação das deformações das geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo envelopado.

A Figura 5.54 apresenta os valores de deformações nas geogrelhas GG1 e GG4 medidas pelos extensômetros EXT 1, EXT 3, EXT 7 e EXT 10. Conforme mencionado anteriormente, o topo do arranjo é a região onde ocorrem as maiores solicitações nos reforços, principalmente no ponto EXT 3 que coincide com a borda da placa de carregamento.

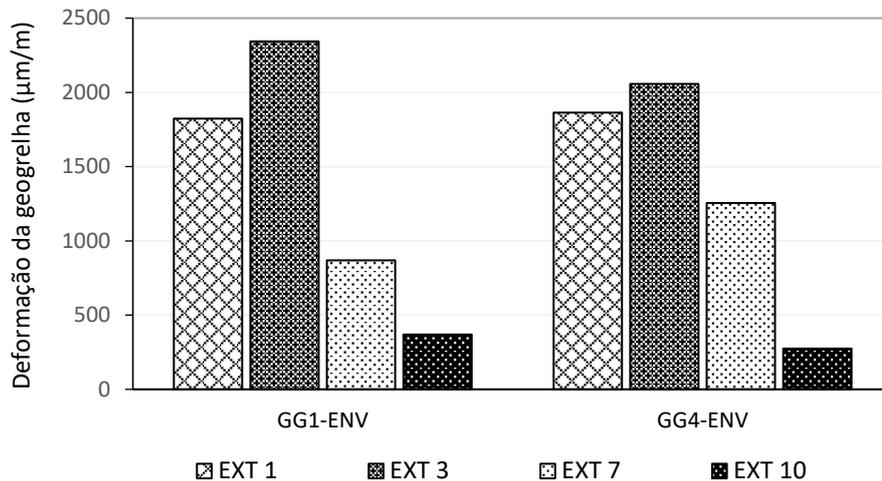


Figura 5. 54. Deformações sofridas pelas geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo envolado.

Além disso, pode-se observar que no trecho vertical do reforço em arranjo envolado GG4 foi mais solicitada que GG1. A abertura da malha da geogrelha GG4 pode ter contribuído, em parte, para este aumento da deformação, já que sua abertura é cerca de 10 vezes menor que da GG1. As medições apresentadas pelo EXT 10 indicam que na base do tubo a geogrelha GG1 apresentou valores de deformação cerca de 1,3 vezes o valor medido na geogrelha GG4.

5.7 ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-TUBO

Para compreender o mecanismo de interação solo-tubo, inicialmente foi determinada a rigidez relativa do sistema a partir da relação entre a rigidez do solo circundante (R_s) e a rigidez da seção transversal da estrutura (R_e), expressa pela equação a seguir:

$$RR = \frac{R_s}{R_e} \quad (5.5)$$

$$R_s = \frac{E_s}{1 - \nu} \quad (5.6)$$

$$R_s = \frac{E_s}{1 - \nu} \quad (5.7)$$

Onde:

E_s é módulo de elasticidade do solo circundante, determinado por meio de retroanálises realizadas neste estudo e que serão apresentadas detalhadamente no Capítulo 6; ν corresponde ao coeficiente de Poisson, adotado igual a 0,37; E_t é o módulo de elasticidade do tubo (= 2,1 GPa); t corresponde à espessura do tubo (= 0,036 mm) e D ao diâmetro do tubo (= 0,2 m) considerado no estudo. Cabe salientar que o módulo de elasticidade do solo foi determinado por meio de retroanálise, encontrando-

se um valor de 4600 kPa. Desta forma, calculando-se a rigidez relativa do sistema por meio da equação (5.5) obteve-se um valor de RR superior a 1000, o que indica que o comportamento do tubo enterrado é flexível, conforme esperado.

Adicionalmente, os resultados dos ensaios experimentais foram imprescindível para compreender a interação do sistema solo-tubo quando submetido a aplicação da sobrecarga. Analisando a condição não reforçada, pode-se constatar que quando aplicado o carregamento na superfície do aterro, o tubo de PVC extremamente flexível deforma-se em resposta a esta sollicitação. Esta deformação ocorre devido a compressão no topo/base e a expansão lateral do tubo (linha d'água), como ilustrado na Figura 5.55a. Assim, o solo circundante na região lateral do tubo é mobilizado passivamente. Dessa forma, ocorre um alívio de tensões sobre a estrutura em virtude da transferência para a região lateral do tubo, ou seja, nota-se o fenômeno de arqueamento positivo (Figura 5.55b). Este fenômeno foi comprovado pelos registros da células de tensões, especialmente as células C2, C4 e C7.

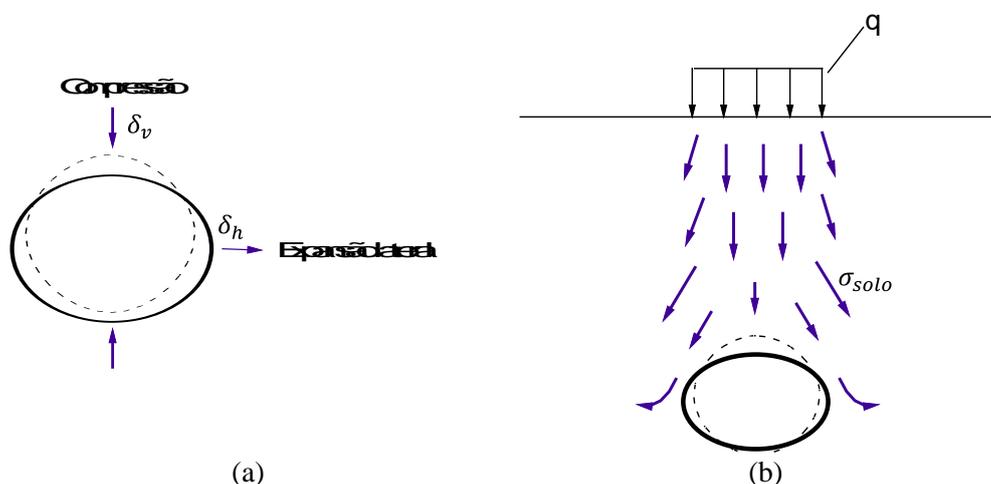


Figura 5. 55. Interação solo-tubo na condição não reforçada – (a) deformação do tubo; (b) distribuição de tensão.

Em contrapartida, pode constatar que na condição reforçada as tensões atuantes advindas da sobrecarga mobilizando primeiramente o reforço inserido no maciço a uma profundidade de 400 mm (= 2 vezes o diâmetro do tubo), independentemente do arranjo geométrico. Assim, nota-se o mecanismo de efeito membrana do reforço ao ser sollicitado, isto é, o reforço assume um formato de membrana tensionada que fornecem uma reação ao esforço sustentando o carregamento imposto. Esta alteração formato do reforço ocorre devido ao recalque do reforço e do solo, principalmente na região central e coincidente com a aplicação da sobrecarga (Figura 5.56a). Cabe salientar que durante a desmontagem dos ensaios reforçados foi possível visualizar tal deformada do reforço.

De modo geral, a profundidade do reforço admitida neste estudo proporcionou benefícios significativamente na redução do recalque da placa na superfície e do tubo, conforme apontado pelos resultados dos ensaios experimentais. Na prática da engenharia de duto, o recalque diferencial em tubos flexíveis consiste em um ponto importante a ser considerado em projeto pois podem provocar

a flambagem da estrutura ao longo de sua extensão, bem como sua ruptura. Além disso, que os benefícios observados devido a presença do reforço no maciço contribuirão expressivamente na distribuição e uniformidade das tensões para reduzir as deformações do tubo, a longo prazo. Destaca-se principalmente a deformação nas juntas do tubo, uma vez que, sendo um ponto crítico.

Nas condições reforçadas, a inserção do solo-reforço deve ser considerada no comportamento do sistema. A princípio, as tensões no solo advindas da sobrecarga aplicada na superfície mobilizam o reforço, o qual ao ser tracionado transfere lateralmente estas tensões (Figura 5.56). Esta interação solo-reforço ocorre por cisalhamento nas interfaces e por resistência passiva dos elementos transversais. Conforme mencionado, a abertura da malha e o embricamento dos grãos de solo nas aberturas foram fatores relevantes que influenciaram nos resultados dos ensaios reforçados, principalmente da geogrelha GG1, que apresentava uma abertura da malha muito superior ao diâmetro dos grãos. Assim, o solo atravessa a abertura do reforço, sem mobilizá-lo completamente. Desta forma, a eficiência da geogrelha GG1 foi inferior às das demais.

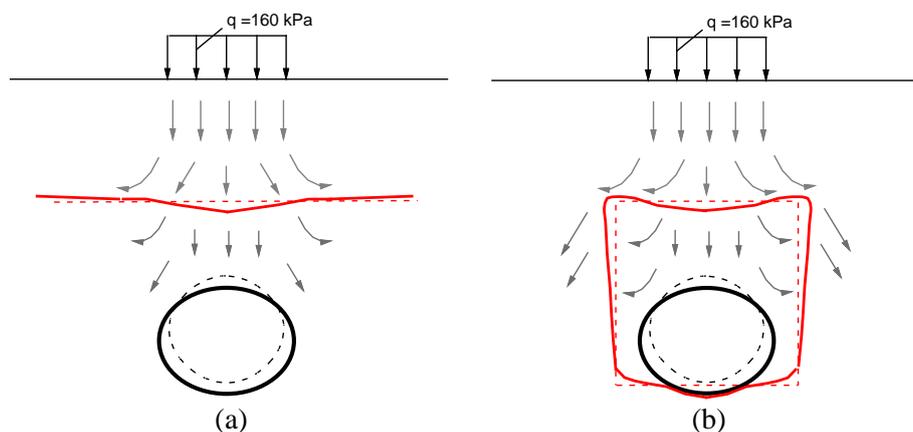


Figura 5. 56. Distribuição de tensão no maciço reforçado.

Outro aspecto relevante nessa interação solo-reforço é a disposição do reforço. Na condição reforçada com arranjo em camada, pode-se notar que as contribuições do reforço nesta disposição foram menos significativas do que o arranjo envelopado. Tal fato pode ser justificado pela ausência de ancoragem do reforço no maciço na configuração em camada horizontal. Em contrapartida, a continuidade do reforço na configuração envelopada (devido a emenda realizada no topo) e o confinamento do solo da região do tubo contribuíram para o desempenho deste arranjo.

Adicionalmente, os resultados de deslocamento da parede do tubo nos diferentes pontos mostraram que em função da sobrecarga de 160 kPa aplicada na superfície houve uma variação no formato do tubo. A Figura 5.56 apresenta o deslocamento no tubo nos três pontos instrumentados considerando uma sobrecarga de 160 kPa aplicada na superfície do aterro, para as condições de ensaio NR e GG4-ENV. Os valores em parêntese correspondem as deformações medidas em cada ponto do tubo. A

convenção de sinal adotada no item 5.5 foi mantida, onde o sinal negativo indicará deformação de compressão e o sinal positivo de tração do tubo.

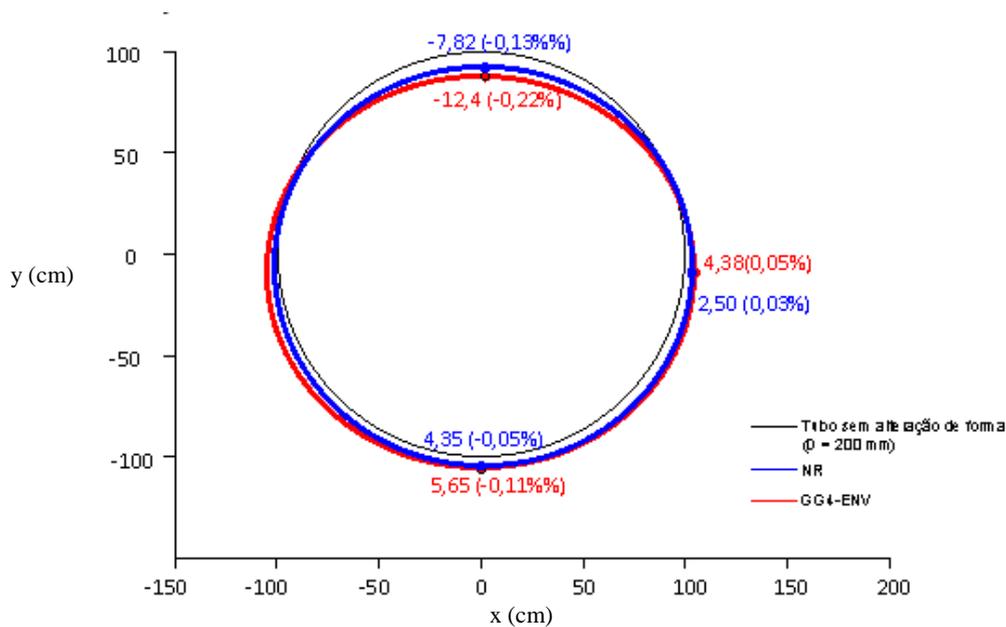


Figura 5. 57. Variação de forma do tubo ensaiado na condição não reforçada e reforçada.

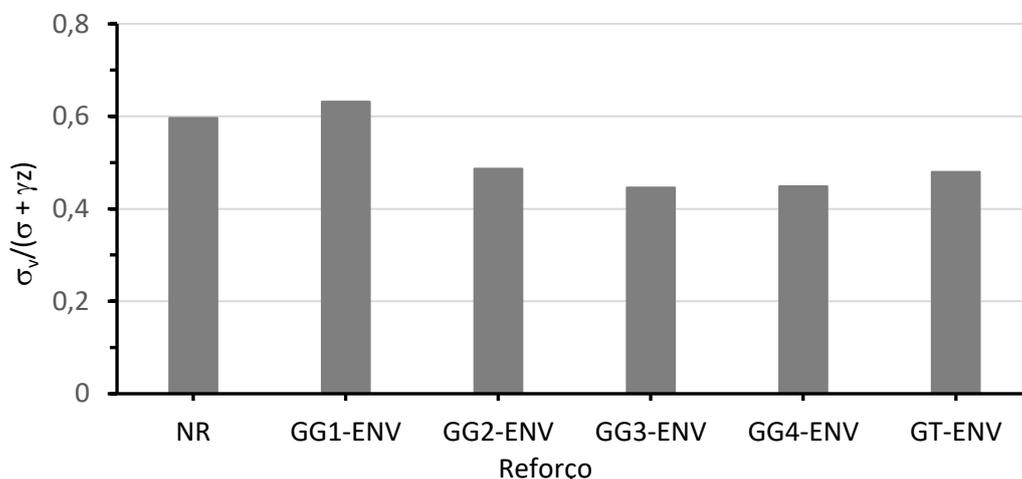
Nota-se que o tubo se deslocou verticalmente ao longo do ensaio, o que pode ter influenciado significativamente as leituras das células C3, que registrou um acréscimo de tensão no solo em decorrência deste deslocamento do tubo. Por outro lado, o deslocamento horizontal do tubo na região da linha d'água consequentemente provocou o deslocamento lateral do solo.

5.7.1 INFLUÊNCIA DO REFORÇO NA INTERAÇÃO SOLO-TUBO

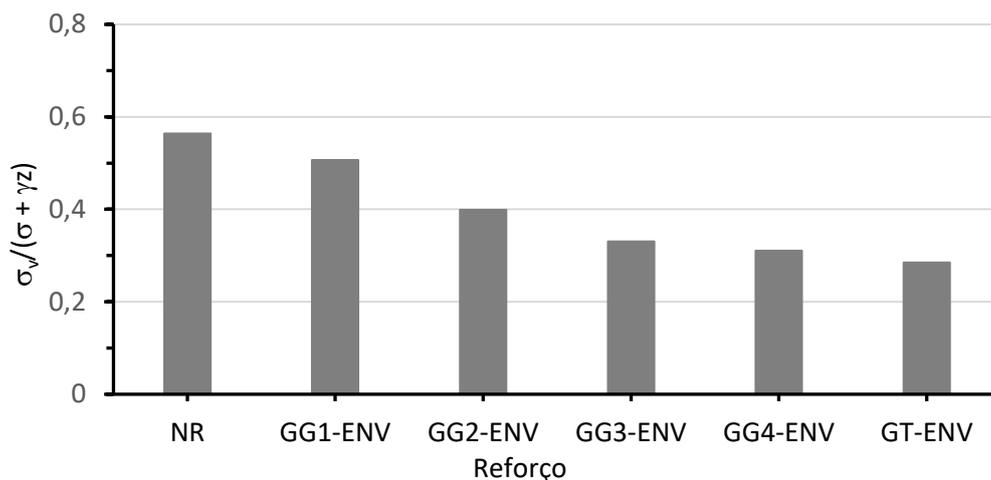
A influência da sobrecarga superficial foi levada em consideração utilizando-se o método de Spangler, ou formulação de Iowa Modificada, proposta por Spangler (1941) para o cálculo das deflexões do tubo. Desta forma, este estudo buscou avaliar a precisão da equação para as condições dos ensaios realizados, utilizando-se as tensões verticais efetivamente medidas no topo da tubulação, principalmente quando houve a presença do reforço geossintético. De acordo com o método de Spangler, a deflexão de curto prazo de um tubo enterrado pode ser calculada em função da carga atuante no tubo e dos valores de rigidez do tubo e do solo.

As deflexões para o tubo de PVC foram determinadas por meio do método de Spangler (Equação 2.10). A constante de assentamento (K) do tubo e o fator de correção (D_R) adotados foram de 0,11 e 1, respectivamente, para as presentes condições de teste. Além disso, as tensões verticais lidas no topo (célula C2) durante os ensaios foram usados para estimar W_c na equação (2.10).

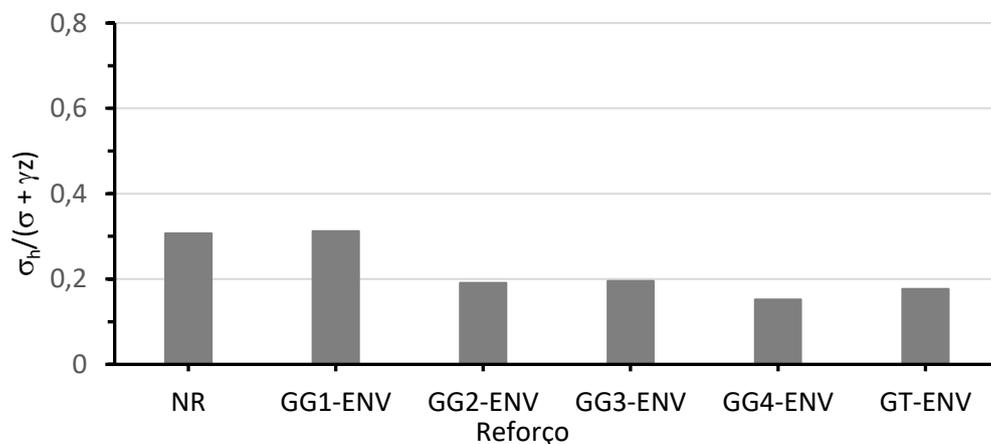
A Figura 5.57 mostra os resultados das tensões verticais e horizontais em alguns locais ao redor do tubo medidos pelas células de tensão total C2, C4 e C7, para uma sobrecarga de superfície de 160 kPa e o arranjo envolado. Os resultados são normalizados pela sobrecarga de superfície (σ) mais a pressão devido ao peso do solo ($= \gamma z$, onde γ é o peso unitário do solo e z é a profundidade da célula de pressão).



(a)



(b)



(c)

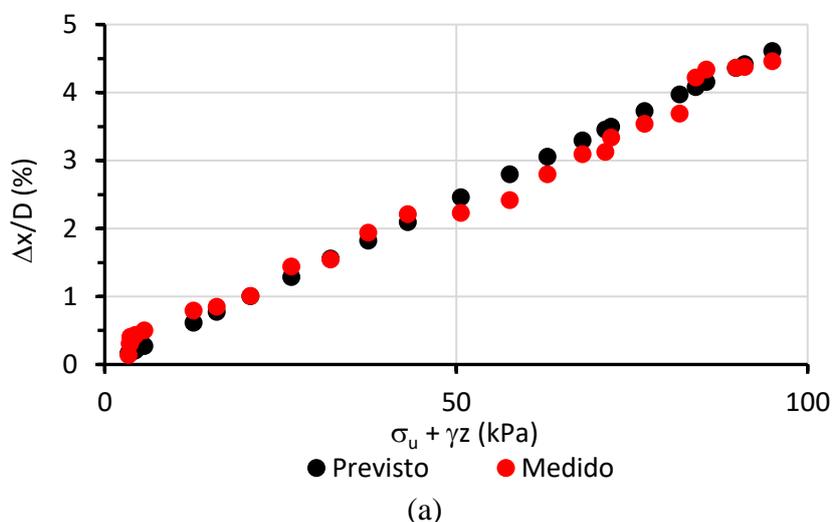
Figura 5. 58. Tensões verticais e horizontais normalizadas em diferentes pontos ao redor do tubo.

Comparando os resultados de ensaios não reforçados e reforçados apresentados na Figura 5.57a, é possível notar que as reduções das tensões verticais no topo do tubo devido a utilização do reforço variaram de 18,4% (GG2) a 24,8% (GG4), sem influência significativa da disposição geométrica do geossintético. Salienta-se que a geogrelha GG1 foi a que menos reduziu as tensões em comparação com os resultados obtidos no ensaio não reforçado (NR).

As reduções das tensões verticais na linha d'água do duto são mais significativas (Figura 5.57b), variando de 29,3% (GG2) a 49,4% (GT), se forem considerados os reforços GG2, GG3, GG4 e GT. No entanto, a redução obtida com o reforço GG1 foi de apenas 10,1% em relação à condição do solo não reforçado. Os resultados da Figura 57c mostram que as geogrelhas GG2 a GG4 e o geotêxtil GT reduziram a tensão horizontal na linha d'água do duto entre 36,2% (GG3) e 50,3% (GG4). Pouca influência na tensão horizontal na linha d'água do duto foi observada no teste com GG1.

O valor do módulo de reação do solo (E') é de extrema importância na previsão das deflexões do tubo pela equação (2.10). As tensões verticais medidas no topo do tubo (pela célula C2, Figura 5.57a) e as propriedades do tubo (módulo de Young de 2,1 GPa) podem ser usadas para analisar o valor de E' sob condições não reforçadas e reforçadas que se ajustariam às medições de deflexões horizontais do tubo.

A Figura 5.58 mostra as comparações entre as deflexões horizontais medidas do tubo normalizadas pelo diâmetro do tubo e as deflexões previstas pelo método de Spangler, em função da tensão vertical (σ_v) no topo do tubo no ensaio não reforçado. Uma concordância satisfatória foi obtida entre as deflexões de tubo previstas e medidas no teste não reforçado para um valor de E' igual a 3.791 kPa, como mostrado na Figura 56a. Este valor de E' é consistente com aqueles esperados para materiais de preenchimento granular solto (WRC, 1988; Smith e Young, 1991; Look e Cameron, 2018; NYSDOT, 2018).



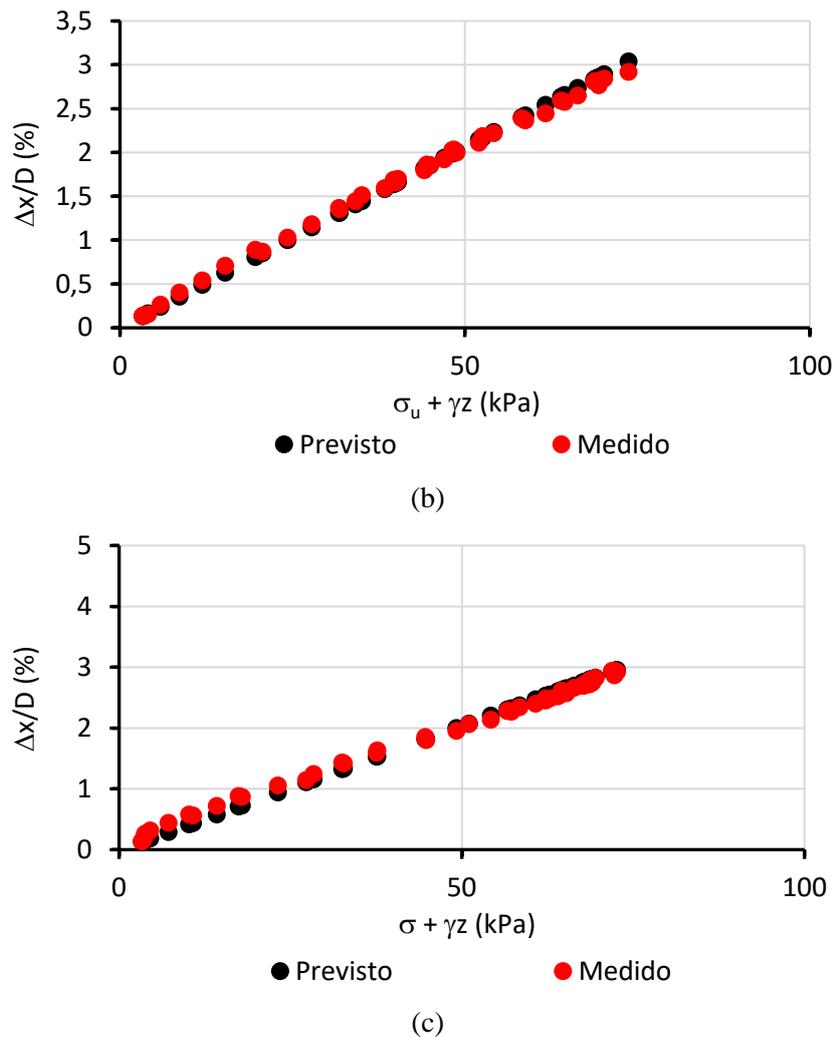
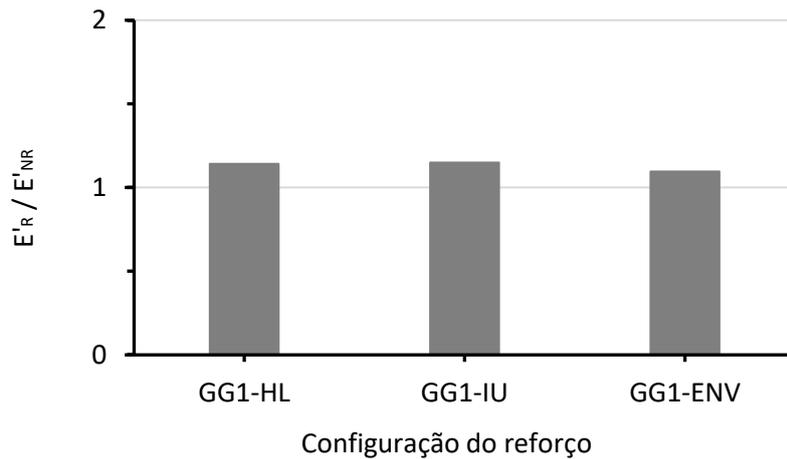


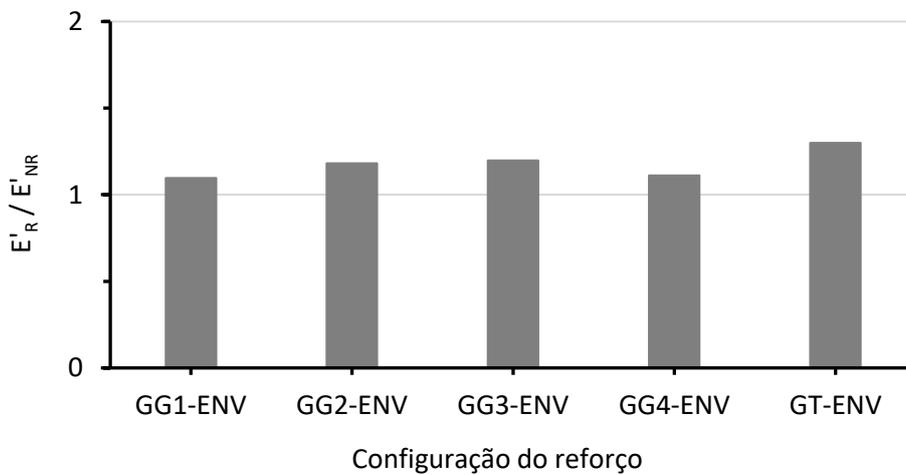
Figura 5. 59. Comparação entre as deflexões horizontais previstas por Spangler e medidas nos ensaios não reforçado e reforçado - (a) NR; (b) GG2-ENV; (c) GG3-ENV

Comportamentos semelhantes foram observados com as geogrelhas GG2 e GG3 em ensaios reforçados com arranjos envelopado, como mostrado nas Figura 5.58(b) e (c), respectivamente, mas para valores de E' de 4.976 kPa para GG2 e 4.961 kPa para GG3. Uma correlação satisfatória entre as previsões e medições pode ser observado se um valor apropriado de E' for usado. Resultados semelhantes foram obtidos para os outros reforços testados.

Os valores de E' obtidos para o solo reforçado foram maiores do que os obtidos para o solo não reforçado, e a Figura 5.59 mostra a relação entre os valores do módulo de reação do solo nas situações reforçada (E'_R) e não reforçada (E'_{NR}) para melhor ajuste entre as deflexões horizontais previstas e medidas do tubo.



(a)



(b)

Figura 5. 60. Relação entre os valores E' nos ensaios não reforçado e reforçados – Linha d'água do tubo.

Os resultados da Figura 5.59a mostram que mesmo o reforço menos eficiente GG1 proporcionou um aumento no valor de E' entre 19,3% e 22,4%, mas sem influência significativa do arranjo do reforço. A Figura 5.59b mostra os resultados dos ensaios envelopados. Neste caso, o aumento do valor de E'_{NR} em virtude da presença do reforço variou entre 19,3% e 38,2%, dependendo do reforço considerado. O reforço GT apresentou o melhor desempenho, mas não significativamente diferente do resultado obtido por GG4 (34,7%). Assim, as Figuras 5.58 e 5.59 mostram que a precisão do método de Spangler foi satisfatória também para solos reforçados, e que a presença do reforço é equivalente a um aumento no valor do módulo de reação do solo.

Para o solo não reforçado, durante a maior parte do ensaio, a razão entre as deflexões horizontais e verticais do tubo foi igual a 1,40. Masada e Sargand (2007) relatam valores dessa proporção para tubos de PVC variando entre 0,67 e 1,50. As deflexões horizontais dos tubos nos ensaios relatados no presente estudo também foram maiores do que as verticais nos ensaios em solo reforçado. Assim, os valores de E' retroanalisados, considerando as deflexões no topo do tubo, foram maiores do que

aqueles para a linha d'água do tubo, variando entre 5.441 kPa para o solo não reforçado e 11.366 kPa para um arranjo envelopado usando geotêxtil GT.

A Figura 5.60a mostra a relação E'_R / E'_{NR} para ensaios a geogrelhas GG1 nos três arranjos estudados, onde no pior caso (reforço em camada horizontal) a presença do reforço foi equivalente a um aumento no módulo de reação do solo de 17,6%. As razões para arranjos envelopados estão indicados na Figura 58b, onde se pode notar que para esta disposição do reforço a razão E'_R / E'_{NR} variou entre 1,40 (GG1) e 2,09 (GT), o que corresponde a aumentos no módulo de reação do solo entre 40% e 109%.

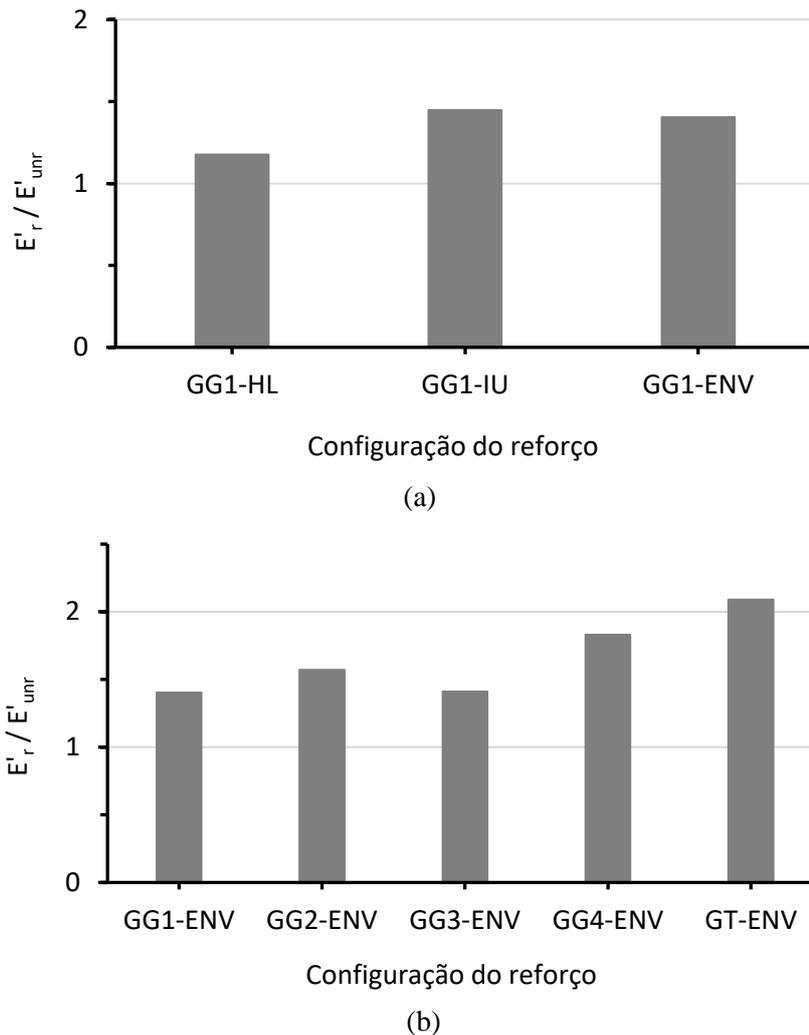


Figura 5. 61. Relação entre os valores E' nos ensaios não reforçado e reforçados – Topo do tubo.

Portanto, os resultados nas Figuras 59 e 60 mostram que, em termos de deflexões do tubo, a presença do reforço é equivalente a um aumento na rigidez do solo, que pode ser bastante significativo dependendo do tipo de reforço, características e disposição, com particular referência à rigidez à tração do reforço no caso de deflexões verticais de tubos. Também deve ser notado que como as deflexões do tubo são diferentes nas direções horizontal e vertical, E' não é um parâmetro isotrópico.

CAPÍTULO 6

6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NÚMERICA

Neste capítulo são apresentados os resultados das simulações numéricas realizadas para as condições de ensaios propostas, utilizando o software Plaxis 2D. Nas simulações foram analisadas as tensões verticais e horizontais no solo para as condições com e sem o tubo. Além disso, avaliou-se a influência da presença do reforço e do tipo de arranjo na distribuição de tensões no solo. Por fim, dispendo destes dados e dos resultados dos ensaios experimentais, foi possível realizar uma análise comparativa entre as condições não reforçadas e reforçadas.

6.1 ANÁLISE DA CONDIÇÃO SEM DUTO E SEM REFORÇO

As simulações numéricas foram realizadas admitindo modelo de deformação plana, porém é importante salientar que o problema poderia ter sido analisado como simétrico, no qual é analisado apenas metade da geometria do problema. As simulações neste trabalho poderiam ser realizadas de duas maneiras: (i) atribuindo um carregamento distribuído na superfície do maciço aplicado sobre uma placa rígida; (ii) inferir valores de deslocamentos para que o programa calculasse as forças e tensões correspondentes. Neste trabalho, optou-se pelo segundo método (deslocamento prescrito).

A primeira simulação realizada foi uma retroanálise do ensaio de capacidade de carga (condição sem tubo e sem reforço). A Tabela 6.1 apresenta os valores dos parâmetros do solo utilizados nas simulações numéricas.

Tabela 6. 1. Parâmetros do solo utilizados nas análises numéricas.

Propriedades do solo	Valor
Peso específico (kN/m ²)	16,4
Peso específico saturado (kN/m ²)	20
Coesão (kN/m ²)	2
Ângulo de atrito (°)	37
Dilatância (°)	4
Coefficiente de Poisson	0,3
R inter	1

Conforme mencionado anteriormente, as propriedades do solo foram determinadas em laboratório. No entanto, o módulo de elasticidade (E) do solo correspondente à densidade relativa do maciço ($D_r = 50\%$) nos ensaios experimentais não foi determinada por ensaios. Assim, foram analisados diferentes módulos de elasticidade (E), comparando os resultados obtidos com os dados dos ensaios em modelo STR.

Desta forma, no modelo confeccionado para a análise admitiu a aplicação de deslocamentos prescritos na superfície do aterro numa faixa igual à largura da placa de carregamento (= 250 mm). Os valores de deslocamentos prescritos foram adotados levando-se em consideração os deslocamentos obtidos no ensaio STR, isto é, variou de 0 a 25 mm. A Figura 6.1 apresenta os resultados obtidos para diferentes módulos de elasticidade

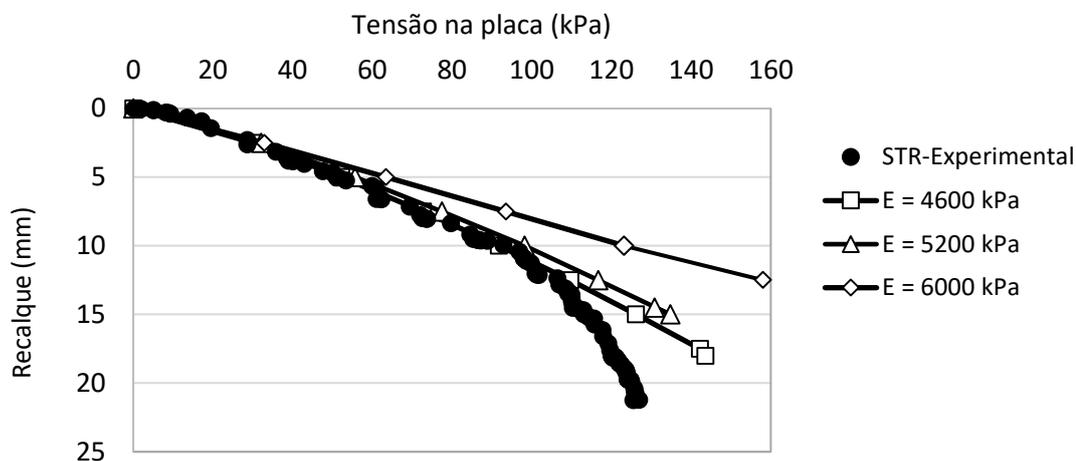


Figura 6. 1. Modelo da condição de ensaio sem tubo e sem reforço.

Os resultados mostraram que uma boa correlação entre os dados experimentais e numéricos foi obtida considerando o módulo de elasticidade do solo igual a 4600 kPa. Portanto, este valor foi adotado em todas as condições de ensaios simuladas posteriormente. O deslocamento prescrito máximo obtido para a análise da condição sem duto e reforço (STR) no maciço foi de 18 mm, correspondendo à uma tensão na placa de aproximadamente 140 kPa. No entanto, é válido ressaltar que a tensão de ruptura do solo determinada experimentalmente foi de 100 kPa. Desta forma, pode-se observar que a análise numérica previu uma tensão de ruptura superior a do ensaio em modelo. A Figura 6.2 apresenta os mecanismos de ruptura no solo para as tensões de 100 kPa e 140 kPa. O mecanismo de ruptura apresentado na Figura 6.2b corresponde ao mecanismo mais realista ao observado nos ensaios experimentais.

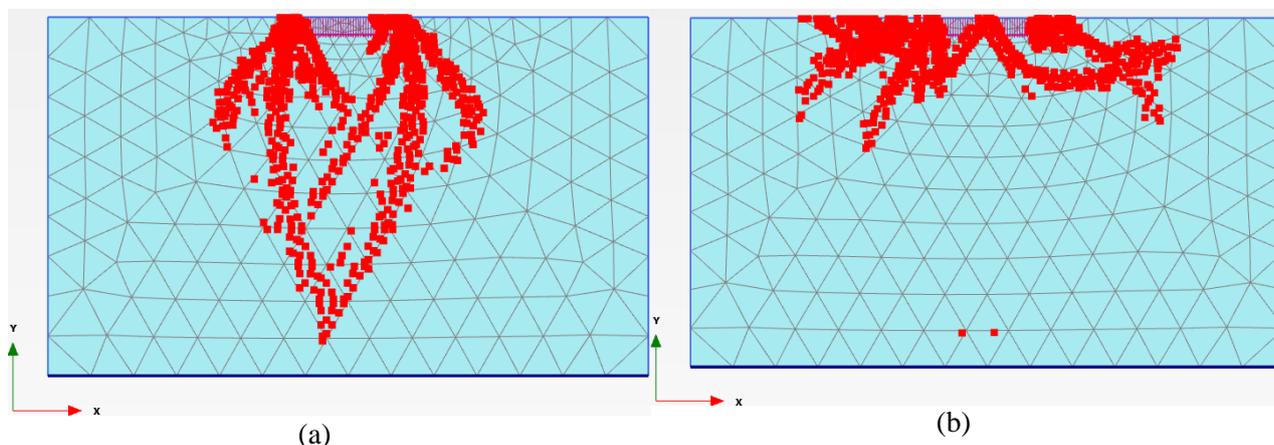


Figura 6.2. Pontos de ruptura no maciço para as tensões de (a) 100kPa; (b) 140 kPa.

As tensões verticais e horizontais no solo também foram avaliadas por meio da simulação numérica, já que as mesmas não foram monitoradas na execução do ensaio em modelo STR. A Figura 6.4 mostra a distribuição das tensões totais após a aplicação de um deslocamento prescrito de 18 mm. Na Figura 6.3a, apresenta-se a magnitude das tensões verticais no solo ao longo da profundidade. É possível notar que, em função do deslocamento imposto na superfície, ocorre um aumento da tensão vertical no solo, especialmente na zona central. Para profundidades de 0 a 300 mm, as tensões verticais estimadas variaram de 142 kPa a 107 kPa.

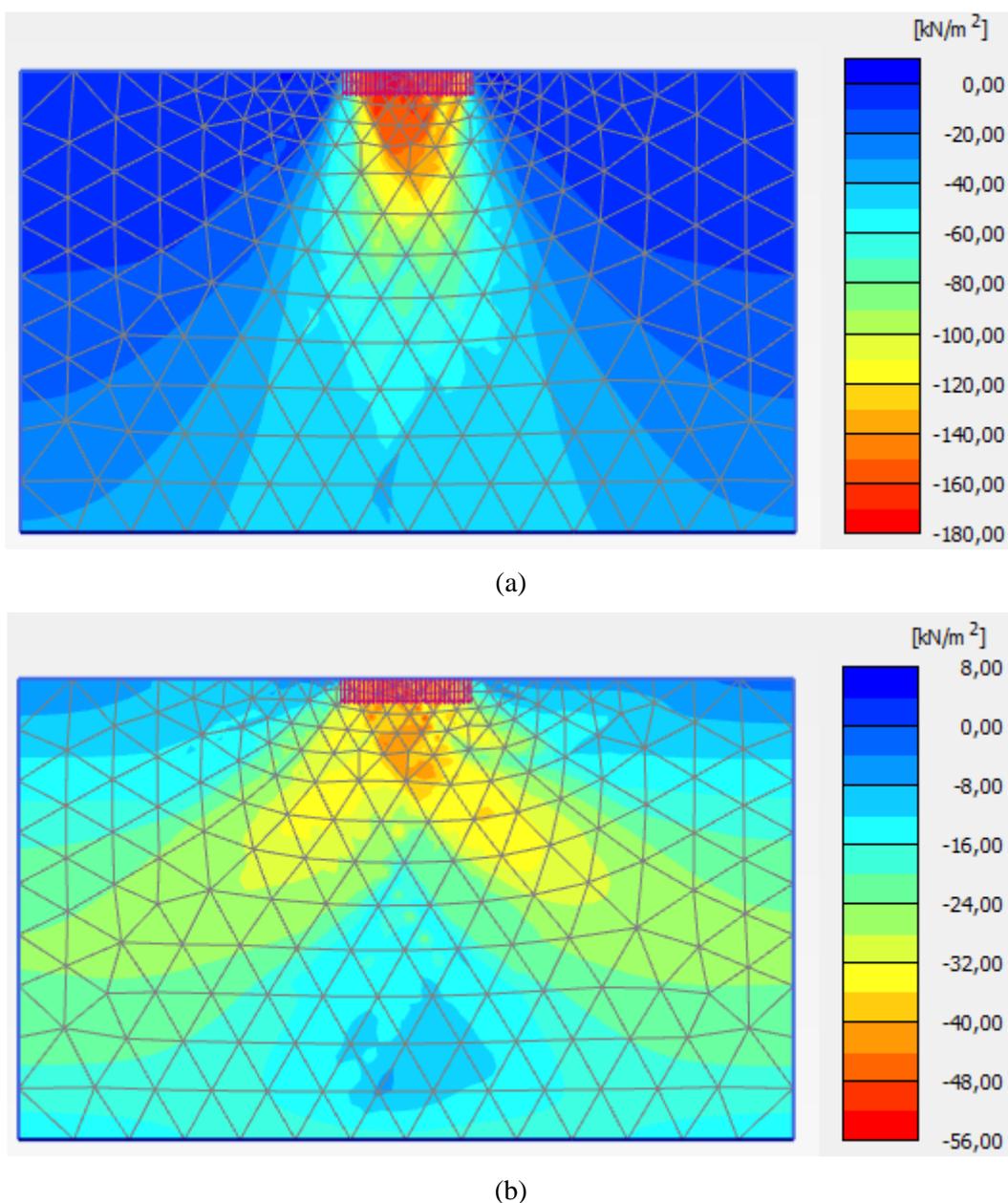


Figura 6. 3. Tensões totais no solo - (a) verticais; (b) horizontais.

Esta faixa de profundidades corresponde à região onde foram posicionadas as células de tensões totais C1 e C2. Além disso, verificou-se que as tensões verticais diminuíram ao longo da direção horizontal, assim como constatado nos ensaios experimentais. As tensões verticais medidas a partir do centro do

modelo até uma distância de 400 mm e a uma profundidade de 500 mm variaram entre 64 kPa e 16,5 kPa. Cabe salientar que a rigidez da célula neste caso não foi considerada, diferentemente dos ensaios experimentais.

No que se refere às tensões horizontais, pode-se notar que as tensões variaram entre 18 kPa e 25 kPa, para a profundidade de 500 mm e a uma distância de 200 mm em relação ao centro do modelo, isto é, onde as células C7 e C8 seriam instaladas (Figura 6.3b).

6.2 ANÁLISE DA CONDIÇÃO COM DUTO E SEM REFORÇO

A princípio, foi analisado o estado de tensões inicial no maciço considerando-se a presença do tubo enterrado, pois era esperado que a inserção do tubo fosse provocar uma alteração nas tensões no solo. A Figura 6.4 mostra a distribuição de tensão no maciço, que permite constatar que realmente ocorreu uma modificação significativa no estado de tensões, particularmente na região abaixo do tubo.

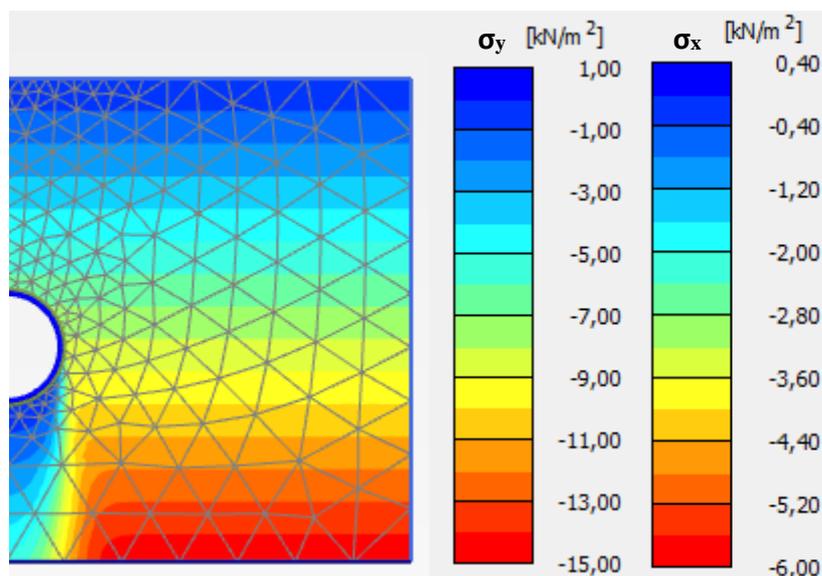


Figura 6. 4. Tensões no solo devido ao peso próprio.

Para uma profundidade de 650 mm, isto é, a uma distância de 50 mm da base do tubo verificou-se que a tensão vertical no solo foi de 0,90 kPa, enquanto que na condição sem tubo a tensão vertical no solo determinada de 10,73 kPa. Na condição estudada onde foi considerada a presença do tubo no maciço, o deslocamento prescrito máximo na superfície foi de 21,5 mm para que se atingisse a tensão máxima de 160 kPa dos ensaios experimentais.

A Figura 6.5 apresenta os deslocamentos totais do sistema. É possível notar, pela escala de cores apresentadas, que os maiores valores deslocamentos ocorrem particularmente nas camadas mais próximas à superfície e diminuem ao longo da profundidade. Além disso, pode-se constatar uma

variação no diâmetro do tubo, assim como observado nos ensaios experimentais, e que serão discutidos mais adiante.

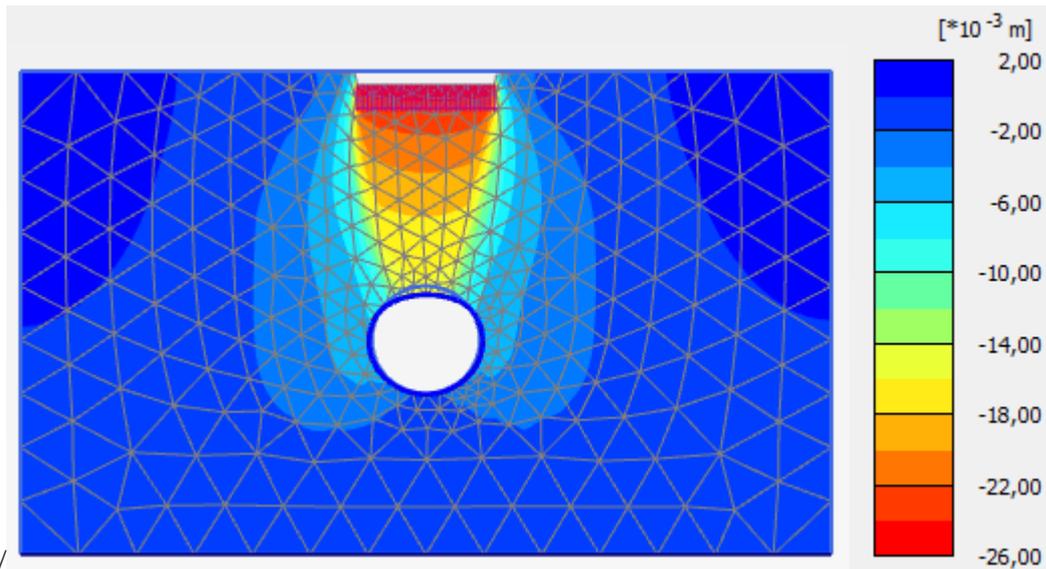


Figura 6. 5. Deslocamentos totais do sistema no maciço com tubo e sem reforço para um deslocamento prescrito de 21,5 mm.

A curva tensão na placa *versus* deslocamento na superfície do terreno obtidas nas análises com tubo por meio dos ensaios experimental e simulação numérica estão apresentadas na Figura 6.6. Os resultados mostraram que o deslocamento obtido pela análise no programa Plaxis 2D para uma tensão de aproximadamente 160 kPa foi de 21,5 mm.

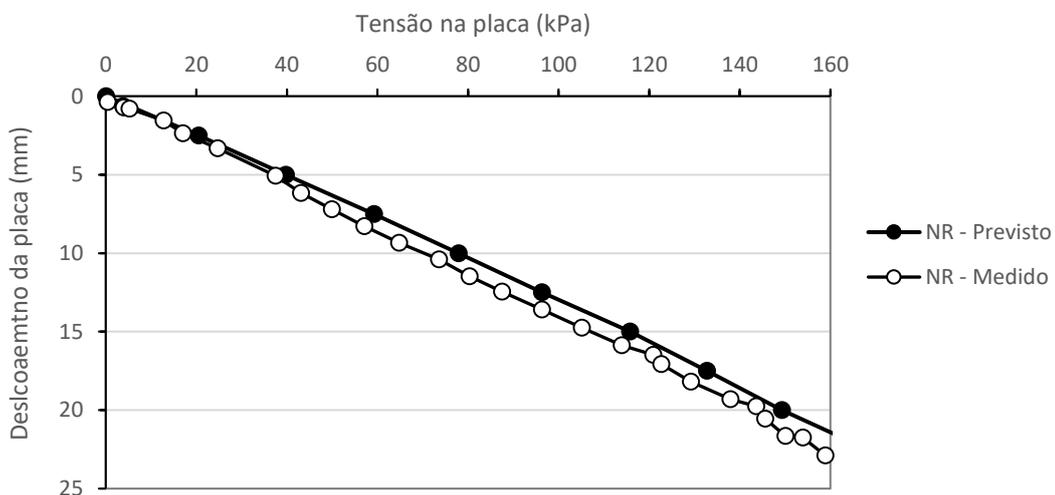
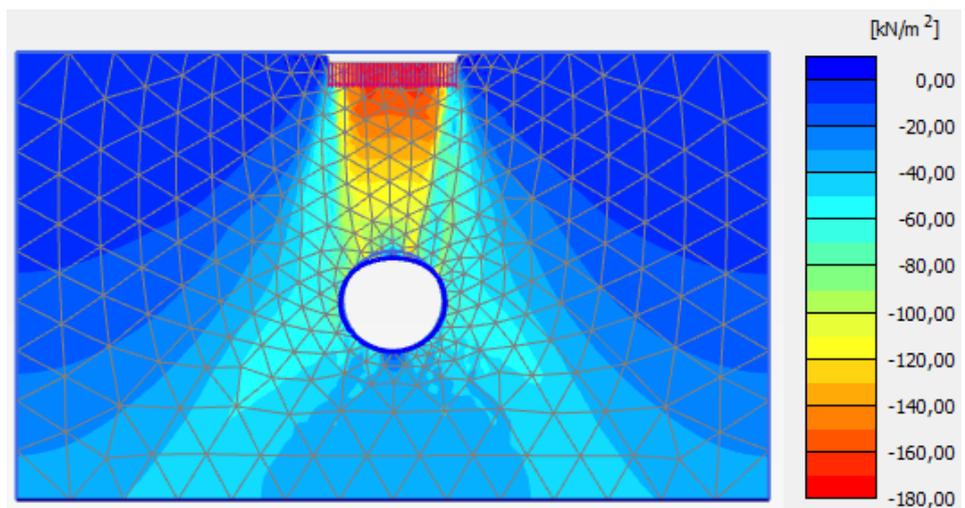


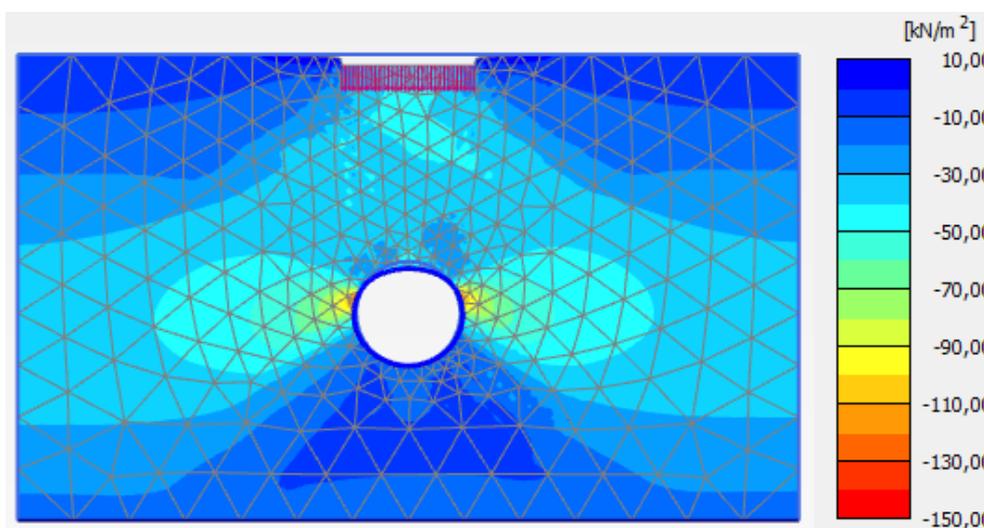
Figura 6. 6. Deslocamento versus tensão na placa.

As tensões verticais e horizontais no maciço na análise numérica foram determinadas nas mesmas posições onde as células de tensão totais foram posicionadas nos ensaios em modelo NR. Para tanto, levou se em consideração o diâmetro das células de tensão (=75 mm) utilizadas nos ensaios experimentais. As tensões determinadas correspondem à média dos valores de tensões verticais e horizontais definidas dentro de uma faixa de 75 mm. A Figura 6.7 mostra as tensões atuantes no

maciço com tubo enterrado e sem a presença do reforço, para uma tensão na superfície de aproximadamente 160 kPa. Além disso, permite comparar visualmente a influência da presença do tubo na distribuição de tensões verticais (Figura 6.7a) e horizontais (Figura 6.7b) com relação a condição STR apresentada anteriormente na Figura 6.3. Pode-se observar que a presença do tubo no solo provocou um aumento das tensões horizontais nas regiões laterais à estrutura, mais especificamente próximo à linha d'água do tubo. É importante ressaltar que as células de tensões instaladas nesta região (célula C7 e C8) foram essenciais, pois possibilitaram que fosse feita uma avaliação da compatibilidade dos resultados obtidos para as duas análises.



(a)



(b)

Figura 6. 7. Distribuição das tensões no maciço com tubo - (a) vertical; (b) horizontal.

A Tabela 6.2 apresenta os valores de tensões determinados nos pontos do maciço equivalentes ao posicionamento das células de tensões nos ensaios experimentais, para a condição com e sem duto. De modo geral, pode se notar que houve um aumento das tensões verticais no solo devido à presença

da estrutura enterrada, com exceção apenas à região abaixo do tubo. Nesta região constatou-se que a tensão vertical na condição NR foi cerca de 0,61 vezes menor que a tensão obtido na análise STR.

Tabela 6. 2. Tensões no maciço obtidas nas simulações no Plaxis 2D, para uma tensão vertical na superfície de 160 kPa.

Ensaio	Tensão no solo para a sobrecarga de 160 kPa (σ)							
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
SDR	146,97	103,73	56,67	56,02	33,05	17,47	24,58	28,27
NR	144,62	109,30	34,88	61,92	34,42	16,83	69,66	46,18

No que concerne às tensões horizontais, observou-se que na condição NR o valor obtido na posição da célula C7 foi aproximadamente três vezes superior ao valor de tensão para caso SDR, mostrando que a presença do tubo realmente provocou uma alteração o estado de tensões no solo. Na posição da C8, este aumento no valor da tensão horizontal foi 63%. Diante do exposto, pode se afirmar que a inserção do tubo no interior do maciço influenciou na distribuição de tensões no solo, particularmente nas proximidades da estrutura. Essa redistribuição de tensões ao redor da estrutura enterrada é devida à diferença de valores de rigidez entre os materiais (solo e tubo).

Por fim, a Figura 6.8 mostra os resultados obtidos nas análises numéricas e nos ensaios realizados em laboratório para a condição não reforçada.

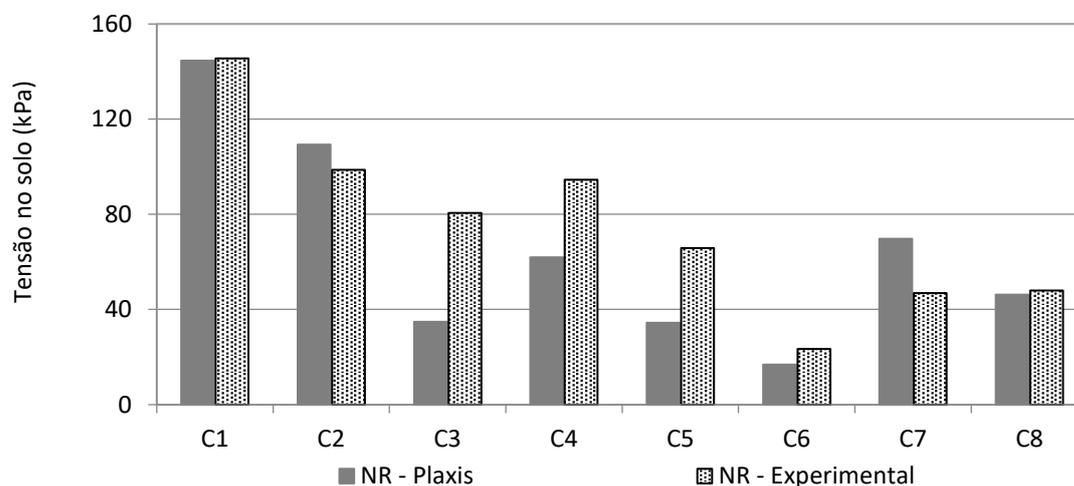


Figura 6. 8. Análises das tensões no solo na condição não reforçada.

. Como esperado, em ambas as análises as tensões no solo tendem a diminuir com o aumento da profundidade, assim como ao longo da direção horizontal. Verifica-se que nos pontos C1, C2, C6 e C8 houve uma boa comparação entre os valores de tensões obtidos nas duas análises. No entanto, as tensões verticais previstas nos pontos C3 e C5 na simulação numérica realizada foram

aproximadamente 2 vezes inferiores às tensões medidas nos ensaios. Alguns fatores podem ter contribuído para este aumento significativo da tensão no solo na região abaixo do tubo, tais como:

- (i) Na instalação do tubo foram feitos ajustes no seu posicionamento que podem ter provocado algum acréscimo de tensão na célula C3;
- (ii) A rotação da célula durante a execução do ensaio.

Com relação às tensões na lateral do tubo, pode-se notar que na posição de C4 as tensões medidas foram 1,52 vezes superiores às tensões previstas na simulação do caso NR. Em contrapartida, a tensão horizontal na lateral do tubo no ensaio em modelo foi inferior à tensão vertical prevista pela análise numérica. Além disso, a relação entre a tensão horizontal (σ_{C7}) e vertical (σ_{C4}) no ensaio experimental não reforçado foi de aproximadamente 0,44, enquanto pelos dados previstos numericamente essa relação foi de 1,12.

6.3. ANÁLISE DA CONDIÇÃO COM DUTO E COM REFORÇO

As análises numéricas dos casos considerados prosseguiram com a inserção do tubo e do reforço no interior do maciço. Inicialmente, foi introduzido o tubo no maciço e analisado o comportamento do solo e do tubo devido a aplicação do deslocamento prescrito na superfície do aterro. Posteriormente, foi considerado a presença do reforço com arranjo em camada e envelopado.

Para a construção do modelo foram admitidas as propriedades do solo apresentadas no Tabela 6.1. Além disso, foram considerados elementos de interfaces entre solo e tubo e solo e reforço. As propriedades do tubo de PVC com diâmetro de 200 mm e espessura de 3,6 mm foram obtidas a partir de informações de fabricantes e dados na literatura. No caso do reforço, os valores de rigidez à tração foram apresentados no item 3.2.2, os quais variaram entre 34 e 2000 kN/m. A Tabela 6.3 mostra as propriedades utilizadas para simular o tubo, bem como os parâmetros das interfaces entre o solo e os demais materiais.

Tabela 6. 3. Propriedades do tubo e dos elementos de interfaces.

Propriedades dos materiais	Valor
Tubo	
EA (kN/m)	7140
EI (kN m ² /m)	0,00688
w (kN/m/m)	0,02878
Coefficiente de Poisson	0,25
Interface (Rinter)	
Solo-duto	0,8
Solo-reforço	0,4

No itens a seguir são apresentados os resultados obtidos nas simulações do maciço reforçado referentes à: (i) tensões verticais e horizontais totais no maciço; (ii) deslocamentos e deflexões do tubo; (iii) deformações no reforço.

6.3.1. INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DO REFORÇO EM CAMADA HORIZONTAL

Para a avaliação da influência da presença e arranjo do reforço foram admitidas as mesmas propriedades do solo, do tubo e dos reforços empregados nos ensaios experimentais. Desta forma, nos oito casos analisados, variaram-se apenas a rigidez do reforço e a sua geometria. Assim, foram analisadas qualitativamente e quantitativamente as tensões verticais e horizontais no maciço em virtude da inserção do geossintético.

Inicialmente, foram simuladas as condições reforçadas com arranjo em camada horizontal com as geogrelhas GG1 e GG4. Nos casos analisados, os deslocamentos prescritos foram de 19 mm e 18,5 mm, respectivamente, para se atingir uma tensão na superfície de aproximadamente 160 kPa. No entanto, essa pequena diferença entre deslocamentos não ocasionou nenhuma variação significativa na determinação das tensões no maciço. A Figura 6.9 mostra o deslocamento vertical do sistema considerando a presença do reforço GG1. Como esperado, nota-se que os deslocamentos do sistema se concentram principalmente na região central do modelo, limitada pela faixa de deslocamento prescrito. A mesma constatação foi observada na análise com a geogrelha GG4.

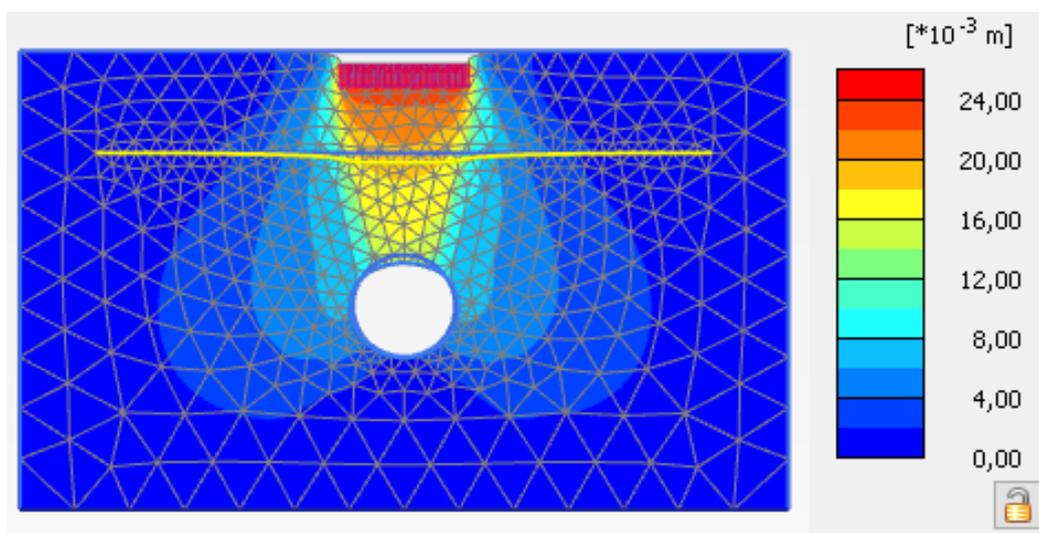


Figura 6. 9. Deslocamento vertical do sistema para o caso GG1-HL.

No que se refere às tensões no solo, observou-se que as diferenças entre as tensões principais nos dois casos analisados se mostraram ínfimas. A Tabela 6.2 mostra os valores de tensões verticais e horizontais determinadas nas posições de instalação das oito células de tensão totais. A partir das análises realizadas, pode se notar que a presença do reforço teve pouca influência nas tensões atuantes

ao redor do tubo, segundo às previsões numéricas. Além disso, destaca-se que a rigidez à tração do reforço também não afetou significativamente as tensões verticais e horizontais previstas.

Tabela 6. 4. Tensões no maciço obtidas nas simulações numéricas.

Ensaio	Tensão no solo para a sobrecarga de 160 kPa (σ)							
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
NR	144,62	109,30	34,88	61,92	34,42	16,83	69,66	46,18
GG1-HL	136,45	92,82	33,71	60,54	34,87	15,94	59,87	40,01
GG4-HL	141,55	92,74	34,59	62,49	35,75	16,53	56,03	38,76

Os valores de tensões obtidos para os casos GG1-HL e GG4-HL indicaram que a diferença entre as medições foi de no máximo 5 kPa. No entanto, analisando-se estes ensaios em relação à condição não reforçada, percebe-se que as variações mais expressivas nos valores de tensões ocorreram para as tensões horizontais, onde houve uma redução de até 20%, dependendo do reforço considerado. No caso das tensões verticais, a maior redução observada foi de 25%, na região acima do tubo, posição referente à célula C2.

Como esperado, as tensões verticais diminuíram ao longo da profundidade do maciço reforçado nas duas análises realizadas, como mostrado na Figura 6.10. Além disso, a condição reforçada com a geogrelha GG4 apresentou uma diferença maior entre as tensões previstas e medidas, principalmente região mais superficial (posição da C1) e na região abaixo do tubo (posição da C3). No geral, observam-se comparações satisfatórias entre os resultados previstos e medidos para os dois reforços considerados.

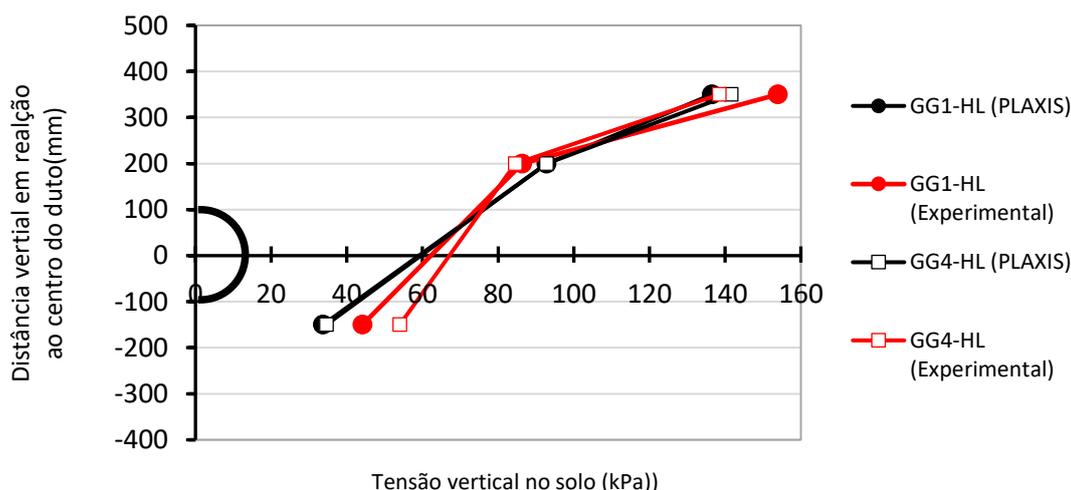


Figura 6. 10. Tensões verticais ao longo da profundidade do maciço.

A Figura 6.11 apresenta comparações entre as distribuições de tensões verticais medidas e previstas ao longo da direção horizontal para a condição reforçada em camada com os reforços GG1 e GG4. Diante dos resultados apresentados, pode-se notar que rigidez à tração do reforço não influenciou nos

valores de tensões obtidas nas simulações, para a faixa de valores de rigidez analisada, diferentemente do observado nos ensaios em modelos. Analisando-se as tensões no solo considerando a inserção da geogrelha GG1, pode-se notar uma discrepância significativa de até 40 kPa entre valores de tensões no solo, especialmente próximo ao tubo (posição da célula C4). Já as comparações foram melhores para o reforço GG4. Deve-se lembrar que a simulação numérica não leva em conta a possibilidade de passagem dos grãos de solo através das aberturas da geogrelha GG1, o que ocorreu nos ensaios, influenciando o desempenho desta geogrelha.

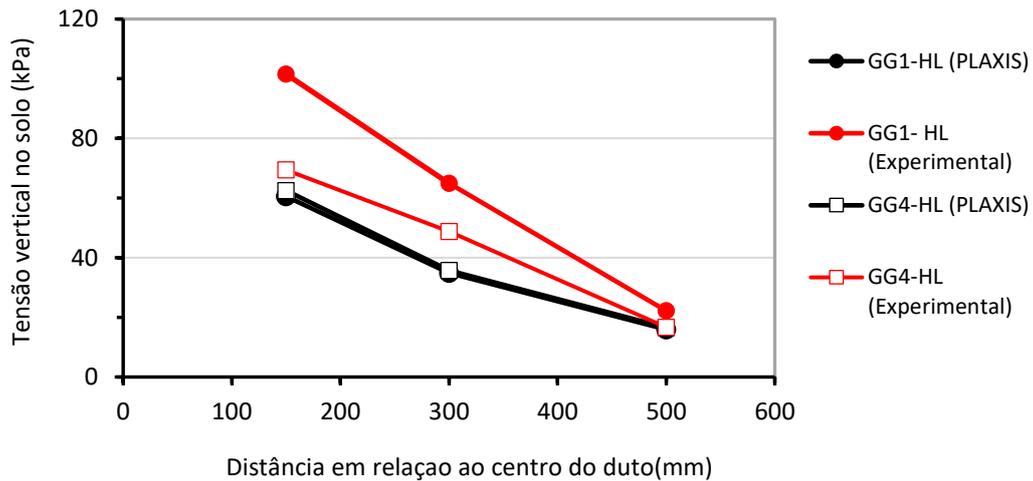


Figura 6. 11. Distribuição das tensões verticais ao longo da direção horizontal.

Quanto às tensões horizontais, a Figura 6.12 mostra comparações entre valores previstos e medidos nos ensaios com as geogrelhas GG1 e GG4. Nota-se a grande discrepância entre resultados na região mais próxima ao tubo, onde os valores previstos são cerca de 50% maiores que os medidos. Também nesse caso, a rigidez à tração do reforço não teve efeito significativo nas tensões horizontais previstas na linha d'água do tubo.

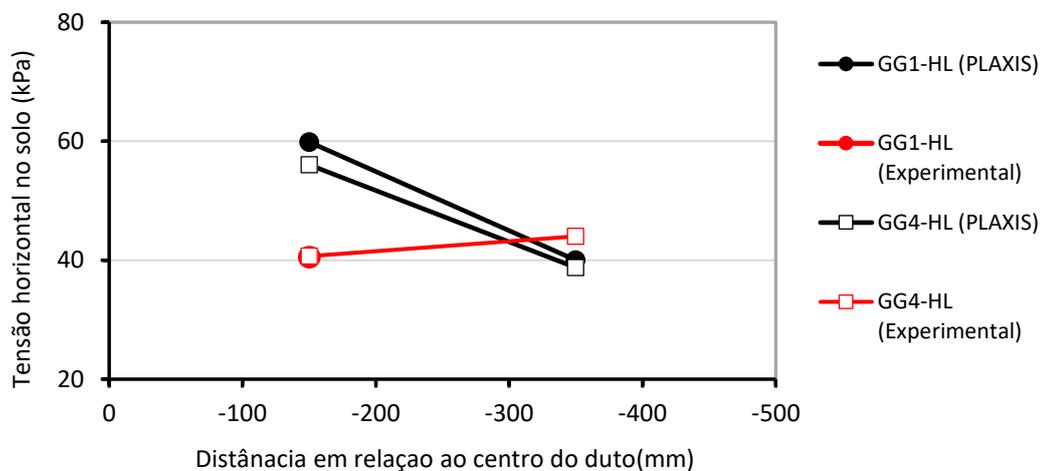


Figura 6. 12. Tensões horizontais na linha d'água do tubo.

A Figura 6.13 apresenta a razão entre as tensões medidas no solo reforçado (σ_R) e não reforçado (σ_{NR}) para a tensão de 160 kPa, previstas e medidas. Pode-se observar a discrepância significativa entre

entre resultados na região abaixo do tubo para as duas geogrelhas. Tal fato está diretamente relacionado ao elevado valor da tensão vertical abaixo do tubo obtido no ensaio em modelo NR (= 93,28 kPa) em comparação com a tensão obtida numericamente (= 34,88 kPa). As razões para os desvios entre previsões e medições das tensões abaixo do tubo foram discutidas no item 6.1.2. No entanto, as razões σ_R/σ_{NR} previstas e medidas apresentaram comparações satisfatórias na maioria dos casos.

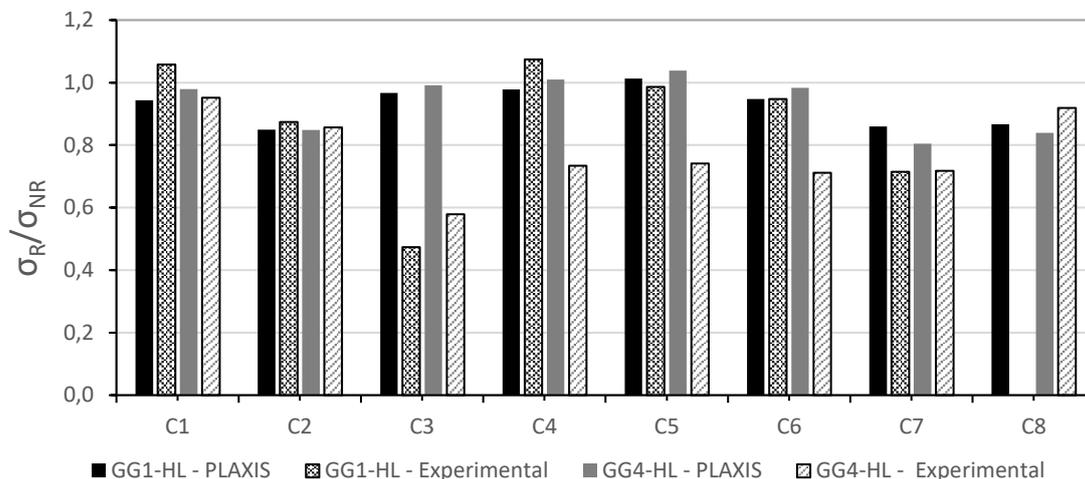


Figura 6. 13. Relação entre as tensões no maciço reforçado e não reforçado.

6.3.2 INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DO REFORÇO ENVELOPADO

O quarto modelo analisado no programa Plaxis correspondeu à condição reforçada com arranjo envelopado. Neste caso, para um cálculo mais acurado das tensões no maciço reforçado, foi realizado o refinamento da malha. Além disso, todos os reforços foram avaliados, de forma que o único parâmetro variado nestas análises foi a rigidez à tração das geogrelhas e do geotêxtil tecido. A Figura 6.14 apresenta a discretização da malha. Cabe destacar que os deslocamentos prescritos nas análises com arranjo envelopado variaram de 17,5 mm a 21,5 mm, dependendo do reforço.

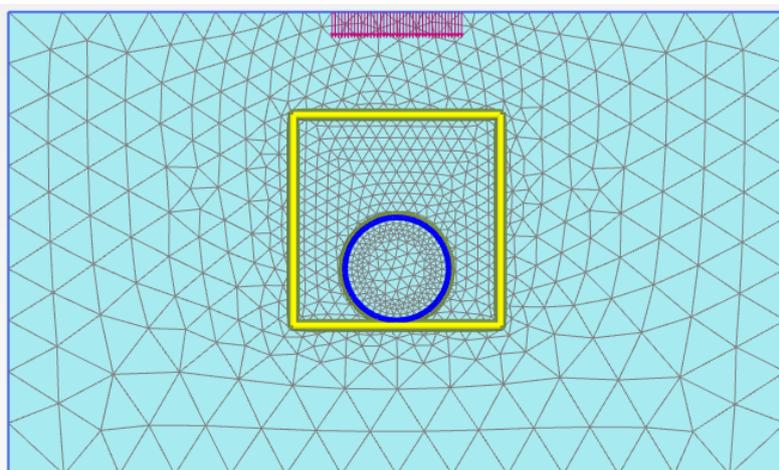


Figura 6. 14. Malha de elementos finitos do modelo reforçado com arranjo envelopado.

A Figura 6.15 mostra as distribuições de tensões verticais previstas ao longo da vertical passando pelo centro do tubo. Primeiramente, pode-se destacar que os reforços GG2 e GG3 apresentam valores de tensões muito semelhantes (Figura 6.15a). Por outro lado, observa-se que as tensões no solo reforçado com o geotêxtil GT foram inferiores, quando comparadas às das geogrelhas. As mesmas constatações se aplicam ao comportamento das tensões verticais ao longo da direção horizontal, como mostrado na Figura 6.15b. Lembrando-se que o geotêxtil GT é significativamente mais rígido à tração que os demais reforços, nota-se que tal diferença entre valores de rigidez não se manifesta de forma proporcional nos resultados das tensões verticais.

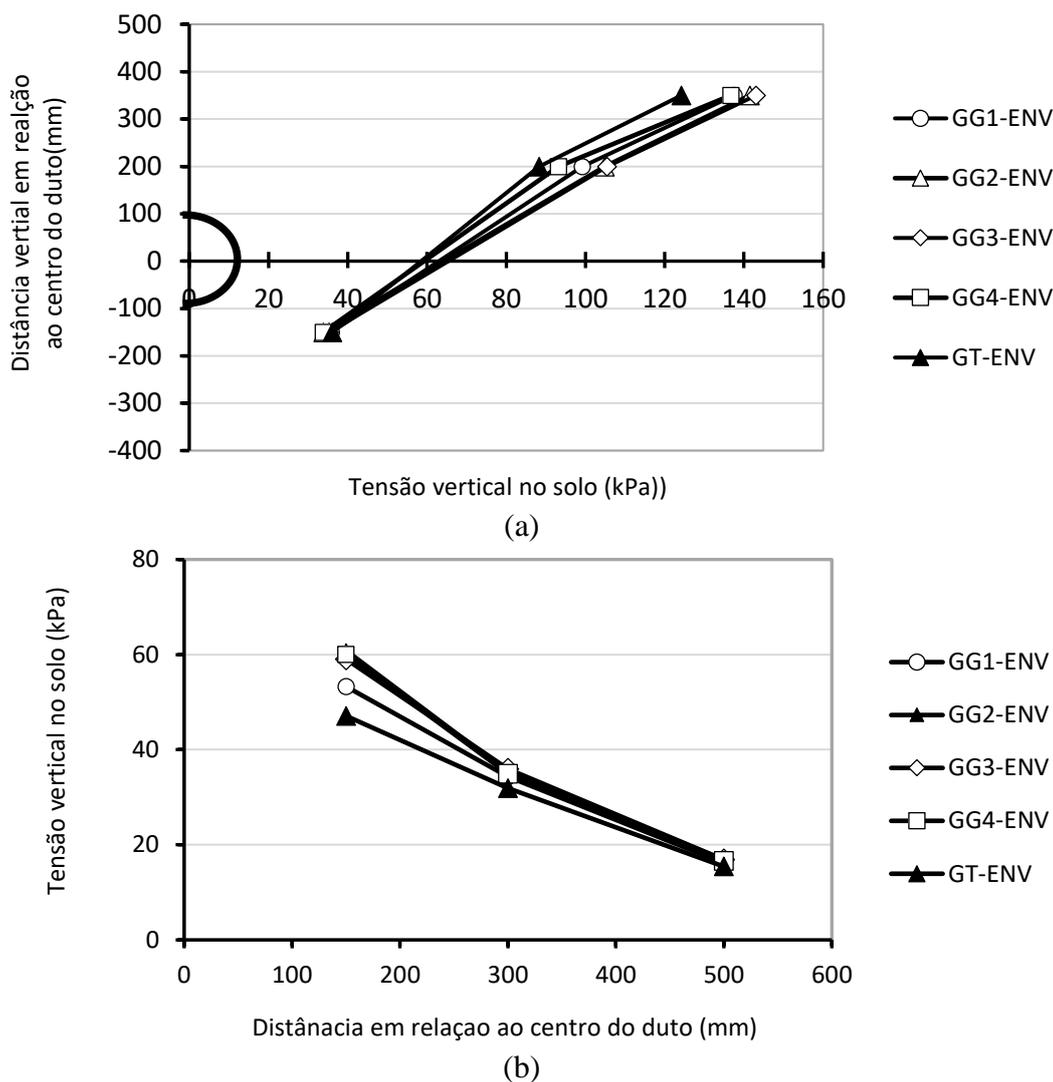


Figura 6. 15. Tensões verticais no solo determinadas nas análises numéricas.

Os maiores valores de tensões verticais foram obtidos na região acima do tubo, a uma profundidade de 150 mm da superfície do terreno. Nessa região, as tensões variaram de 124 kPa a 143 kPa, dependendo do reforço considerado. Por outro lado, as menores tensões foram obtidas a uma distância horizontal de 500 mm em relação ao centro do tubo, correspondente à posição de instalação da célula C6. Neste caso, a tensão média obtida nas condições reforçadas foi de 16,5 kPa. Nas proximidades

do tubo, dependendo do reforço, a variação na tensão no solo foi de 88 kPa a 105 kPa na região acima do tubo (posição C2) e de 47 kPa a 60 kPa na lateral do tubo (posição C4). Na região abaixo do tubo, a tensão vertical média foi de aproximadamente 34 kPa.

No que se refere às tensões horizontais, pode-se notar que as tensões diminuíram ao longo da direção horizontal em até 21 kPa, dependendo do reforço. O efeito benéfico do reforço GT se destaca em relação as geogrelhas, mostrando que na sua presença foram obtidas tensões horizontais inferiores às medidas nos ensaios com as geogrelhas (Figura 6.16), em decorrência da maior rigidez à tração do geotêxtil.

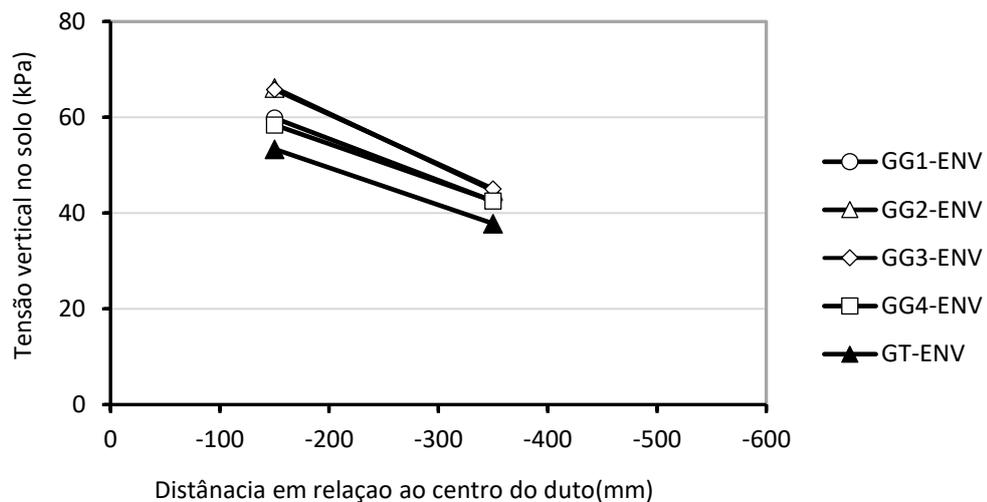


Figura 6. 16. Tensões horizontais previstas para os ensaios reforçados com arranjo envelopado.

A Figura 6.17 apresenta as razões entre as tensões verticais no solo nas condições reforçada com arranjo envelopado (σ_R) e não reforçada (σ_{NR}). É possível notar que a inserção do reforço propiciou uma redução de até 24%, dependendo região analisada. As reduções mais significativas foram obtidas com o reforço GT, conforme comentado anteriormente.

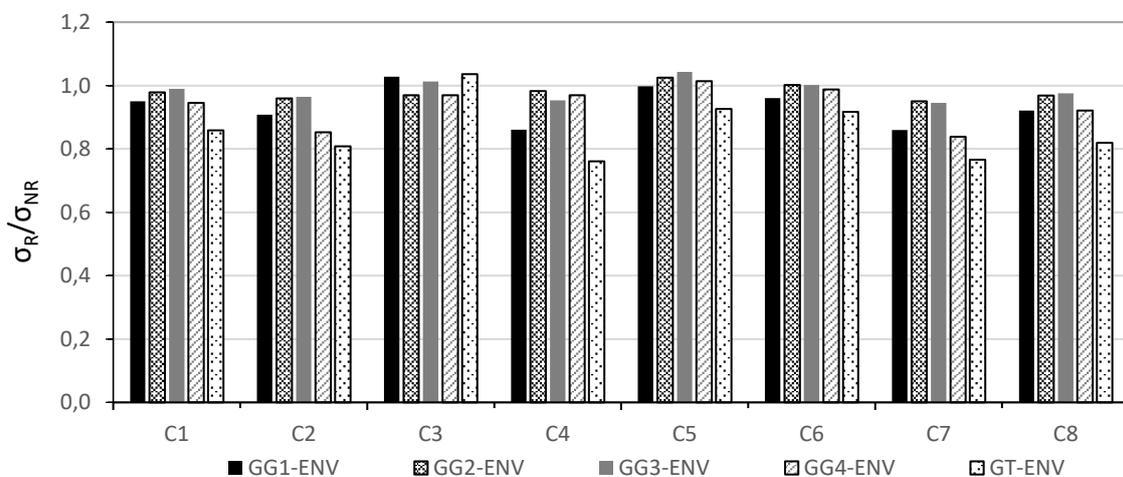


Figura 6. 17. Razões entre as tensões verticais nos maciço reforçado e não reforçado nas análises numéricas para arranjo envelopado.

No que se refere a comparações com resultados obtidos nos ensaios, a Figura 6.18 mostra as comparações entre as razões entre tensões verticais previstas e medidas em ensaios com o arranjo envolado. Pode-se notar que em alguns casos as razões entre tensões no maciço apresentaram valores próximos a 1, especialmente nas posições C1, C6 e C8, onde o desvio máximo foi de 20%. Na posição C2, com exceção da geogrelha GG1, a razão entre as tensões verticais no solo foram de aproximadamente 0,7. Levando em conta as particularidades da geogrelha GG1, pode-se notar que as posições C3, C4 e C5 a razão entre as tensões determinadas nas duas análises variou entre 1,5 a 2,1, devido aos maiores valores medidos nos ensaios.

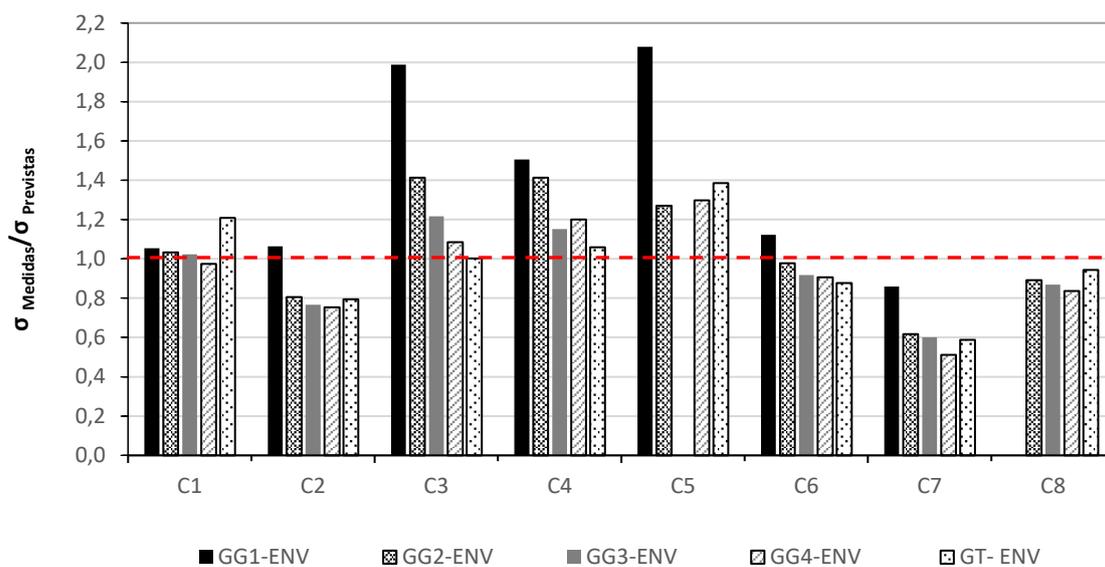


Figura 6. 18. Comparação entre razão entre as tensões medidas e previstas nas condições reforçadas com arranjo envolado.

Comportamentos semelhantes foram observados pelos outros reforços nas posições C3, C4 e C5, porém as tensões medidas foram no máximo 50% superiores às previstas. Na posição C7, verifica-se que as tensões medidas chegam ser metade do valor da tensão prevista. Vale ressaltar que não foram apresentados os resultados de C5 para a geogrelha GG3 e de C8 para GG, pois não foram medidas as tensões verticais nos referidos pontos nos ensaios com estes reforços.

6.4 DESLOCAMENTOS E DEFLEXÕES DO TUBO

Nas simulações numéricas realizadas foram determinados os deslocamentos no topo (δ_{0°), linha d'água (δ_{90°) e base (δ_{180°) do tubo. A Tabela 6.5 apresenta os valores de deslocamentos verticais e horizontais previstos.

Tabela 6. 5. Deslocamentos da parede do tubo nas análises numéricas, para tensão vertical na superfície de 160 kPa.

Condição de ensaio	Deslocamento (mm)		
	δ_{0°	δ_{90°	δ_{180°
NR	13,42	4,41	1,60
GG1-HL	12,51	4,03	1,65
GG4-HL	12,98	4,18	1,69
GG1-ENV	12,27	3,91	1,95
GG2-ENV	13,81	4,31	1,77
GG3-ENV	13,37	4,26	1,89
GG4-ENV	12,30	3,92	1,82
GT-ENV	12,14	4,06	2,15

Como esperado, os maiores deslocamentos ocorreram no topo do tubo, assim como observado nos ensaios experimentais. Na base do tubo foram observados deslocamentos de até 2,15 mm, sendo estes os menores deslocamentos obtidos no tubo.

Nas análises das condições reforçadas, os resultados obtidos à 0° e 90° a partir do topo do tubo mostraram que os deslocamentos foram muito próximos ou inferiores aos apresentados na condição não reforçada. Reduções de até 9,5% (GT-ENV) foram obtidas no topo do tubo, enquanto na linha d'água do tubo os deslocamentos medidos foram até 11% (GG1-ENV) menores que os valores obtidos no ensaio NR.

Dentre os reforços analisados, as geogrelhas GG2 e GG3 foram as que apresentaram valores mais elevados de deslocamentos, semelhantes aos da condição sem reforço. Este comportamento pode estar relacionado à rigidez à tração destes reforços, já que à medida que se aumentou a rigidez do reforço os deslocamentos do tubo no topo e linha d'água diminuíram. Ressalta-se que as geogrelhas GG2 e GG3 apresentam os menores valores de rigidez à tração, a saber, de 34 kN/m e 90,8 kN/m, respectivamente.

Em contrapartida, na base do tubo houve um aumento nos valores de deslocamentos do tubo de até 34% com o aumento da rigidez à tração dos reforços. Isso pode ser decorrência dos reforços mais rígidos à tração confinarem mais eficientemente o solo no seu interior, conferindo maior rigidez ao sistema tubo-solo dentro do trecho envelopado. Percebeu-se também que a disposição do reforço também teve influência nos deslocamentos na base do tubo, uma vez que os valores obtidos com o arranjo envelopado foram maiores do que com o reforço em camada horizontal.

A Tabela 6.6 apresenta a razão entre os deslocamentos medidos e previstos nos pontos a 0°, 90° e 180° a partir do topo do tubo. Observa-se que no topo e na linha d'água do tubo os deslocamentos previstos foram superiores aos medidos em até 45%, dependendo da condição

analisada. Porém, na base do tubo os deslocamentos medidos nos ensaios em laboratório foram cerca de 3,5 vezes superiores aos deslocamentos previstos nas análises numéricas. Esta discrepância entre os valores de deslocamentos pode ser atribuída ao ajuste realizado no posicionamento do tubo durante o processo de montagem do ensaio. As tensões verticais elevadas medidas pela célula de tensão C3, abaixo do tubo, são uma evidência da influência da instalação do tubo nos resultados registrados por esta célula.

Tabela 6. 6. Razão entre os deslocamentos medidos e previstos no tubo para tensão vertical na superfície de 160 kPa.

Condição de ensaio	$\delta_{medidos}/\delta_{previstos}$		
	0°	90°	180°
NR	0,92	0,99	3,52
GG1-HL	0,76	1,03	3,04
GG4-HL	0,63	0,77	2,79
GG1-ENV	0,75	0,85	2,61
GG2-ENV	0,55	0,62	2,37
GG3-ENV	0,63	0,70	2,16
GG4-ENV	0,64	0,76	2,48
GT-ENV	0,55	0,62	2,02

A Tabela 6.7 apresenta os valores de deflexões verticais no tubo obtidos por meio dos ensaios experimentais e previstos pela análise numérica para uma tensão na superfície de 160 kPa. A determinação da deflexão do tubo (variação no seu diâmetro) nas condições não reforçada e reforçada foi realizada com base nos resultados de deslocamentos verticais e horizontais do tubo.

Tabela 6. 7. Deflexões verticais medidas e previstas no tubo.

CONDIÇÃO DE ENSAIO	MEDIDO	PREVISTO	$\frac{(\Delta D/D)_{Medido}}{(\Delta D/D)_{previsto}}$
	$\Delta D/D$ (%)	$\Delta D/D$ (%)	
NR	4,63	5,91	0,78
GG1-HL	3,92	5,43	0,72
GG4-HL	1,71	5,65	0,30
GG1-ENV	2,424	5,16	0,47
GG2-ENV	1,676	6,07	0,28
GG3-ENV	2,161	5,74	0,38
GG4-ENV	1,646	5,24	0,31
GT-ENV	1,171	4,99	0,23

Percebe-se que a deflexão vertical do no ensaio NR foi mais significativa nos ensaios em laboratório. Nas simulações numéricas, as deflexões do tubo variaram entre 5% e 6%, dependendo da condição analisada. Além disso, houve uma redução de aproximadamente 15% na deflexão do tubo devido a

presença do reforço no maciço. A discrepância entre o valor de deflexão medido e previsto é notória, especialmente nos maciços reforçados com arranjo envelopado.

A Tabela 6.8 apresenta as deflexões horizontais do tubo para as condições não reforçada e reforçada. Neste caso, verifica-se que as deflexões horizontais do tubo previstas foram até 2 vezes superiores aos valores medidos.

Tabela 6. 8. Deflexões horizontais medidas e previstas no tubo.

Condição de ensaio	MEDIDO	PREVISTO	$\frac{(\Delta D/D)_{Medido}}{(\Delta D/D)_{previsto}}$
	$\Delta D/D$ (%)	$\Delta D/D$ (%)	
NR	4,32	4,41	0,98
GG1-HL	4,16	4,03	1,03
GG4-HL	3,21	4,18	0,77
GG1-ENV	3,34	3,91	0,85
GG2-ENV	2,78	4,31	0,65
GG3-ENV	2,80	4,26	0,66
GG4-ENV	2,99	3,92	0,76
GT-ENV	2,50	4,06	0,62

6.5 ESFORÇOS DE TRAÇÃO ATUANTES NO REFORÇO

O programa Plaxis 2D fornece os valores das forças axiais de tração atuantes no reforço. Desta forma, foram obtidas as forças de tração atuantes nas geogrelhas e no geotêxtil tecido considerados no estudo. Com estes dados, foram calculadas as deformações no reforço, com intuito de realizar uma análise comparativa com as deformações lidas pela instrumentação das geogrelhas GG1 e GG4. Neste item serão apresentados os resultados das forças de tração e deformação apenas dos reforços GG1 e GG4 dispostas com arranjo em camada horizontal e envelopado. Os resultados previstos para os demais reforços estão apresentados no Anexo F.

A Figura 6.19 mostra a distribuição da força de tração ao longo do comprimento das geogrelhas dispostas em camada no maciço. Primeiramente, constata-se que a rigidez à tração do reforço não teve influência na determinação da força axial de tração nas geogrelha, para a faixa de valores de rigidez analisada. Além disso, pode-se notar um aumento da força de tração exatamente nos pontos do reforço que coincidem com as bordas da placa de carregamento, sendo prevista uma força máxima foi de aproximadamente 1kN/m. A partir destes pontos a força axial no reforço tende a diminuir e sendo praticamente nula a partir de uma distância de 0,25 m do ponto central do reforço.

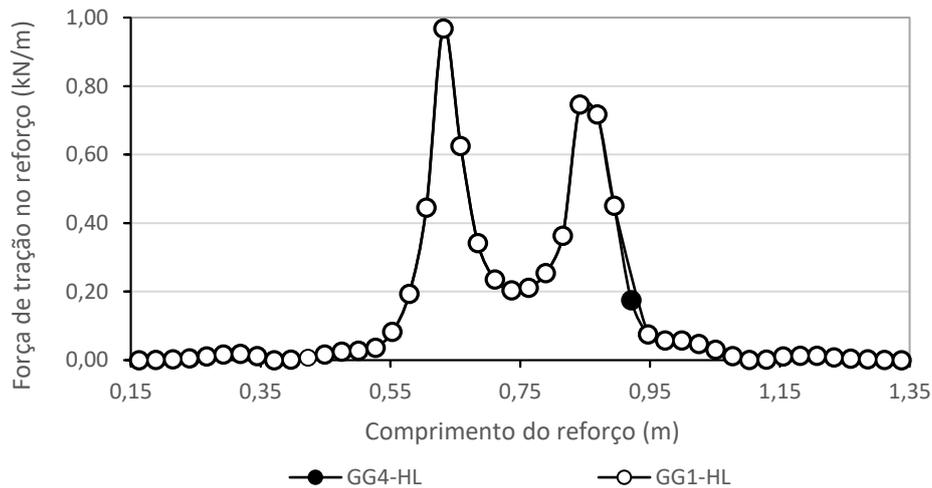
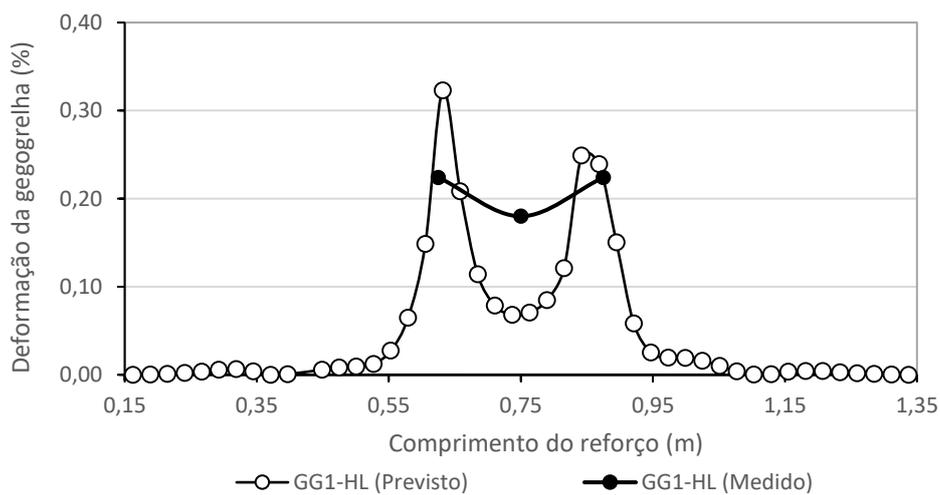
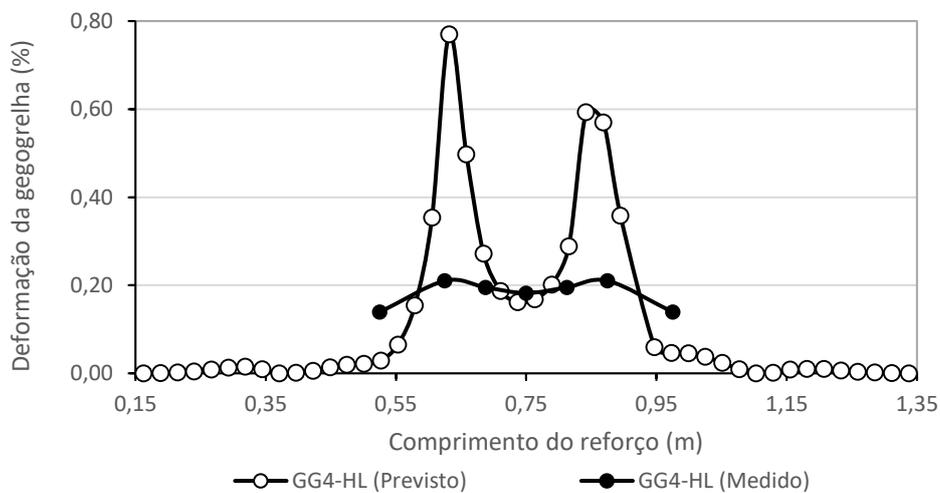


Figura 6. 19. Forças de tração previstas nas geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo em camada.

Conhecidos os valores da força de tração e a rigidez à tração dos reforços foi possível determinar a deformação em cada geogrelha. A Figura 6.20 mostra as deformações obtidas ao longo das geogrelhas GG1 e GG4 nas análises numéricas e nos ensaios experimentais.



(a)

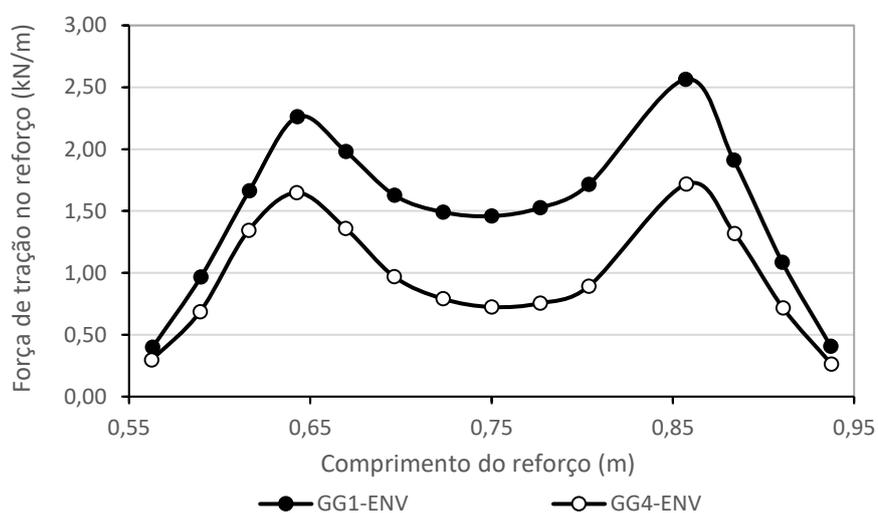


(b)

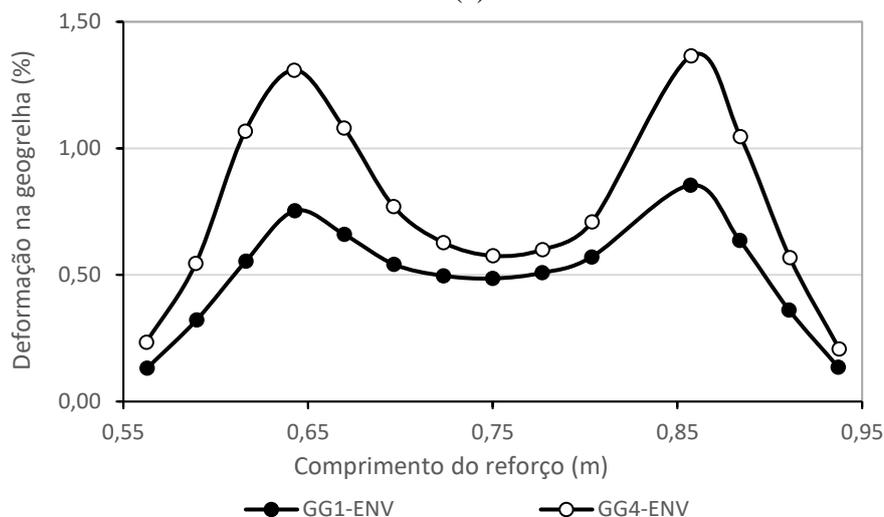
Figura 6. 20. Deformações das geogrelhas GG1 e GG4 dispostas em camada horizontal.

A Figura 6.20a refere-se à avaliação das deformações na geogrelha GG1, a qual permite verificar uma diferença de aproximadamente 0,1% entre os valores previstos e medidos da deformação máxima. Na Figura 6.20b pode-se notar que na região central da geogrelha GG4 os picos de valores previstos são significativamente maiores que os medidos. No entanto, notam-se padrões de variação de deformações ao longo do reforço semelhantes

A Figura 6.21 apresenta as forças de tração e as deformações previstas nos reforços ao longo do trecho no topo do arranjo envelopado. Na geogrelha GG1 as forças de tração atuantes variaram de 0,56 a 2,56 kN/m, enquanto que na geogrelha GG4 estas forças menores, sendo a força máxima igual a 1,72 kN/m. No entanto, pode-se notar que as deformações previstas na geogrelha GG4 foram superiores as da geogrelha GG1. Isso deve se ao fato da rigidez à tração da geogrelha GG1 ser aproximadamente 2,4 vezes superior à da geogrelha GG4.



(a)



(b)

Figura 6. 21. Resultados previstos ao longo do comprimento das geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo envelopado – (a) forças de tração; (b) deformações.

Este comportamento entre as forças de tração e deformações nos reforços se repete na lateral e base do arranjo envelopado. Portanto, serão apresentados apenas os resultados de deformação das geogrelhas nestes trechos. A Figura 6.22 apresenta as deformações ao longo da lateral e base dos reforços com arranjo envelopado.

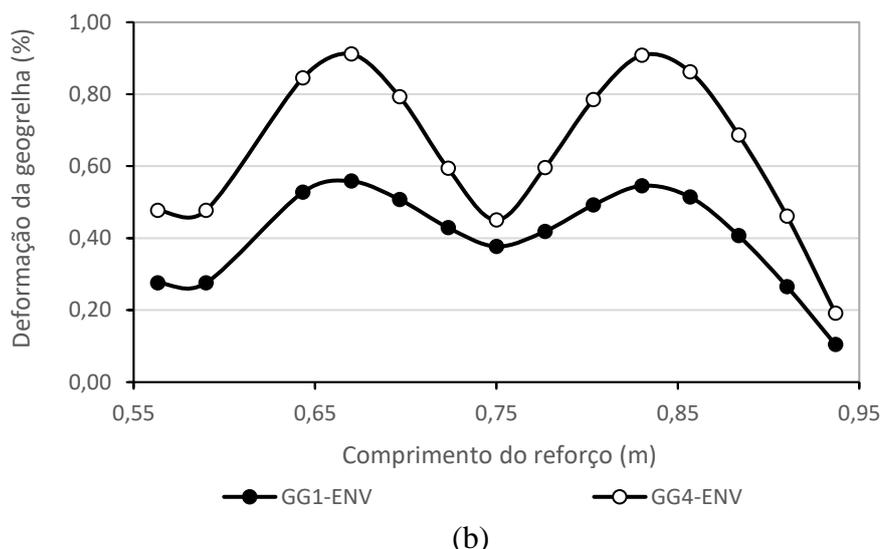
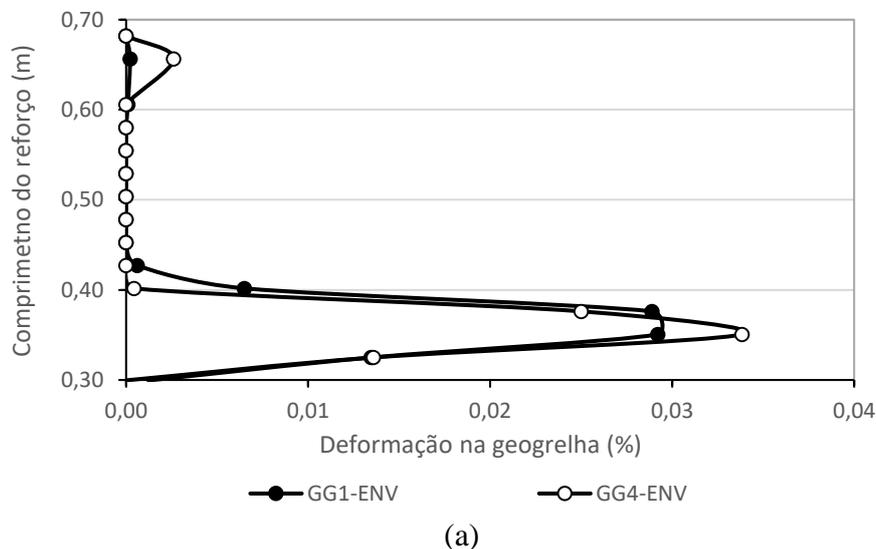


Figura 6. 22. Deformações nas geogrelhas GG1 e GG4 com arranjo envelopado - (a) lateral; (b) base.

Os resultados mostram que na lateral do arranjo a deformação máxima prevista no reforço ocorreu na parte inferior, próximo da base do arranjo e do tubo, diferentemente do que foi constatado nos ensaios. As deformações máximas previstas foram de 0,034% e 0,029% para os reforços GG1 e GG4, respectivamente. Ou seja, valores muito baixos e provavelmente dentro da margem de erro do programa.

As deformações da geogrelha GG1 próximo a base do tubo variaram entre 0,25% e 0,58%, dependendo da posição consideração ao longo da base. Por outro lado, na geogrelha GG4 a menor

deformação foi medida no centro do reforço, igual a 0,45%, ao passo que a deformação máxima foi de 1,15%.

Com os valores previstos de deformações dos reforços em arranjo envelopado e dos valores medidos experimentalmente foi feita uma análise comparativa entre em as duas análises. A Tabela 6.9 mostra os dados medidos e previstos para as geogrelhas analisadas. No que concerne à geogrelha GG4, pode-se notar que nos ensaios em modelo foram medidas deformações de compressão na lateral e na base do arranjo envelopado. Porém, tal fato foi identificado nas simulações numéricas. Crê-se que isso se deva ao programa Plaxis 2D não considerar forças compressivas nos elementos de reforço.

Tabela 6. 9. Deformações medidas e previstas nos reforços com arranjo envelopado para uma tensão na superfície de 160 kPa.

Ponto de Medição (*)	GG1-ENV			GG4-ENV		
	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$
EXT 1	0,182	0,486	0,375	0,186	0,576	0,324
EXT 2	-	0,581	-	0,194	0,872	0,223
EXT 3	0,234	0,620	0,378	0,206	1,150	0,179
EXT 4	-	-	-	-	-	-
EXT 5	-	0,254	-	0,152	0,439	0,347
EXT 6	-	0,000	-	-0,024	0,000	-
EXT 7	0,087	0,000	-	0,125	0,000	-
EXT 8	-	0,017	-	-0,026	0,018	-1,502
EXT 9	-	0,276	-	-0,027	0,477	-0,058
EXT 10	0,037	0,377	0,098	0,027	0,596	0,046

(*) Os pontos de medições na tabela equivalem aos pontos de colagem dos extensômetros nos reforços, conforme indicado na Figura 4.8/Capítulo 4.

De modo geral, os resultados não apresentaram uma boa comparação entre medições e previsões de deformação no reforço para o arranjo envelopado, com os valores previstos sendo significativamente maiores que os medidos. Pode-se atribuir tal fato à sensibilidade dos extensômetros elétricos, que também são capazes de registrar deformação devido à flexão dos reforços (particularmente relevantes nas laterais do arranjo envelopado) ou às limitações da modelagem computacional. Cabe lembrar também que tais comparações foram realizadas para a tensão máxima aplicada na superfície do terreno, quando o solo já apresentava elevado grau de plastificação. Assim, o modelo constitutivo utilizado para o solo também pode ter influenciado os resultados obtidos.

Foram também determinadas as deformações nas geogrelhas para tensões inferiores à tensão máxima aplicada na superfície. A Tabela 6.10 apresenta os valores de deformações medidos e previstos nas geogrelhas com arranjo em camada horizontal para tensões na superfície iguais a 40 kPa e 80 kPa. De modo geral, pode-se notar que as deformações previstas nos reforços foram superiores às medidas nos ensaios, independentemente do nível de tensão considerado na superfície. Além disso, a razão

entre as deformações medidas e previstas variaram entre 0,20 a 0,51, com exceção do ponto EXT 4 na geogrelha GG4. Neste ponto, observou-se uma boa comparação entre os valores de deformação.

Tabela 6. 10. Deformações nas geogrelhas em camada medidas e previstas para tensões na superfície de 40 kPa e 80 kPa.

GG1-HL						
Ponto de medição	40 kPa			80 kPa		
	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$
EXT 1	0,047	0,104	0,452	0,096	0,189	0,511
EXT 3	0,055	0,162	0,343	0,110	0,325	0,339
GG4-HL						
Ponto de medição	40 kPa			80 kPa		
	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$
EXT 1	0,029	0,113	0,257	0,075	0,207	0,362
EXT 2	0,032	0,133	0,244	0,073	0,273	0,267
EXT 3	0,056	0,272	0,205	0,103	0,457	0,226
EXT 4	0,038	0,034	1,115	0,071	0,052	1,362

(*) Os pontos de medições na tabela equivalem aos pontos de colagem dos extensômetros nos reforços, conforme indicado na Figura 4.7/Capítulo 4.

A Tabela 6.11 mostra os valores de deformação medidas e previstas nas geogrelhas com arranjo envolado para tensões na superfície iguais a 40 kPa e 80 kPa. As deformações apresentadas são referentes ao topo do arranjo envolado, onde se pode constatar uma maior mobilização em virtude da proximidade da sobrecarga aplicada na superfície do aterro.

Tabela 6. 11. Deformações das geogrelhas GG1 e GG4 medidas e previstas topo do arranjo envolado para tensões na superfície de 40 kPa e 80 kPa.

GG1-ENV						
Ponto de medição (*)	40 kPa			80 kPa		
	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$
EXT 1	0,067	0,221	0,305	0,108	0,221	0,491
EXT 3	0,073	0,249	0,294	0,146	0,255	0,572
GG4-ENV						
Ponto de medição (*)	40 kPa			80 kPa		
	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$	ϵ_{Medido} (%)	$\epsilon_{Previsto}$ (%)	$\frac{\epsilon_{Medido}}{\epsilon_{Previsto}}$
EXT 1	0,029	0,113	0,259	0,068	0,528	0,129
EXT 2	0,034	0,134	0,256	0,083	0,483	0,173
EXT 3	0,049	0,272	0,181	0,110	0,614	0,179
EXT 5	0,011	0,096	0,118	0,045	0,251	0,181

(*) Os pontos de medições na tabela equivalem aos pontos de colagem dos extensômetros nos reforços, conforme indicado na Figura 4.8/Capítulo 4.

Analogamente ao observado no arranjo em camada, as deformações previstas no topo do arranjo envelopado foram maiores que as medidas nos ensaios. Neste caso, a relação entre as deformações medidas e previstas nas geogrelhas variaram entre 0,11 a 0,61, dependendo do ponto de medição considerado. Portanto, pode-se concluir que a falta de concordância entre deformações medidas e previstas nas geogrelhas GG1 e GG4 não é decorrente especificamente das condições ao final do ensaio, para grandes deformações do solo. As discrepâncias entre valores previstos e medidos de deformações no reforço podem ser notadas para diferentes níveis de sobrecarga.

CAPÍTULO 7

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

7.1. CONCLUSÕES

Esta tese investigou o uso de geossintéticos para proteção de tubos enterrados contra o efeito de uma sobrecarga aplicada na superfície do solo por meio de ensaios experimentais executados em escala reduzida (1:3,5) e análises numéricas. Foi desenvolvido um equipamento de grandes dimensões para atender às exigências que os ensaios experimentais demandavam. Diferentes tipos de reforços e arranjos geométricos foram testados. A construção do aterro e instrumentação dos materiais foram realizadas de forma a se obterem as respostas mecânicas do solo, tubo e reforço. Posteriormente, foram realizadas análises numéricas utilizando-se o programa Plaxis 2D. A partir dos resultados obtidos, a seguir são apresentadas as principais conclusões deste estudo.

O arranjo envelopado mostrou-se o mais eficaz no que diz respeito a potencializar os benefícios da presença do reforço. A rigidez à tração do reforço é um parâmetro importante para a redução no deslocamento da placa superficial de carregamento, das tensões verticais e horizontais no solo, nos deslocamentos, deflexões e deformações do tubo. Porém, para a faixa de valores de rigidez à tração dos reforços testados, a influência da rigidez à tração não foi tão significativa como se poderia esperar na maioria dos casos. Além da rigidez à tração do reforço, a interação entre o solo e o reforço e a rigidez à flexão do reforço também podem desempenhar papéis importantes no desempenho do reforço.

Nos ensaios experimentais reforçados constatou-se que houve uma maior resistência do solo à penetração da placa de carregamento. Consequentemente, os deslocamentos da placa rígida foram menores do que na condição sem reforço, independentemente do tipo reforço e arranjo considerado. Reduções de deslocamentos da placa de até 30% foram obtidas nos ensaios reforçados.

Nas análises das tensões no solo, pôde-se observar que a presença do reforço contribuiu para a redução dos valores das tensões verticais e horizontais do solo circundante ao tubo. Conforme esperado, os maiores valores de tensão no solo foram registrados na região acima do tubo nas condições não reforçadas e reforçadas. A presença dos reforços teve pouca influência nas tensões medidas pela célula C1. Tal fato pode ser atribuído à proximidade dessa célula à

superfície do aterro, e conseqüentemente, à placa de carregamento. No entanto, foi notória a contribuição da presença do reforço e de sua disposição geométrica de instalação na redução das tensões verticais no solo na região acima do tubo e confinada pelo reforço. De acordo com os registros da célula C2, foram observadas reduções nos valores tensões verticais de até 30%, com arranjo envelopado foram observadas.

Na região abaixo do tubo também foram observados benefícios devido à presença do reforço. Dentre as geogrelha, foram observadas reduções de 12% (GG1-ENV) a 52% (GG4-ENV). O reforço GT, por sua vez, proporcionou uma redução de aproximadamente 56%. A geogrelha GG1, nos três arranjos testados, foi a que se mostrou menos eficaz, quando comparada com as demais geogrelhas. Na lateral do tubo, as tensões verticais registradas nos ensaios reforçados também foram inferiores às tensões lidas na condição não reforçada. Nessa região, o arranjo em camada não propiciou nenhuma contribuição, sendo as tensões medidas pelas células C4, C5 e C6 muito próximas das tensões na condição não reforçada.

No que concerne às tensões horizontais, pode-se constatar que o reforço com arranjo envelopado propiciou as maiores reduções nos valores de tensões próximo ao tubo (obtidas pela célula C7), que variaram entre 19% a 47%, dependendo do reforço considerado. O arranjo em camada, em contrapartida, não proporcionou benefícios expressivos em relação ao ensaio não reforçado

Os resultados sugerem que a passagem de partículas de solo pelas aberturas da malha da geogrelha pode reduzir a eficácia desse tipo de geossintético como reforço. Nesse sentido, a geogrelha (GG1), com a maior abertura da malha (20 x 20 mm) testada, foi menos eficiente que as demais geogrelhas ensaiadas. Assim, geogrelhas com baixa dimensão de abertura para proporções de tamanho de partícula do solo e geotêxteis seriam mais adequadas para este tipo de aplicação.

Porém, pode-se observar o geotêxtil tecido GT, embora apresente uma rigidez à tração significativamente superior às das geogrelhas, apresentou resultados semelhantes aos obtidos para as geogrelhas GG2, GG3 e GG4, no que diz respeito a distribuição de tensões no solo. Isto implica dizer que a rigidez à tração não é fator predominante neste caso, as propriedades físicas dos reforço como a abertura da malha e o embricamento dos grão nos vazios das geogrelhas contribuíram para um melhor desempenho das geogrelhas em relação ao reforço GT. Particularmente, a geogrelha GG4 foi a que apresentou o melhor desempenho dentre as geogrelhas, considerando todos os pontos de análise de tensões no solo.

Os resultados obtidos mostraram também que a presença do reforço reduziu mais significativamente as deflexões verticais do tubo do que as horizontais. Menores recalques do tubo também foram observados em solos reforçados. No ensaio não reforçado (NR), a deflexão vertical e horizontal do tubo ao final do ensaio foi de aproximadamente 3,6% e 4,4%, respectivamente. A deflexão do tubo ao longo da direção vertical variou entre 1,2% (GT-ENV) e 2,8% (GG1-ENV). Na direção horizontal, a variação do diâmetro foi de 2,6% (GT-ENV) a 3,3% (GG1-ENV). Por fim, verificou-se que nos ensaios reforçados com arranjo envelopado, os recalques normalizados pelo diâmetro do tubo variaram entre 3,6% (GG1-ENV) a 2,7% (GT-ENV).

A solução proposta por Spangler (1941) para o cálculo das deflexões de dutos foi estendida para o caso de dutos em solos reforçados com geossintéticos, com boa concordância entre previsões e medições, caso sejam utilizados valores adequados de módulo de reação do solo (E'). No presente estudo a tensão vertical utilizada no método de Spangler foi o valor medido no topo do tubo. Os resultados mostraram que as deflexões do tubo enterrado em um maciço reforçado seriam equivalentes ao tubo enterrado em um solo não reforçado significativamente mais rígido ou sendo capaz de resistir a uma sobrecarga de superfície significativamente maior. Consequentemente, os tubos enterrados em solos reforçados estariam menos sujeitos a danos causados por sobrecargas excessivas na superfície.

Analisando-se as deformações no perímetro externo do tubo, foi possível constatar que a inserção dos reforços no maciço reduziu significativamente as deformações do tubo, principalmente no seu topo e base, onde observaram-se os maiores valores de deformação (de compressão). Reduções de 35% a 44% foram obtidas no topo do tubo, enquanto na base as reduções variaram entre 35% e 54%, dependendo do arranjo considerado. Com exceção da geogrelha GG1, reduções semelhantes de deformações foram obtidas para os demais reforços testados com o arranjo envelopado, com desempenho ligeiramente melhor dos reforços com maior rigidez à tração.

No que diz respeito às deformações no reforço, observou-se que as maiores deformações foram registradas no ponto sob a borda da placa de carregamento, tanto no arranjo em camada quanto no envelopado.

No que concerne às simulações numéricas, para as referidas análises foi adotado o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, o qual é comumente utilizado como uma primeira aproximação do comportamento do solo. No entanto, a autora reconhece que o modelo constitutivo

hiperbólico *Harding-Soil* poderia apresentar resultados mais acurados que o modelo admitido no estudo.

As análises numéricas das condições reforçadas ensaiadas em laboratório mostraram que em algumas regiões do maciço houve uma boa concordância entre as tensões medidas e previstas no solo, com um desvio máximo foi de 20%. Porém, em determinados pontos as tensões medidas foram aproximadamente 50% inferiores às previstas nas simulações numéricas. Apesar da discrepância entre os valores de tensões, as simulações foram importantes para se constatar que pode haver um acréscimo significativo no valor das tensões verticais na região abaixo do tubo, dependendo dos esforços verticais gerados durante a instalação do tubo na fase de preparação do ensaio. Desta forma, acredita-se que os ajustes na posição do tubo sobre a massa de solo tenham, de fato, provocado um acréscimo de tensão sobre a célula de tensão total C3, o que não invalida o desempenho dos reforços, mas mostra que se deve ter um cuidado mais rigoroso quanto à instalação do tubo. Além disso, as análises numéricas das condições não reforçadas e reforçadas mostraram o mesmo padrão de comportamento dos ensaios quanto à distribuição de tensões no solo.

Os resultados das análises numéricas das condições não reforçada e reforçadas quanto aos deslocamentos da parede do tubo mostraram que os valores previstos no topo e linha d'água do tubo estavam diretamente associados à rigidez à tração do reforço, isto é, à medida que se aumentou a rigidez do reforço os deslocamentos do tubo no topo e linha d'água diminuíram. Assim, as geogrelhas GG2 e GG3 foram as que apresentaram valores mais elevados de deslocamentos, semelhantes aos da condição sem reforço. Por outro lado, o geotêxtil GT foi o reforço que proporcionou mais benefícios.

Na análise comparativa entre os ensaios experimentais e as simulações numéricas percebeu-se que nos casos reforçados os resultados previstos à 0° e 90° a partir do topo do tubo os deslocamentos previstos foram cerca de 38% superiores aos deslocamentos medidos. Em contrapartida, na base do tubo os deslocamentos medidos nos ensaios em laboratório foram cerca de 3,5 vezes superiores aos deslocamentos previstos nas análises numéricas. Esse aumento dos deslocamentos medidos pode ser consequência da instalação do tubo, como comentado acima. As tensões elevadas medidas pela C3 é uma evidência disso.

Por fim, pode-se concluir que a falta de concordância entre os valores medidos e previstos de deformações nas geogrelhas GG1 e GG4 ocorreu para diferentes níveis de tensões na superfície.

7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Abaixo são apresentadas sugestões para pesquisas futuras sobre o uso de geossintéticos para a proteção de tubos enterrados:

- Realizar ensaios em campo ou em laboratório em escala real, a fim de se analisar o comportamento do reforço e a interação solo-tubo na condição mais real possível;
- Realizar ensaios com carregamentos dinâmicos, punção e torque aplicados na superfície do terreno não reforçado e reforçado, simulando as condições de tráfego de rodovias e ferrovias. Neste caso, será possível quantificar a influência do tipo de carregamento na resposta mecânica do conjunto.
- Avaliar o comportamento do tubo enterrado em solo reforçado submetido à aplicação de um carregamento excêntrico, variando-se a posição da placa de carregamento em relação ao centro do tubo.
- Realizar ensaios em escala reduzida ou real com tubo rígidos em solo reforçado com geossintéticos. Desta forma, será possível avaliar o desempenho do reforço em função da rigidez do tubo.
- Analisar a influência da densidade relativa do solo na interação solo-duto-reforço.
- Realizar análise numéricas com modelos constitutivos mais potentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALA (2001). Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe. Disponível em: <<https://www.americanlifelinesalliance.com/pdf/Update061305.pdf>>. Acesso em: 01 ago 2017.
- AHMED, M. R., TRAN, V. D. H., MEGUID, M. A. (2015). On the Role of Geogrid Reinforcement in Reducing Earth Pressure on Buried Pipes: Experimental and Numerical Investigations. *Soils and Foundations*, 55(3), 588–599.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICA. NBR 15280-1: Dutos terrestres. Parte 1: Projeto. Rio De Janeiro, 2017.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2011). ASTM D 2487 - 11: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA, USA, 11 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2011b). ASTM D 3080 / ASTM D 3080M - 11: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, PA, 9 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2015). ASTM D4439-15a: Standard Terminology for Geosynthetics, West Conshohocken, PA, 2015.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2016a). ASTM D 4253 - 16: Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. West Conshohocken, PA, 14 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2016b). ASTM D 4254 - 16: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. West Conshohocken, PA, 9 p.
- BARNARD, R.E., 1957. Design and deflection control of buried steel pipe supporting earth loads and live loads. *American Society of Testing Materials* 57, 1233–1258.
- BARTLETT, S. F., LINGWALL, B. N., & VASLESTAD, J. (2015). Methods of protecting buried pipelines and culverts in transportation infrastructure using EPS geofam. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(5), 450–461.
- BALKAYA, M.; MOORE, I. D.; SAĞLAMER, A. (2013). Study of non-uniform bedding support under continuous PVC water distribution pipes. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 35, 99–108.
- BBC, BBC NEWS (2008). Nigeria oil blast site sealed off. Disponível em: <<http://news.bbc.co.uk/2/hi/africa/7404608.stm>>. Acesso em: 03 mar. 2021.
- BBC, BBC NEWS (2017). Dramatic Ukraine water pipe explosion captured on CCTV. Disponível em: <<http://www.bbc.com/news/av/world-europe-40101394/dramatic-ukraine-water-pipe-explosion-captured-on-cctv>>. Acesso em: 03 jul. 2017.
- BIEZMA, M. V.; ANDRÉS, M. A., AGUDO, D., BRIZ, E. (2020). Most fatal oil & gas pipeline accidents through history: a lessons learned approach. *Engineering Failure Analysis*. 110: 104446, 1-14.
- BILDIK, S.; LAMAN, M. (2019). Experimental Investigation of Soil — Structure — Pipe Interaction. *KSCE J Civ Eng* 23, 3753–3763.
- BROWN S. F.; KWAN J.; THOM N. H. (2007) Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast. *Geotext Geomembr* 25(6):326–335 37.
- BUENO, B.; COSTA, Y. (2012) Dutos enterrados: aspectos geotécnicos. 2 ed. São Paulo: Oficina de Texto. 239p.
- BURNS, J.Q., RICHARD, R.M., 1964. Attenuation of stresses for buried cylinders. In: *Symposium on Soil-Structure Interaction*. Arizona, USA, pp. 378–392. Tucson.
- CALVETTI, F.; DI PRISCO, C.; NOVA, R. (2004). Experimental and Numerical Analysis of Soil–Pipe Interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(12), 1292–1299.
- COREY, R.; HAN, J.; KHATRI, D.K., PARSONS, R.L. (2014). Laboratory study on geosynthetic protection of buried steel-reinforced HDPE pipes from static loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140:6, pp. 401-419

- COSTA, Y. D. J. (2005). Modelagem Física de dutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação localizada. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 320p.
- COSTA, Y.; ZORNBERG, J.; BENEDITO, B. S.; COSTA, C. L. (2009). Failure mechanical in sand over a deep active trapdoor. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 135 (11) 1741-1753.
- DI SARNO, L., KARAGIANNAKIS, G. On the seismic fragility of pipe rack—piping systems considering soil–structure interaction. *Bull Earthquake Eng* 18, 2723–2757 (2020).
- ELSHESHENY, A.; MOHAMED, M.; SHEEHAN, T. (2019). Buried flexible pipes behavior in unreinforced and reinforced soils under cyclic loading. *GeosyntheticsInternational*, 26, No. 2, 184-205.
- GAVASSONI, E. Engenharia de Dutos – Interação solo-duto. Disponível em: http://sulgas.usuarios.rdc.puc-rio.br/Iteracao_Solo-Duto2.pdf. Acesso em: 12 jan 2021.
- GILL, H. L. (1967). Active arching of sand during dynamic loading. US Naval Civil Engineering Laboratory, Report TR541.
- G1 RIO (2017). Adutora se rompe e forma chafariz gigante na Zona Oeste do Rio. Disponível em: <http://g1.globo.com/rio-de-janeiro/noticia/adutora-rompe-e-forma-chafariz-gigante-na-zona-oeste-do-rio.ghtml>. Acesso em: 29 mai. 2017.
- G1 MG (2020a). Adutora de água estoura durante manutenção emergencial do Dmae, atinge imóveis e afeta trânsito em Uberlândia. Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/triangulo-mineiro/noticia/2020/11/20/adutora-de-agua-estoura-durante-manutencao-emergencial-do-dmae-atinge-imoveis-e-afeta-transito-em-uberlandia.ghtml>. Acesso em: 20 dez. 2020.
- G1 MG. (2020b). Abastecimento de água é normalizado em bairros atingidos por rompimento de adutora em Uberlândia, segundo o Dmae. Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/triangulo-mineiro/noticia/2020/11/21/abastecimento-de-agua-e-normalizado-em-bairros-atingidos-por-rompimento-de-adutora-em-uberlandia-segundo-o-dmae.ghtml>. Acesso em: 20 dez. 2020.
- KHATRI, D. K.; HAN, J.; COREY, R.; PARSONS, R. L.; BRENNAN, J. J. (2015). Laboratory evaluation of installation of a steel-reinforced high-density polyethylene pipe in soil. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 49, 199–207.
- KOU, Y.; SHUKLA, S. K. (2019). Analytical Investigation of Load Over Pipe Covered with Geosynthetic-Reinforced Sandy Soil. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 5(1).
- KOUTSABELOUIS, N. C.; GRIFFITHS, D. V. (1989). Numerical modelling of the trapdoor problem. *Geotechnique* v.39, n. 1, p. 77-89.
- KRUSHELNITZKY, R. P.; BRACHMAN, R. W. I. (2013). Buried high-density polyethylene pipe deflections at elevated temperatures. *Geotextiles and Geomembranes*, 40, 69–77.
- HALL, W. J.; N. M. NEWMARK. (1977). Seismic Design Criteria for Pipelines Facilities. In *Proceedings of the Conference on the Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering*. American Society of Civil Engineers. New York.
- HEGDE, A. M., SITHARANT. G. (2015). Experimental and numerical studies on protection of buried pipelines and underground utilities using geocells. *Geotextiles and Geomembranes*. 43, 372-381
- JANSSSEN, H. A (1895) Bersuche uber Getreidedruch in Silazellen. *Z.D.Vereins Deustscher Ingenieere*, V.39, p. 1045.
- KIM, H., CHOI, B.; KIM, J. (2010). Reduction of earth pressure on buried pipes by EPS geofoam inclusions. *Geotechnical Testing Journal*, 33, No. 4, 1–10.
- MOSER. A.P.(1990). Buried pipe design. 1 ed. New York: McGraw-Hill, 1990. 219p.
- KOU, Y.; SHUKLA, S. K. (2019). Analytical Investigation of Load Over Pipe Covered with Geosynthetic-Reinforced Sandy Soil. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 5(1).
- KOU, Y.; SHUKLA, S. K. (2020). Numerical Modelling of Unreinforced and Geosynthetic-Reinforced Sandy Soil Cover over Large-Diameter HDPE and PVC pipes. *Geotechnical and Geological Engineering*. doi:10.1007/s10706-020-01548-3.
- LEONHARDT, G., 1972. Einfluss der Bettungssteifigkeit auf die Tragfähigkeit und die Verformungen von flexiblen Rohren. *Strasse Bricke Tunnel* 24 (3), 63–68 (in German).

- LIANG, Z., YANG, Q., ZHANG, J., ZHU, B. (2019). Mechanical analysis of buried polyethylene pipelines under ground overload. *Journal Failure Analysis and Prevention*, 19, p. 193-203.
- LIU, X.; ZHANG, H.; XIA, M.; WU, K.; CHEN, Y.; ZHENG, Q.; LI, J. (2018). Mechanical response of buried polyethylene pipelines under excavation load during pavement construction. *Engineering Failure Analysis*, 90, 355–370.
- LOOK, B.G., CAMERON, D.A., 2018. Buried flexible pipes: design considerations in applying as2566 standard. *Aust. GeoMech.* 53 (2), 101–115.
- LUO, X.; MA, J.; ZHENG, J.; SHI, J. (2014). Finite Element Analysis of Buried Polyethylene Pipe Subjected to Seismic Landslide. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 136(3), 031801.
- HUANG, L., SHENG, Y., WU, J., CAO, W., PENG, E., ZHANG, X. (2020a). Experimental study on mechanical interaction between buried pipe and soil during freezing. *Cold Regions Science and Technology*, v.178, 103129.
- HUANG, D., TANG, A., & DARLI, C. M. (2020b). Pipe-Soil Interaction at Pipe Bend under Seismic Load. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 11(3), 04020023.
- MA, Q.; KU, Z.; XIAO, H. (2019). Model Tests of Earth Pressure on Buried Rigid Pipes and Flexible Pipes underneath Expanded Polystyrene (EPS). *Advances in Civil Engineering*, 2019, Article ID 9156129, 13p.
- MANDOLINI, A.; MINUTOLO, V., RUOCCO, E.L. Coupling of Underground Pipelines and Slowly Moving Landslides by BEM Analysis. *Computer Modeling in Engineering & Sciences CMES*, Vol. 2 (1), 39-48p.
- MARSTON, A; ANDERSON, A.O. (1913) *The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipes*. Bulletin 3I, Iowa Engineering Station, Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts.
- MASADA, T. & SARGAND, S. M. (2007). Peaking deflections of flexible pipe during initial backfilling process. *Journal of Transportation Engineering*, 133, No. 2, 105–111.
- MCDOWELL GR, HARIRECHE O, KONIETZKY H, BROWN SF, THOM NH (2006) Discrete element modelling of geogrid-reinforced aggregates. *Proc Inst Civ Eng Geotech Eng* 159(GEI):35–48 38.
- MCGRATH, T. J. (1998). Design Method for Flexible Pipe, A Rep. to the AASHTO Flexible Culvert Liaison Committee. Simpson Gumpertz & Heger Inc., Arlington, MA, USA.
- MENDONÇA, T. M. (2003). Estudo numérico de dutos enterrados. *Dissertação de Mestrado*. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, 130 p.
- MEGUID, M. A.; AHMED, M.R. (2020). Earth Pressure Distribution on Buried Pipes Installed with Geofam Inclusion and Subjected to Cyclic Loading. *Int. J. of Geosynth. and Ground Eng.* 6, 2.
- MOGHADDAS TAFRESHI, S. N. M.; KHALAJ, O. (2008). Laboratory tests of small-diameter HPDE pipes buried in reinforced sand under repeated-load. *Geotextiles and Geomembranes*. 26, 145-163.
- MOHRI, Y.; KAWABATA, T.; LING, H.I. (2003). *Geosynthetic Reinforcement in the Mitigation of Pipeline Flotation*. Reinforced Soil Engineering, Marcel Dekker Inc. New York, U.S.A., pp. 243-258.
- MOORE I. D. (2001) *Buried Pipes and Culverts*. In: Rowe R.K. (eds) *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*. Springer, Boston, MA. 541-568pp.
- MORAES, L. S. (2014). Análise numérica de dutos enterrados sujeitos a elevação e recalque localizado. *Dissertação de Mestrado*. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, 170p.
- MOSER. A. P. (2001). *Buried pipe design*. 2 ed. New York: McGraw-Hill, 2001. 626p.
- NEVES, J. B. (2018). Modelagens física e numérica tridimensional de dutos enterrados submetidos a cargas móveis. *Dissertação de Mestrado*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 163p.
- NTSB, National Transportation Safety Board. (2018). *Over-pressure of a Columbia Gas of Massachusetts Low-pressure Natural Gas Distribution System*. Preliminary Report Pipeline Accident. Massachusetts, 5p.
- NYS DOT, 2018. *Geotechnical Aspects of Pipe Design and Installation*. Geotechnical Design Manual. New York State Department of Transportation, NY, USA, pp. 21–56 (Chapter 21).

- PALMEIRA, E. M.; ANDRADE, H. K. P. (2010). Protection of buried pipes against accidental damage using geosynthetics. *Geosynthetics International*, v 17, No. 4, p. 228-241.
- PALMEIRA, E. M.; BERNAL, D. F. (2015). Uplift resistance of buried pipes anchored with geosynthetics. *Geosynthetics International*, v 22, No. 2, p. 149–160.
- PALMEIRA, E. M.; GÓNGORA I. A. G. (2015) Assessing the influence of soil-reinforcement interaction parameters on the performance of a low fill on compressible subgrade—part I: fill performance and relevance of interaction parameters. *Int J Geosynth Ground Eng* 2(1):1–17
- PALMER, M. C.; O’ROURKE, T. D.; OLSON, N. A.; ABDOUN, T.; HA, D.; O’ROURKE, M. J. (2009). Tactile Pressure Sensors for Soil-Structure Interaction Assessment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11), 1638–1645.
- PERUMPRAL, J.V.; LILJEDAHN, J.B.; PERLOFF, W.H. (1971). A numerical method for predicting the stress distribution and soil deformation under a tractor wheel. *Journal of Terramechanics*, 8(1), 9-22.
- PHMSA, PIPELINE AND HAZARDOUS MATERIALS SAFETY ADMINISTRATION (2021). Pipeline incident 20 Year Trends. Disponível: <https://www.phmsa.dot.gov/data-and-statistics/pipeline/pipeline-incident-20-year-trends>. Acesso: 03 mar. 2021.
- PIRES, A.C.G; PALMEIRA, E. M.(2017). Geosynthetic protection for buried pipes subjected to surface surcharge loads. *International Journal of Geosynthetic and Ground Engineering*, 3:30.
- RAJKUMAR, R.; ILAMPARUTHI, K., 2008, Experimental Study on the Behaviour of Buried Flexible Plastic Pipe, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering EJGE*, Vol. 13, pp. 1-10.
- ROCHA, S. P. B. (2005)..Um modelo pra avaliação de impactos ambientais em postos de distribuição de combustíveis. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção. Universidade Federal de Pernambuco. 197p.
- ROWE, R.K. (2000). *Geotechnical and geoenvironmental engineering handbook*. New York: Springer Science+Business Media, 1126p.
- RUBIO, N. P. (2008) Estudo de dutos enterrados considerando a interação solo-estrutura. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 120 p.
- SANTICHAIANANT, K. (2002). Centrifuge modeling and analysis of active trapdoor in sand. Thesis (Ph.D.) – Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, 2002.
- SANTOS, S. N. (2104). Simulação numérica de dutos enterrados, submetidos à perda de apoio e elevação localizada. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 139p.
- SILVER-EVANS, K; HANSON, A.; SUNDAY, C.; LEONARD, N.; TUMMINELLO, M. (2014). Analysis of pipelines accidents in the United States from 1968 to 2009. *International Journal of Critical Infrastructure protection*.7(4) 257-269.
- SPANGLER, M. G. 1941. The Structural Design of Flexible Pipe Culverts. Bulletin 153. Ames: Iowa Engineering Experiment Station.
- SPANGLER, M. G. (1948). Discussion of Underground Conduits na appraisal of Modern Researchl, *Transactions ASCE*, n. 2337, p. 316-374.
- TAFRESHI, S. N. M. & KHALAJ, O. (2008). Laboratory tests of small-diameter HPDE pipes buried in reinforced sand under repeated-load. *Geotextiles and Geomembranes*. 26, 145-163.
- TALESNICK, M. L; XA, H.-W; MOORE, I. D. (2011). Earth pressure measurements on buried HDPE pipe. *Geotechnique* 61, No. 9, 721–732.
- TAVAKOLI MEHRJARDI, G.; MOGHADDAS TAFRESHI, S. N.; DAWSON, A. R. (2012). Combined use of geocell reinforcement and rubber–soil mixtures to improve performance of buried pipes. *Geotextiles and Geomembranes*, 34, 116–130.
- TAVAKOLI MEHRJARDI, G., MOGHADDAS TAFRESHI, S. N.; DAWSON, A. R. (2015). Numerical analysis on Buried pipes protected by combination of geocell reinforcement and rubber-soil mixture. *International Journal of civil engineering (IJCE)*, 13 (2), Transaction B, 90-104.
- TELLES, P.C.S. (1982). *Tubulações Industriais: Cálculo*. Editora LTC, São Paulo, 170 p.

- TEIXEIRA, L. M. (2008). Análise Numérica do Comportamento de um Oleoduto sujeito a movimentos de Encosta. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 123p.
- TERZAGHI (1936). Stress distribution in dry and saturated sand above a yielding trapdoor. Proceeding of the I International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, v.1, p.35-39.
- TERZAGHI, K. (1943). Theoretical soil mechanic. J. Wiley and Sons, INC. New York, NY.
- TIAN, Y.; LIU, H.; JIANG, X.; YU, R. (2015). Analysis of stress and deformation of a positive buried pipe using the improved Spangler model. *Soils and Foundations*, 55(3), 485–492.
- TSB, TRANSPORTATION SAFETY BOARD OF CANADA (2019). Pipeline transportation occurrences in 2019. Disponível em: <https://www.tsb.gc.ca/eng/stats/pipeline/2019/ssep-sspo-2019.pdf>. Acesso em: 23 jan 2019.
- TSB, TRANSPORTATION SAFETY BOARD OF CANADA (2021). Data and statistics on pipeline occurrences. Disponível em: <https://www.tsb.gc.ca/eng/stats/pipeline/index.html>. Acesso em: 03 mar. 2021.
- TUPA, N., PALMEIRA, E. M. (2007). Geosynthetic reinforcement for the reduction of the effects of explosions of internally pressurised buried pipes. *Geotextiles and Geomembranes*, London, v. 25, n.2, p. 109-127.
- WATKINGS, R. K. (1957). Characteristics of the modulus of passive resistance of soil. Iowa State College, Iowa, 197p.
- WATKINS, R. K., M. G. SPANGLER. (1958). Some Characteristics of the Modulus of Passive Resistance of Soil—A Study in Similitude. *Highway Research Board Proceedings* 37:576–583.
- WATKINS, R.K., ANDERSON, L.R., 1999. *Structural Mechanics of Buried Pipes*, first ed. CRC Press, UK, p. 444.
- WHITE, H.L., LAYER, J.P., 1960. The corrugated metal conduit as a compression ring. In: *Highway Research Board*, vol. 39, pp. 389–397.
- WITTHOEFT, A.F.; KIM, H. (2016). Numerical investigation of earth pressure reduction on buried pipes using EPS geofom compressible inclusions. *Geosynthetic International*, 23, N° 4, p. 287-300.
- WRC, 1988. In: *Pipe Materials Selection Manual - Water Mains*. Water Research Centre, U.K. Edition. W.R.C., Marlow, Bucks, UK. Appendix 1 - Structural design of pipelines.
- ZHANG, J.; XIE, J. (2018). Mechanical behavior analysis of buried pipeline subject to ground loading. *Pipeline Science and Technology*. 2(4) 303-309.
- ZHANG, J.; LIANG, Z.; HAN, C.J. (2014). Numerical simulation of mechanical behavior of buried pipeline impacted by perilous rock. *Mechanika*, vol. 21, no. 4, 2015, p. 264-271.
- ZHOU, M.; DU, Y. J.; WANG, F.; LIU, M. D. (2017a). Performance of buried HDPE pipes – part I: peaking deflection during initial backfilling process. *Geosynthetics International*, 24, No. 4, 383–395.
- ZHOU, M.; WANG, F.; DU, Y. J.; LIU, M. D. (2017b). Performance of buried HDPE pipes – part II: total deflection of the pipe. *Geosynthetics International*, 24, No. 4, 396–407.
- ZHOU, M.; WANG, F.; DU, Y.-J.; COREY, R.; LIU, M. D. (2020). Feasibility Study on the Use of Geosynthetics to Reinforce Buried HDPE Pipes Subjected to Localized Ground Subsidence. *Transportation Geotechnics*, 22 (2020), 100303.

ANEXO A

Os detalhes do projeto do equipamento empregado na pesquisa estão apresentados nas Figuras A.1 a A.3.

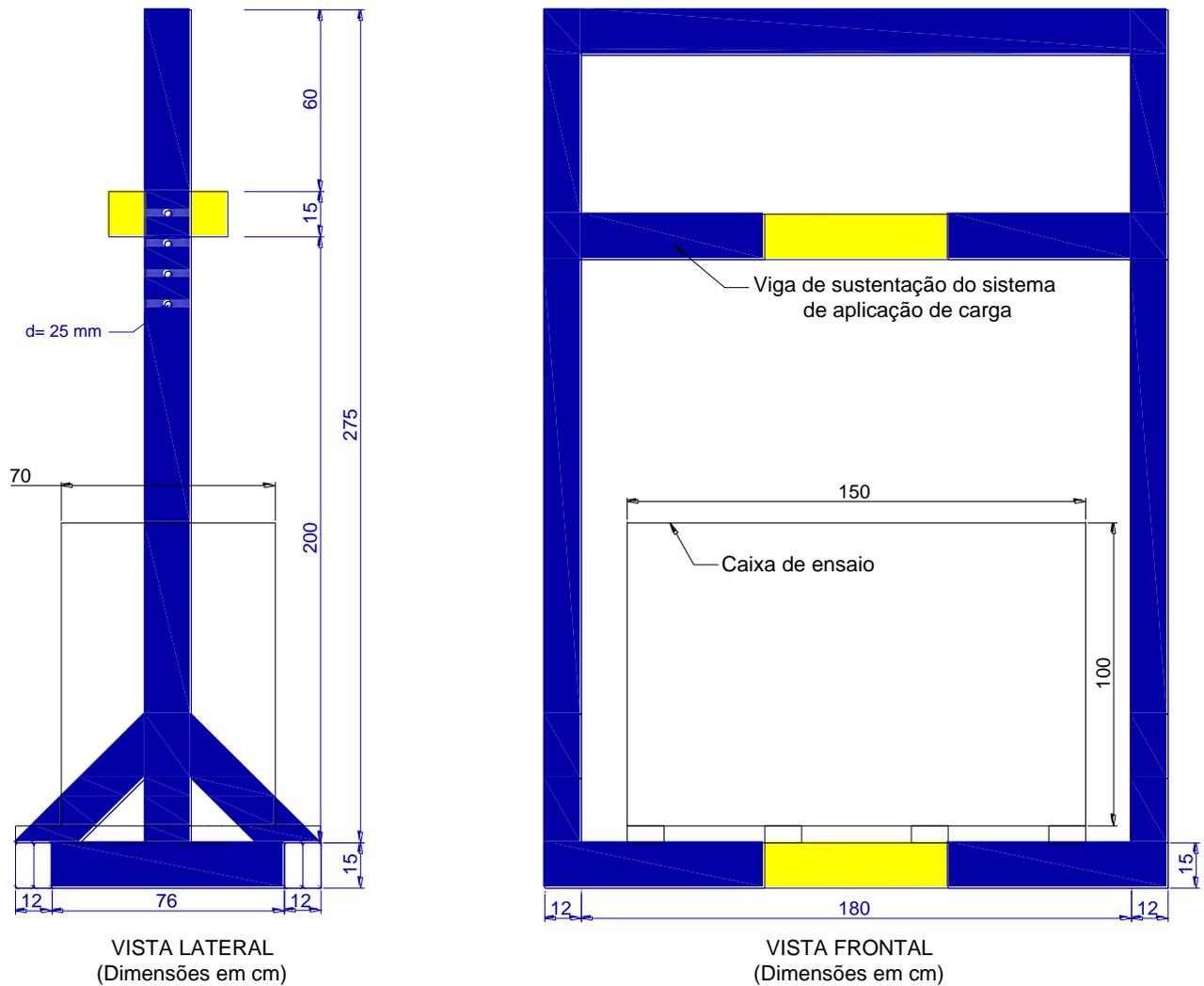
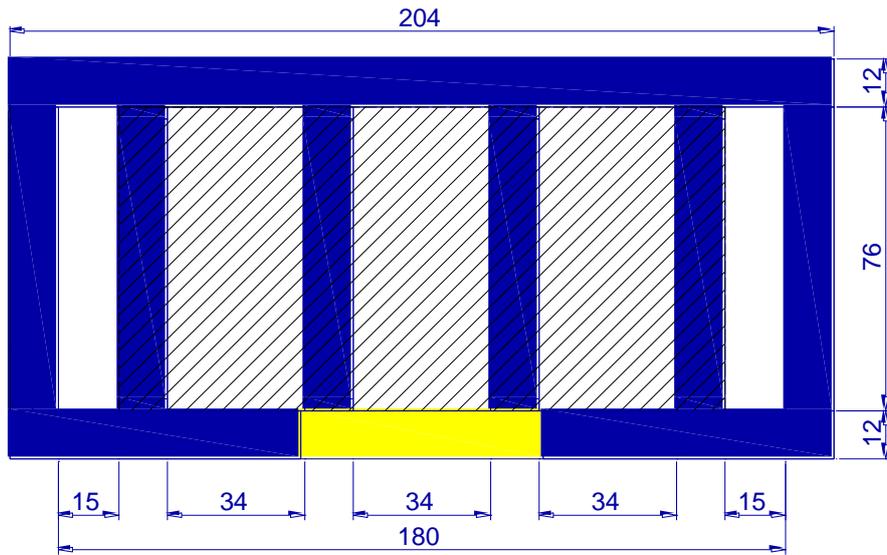
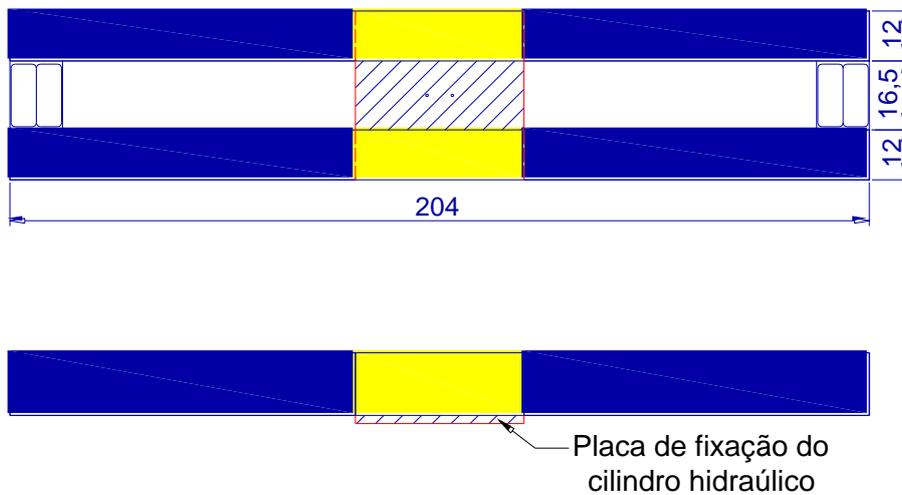


Figura A. 1. Projeto do equipamento empregado na pesquisa.



VISTA SUPERIOR
 BASE DA ESTRUTURA
 (Dimensões em cm)

Figura A. 2. Detalhe da base da estrutura de reação.



Viga de sustentação do sistema de
 aplicação de carga
 (Dimensões em cm)

Figura A. 3. Detalhe da viga de reação do equipamento.

ANEXO B

B.1. DESLOCAMENTO DA PLACA DE CARREGAMENTO

Os resultados dos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4 estão apresentados na Figura B.1. Os resultados dos transdutores de deslocamento instalados sobre a placa de carregamento mostram uma boa correlação para todos os ensaios avaliados.

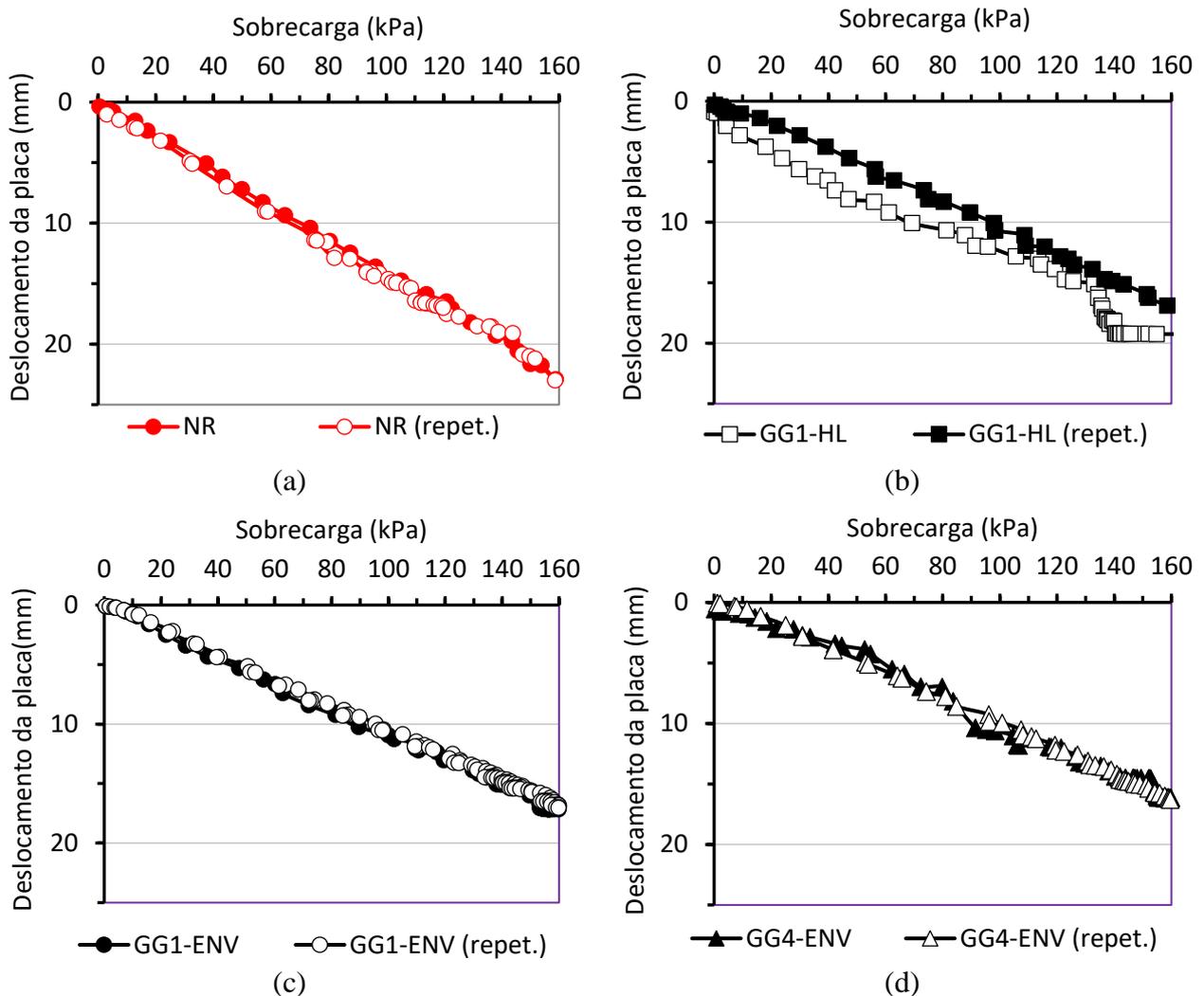


Figura B. 1. Repetibilidade dos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envolpado; (d) GG4 com arranjo envolpado.

ANEXO C

C.1. TENSÃO NO SOLO LIDA PELA CÉLULA C1

A Figura C.1 mostra os resultados registrados pela célula de tensão total C1 nos ensaios de repetibilidade referente aos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

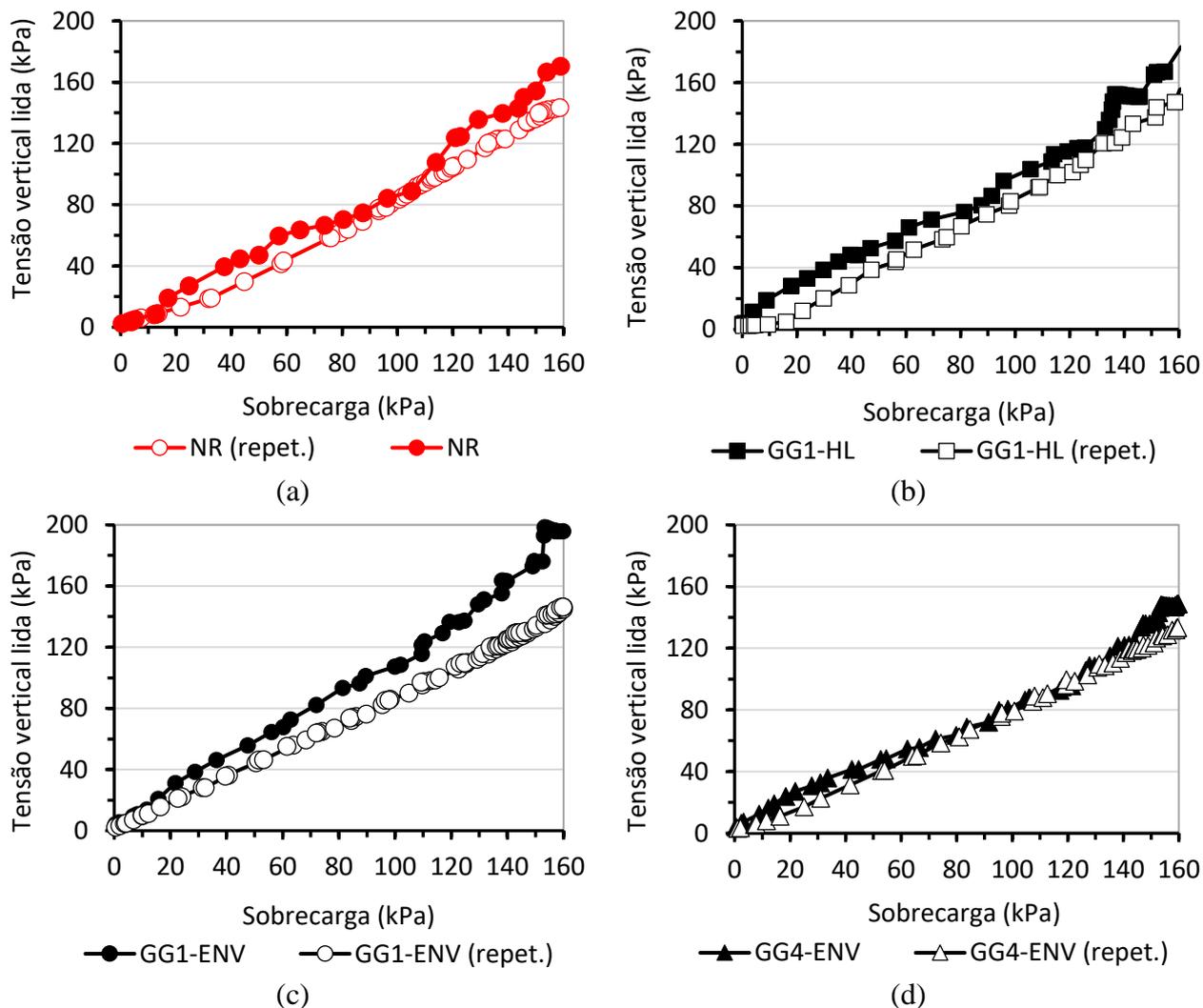


Figura C. 1. Resultados fornecidos pela C1 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.

C.2. TENSÃO NO SOLO LIDA PELA CÉLULA C2

A Figura C.2 mostra os resultados registrados pela célula de tensão total C2 nos ensaios de repetibilidade referente aos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

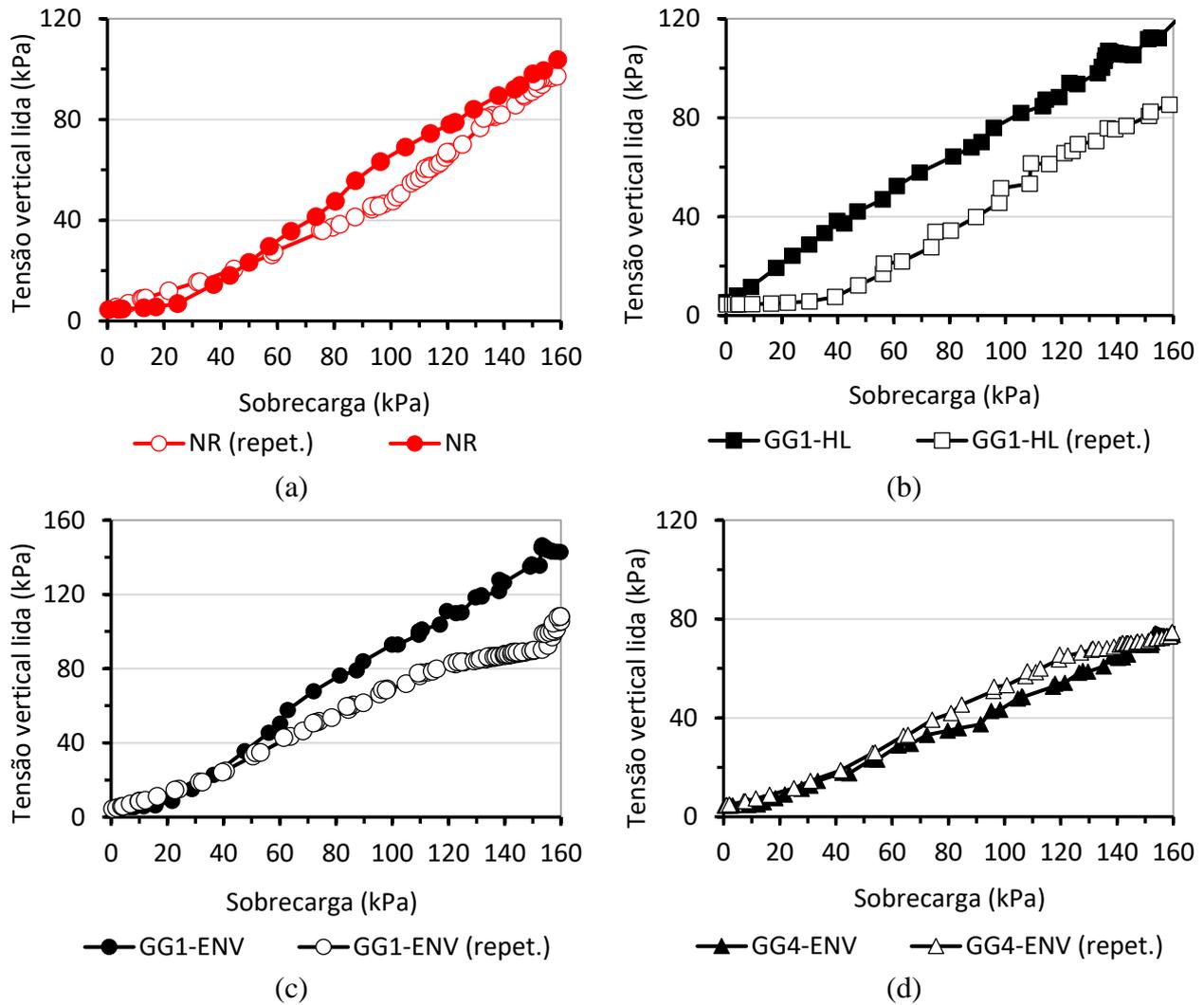


Figura C. 2. Resultados fornecidos pela C2 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envolpado; (d) GG4 com arranjo envolpado.

C.3. TENSÃO NO SOLO LIDA PELA CÉLULA C3

A Figura C.3 mostra os resultados registrados pela célula de tensão total C3 nos ensaios de repetibilidade referente aos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

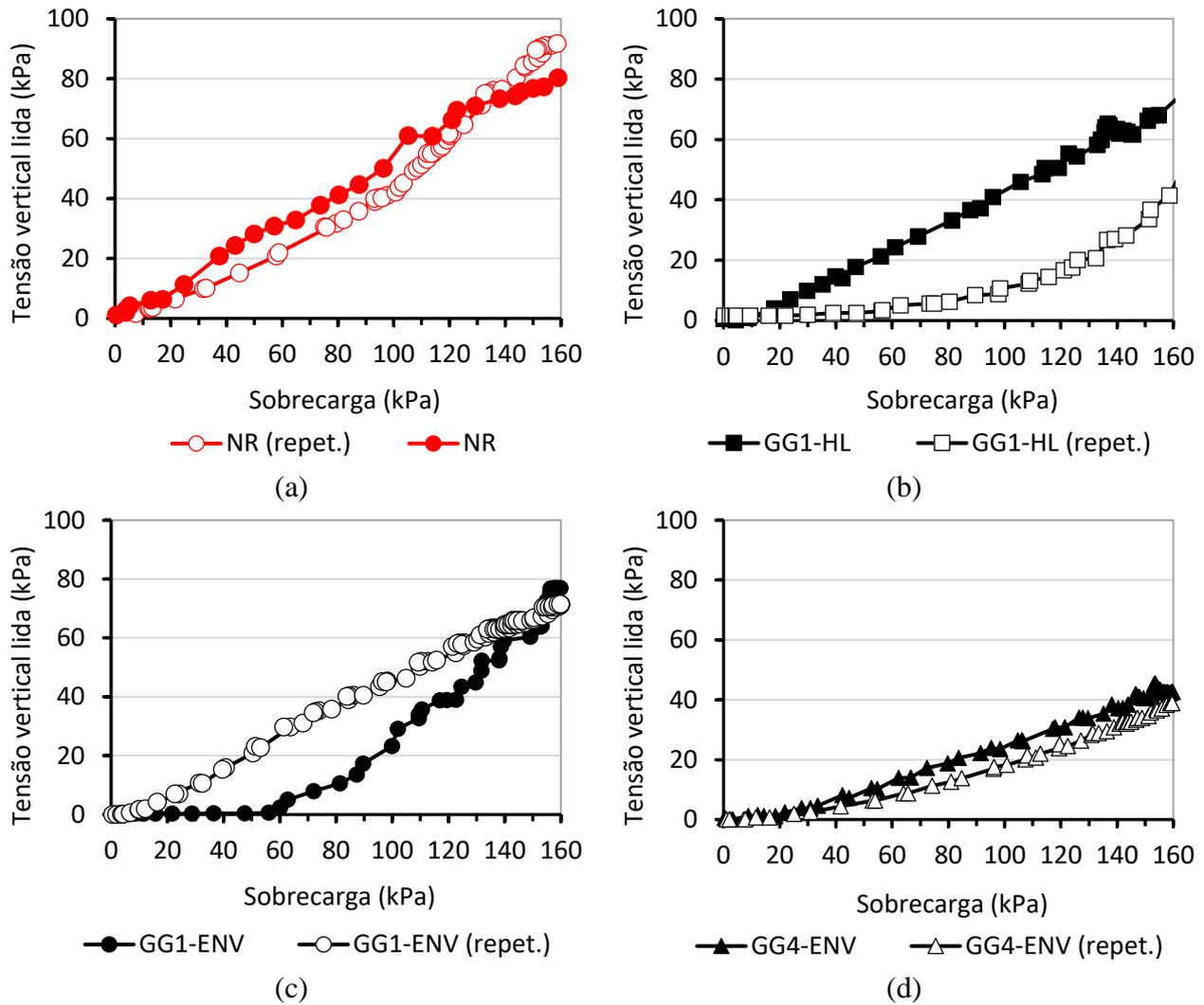


Figura C. 3. Resultados fornecidos pela C3 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.

C.4. TENSÃO NO SOLO LIDA PELA CÉLULA C4

A Figura C.4 mostra os resultados registrados pela célula de tensão total C4 nos ensaios de repetibilidade referente aos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

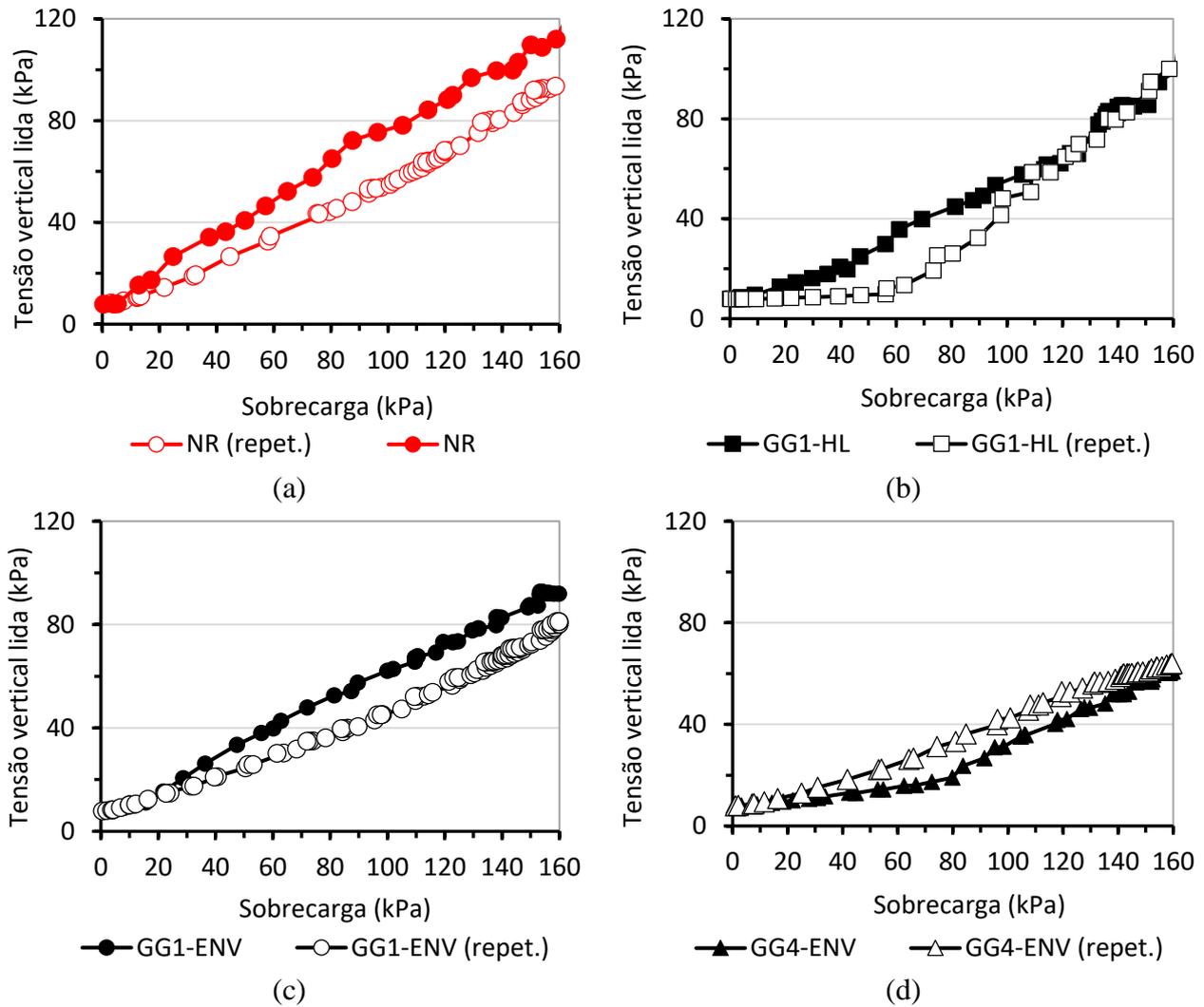


Figura C. 4. Resultados fornecidos pela C4 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.

C.5. TENSÃO NO SOLO LIDA PELA CÉLULA C5

A Figura C.5 mostra os resultados registrados pela célula de tensão total C5 nos ensaios de repetibilidade referente aos ensaios não reforçados e reforçados com as georelhas GG1 e GG4.

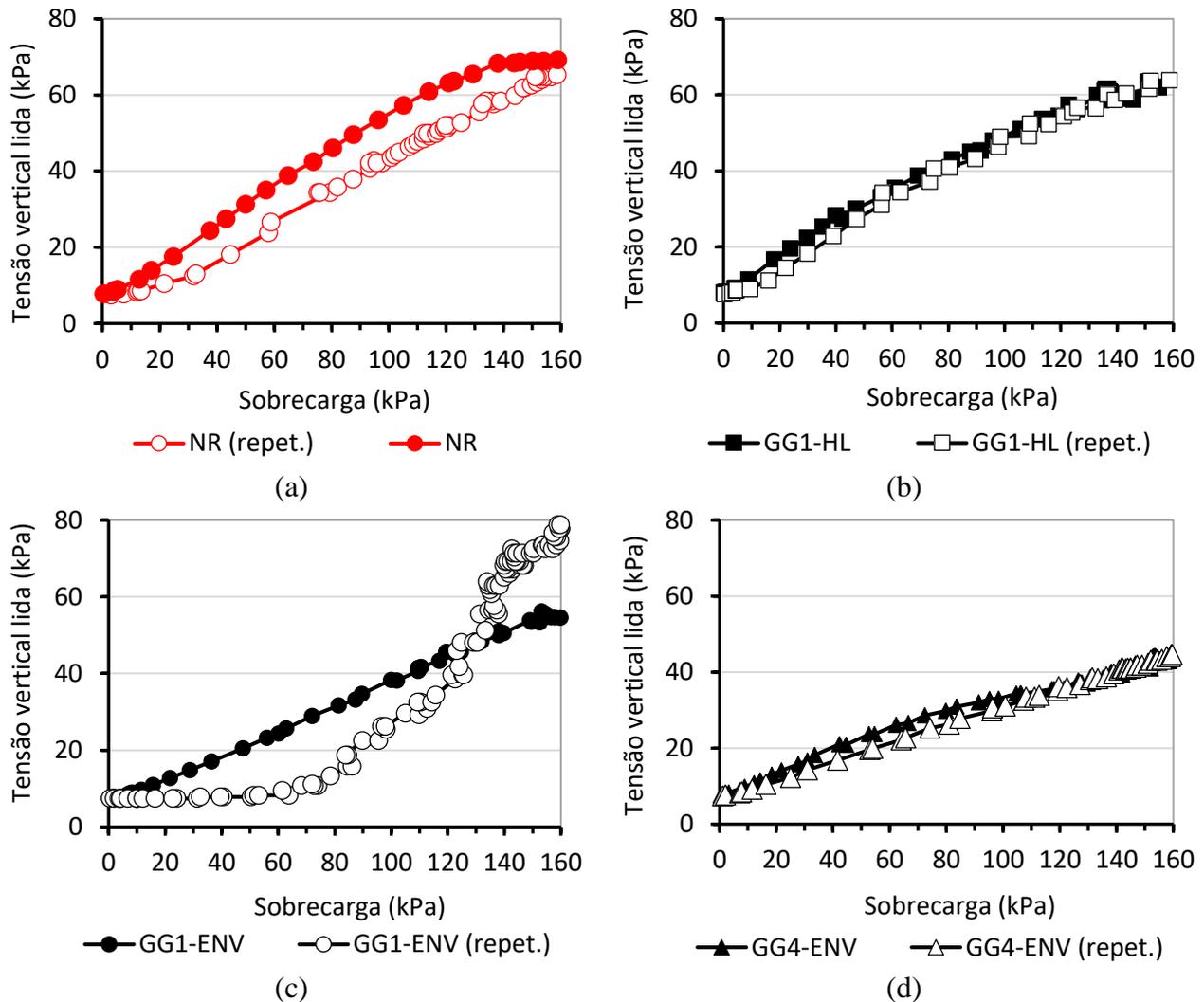


Figura C. 5. Resultados fornecidos pela C5 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.

C.6. TENSÃO NO SOLO LIDA PELA CÉLULA C6

A Figura C.6 mostra os resultados registrados pela célula de tensão total C6 nos ensaios de repetibilidade referente aos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

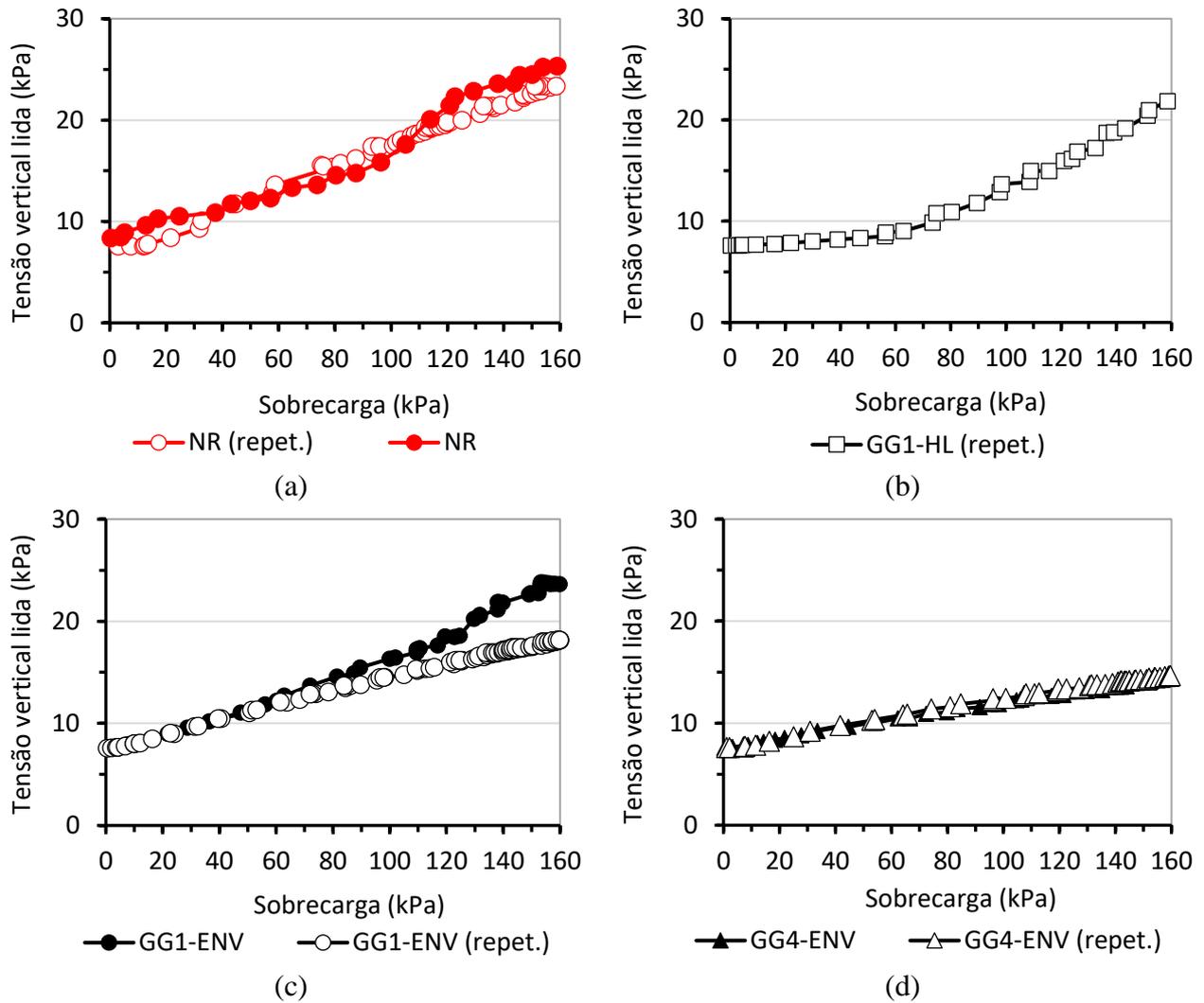


Figura C. 6. Resultados fornecidos pela C6 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envolvido; (d) GG4 com arranjo envolvido.

C.7. TENSÃO NO SOLO LIDA PELA CÉLULA C7

A Figura C.7 apresenta as tensões horizontais registradas pela célula de tensão total C7 nos ensaios de repetibilidade referente aos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

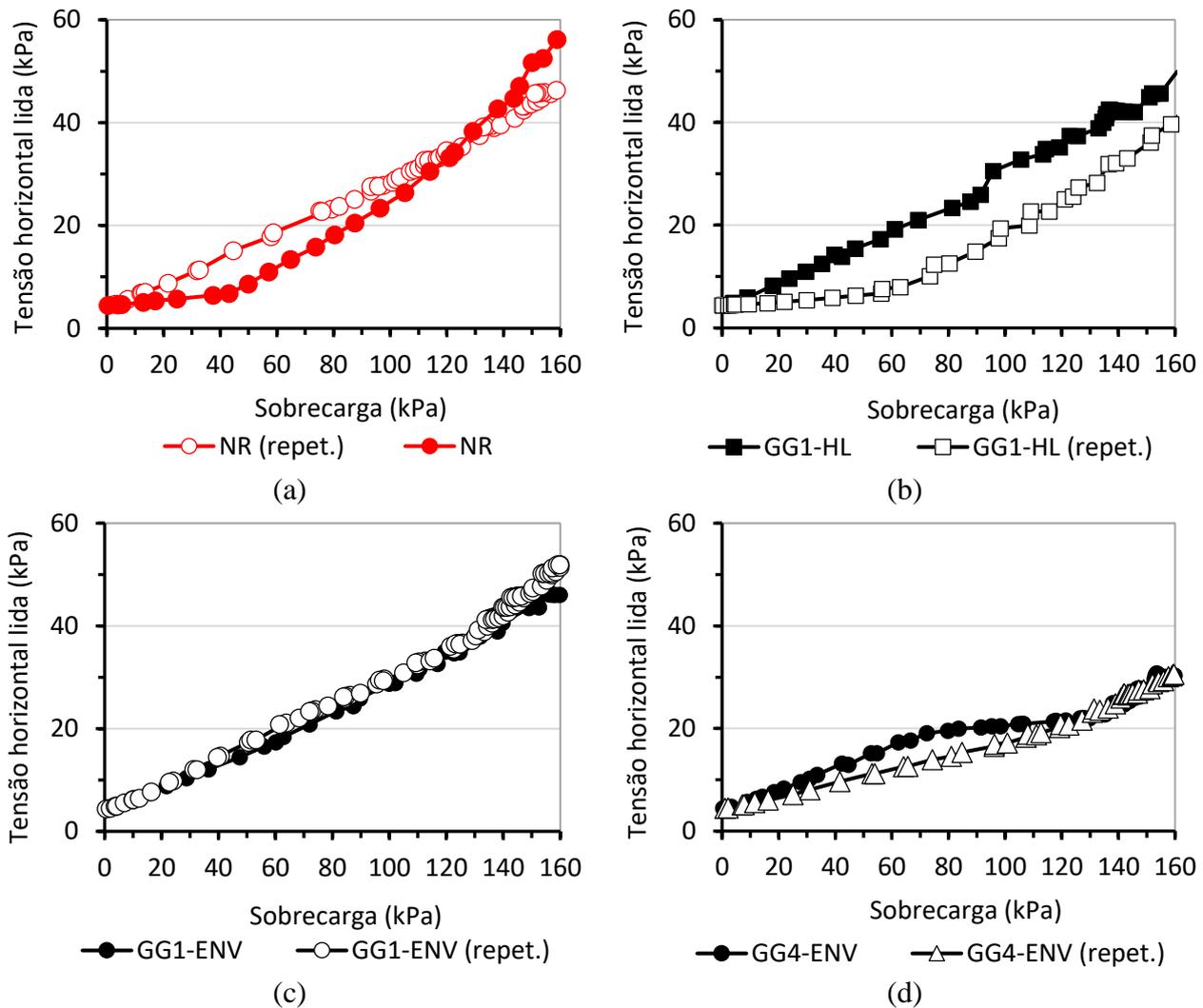


Figura C. 7. Resultados fornecidos pela C7 nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.

C.8. TENSÃO NO SOLO LIDA PELA CÉLULA C8

Na Figura C.8 estão apresentadas as curvas sobrecarga *versus* tensões horizontais lidas pela célula de tensão total C8 nos ensaios de repetibilidade referente aos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

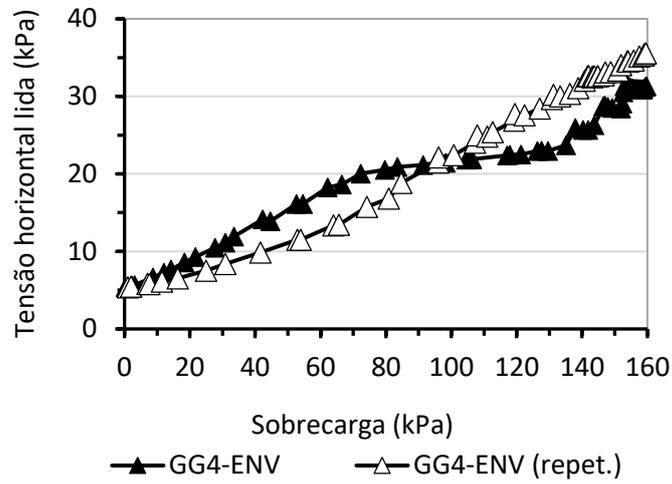


Figura C. 8. Resultados fornecidos pela C8 nos ensaios reforçados com a GG4 com arranjo envelopado.

ANEXO D

D.1. DESLOCAMENTO VERTICAL NO TOPO DO DUTO

A Figura D.1 apresenta os resultados dos deslocamentos no topo do duto nos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

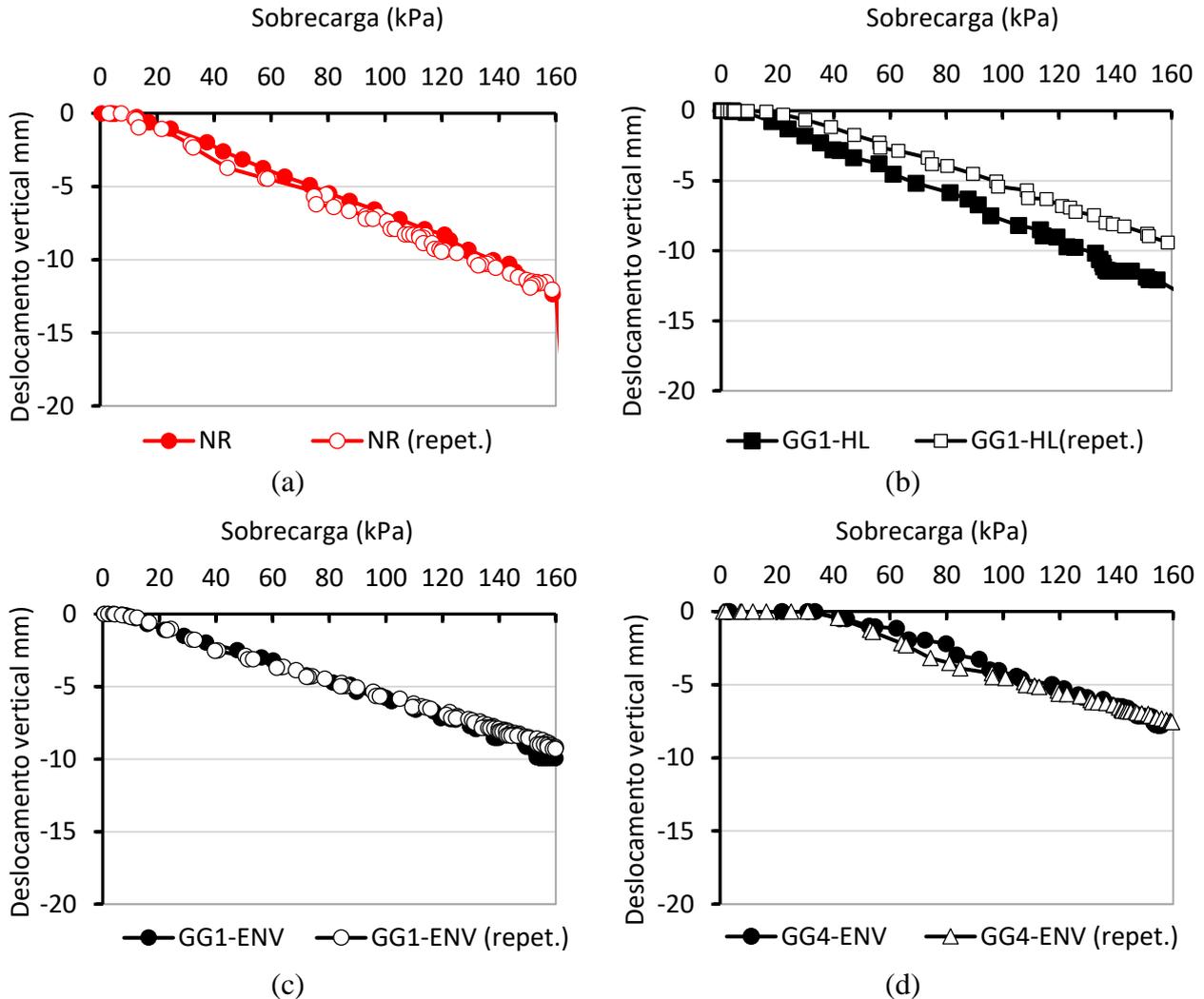


Figura D. 1. Resultados fornecidos pelo TDL 0° nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.

D.2. DESLOCAMENTO REGISTRADO PELO TDL 90°

Os resultados do deslocamento da parede do duto ao longo da direção horizontal nos ensaios não reforçados e reforçados com os reforços GG1 e GG4 estão indicados na Figura D.2.

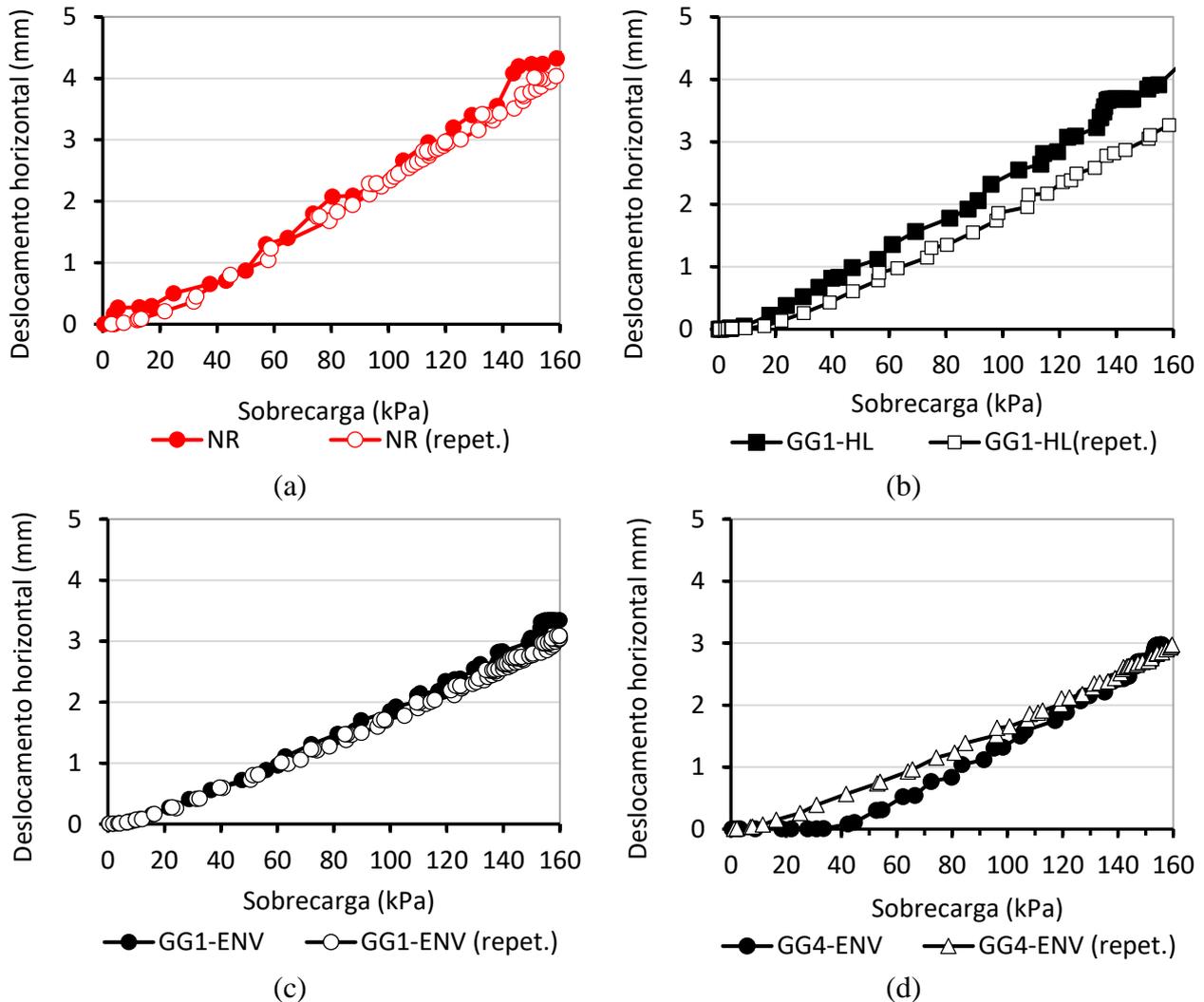


Figura D. 2. Resultados fornecidos pelo TDL 90° nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envelopado; (d) GG4 com arranjo envelopado.

D.3. DESLOCAMENTO VERTICAL NA BASE DO DUTO

A Figura D.3 apresenta os resultados dos deslocamentos medidos na base do duto nos ensaios não reforçados e reforçados com as geogrelhas GG1 e GG4.

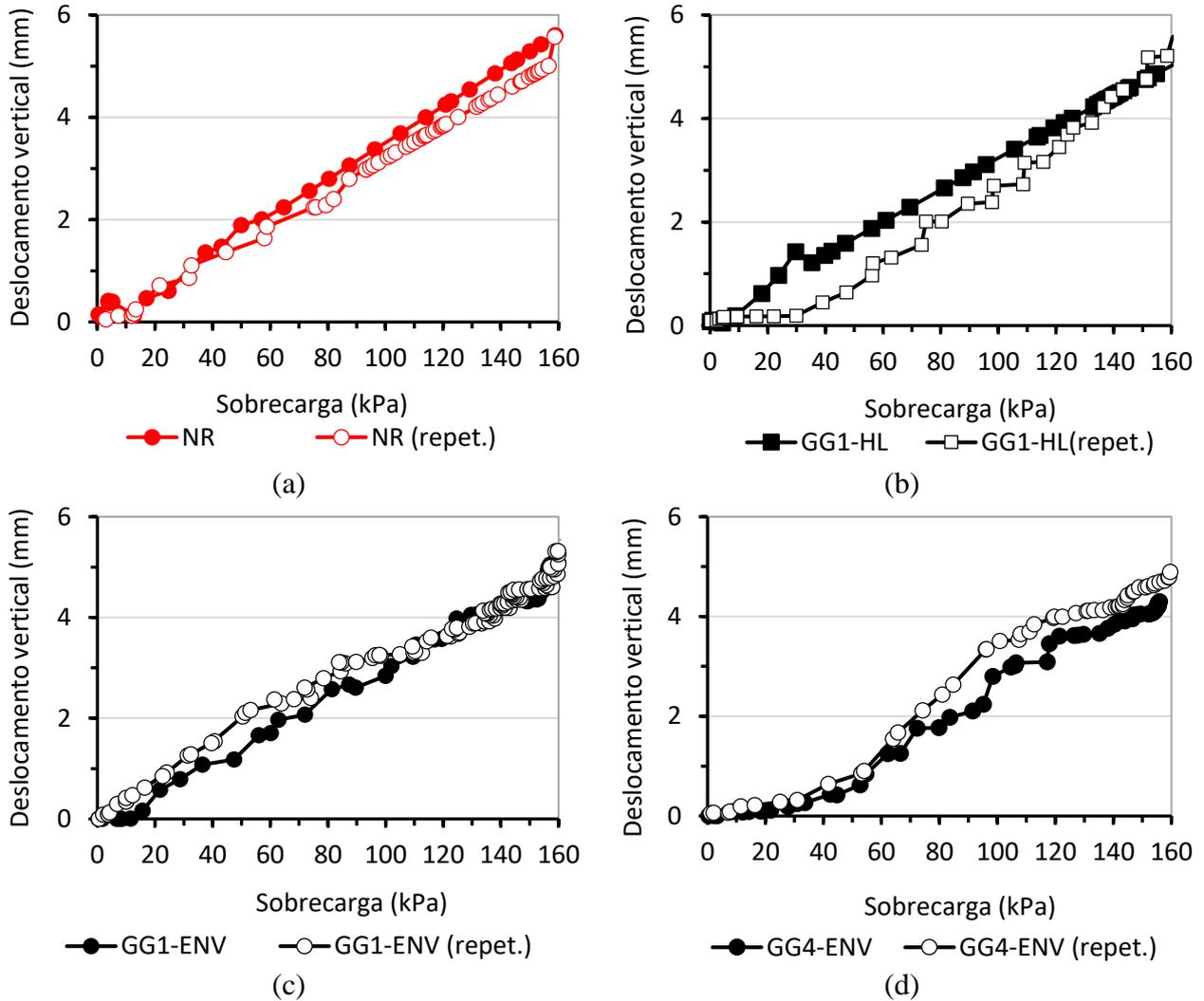


Figura D. 3. Resultados fornecidos pelo TDL 180° nos ensaios - (a) não reforçado; (b) com GG1 em camada horizontal; (c) GG1 com arranjo envolpado; (d) GG4 com arranjo envolpado.

ANEXO E

E.1. DEFORMAÇÃO DO DUTO NOS ENSAIOS NÃO REFORÇADOS

Os resultados de deformação do duto nos ensaios não reforçados estão apresentados na Figura E.1

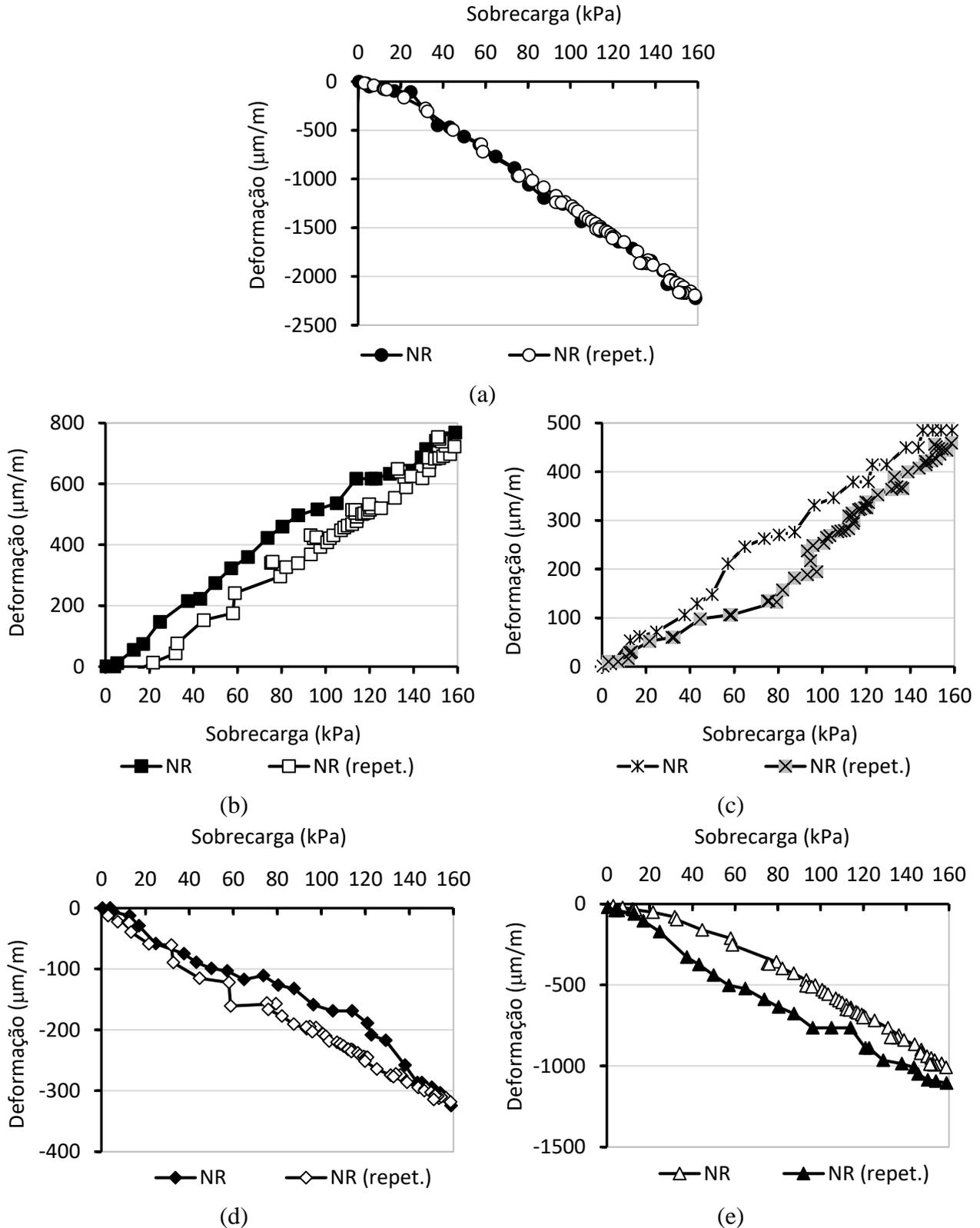


Figura E. 1. Resultados dos ensaios referente a deformação nos pontos: (a) topo - 0°; (b) ombro - 45°; (c) linha d'água - 90°; (d) reverso - 135°; (e) base - 180°.

E.2. DEFORMAÇÃO DO DUTO NOS ENSAIOS COM A GG1 EM CAMADA

Os resultados de deformação do duto nos ensaios reforçados estão apresentados na Figura E.2.

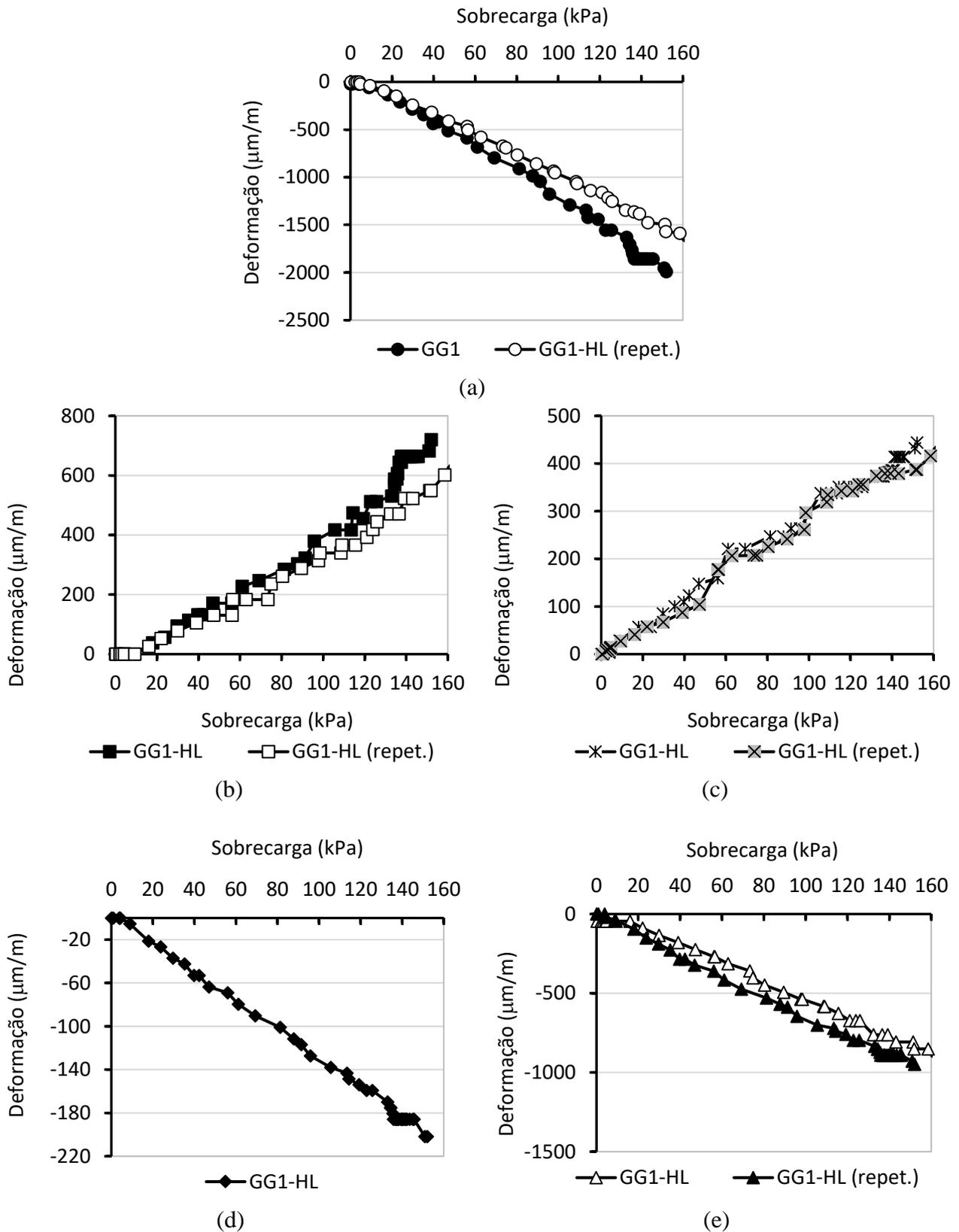


Figura E. 2. Resultados dos ensaios com GG1 em camada referente a deformação nos pontos: (a) topo - 0°; (b) ombro - 45°; (c) linha d'água - 90°; (d) reverso - 135°; (e) base - 180°.

E.3. DEFORMAÇÃO DO DUTO NOS ENSAIOS COM GG1 ENVELOPADO.

Os resultados de deformação do duto nos ensaios reforçados estão apresentados na Figura E.3.

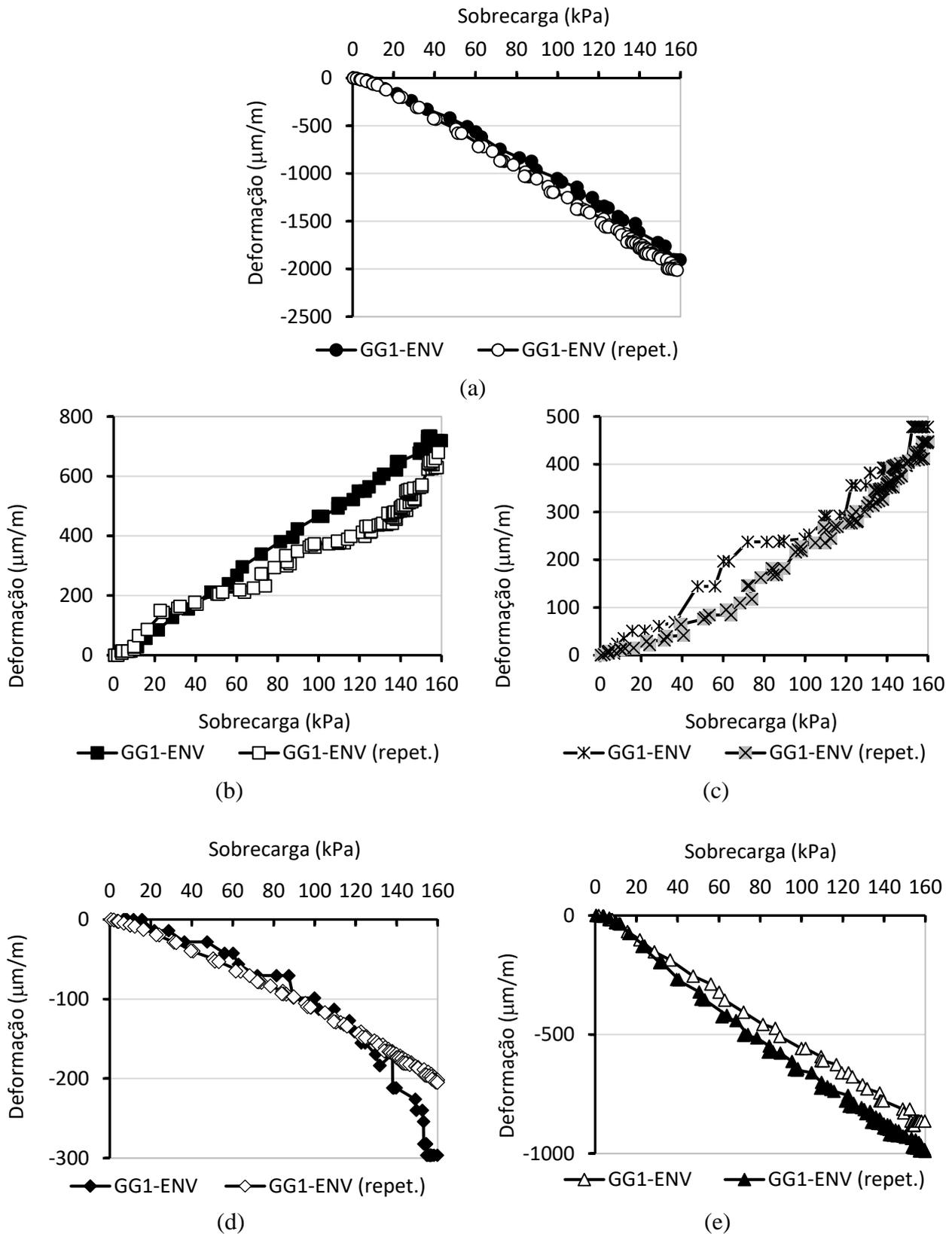


Figura E. 3. Resultados dos ensaios com GG1 em camada referente à deformação nos pontos: (a) topo - 0°; (b) ombro - 45°; (c) linha d'água - 90°; (d) reverso - 135°; (e) base - 180°.

E.4. DEFORMAÇÃO DO DUTO NOS ENSAIOS COM GG4 ENVELOPADO.

Os resultados de deformação do duto nos ensaios reforçados estão apresentados na Figura E.4.

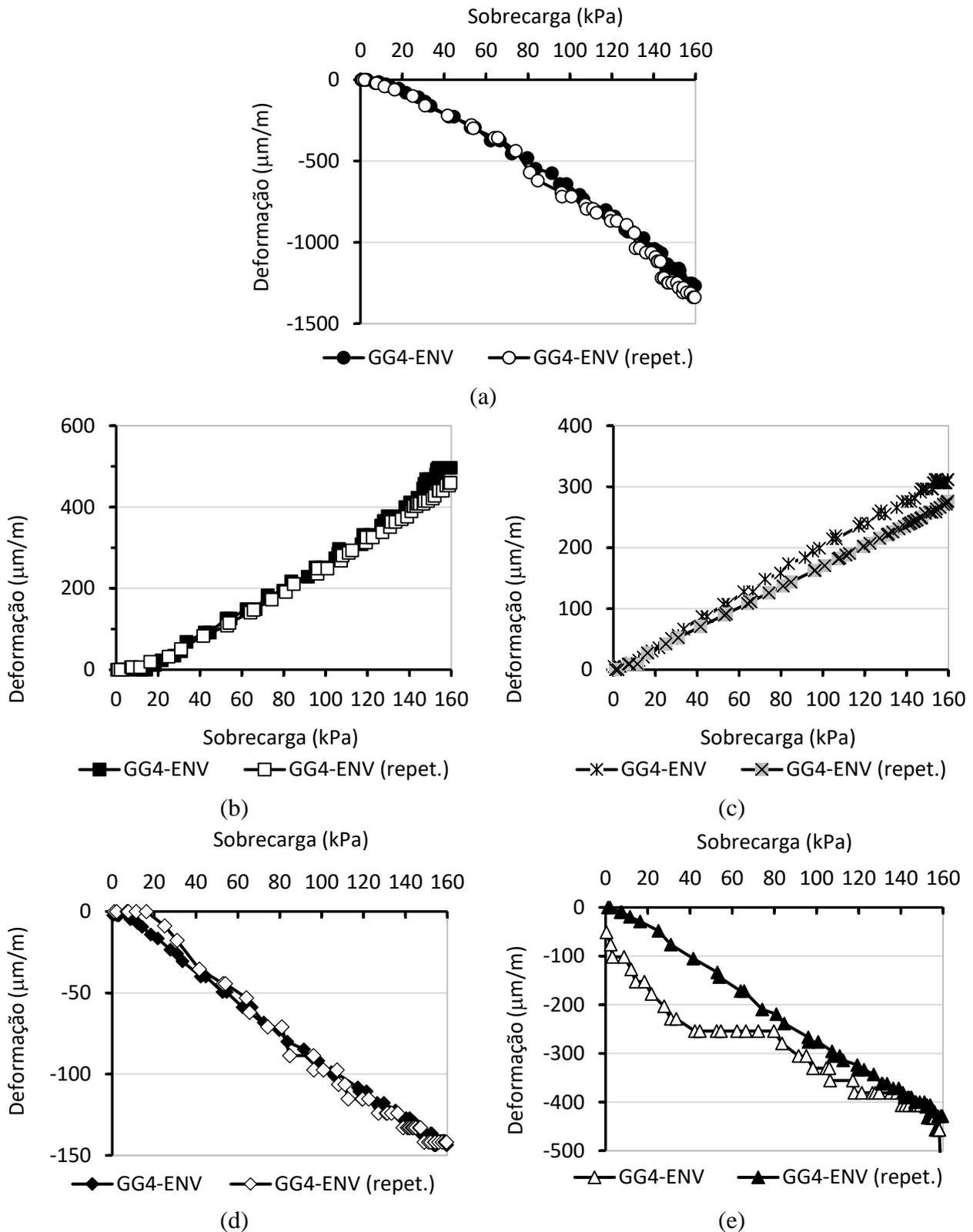
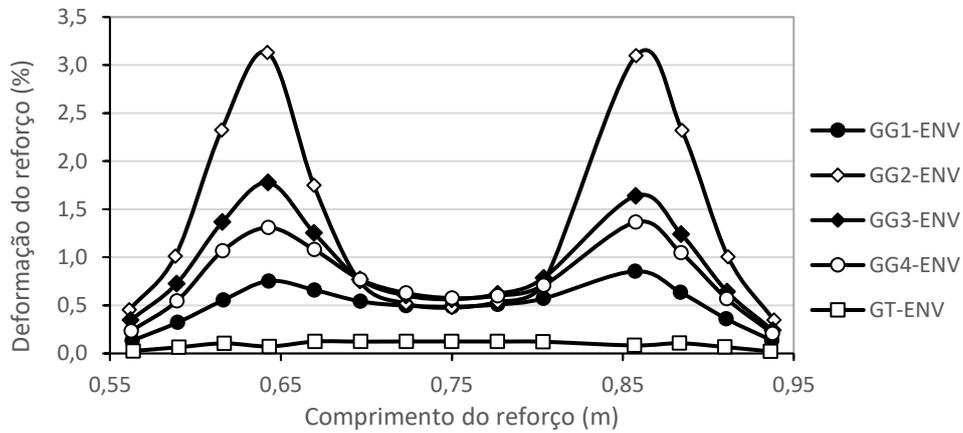


Figura E. 4. Resultados de deformação dos ensaios com a GG4 no arranjo envelopado: (a) topo - 0°; (b) ombro - 45°; (c) linha d'água - 90°; (d) reverso - 135°; (e) base - 180°.

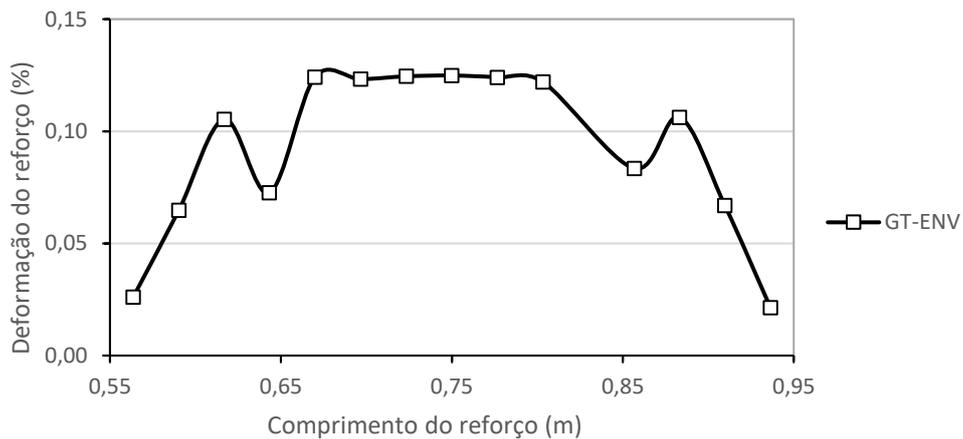
ANEXO F

F.1. DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS COM ARRANJO ENVELOPADO

As deformações previstas nos reforços com arranjo envelopado estão apresentadas na Figura E.1.



(a)



(b)

Figura F. 1. Deformações dos reforços previstas no topo do arranjo envelopado.

A Figura F.2 apresenta os resultados de deformação dos reforços previstas na base do arranjo envelopado.

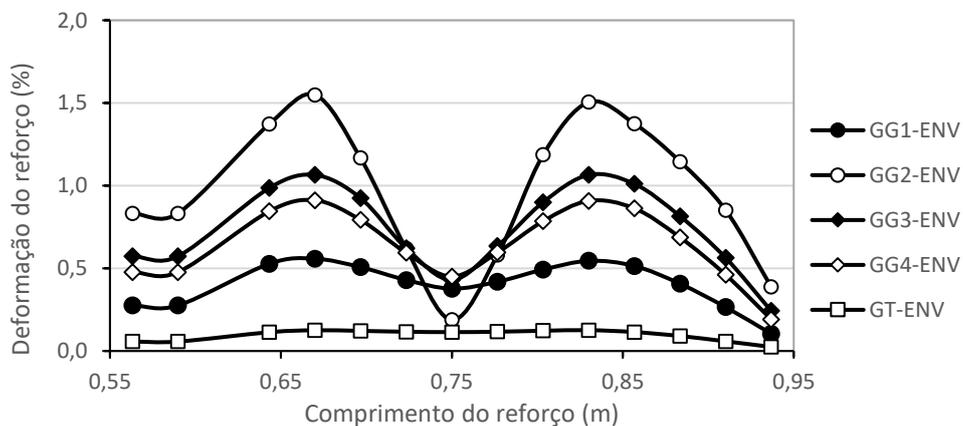


Figura F. 2. Deformações dos reforços previstas na base do arranjo envelopado.

A Figura F.3 traz as deformações nos reforços previstas na lateral do arranjo envelopado.

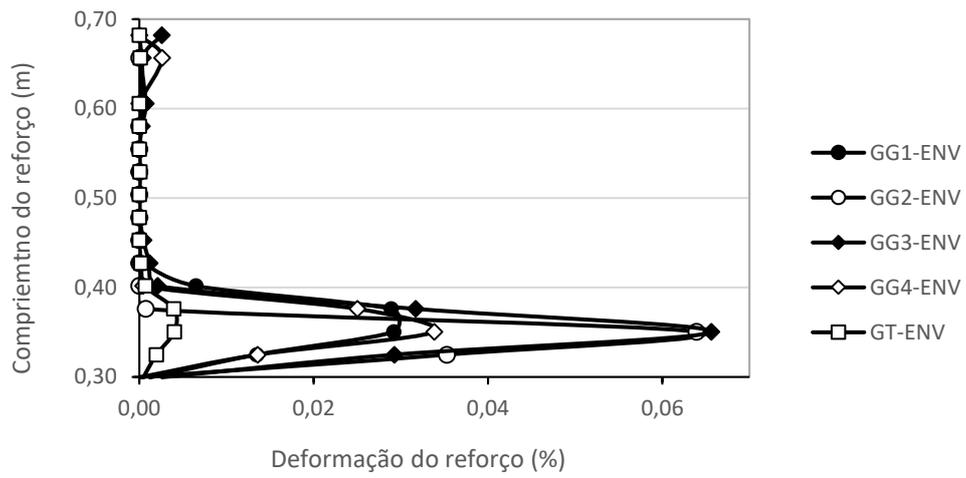


Figura F. 3. Deformações dos reforços previstas na lateral do arranjo envelopado.